

**Influência do processo de montagem das vigas e da
sequência de betonagem da laje no estado de tensão
de um tabuleiro misto aço-betão contínuo em três vãos**

Sebastião Maria de Andrade Coutinho Lanhoso Abecasis

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores: Professor Doutor Luís Manuel Calado de Oliveira Martins
Engenheiro Tiago Braga Abecasis

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Calado de Oliveira Martins

Vogal: Professor Doutor João Carlos De Oliveira Fernandes de Almeida

Março 2018

AGRADECIMENTOS

Expresso um sincero agradecimento a todos os que contribuíram para a realização desta dissertação, em especial:

- Ao Engenheiro Tiago Braga Abecasis, pela oportunidade de desenvolver este trabalho num tema que me motivou e entusiasmou desde o momento em que me foi proposto. Agradeço também por, a par das suas intensas actividades profissionais e académicas, sempre ter demonstrado uma constante disponibilidade e sentido pedagógico no acompanhamento e esclarecimento das diversas dúvidas que foram surgindo.
- Ao Engenheiro Rui Nunes da Silva (TAL Projecto – Projectos, Estudos e Serviços de Engenharia, Lda), pelos conhecimentos e esclarecimentos prestados no desenvolvimento do modelo de elementos finitos do tabuleiro.
- Ao Professor Luís Calado, pela pronta aceitação deste tema de dissertação, e pela disponibilidade demonstrada no acompanhamento do trabalho e na partilha dos seus conhecimentos.

RESUMO

Este trabalho tem como objectivo o estudo da influência do faseamento construtivo no estado de tensão de um tabuleiro misto aço-betão. Este faseamento construtivo é composto, em primeiro lugar, pela fase de montagem da estrutura metálica, seguido da montagem de painéis de laje pré-fabricada – ou pré-lajes – em toda a extensão longitudinal do tabuleiro e, por fim, betonagem “in situ” - sobre os painéis de laje pré-fabricada já aplicados - que compõe a laje de tabuleiro, cumprindo um processo de betonagem sequencial por troços. No final deste faseamento construtivo do tabuleiro misto aço-betão, introduz-se a distribuição de esforços diferente da que se obtém no caso deste não ser considerado.

Inicialmente, são abordadas as principais tipologias de tabuleiros vigados mistos aço-betão com utilização mais corrente, identificando as principais características associadas às várias soluções estruturais, acompanhadas de alguns exemplos de aplicação com imagens ilustrativas aos mesmos. Procede-se, de seguida, a uma breve descrição dos processos construtivos com maior domínio de aplicação para este tipo de tabuleiros, com referência aos processos de montagem da estrutura metálica, bem como construção e solidarização da laje de tabuleiro.

São definidas as acções e critérios de projecto que devem ser tidas em conta durante a construção do tabuleiro. Apresentam-se as características dos elementos que constituem o tabuleiro misto aço-betão em estudo, e descrevem-se as diversas fases de montagem e lançamento da parte metálica do tabuleiro, bem como a sequência de betonagem da laje de tabuleiro a ser empregue.

De seguida, apresenta-se a modelação proposta para o tabuleiro misto em estudo, utilizando o software de análise SAP2000, recorrendo a elementos finitos de barra na simulação de todos os elementos estruturais que compõem a estrutura em aço. A laje de betão foi simulada com base em elementos finitos de casca. Foram, assim, introduzidas as propriedades específicas associadas a cada material e sua actuação conjunta, para ser possível a efectuar a análise das diversas etapas do processo construtivo do tabuleiro.

Esta avaliação das diversas fases do processo construtivo é desenvolvida através da análise dos esforços, tensões e deformações que se geram. Procede-se a uma avaliação das condições de segurança da estrutura, ao longo do seu processo construtivo. Compara-se os resultados obtidos com a faseamento construtivo, com os que se obtém no caso deste não ser considerado.

Palavras-chave

Tabuleiro misto aço-betão; Faseamento construtivo; Montagem da estrutura metálica; Sequência de betonagem; Verificações de segurança em fase construtiva.

ABSTRACT

This work has the objective of studying the influence of the constructive phases in the tension state of a steel-concrete composite bridge deck. This constructive stage is composed initially by the assembly of all the steel structure, followed by the installation of prefabricated slab panels over the entire length of the bridge deck and, finally, the “in situ” pouring of all the deck slab, fulfilling a process of sequential concreting by sections. At the end of this process of construction of the steel-concrete bridge deck, a different stress distribution is introduced than if the construction stages are not considered.

Initially, it is presented a set of typologies of steel-concrete beam decks with a more current range of application, identifying the main characteristics associated to the various structural solutions, accompanied by some examples of application with images illustrative of them. A brief description of the construction process with a larger range of application for this type of decks is given below, with reference to the assembly processes of the steel structure, as well as the construction and solidification of the deck slab.

The actions and design criteria to be considered during the construction of the deck are defined. The characteristics of the elements that make up the composite steel-concrete deck under study and the different phases of assembly and release of the steel part of the deck are described, as well as the concrete sequence of the slab to be used.

The proposed model for the composite steel-concrete deck is presented, with the SAP2000 software, using finite bar elements to simulate the steel structure and shell elements to simulate the concrete slab. The modelling used allows the consideration of the specific behaviours associated to each material and its joints action, as well as the simulation of the constructive phase, with and removal of elements of the structure at different moments of the analysis.

The structural analysis is performed during the various stages of construction, evaluating the stresses, tensions and deformations during these phases. Safety checks are carried out for the various parts of the structure during construction. The results obtained with the constructive phases are compared with the ones obtained in case it is not considered the constructive phases.

Keywords

Steel-concrete composite bridge deck; Construction phase; Assembly of the steel structure; Concreting sequence; Construction safety checks.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	Enquadramento do trabalho.....	1
1.2.	Objectivos do trabalho.....	2
1.3.	Estrutura do trabalho	2
2.	TIPIFICAÇÃO DOS TABULEIROS VIGADOS MISTOS	5
2.1.	Tabuleiros mistos aço-betão – generalidades	5
2.2.	Configurações usuais de tabuleiros vigados mistos	6
2.2.1.	Estrutura metálica.....	7
2.2.2.	Laje de tabuleiro	14
2.3.	Integração dos tabuleiros vigados mistos noutras tipologias de pontes.....	15
2.3.1.	Nas pontes de tirantes.....	15
2.3.2.	Nas pontes em arco	17
2.4.	Influência da fluência e da retracção. Conexão entre os dois materiais.....	18
2.4.1.	Efeitos da fluência e da retracção do betão	18
2.4.2.	Conexão entre os dois materiais. Sua importância e tipos de conectores correntemente empregues	20
3.	CONSTRUÇÃO DE TABULEIROS MISTOS	23
3.1.	Montagem da estrutura metálica.....	23
3.2.	Construção e solidarização da laje	26
3.3.	Possibilidade de modificação do estado de tensão inicial do tabuleiro	27
4.	ACÇÕES A CONSIDERAR DURANTE A CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO, SUAS COMBINAÇÕES E CRITÉRIOS DE PROJECTO	29
4.1.	Referências normativas e definição das acções.....	29
4.1.1.	Acções Permanentes	29
4.1.2.	Acções Variáveis	30
4.2.	Combinações de acções	30
4.2.1.	Combinação de acções para o Estado Limite Último	30
4.2.2.	Combinação de acções para o Estado Limite de Serviço.....	30
4.3.	Critérios de verificação estrutural em fase construtiva	31
5.	APRESENTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO TABULEIRO	33

5.1.	Descrição do tabuleiro analisado	33
5.2.	Faseamento construtivo do tabuleiro	34
5.2.1.	Montagem da estrutura metálica.....	34
5.2.2.	Sequência de betonagem	34
6.	MODELAÇÃO ESTRUTURAL E ACÇÕES	35
6.1.	Modelação da estrutura.....	35
6.2.	Propriedades dos materiais.....	36
6.3.	Elementos fundamentais da modelação	38
6.3.1.	Considerações iniciais.....	38
6.3.2.	Vigas principais	38
6.3.3.	Carlingas	41
6.3.4.	Laje de betão.....	42
6.3.5.	Ligação entre elementos de viga e elementos de laje	42
6.4.	Quantificação das Acções	44
6.4.1.	Quantificação das acções permanentes	44
6.4.2.	Quantificação das acções variáveis	44
6.4.3.	Outras acções em fase construtiva	44
7.	ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	45
7.1.	Considerações iniciais.....	45
7.2.	Análise da estrutura em fase construtiva	46
8.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DURANTE A CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO.....	61
8.1.	Verificação da segurança da estrutura metálica	61
8.1.1.	Diagramas e reacções para análise.....	61
8.1.2.	Verificações de segurança	63
8.2.	Verificação da fase de betonagem da laje	67
8.2.1.	Diagramas para análise.....	68
8.2.2.	Verificação da secção em aço	69
8.2.3.	Verificação da secção mista aço-betão.....	71
9.	COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	75
10.	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	79
10.1.	Síntese das principais conclusões	79

10.2. Desenvolvimentos futuros	80
REFERÊNCIAS.....	81
ANEXOS	85
ANEXO A – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS TABULEIROS MODELADOS E PEÇAS DESENHADAS.	85
ANEXO B – MONTAGEM DA ESTRUTURA METÁLICA	89
ANEXO C – SEQUÊNCIA DE BETONAGEM	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Alçado do tabuleiro misto aço-betão analisado (dimensões em m).....	1
Figura 2.1 - Disposição de uma ponte em viga corrente [W1].....	6
Figura 2.2 - Secção transversal de um tabuleiro misto com vigas de alma cheia [W1]	7
Figura 2.3 - Componentes de um tabuleiro misto vigado [8]	8
Figura 2.4 - Sistema de contraventamento horizontal numa ponte em curva [2]	9
Figura 2.5 - Encurvadura lateral-torsional (à esquerda) e distorsional (à direita) [W1]	9
Figura 2.6 - Tabuleiros multi-viga contraventado por carlingas (à esquerda) e bi-viga contraventado por diafragmas triangulados (à direita) [2]	10
Figura 2.7 - Viaduto da Maia Sul [9] [10].....	10
Figura 2.8 - Viaduto da Maia Norte [9] [10]	10
Figura 2.9 - Tabuleiro misto aço-betão em caixão múltiplo – três caixões unicelulares [2]	11
Figura 2.10 - Secções de tabuleiros mistos com vigas em caixão [2]	11
Figura 2.11 - Tabuleiro ferroviário misto da linha de Sintra, junto à Estação de Benfica [11]	12
Figura 2.12 – Viaduto de Lully, Suíça [12]	13
Figura 2.13 – Secção transversal do tabuleiro [12].....	13
Figura 2.14 - Betonagem do tabuleiro da Ponte de Penacova sobre o Rio Mondego - utilização de Pré-Lajes [13]	14
Figura 2.15 – Laje pré-fabricada na construção de um tabuleiro misto [14] Erro! Marcador não definido.	
Figura 2.16 – Funcionamento estrutural de uma ponte de tirantes [15]	15
Figura 2.17 – Ponte da Figueira da Foz.....	16
Figura 2.18 – Solução de tabuleiro atirantado (esquerda) e vigas transversais (direita)	16
Figura 2.19 – Travessia ferroviária sobre o Rio Sado. Projecto Grid / Greisoh [16] [17].....	17
Figura 2.20 - Travessia ferroviária sobre o Rio Sado - perfil longitudinal (esquerda) e secção transversal (direita) [16] [17].....	18
Figura 2.21 - Módulo de elasticidade efectivo do betão	18
Figura 2.22 - Análise do efeito da retracção numa secção mista [7]	20
Figura 2.23 – Comparação entre acção não mista e mista [23]	21
Figura 2.24 – Funcionamento independente (esquerda) e misto (direita) dos dois materiais constituintes da peça [3].....	21
Figura 2.25 – Exemplo de um “perno” de cabeça [24].....	22
Figura 2.26 - Processo automatizado de incorporação de conectores mediante pistola de solda [W1]	22
Figura 3.1 – Ponte de Penacova – levantamento da estrutura metálica (esquerda) e aplicação das lajes pré-fabricadas (direita) [W3]	23
Figura 3.2 - Execução de tabuleiros por translacções sucessivas [2]	24
Figura 3.3 - Dispositivo de escorregamento com guia lateral [27].....	24

Figura 3.4 – Viaduto ferroviário de acesso à ponte 25 de Abril – lançamento do tabuleiro em aço [29].....	25
Figura 3.5 - Betonagem sequencial da laje de betão numa ponte mista [30].....	27
Figura 5.1 - Configuração longitudinal do tabuleiro misto (dimensões em m). Adaptado de [40]	33
Figura 6.1 - Introdução dos parâmetros não lineares do betão no modelo [37]	37
Figura 6.2 - Modelo de elementos finitos do tabuleiro (imagem, CSI SAP2000)	38
Figura 6.3 - Vigas principais - características geométricas das secções transversais (exemplo)	39
Figura 6.4 - Exemplo de aplicação da ferramenta “Non Prismatic Section Definition” no modelo	40
Figura 6.5 - Associação do ponto a que se pretende associar o elemento de barra (exemplo)	40
Figura 6.6 - Modelação das Vigas Principais como elementos finitos de barra (imagem, CSI SAP2000)	41
Figura 6.7 - Modelação das carlingas como elementos finitos de barra (imagem, CSI SAP2000)	41
Figura 6.8 - Modelação da laje como elemento finito de casca e discretização adoptada (imagem, CSI SAP2000)	42
Figura 6.9 - Modelação de um tabuleiro misto com base no método dos elementos finitos. [39]	42
Figura 6.10 - Parâmetros de rigidez adoptados, no modelo, para os troços rígidos (imagem, CSI SAP2000)	43
Figura 6.11 - Modelação do tabuleiro misto com base no método dos elementos finitos (imagem, CSI SAP2000)	43
Figura 7.1 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 15.....	46
Figura 7.2 – Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 15	47
Figura 7.3 – Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 16	48
Figura 7.4 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 17.....	49
Figura 7.5 – Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 17	49
Figura 7.6 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro – Fase 18.....	50
Figura 7.7 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 18	50
Figura 7.8 – Deslocamentos principais das vigas principais do tabuleiro - Fase 19	51
Figura 7.9 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 19.....	51
Figura 7.10 – Deslocamentos principais das vigas principais do tabuleiro - Fase 20	52
Figura 7.11 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 20.....	52
Figura 7.12 – Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro - Fase 21	53
Figura 7.13 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 21.....	53
Figura 7.14 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 23.....	54
Figura 7.15 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro - Fase 22	54
Figura 7.16 – Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro – Fase 24	55

Figura 7.17 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 23	55
Figura 7.18 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 24	56
Figura 7.19 – Distribuição de tensões na laje de betão do vão central – Fase 25	56
Figura 7.20 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro – Fase 26.....	57
Figura 7.21 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 26	58
Figura 7.22 - Distribuição de tensões na laje de betão do vão central – Fase 27.....	58
Figura 7.23 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro – Fase 28.....	59
Figura 7.24 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 28	59
Figura 7.25 - Distribuição de tensões na laje de betão do vão central – Fase 29.....	60
Figura 8.1 - Esforços transversos nas vigas principais do tabuleiro - Combinação Fundamental de Acções.....	62
Figura 8.2 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Combinação Fundamental de Acções.....	62
Figura 8.3 – Área efectiva da secção transversal em aço [mm].....	63
Figura 8.4 – Banzo inferior da secção em I	66
Figura 8.5 - Momentos flectores das secções metálicas	68
Figura 8.6 - Momentos flectores da secção mista	68
Figura 8.7 - Dimensões da secção metálica efectiva – zona do apoio interno [mm].....	69
Figura 8.8 - Dimensões da secção metálica efectiva - zona do vão central [mm].....	70
Figura 8.9 - Secção mista homogeneizada para acções de longa duração.....	71
Figura 9.1 – Comparação de deslocamentos verticais a actuar nas vigas principais do tabuleiro	75
Figura 9.2 - 1ª Fase - Momentos flectores na secção metálica.....	76
Figura 9.3 - 2ª Fase - Momentos flectores na secção mista.....	76
Figura 9.4 - 3ª Fase - Momentos flectores na secção mista.....	77
Figura 9.5 - Distribuição de tensões – Betonagem em contínuo	77
Figura 9.6 - Distribuição de tensões – Betonagem Sequencial por Troços.....	78
Figura A.0.1 – Características geométricas das vigas de alma cheia	85
Figura B.0.1 - Processo construtivo de montagem da estrutura metálica proposto pelo projectista e adoptado pelo construtor. Adaptado de [40].	93
Figura C.0.1 - Betonagem do vão central do tabuleiro. Adaptado de [40]......	95
Figura C.0.2 - Betonagem dos vãos de extremidade do tabuleiro. Adaptado de [40].	95
Figura C.0.3 - Betonagem dos apoios internos do tabuleiro. Adaptado de [40].	96
Figura C.0.4 - Descofragem dos segmentos dos apoios internos. Todo o tabuleiro com comportamento misto. Adaptado de [40].	96

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 8.1 - Reacções verticais nos apoios provisórios - Combinação Fundamental de Acções	62
Tabela 8.2 – Propriedades da secção transversal e valores das tensões actuantes.....	63
Tabela 8.3 - Parâmetros para o cálculo do esforço transversal resistente da alma.....	64
Tabela 8.4 - Parâmetros de cálculo da resistência da secção a uma força concentrada	65
Tabela 8.5 - Resultados intermédios	65
Tabela 8.6 - Valores máximos de momento registados para cada uma das fases	69
Tabela 8.7 – Tensões actuantes nas fibras extremas – zona dos apoios internos	70
Tabela 8.8 - Tensões actuantes nas fibras extremas – zona central do vão central.....	70
Tabela 8.9 - Cálculo da largura efectiva da laje de betão.....	71
Tabela 8.10 – Tensões actuantes nas fibras extremas – secção mista solicitada por momentos negativos	72
Tabela 8.11 - Tensões actuantes nas fibras extremas da secção em aço.....	72
Tabela 8.12 - Tensões actuantes nas fibras extremas – secção mista solicitada por momentos positivos.....	72
Tabela 8.13 - Tensões actuantes no final da sequência construtiva	73
Tabela 9.1 – Comparação das tensões actuantes nas fibras extremas na zona dos apoios internos.....	76
Tabela 9.2 – Tensões actuantes nas fibras extremas na zona de meio vão do vão central	76
Tabela 9.3 - Tensões actuantes no final da sequência construtiva - secção de aço	76
Tabela A.0.1 - Características geométricas das vigas de alma cheia ao longo do comprimento do tabuleiro.....	86

LISTA DE SÍMBOLOS

Capítulo 2

$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade do betão reduzido ou efectivo, que depende do coeficiente de fluência utilizado e do tipo de acção
ψ_L	Coefficiente que depende do tipo de acção
$\Phi_c(t,t_0)$	Coefficiente de fluência em função da idade t
t_0	Idade do betão, em dias, no momento a partir do qual se inicia o carregamento
ϵ_{cs}	Extensão total de retracção
ϵ_{ca}	Extensão de retracção autogénea
ϵ_{cd}	Extensão de retracção por secagem
N_{cs}	Força de retracção equivalente
A_c	Área de betão
D	Diâmetro da cabeça do conector
H	Altura da cabeça do conector
d	Diâmetro nominal do conector

Capítulo 4

$G_{K,j}$	Valor característico da acção permanente j
$Q_{K,1}$	Valor característico da acção variável de base
$Q_{K,i}$	Valor característico da acção variável acompanhante i
$\gamma_{G,j}$	Coefficiente parcial relativo à acção permanente j
$\gamma_{Q,1}$	Coefficiente parcial relativo a acções variáveis de base
$\gamma_{Q,i}$	Coefficiente parcial relativo à acção variável i
ψ_0	Coefficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço

$\sigma_{Ed, serv}$	Tensão normal actuante em serviço
$\sigma_{c,t}$	Tensão de tracção no betão
f_{ctm}	Resistência média do betão à tracção

Capítulo 6

f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
E_s	Módulo de elasticidade do aço
ν	Coefficiente de Poisson em regime elástico
f_{ck}	Resistência característica do betão à compressão
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade

Capítulo 9

I_{yy}	Momento de inércia em y-y
z_g	Posição do centro de gravidade a partir da fibra inferior
$W_{eff,y}$	Módulo de flexão em torno de y-y de uma secção transversal efectiva
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante, em relação ao eixo y-y
$\sigma_{y,Ed}$	Tensão normal actuante na fibra extrema da secção transversal
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
$V_{bw,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da alma
$M_{f,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente dos banzos
t_w	Espessura da alma
h_w	Altura da alma
f_{yw}	Tensão de cedência da alma
γ_{M1}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura
χ_w	Factor de redução da resistência da alma

$\bar{\eta}_3$	Equação associada à interacção de esforços M-V
$\bar{\lambda}_w$	Esbelteza normalizada da alma
ε	Factor dependente da classe de aço
k_T	Coeficiente de encurvadura
a	Espaçamento entre reforços transversais
f_{yf}	Tensão de cedência do banzo
b_f	Largura do banzo
t_f	Espessura do banzo
S_s	Coeficiente que representa o valor mínimo de comprimento em que a reacção nos apoios temporários tem de ser distribuída
K_F	Coeficiente de encurvadura
F_{CR}	Valor crítico da carga associada à instabilidade elástica
m_1	Parâmetro adimensional
m_2	Parâmetro adimensional
l_y	Comprimento efectivo da carga concentrada
χ^F	Factor de redução para o comprimento efectivo
L_{eff}	Largura efectiva para a resistência a forças de corte
η_2	Equação associada à verificação de encurvadura local da alma
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais
η_1	Equação associada à interacção de esforços M-V
N_{Ed}	Esforço normal actuante
$P_{z,cr}$	Carga critica resistente de Euler, em relação ao eixo z-z
α_m	Coeficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento
$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente elástico
L_e	Vão equivalente, considerado igual à distancia aproximada entre pontos de momento flector nulo

b_{ei}	Valor da largura efectiva do banzo de betão de cada lado da alma
b_i	Distância entre o conector extremo e um ponto situado a distância entre almas adjacentes, medida a meia altura do banzo de betão, excepto para um bordo livre em que b_i é a distância ao bordo livre
b_{eff}	Largura efectiva do banzo de betão
n_0	Coeficiente de homogeneização para acções de curta duração

Anexo A

b_f	Largura do banzo
$b_{f,inf}$	Largura do banzo inferior
$b_{f,sup}$	Largura do banzo superior
d	Altura da alma
h	Altura da viga de secção soldada
t_w	Espessura da alma
$t_{f,inf}$	Espessura do banzo inferior
$t_{f,sup}$	Espessura do banzo superior

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento do trabalho

A construção dos tabuleiros de pontes em betão armado e em betão armado pré-esforçado, situados a alturas relativamente pequenas e sem impedimentos de ocupação do espaço situado por baixo dela, é, correntemente executada recorrendo a um escoramento que suporta o peso total da estrutura do tabuleiro durante todo o período de tempo em que decorre a presa do betão. Neste caso o peso próprio da estrutura só se exerce quando, após a desactivação dos escoramentos, ela (a estrutura) já adquiriu as características de resistência e rigidez que terá ao longo da vida útil da ponte. Assim sendo, a avaliação dos efeitos (esforços, deslocamentos) do peso da estrutura é efectuada recorrendo aos mesmos modelos de cálculo e seguindo as mesmas rotinas de análise que se utilizam para avaliar os efeitos das restantes acções.

Tal simplificação não é, contudo, viável quando se trata de tabuleiros de pontes constituídas por diversos elementos pré-fabricados que são assembladas no próprio local da ponte sem recurso a qualquer escoramento temporário. À evolução da forma da estrutura, à medida que lhe vão sendo adicionados elementos, correspondem sucessivos acréscimos das cargas aplicadas aos elementos que a compõem. Torna-se necessária a utilização de modelos de cálculo que vão evoluindo em concordância com a sequência de montagem do tabuleiro e a aplicação progressiva das sucessivas parcelas do peso da estrutura de acordo com essa mesma sequência.

Podem distinguir-se alguns conjuntos de tabuleiros a que se aplicam as considerações expostas no último parágrafo: a tabuleiros formados por elementos pré-fabricados de betão armado e/ou de betão armado pré-esforçado e a tabuleiros mistos aço-betão.

O caso avaliado no presente trabalho é o de um tabuleiro misto aço-betão, contínuo de três vãos (Figura 1.1).

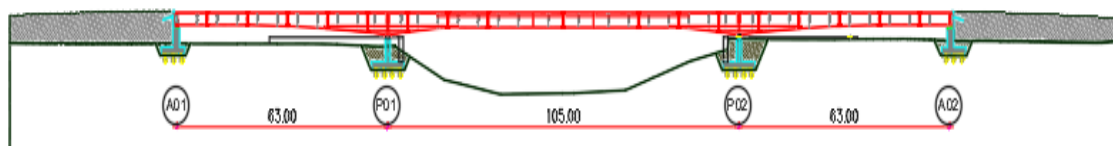


Figura 1.1 - Alçado do tabuleiro misto aço-betão analisado (dimensões em m).

Para além da evolução do modelo de cálculo do tabuleiro, acompanhando, a par e passo, o respectivo processo de montagem, pretende-se, igualmente, comparar o estado de tensão resultante no final da construção com aquela que resultaria da aplicação da totalidade do peso da estrutura sobre um modelo representativo dela completa.

1.2. Objectivos do trabalho

No âmbito da avaliação da influência do processo de montagem e da sequência de betonagem no estado de tensão de um tabuleiro misto aço-betão contínuo em três vãos, identificam-se os seguintes objectivos principais inerentes ao desenvolvimento do presente trabalho:

- ✓ Montagem de tabuleiros metálicos e mistos. Referência aos processos mais usuais e à sua influência nas tensões finais instaladas no tabuleiro já completo;
- ✓ Importância da sequência de betonagem da laje;
- ✓ Caracterização e ilustração do processo de montagem do tabuleiro metálico analisado;
- ✓ Ajuste das deformações e das tensões iniciais. Objectivos, condicionamentos e processos disponíveis;
- ✓ Determinação dos esforços induzidos em cada uma das fases do processo e das deformações. Verificação da segurança da estrutura em cada fase;
- ✓ Escolha e definição dos movimentos de ajuste de tensões e deformações;
- ✓ Sequência de betonagem da laje. Ilustração e justificação;
- ✓ Avaliação dos esforços induzidos pela betonagem. Esforços e tensões no final da construção.

1.3. Estrutura do trabalho

A dissertação desenvolve-se em dez capítulos, iniciando-se com a presente introdução e terminando com as conclusões do trabalho e os desenvolvimentos futuros. Os oito capítulos de desenvolvimento do trabalho são organizados da forma seguinte:

- ✓ Capítulo 2 – Tipificação dos tabuleiros vigados mistos: Referem-se alguns aspectos gerais relativos às principais características e âmbito de aplicação de tabuleiros mistos aço-betão. Seguidamente abordam-se, com maior profundidade, aspectos específicos dos tabuleiros vigados mistos, relacionados com as suas configurações mais usuais – da estrutura metálica e da laje de tabuleiro – e sua integração noutros sistemas estruturais de pontes. Por último descreve-se, com algum detalhe, aspectos relacionados com a caracterização do comportamento mecânico de um tabuleiro misto aço-betão;
- ✓ Capítulo 3 – Construção de tabuleiros mistos: Descrevem-se os métodos de montagem da estrutura metálica com maior domínio de aplicação, e referem-se os seus principais âmbitos de utilização. De seguida, procede-se a uma descrição e distinção dos processos mais usuais de construção e solidarização da laje de betão do tabuleiro. Por último, destaca-se e justifica-se a importância do acompanhamento da evolução do estado de tensão do tabuleiro no decurso do faseamento construtivo;

- ✓ Capítulo 4 – Acções a considerar durante a construção do tabuleiro e suas combinações: Abordam-se as referências normativas de acções em pontes, com ênfase exclusiva na sua fase construtiva. Definem-se as acções actuantes ao longo do processo construtivo do tabuleiro, com distinção entre acções permanentes e variáveis. Definem-se as combinações de acções e critérios de verificação da segurança estrutural em fase construtiva, à luz da regulamentação vigente;
- ✓ Capítulo 5 – Apresentação e caracterização do tabuleiro: Apresenta-se o tabuleiro misto aço-betão em estudo, com ilustração das características geométricas dos diversos elementos estruturais que o compõem. Ilustra-se o processo construtivo a analisar, com descrição de cada uma das fases de montagem da estrutura metálica e betonagem sequencial por troços;
- ✓ Capítulo 6 – Modelação estrutural e acções: Descrevem-se os aspectos principais que foram considerados na criação do modelo de análise estrutural em elementos finitos do tabuleiro, relacionados com a consideração e análise das várias etapas de faseamento construtivo, as propriedades dos materiais, a modelação dos diversos elementos estruturais que compõem o tabuleiro e a quantificação das acções;
- ✓ Capítulo 7 – Análise do faseamento construtivo: Definem-se e ilustram-se as diversas operações de ajuste de tensões e deformações instaladas em cada fase, com vista ao objectivo de garantir o posicionamento adequado do tabuleiro misto no final do processo construtivo;
- ✓ Capítulo 8 – Verificação da segurança em fase construtiva: Avalia-se as condições de segurança do tabuleiro nas fases mais condicionantes do processo construtivo, em que as secções transversais estão, nestas fases provisórias, sujeitas a esforços e tensões para as quais poderão não estar preparadas se se pensar exclusivamente nos esforços actuantes na fase definitiva do tabuleiro misto;
- ✓ Capítulo 9 – Comparação de resultados: Compara-se os resultados obtidos – em termos de esforços, deformações e tensões - no final do faseamento construtivo do tabuleiro, com os que se obtém no caso de não se considerar o processo de montagem da estrutura metálica nem a betonagem sequencial por troços, como se o tabuleiro ficasse logo posicionado na sua situação definitiva.

2. TIPIFICAÇÃO DOS TABULEIROS VIGADOS MISTOS

2.1. Tabuleiros mistos aço-betão – generalidades

De uma forma geral, uma estrutura mista é constituída por dois ou mais materiais que possuem diferentes características mecânicas, que estão ligados entre si e trabalham solidariamente, obtendo-se assim elementos estruturais com comportamento mecânico diferente do que caracteriza cada um dos materiais individuais [1]. No contexto do presente trabalho, entende-se por tabuleiro misto aço-betão o conjunto formado por uma ou mais vigas de aço solidarizadas mecanicamente à laje de betão.

Um tabuleiro misto aço-betão tem, assim, por base a utilização em conjunto, numa mesma secção transversal, do aço e do betão com o objectivo de tirar partido das melhores características de cada material. A colocação do betão nas zonas de compressão e do aço nas de tracção faz com que cada material esteja a resistir aos esforços e deformações para os quais tem maior aptidão, o que confere ao conjunto uma resistência e ductilidade elevadas. Deste modo, pode compreender-se a preferência dada a este tipo de estruturas nas quais o betão e o aço coexistem e trabalham solidariamente [1].

Com o desenvolvimento do betão pré-esforçado, e sua aplicação em tabuleiros de pontes, a decisão entre uma solução de tabuleiro misto aço-betão ou em betão pré-esforçado não é simples, e deve ser tomada com base em múltiplos critérios. Assim, apresentam-se algumas das vantagens e desvantagens das soluções em tabuleiros vigados mistos face às em betão pré-esforçado [2]:

Vantagens

- ✓ As vigas de aço (elementos pré-fabricados) podem funcionar como suporte de uma plataforma de trabalho, tornando assim o processo construtivo mais simples e rápido, com menores custos associados e prazos de execução mais reduzidos;
- ✓ As propriedades reológicas têm menos impacto na deformabilidade da estrutura, uma vez que os efeitos da retracção e fluência não se aplicam ao aço;
- ✓ O facto de as vigas em aço não fissurarem - ao contrário das em betão - evita o recurso a elevadas quantidades de pré-esforço, que podem tornar a estrutura significativamente mais onerosa.

Desvantagens

- ✓ Maior custo inicial, particularmente devido ao custo do aço estrutural;
- ✓ A necessidade de conferir rigidez à torção e a acções horizontais (vento), bem como a elevada esbelteza das vigas da secção (instabilidade por encurvadura face a esforços de compressão) obriga a dimensionar peças de contraventamento que unam as vigas transversalmente;
- ✓ Problemas de corrosão caso não sejam tomados os devidos cuidados, o que obriga a custos de manutenção mais elevados;
- ✓ Maior controlo de qualidade ao nível da tecnologia de execução, nomeadamente na realização de soldaduras.

A prática corrente de diversos projectistas, ao nível da análise e dimensionamento de tabuleiros de pontes correntes, cuja construção não enfrente condicionamentos especiais recomenda que, numa fase de estudo prévio, sejam considerados ambos os tipos de solução – tabuleiro misto aço-betão e betão armado pré-esforçado – sendo que um posterior estudo comparativo das duas alternativas permite extrair a melhor opção.

2.2. Configurações usuais de tabuleiros vigados mistos

Os tabuleiros vigados mistos encaminham as cargas por flexão até aos pilares. Assim, as dimensões da secção transversal das vigas de aço ao longo do vão longitudinal adquirem um papel fundamental na garantia da capacidade resistente do tabuleiro face aos momentos flectores e esforços transversos actuantes.

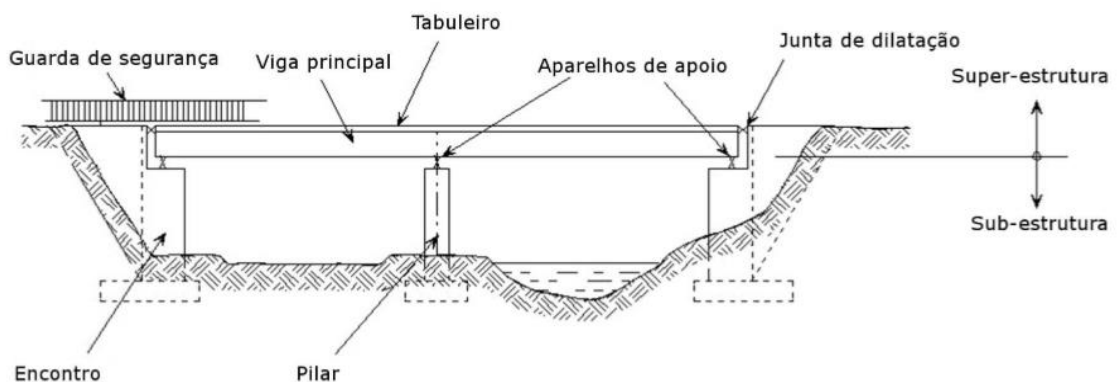


Figura 2.1 - Disposição de uma ponte em viga corrente [W1]

As secções transversais das vigas principais com maior domínio de aplicação neste tipo de tabuleiros, por serem as que oferecem características dimensionais mais favoráveis para a obtenção da capacidade resistente e da rigidez necessárias para suportar os esforços de flexão e corte, são as vigas de alma cheia com secções em I , as vigas em caixão e vigas trianguladas (treliças) [2]. Assim, apresentar-se-ão de seguida as principais características de comportamento estrutural de cada um destes três tipos de viga.

Relativamente à laje de betão a ser executada sobre a estrutura metálica, far-se-á a distinção entre a possibilidade de se recorrer a um processo de betonagem “in situ” ou a lajes pré-fabricadas.

2.2.1. Estrutura metálica

2.2.1.1. Vigas de alma cheia

As vigas de alma cheia com secção transversal em forma de I são uma solução bastante competitiva para vãos pequenos (até cerca de 30 metros) e médios (de 50 a 80 metros) [2]. Esta solução de viga é, em geral, dimensionada para actuar em acção mista conjuntamente com a laje de tabuleiro em betão armado.

As vigas de alma cheia são, em tabuleiros de pontes, elementos estruturais compostos por três chapas de aço soldadas entre si, de modo a criar uma secção I com as dimensões necessárias para resistir aos esforços actuantes. Estas vigas apresentam, assim, um leque de opções variado, uma vez que se torna possível criar perfis com as dimensões necessárias para conferir resistência e rigidez flexional e de corte à estrutura, de modo a cumprir os critérios de segurança regulamentares [3]. Tipicamente, estas vigas, quando vencem vãos médios e grandes, apresentam uma altura variável ao longo do vão longitudinal, podendo atingir alturas de 4-6 metros nas zonas dos apoios intermédios, o que aumenta o seu momento de inércia e, conseqüentemente, a rigidez vertical da estrutura, tornando por isso a sua aplicação viável em vãos de muito maiores dimensões, chegando estes a atingir os 200 metros de comprimento [4], [5].

Neste tipo de vigas de secção soldada é possível não apenas fazer variar a sua altura, mas também a espessura das chapas soldadas, podendo estas chegar a atingir os 150 mm de espessura. A taxa de variação da espessura destas chapas situa-se tipicamente nos 5-7 mm/m, de acordo com as solicitações estruturais a que o perfil esteja sujeito ao longo do vão longitudinal [6].

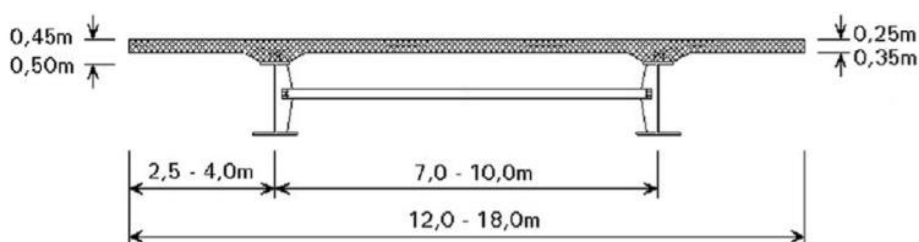


Figura 2.2 - Secção transversal de um tabuleiro misto com vigas de alma cheia [W1]

A oferta de capacidade resistente a esforços de flexão é conseguida afastando, tanto quanto possível, toda a massa da secção do seu eixo de maior inércia, para ganhar “braço”. Assim, para secções transversais em forma de \perp , a capacidade resistente a esforços de flexão é, maioritariamente, conferida pelos banzos [4]. No entanto, para o caso de tabuleiros mistos vigados, tira-se partido do contributo da laje de betão, que funciona como banzo superior reforçado, pelo que é comum registarem-se assimetrias em relação ao eixo de maior inércia nas secções metálicas destes elementos – sendo o banzo superior menos largo e espesso que o inferior – reduzindo assim as quantidades de aço utilizadas sem violar a capacidade resistente da estrutura, o que representa um acréscimo na eficiência da secção e economia de recursos. Relativamente ao banzo inferior, este é dimensionado para resistir ao momento actuante, o que justifica que sejam peças largas e espessas, pois precisam de dimensões que garantam a resistência requerida [7].

A obtenção da capacidade resistente ao esforço de corte é garantida pela alma das secções. Assim, o objectivo principal no dimensionamento destes elementos passa por capacitá-los de uma espessura de alma suficiente - face às solicitações de corte – para garantir o cumprimento dos critérios de segurança regulamentares. A consideração dos possíveis modos de encurvadura destas peças metálicas permite inferir que, de uma forma geral, almas até 1,50 m de altura apenas necessitam de reforços verticais nos apoios internos, para resistir ao efeito das forças concentradas das reacções e estabilizar a alma aos efeitos de encurvadura local sob cargas concentradas [2]. Almas entre os 1,50 m e os 2,50 m de altura necessitam de reforços verticais e, possivelmente, de reforços longitudinais junto aos apoios internos, pois são zonas de momentos negativos em que a parte inferior da alma está fortemente solicitada à compressão. Para perfis com alturas acima dos 2,50 m é conveniente introduzir os dois tipos de reforço, verticais e longitudinais [3].

Na Figura 2.3 estão representados alguns dos principais componentes de um tabuleiro misto vigado, composto por uma solução em vigas de alma cheia.

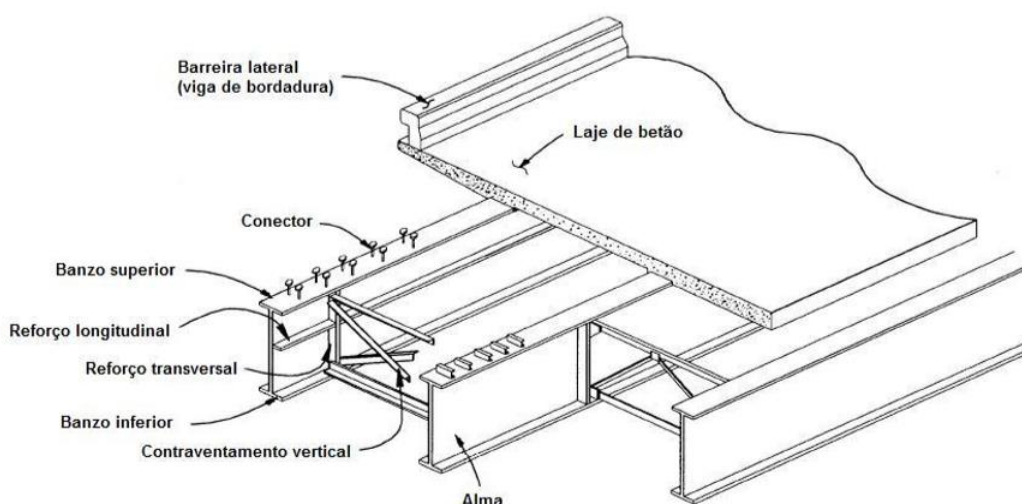


Figura 2.3 - Componentes de um tabuleiro misto vigado [8]

Uma das principais exigências a ter em consideração ao projectar um tabuleiro misto aço-betão, composto por vigas de alma cheia, é a concepção do sistema de contraventamento. Apontam-se, a seguir, algumas das funções do sistema de contraventamento e o seu impacto no comportamento estrutural deste tipo de pontes, tanto na sua fase executiva como definitiva [2]:

- ✓ Assegurar a estabilidade lateral das vigas principais, em particular no período que antecede a presa do betão da laje;
- ✓ Transportar as forças horizontais transversais (vento e sismos) para os apoios, antes de a laje o poder fazer e encaminhá-las para a laje quando a laje já estiver sólida;
- ✓ Melhorar a repartição das cargas verticais pelas vigas principais;
- ✓ Incrementar, de forma decisiva, a rigidez de torção do tabuleiro, principalmente se o contraventamento horizontal for inferior, e, dessa forma, contribuir para a transferência do fluxo de torção causado pelas excentricidades das acções de tráfego ou pela curvatura da directriz do tabuleiro.

O sistema de contraventamento pode incluir, no caso geral [2]:

- ✓ Um sistema de contraventamento horizontal (Figura 2.4 e Figura 2.5);
- ✓ Um sistema de contraventamento vertical transversal, constituído por vigas transversais ou diafragmas triangulados (Figura 2.6).

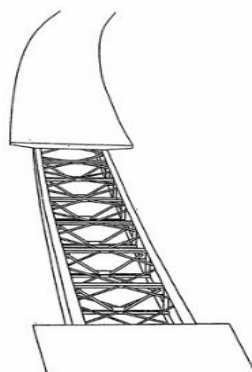


Figura 2.4 - Sistema de contraventamento horizontal numa ponte em curva [2]

O primeiro – contraventamento horizontal – consiste num sistema de barras diagonais e situa-se, em geral, junto dos banzos comprimidos inferior e/ou superior. A laje de tabuleiro funciona, quando solidarizada com as vigas, como travamento lateral dos banzos superiores, que deixam de ter problemas de encurvadura lateral-torsional, mantendo-se, no entanto, a possibilidade de sofrerem encurvadura distorsional (Figura 2.5).

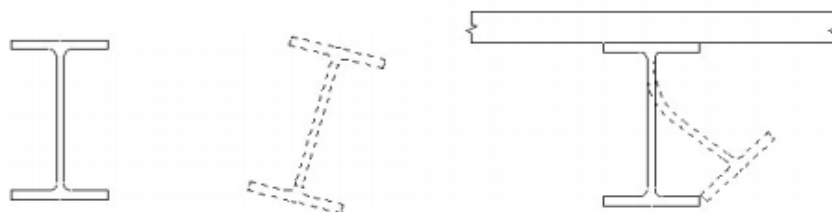


Figura 2.5 - Encurvadura lateral-torsional (à esquerda) e distorsional (à direita) [W1]

O segundo sistema – contraventamento transversal vertical – é constituído por perfis simples transversais espaçados regularmente (carlingas) e/ou por sistemas de diafragma triangulados perpendiculares ao eixo longitudinal da ponte. Ele garante a resistência necessária à deformação da secção transversal no seu próprio plano (distorção da secção).

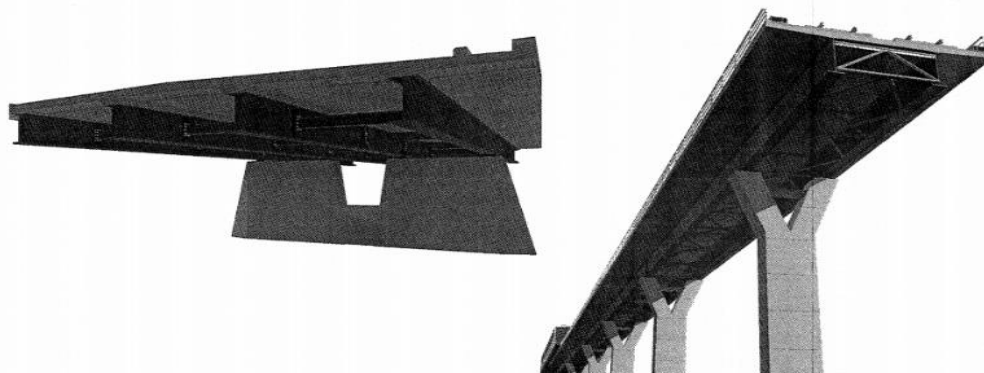


Figura 2.6 - Tabuleiros multi-viga contraventado por carlingas (à esquerda) e bi-viga contraventado por diafragmas triangulados (à direita) [2]

Em Portugal, uma das estruturas mais relevantes deste tipo é o tabuleiro ferroviário utilizado nos Viadutos da Maia Norte e Sul (concluídos em 2006, Figura 2.7 e Figura 2.8). Estas obras de arte possuem comprimentos de 524 m (Viaduto da Maia Norte) e de 497 m (Viaduto da Maia Sul). A largura dos tabuleiros na zona corrente é de 12.7 m – Maia Norte, e 10.1 m, Maia Sul [9], [10]. Foram adoptadas duas vigas de alma cheia com uma altura constante de 2.25 m ao longo de toda a extensão do tabuleiro, com banzos de 30 a 50 mm de espessura. Devido à curvatura em planta dos tabuleiros adoptaram-se contraventamentos tubulares em planta e perfil com tubos CHS [11].



Figura 2.7 - Viaduto da Maia Norte [9] [10]

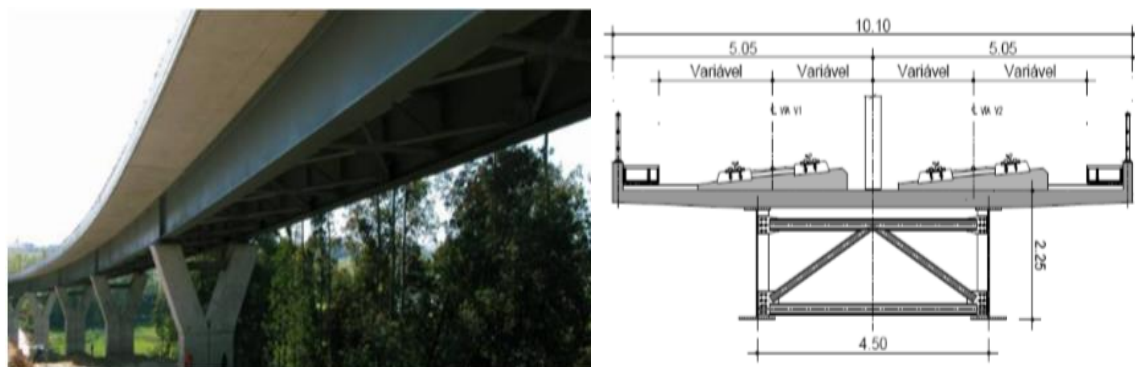


Figura 2.8 - Viaduto da Maia Sul [9] [10]

2.2.1.2. Vigas com secção em caixão

As soluções para o tabuleiro com vigas de aço em caixão apresentam como principais características as suas elevadas esbelteza e rigidez de torção, pelo que esta solução se adapta particularmente em situações fortemente condicionadas pela dimensão dos vãos a vencer (vãos grandes), curvatura da directriz do tabuleiro (pontes curvas) ou situações em que por razões estéticas ou geométricas seja importante maximizar a esbelteza do tabuleiro.

Esta solução apresenta as seguintes principais vantagens face aos tabuleiros mistos em viga de alma cheia: a) o facto de apresentarem uma rigidez torsional superior, por ser uma secção fechada com chapas metálicas paralelas ao pavimento da ponte; b) o facto de o banzo inferior ser tipicamente mais largo, o que lhe confere mais área para acomodar os esforços axiais provenientes dos momentos flectores sem necessitar de tanto “braço” para o binário de forças (maior esbelteza), e por fim, c) o maior espaço interior que facilita a posterior manutenção e passagem de serviços.

A secção transversal pode consistir num caixão unicelular, com almas verticais ou inclinadas ou num caixão multicelular. A secção pode ser de caixão múltiplo (Figura 2.9) ou de caixão único (Figura 2.10), podendo englobar qualquer dos dois tipos anteriormente referidos. É comum a adopção de um sistema de contraventamento diagonal (Figura 2.10) constituindo diafragmas para as secções transversais, com o objectivo de reduzir os efeitos de distorção durante a montagem e betonagem da laje. As diagonais desses contraventamentos podem ser constituídas por cantoneiras soldadas a reforços transversais em cutelo das almas. Estas diagonais de contraventamento podem ser utilizadas para apoiar vigas longitudinais que constituam apoios adicionais da laje de betão, o que diminui os esforços de flexão transversal da mesma. Se o dimensionamento da laje for predominantemente condicionado pela flexão transversal, isto permite reduzir a sua espessura e, por conseguinte, baixar o peso próprio do tabuleiro. Em tabuleiros de grande largura, podem-se adicionar escoras laterais para reduzir as consolas ou vigas transversais para as suportar (Figura 2.10, direita).

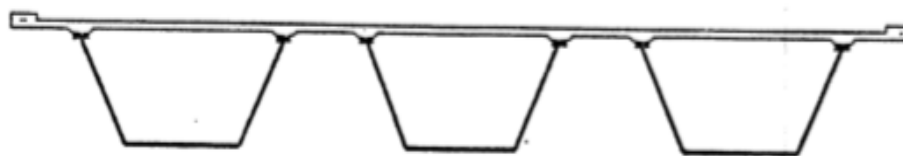


Figura 2.9 - Tabuleiro misto aço-betão em caixão múltiplo – três caixões unicelulares [2]

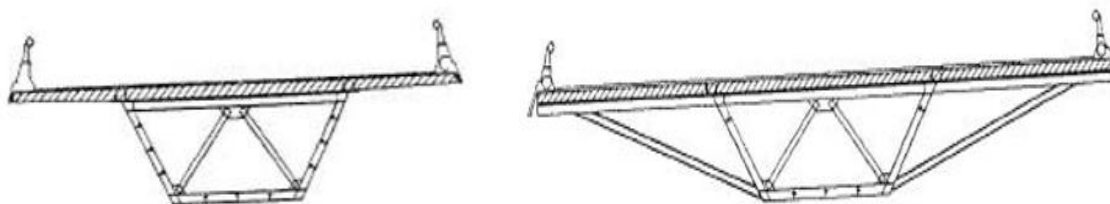


Figura 2.10 - Secções de tabuleiros mistos com vigas em caixão [2]

Em Portugal, um dos exemplos construídos com recurso a esta tipologia de tabuleiro misto é o tabuleiro ferroviário misto da linha de Sintra, junto à Estação de Benfica, em Lisboa (Figura 2.11). O tabuleiro é simplesmente apoiado e vence um vão de 20 m. O facto de estar localizado numa zona urbana sobre uma via de tráfego rodoviário intenso impunha o recurso a uma solução de tabuleiro esbelta, rígida e rápida de construir. Assim, optou-se por uma solução de caixão misto composta por uma secção transversal em caixão múltiplo, uma vez que é composta por quatro caixões de 0,80 m de altura. Seguidamente foram colocadas, sobre os quatro caixões, as pré-lajes colaborantes e, por fim, betonada “in situ” a laje de 0,28 m de espessura [11].

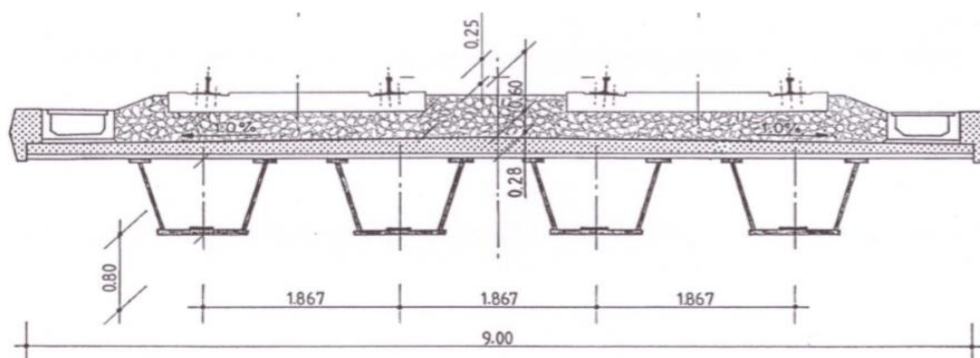


Figura 2.11 - Tabuleiro ferroviário misto da linha de Sintra, junto à Estação de Benfica [11]

2.2.1.3. Vigas trianguladas (treliças)

O funcionamento estrutural de uma treliça baseia-se no desenvolvimento de esforços axiais nas barras da triangulação. Numa viga triangulada os banzos são as cordas superiores e inferiores da treliça com a função de resistir aos esforços normais provocados pelos momentos flectores. A alma destas vigas é constituída por um sistema triangulado que resiste ao esforço transversal. As cordas e diagonais das vigas trianguladas são, tipicamente, fabricadas a partir de perfis tubulares do tipo CHS (“Circular Hollow Section”) ou RHS (“Rectangular Hollow Section”).

As vigas em treliça podem constituir uma solução para a parcela metálica do tabuleiro misto, com a vantagem de serem uma solução atractiva do ponto de vista estético, uma vez que para situações em que se torna necessário uma solução de tabuleiro de grande altura (maior rigidez vertical), o facto de não serem opacas transmite uma sensação de leveza e transparência. São, por isso, soluções que se adaptam particularmente bem para grandes vãos, pois consegue-se uma maior economia de aço face a soluções em viga de alma cheias ou em caixão.

Como principal desvantagem reside no seu maior custo de fabrico, pelo que se tornam soluções mais onerosas no final.

Como exemplo de uma ponte rodoviária mista construída com este tipo de solução de tabuleiro, apresenta-se o viaduto de Lully, na Suíça (Figura 2.12). Esta solução consiste numa treliça mista tridimensional, feita a partir de perfis tubulares, com vãos de 42.75 m e uma altura constante de 3.75 m.



Figura 2.12 – Viaduto de Lully, Suíça[12]

Apresenta-se, também, a representação da secção transversal do tabuleiro, cuja geometria se baseia nas proporções de um triângulo equilátero. As diagonais da treliça são compostas por perfis tubulares com 267 mm de diâmetro exterior e espessura variável de 11 a 25 mm. Para as cordas inferiores, obteve-se uma solução de perfil tubular com 508 mm de diâmetro exterior e espessuras entre 25 e 50 mm nas zonas de vãos, e entre 50 e 70 mm nas zonas de apoio. O diâmetro das cordas superiores foi dimensionado sem ter em consideração a contribuição laje de betão [12].

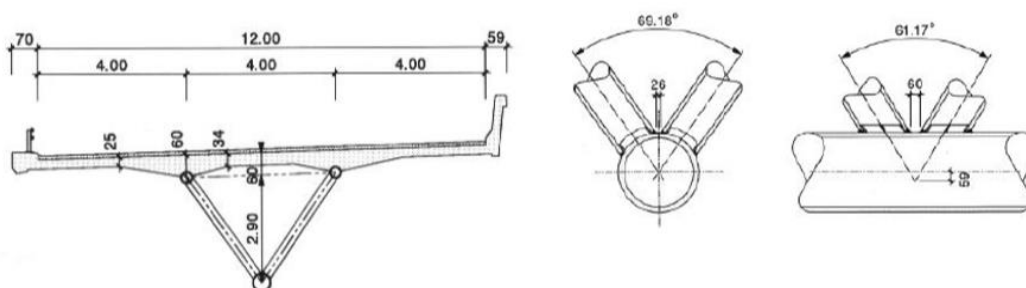


Figura 2.13– Secção transversal do tabuleiro [12]

2.2.2. Laje de tabuleiro

2.2.2.1. Betonada “in situ”

A betonagem “in situ”, a ser aplicada após concluído o processo de montagem do tabuleiro metálico, necessita de uma plataforma de trabalho onde os operários possam circular no período em que procedam à montagem das armaduras e à betonagem do tabuleiro e, simultaneamente, que possa servir de cofragem ao betão da laje. Ora, não é conveniente que esta cofragem seja executada de forma manual, já que se torna uma solução dispendiosa, com elevada complexidade de execução e muito morosa. Justifica-se, assim, o recurso a pré-lajes, funcionando estas como cofragem perdida. Estas pré-lajes são colocadas sobre as vigas através do uso de guas móveis ou guas sobre barcaças, caso as condições sejam propícias [3].

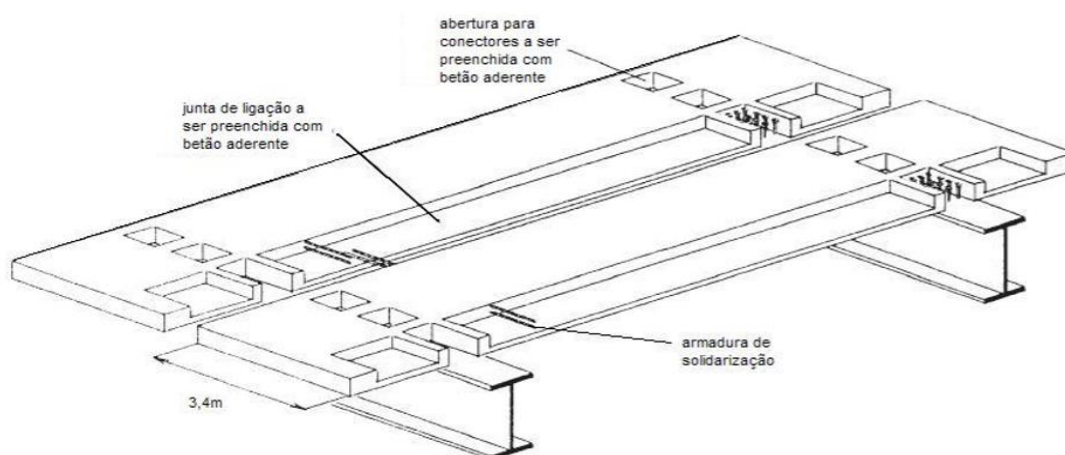


Figura 2.14 – Utilização de pré-lajes na construção de um tabuleiro misto [14]

Após a colocação das pré-lajes, a betonagem “in situ” tem lugar, realizando-se assim a solidarização dos painéis da laje entre si – através de nervuras transversais – e às vigas – através de negativos deixados para o efeito – altura em que se podem também colocar armaduras complementares.

2.2.2.2. Pré-fabricada

A possibilidade de se recorrer a peças pré-fabricadas para a laje de betão armado vem introduzir uma redução significativa no tempo de construção e nos custos de mão-de-obra do tabuleiro. Constata-se, também, que os efeitos da retracção e fluência do betão são minimizados com a pré-fabricação. Como desvantagens deste procedimento, menciona-se a necessidade de equipamentos capazes de manobrar as peças pré-fabricadas, com a maior complexidade tecnológica inerente.

Neste caso, os blocos de laje pré-fabricada são colocados sobre as vigas depois de já apresentarem uma resistência suficiente. Este processo implica que a solidarização entre blocos seja garantida através de armaduras que posteriormente são envolvidas com o betão complementar. São, também, deixadas aberturas para encaixe dos conectores, as quais são seguidamente preenchidas com betão aderente e de baixa retracção.

2.3. Integração dos tabuleiros vigados mistos noutras tipologias de pontes

2.3.1. Nas pontes de tirantes

Os principais elementos estruturais constituintes de uma ponte de tirantes são as torres, o tabuleiro e os tirantes. A resistência da estrutura destas pontes é assegurada, maioritariamente, pelos esforços axiais que se desenvolvem nos seus elementos. Assim, o tabuleiro, além do seu peso próprio recebe as cargas de tráfego e transfere-as para os tirantes e pilares, funcionando simultaneamente à flexão e à compressão. Os tirantes recebem as cargas do tabuleiro e transmitem-nas às torres, sendo que das torres as cargas são transmitidas às fundações (Figura 2.16).

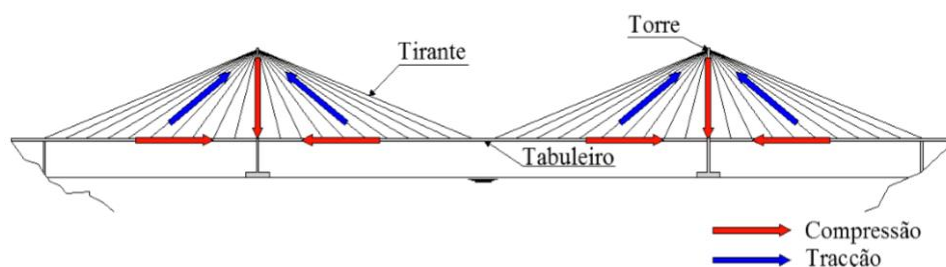


Figura 2.15 – Funcionamento estrutural de uma ponte de tirantes [15]

A utilização de tabuleiros mistos aço-betão no contexto de pontes de tirantes apresenta um conjunto de vantagens relativamente à utilização de qualquer um daqueles materiais isoladamente. Em comparação com a concepção exclusiva do tabuleiro em aço, a parcela de laje em betão permite absorver grande parte da força de compressão introduzida pelos tirantes, além de oferecer uma melhor capacidade resistente a momentos positivos. A laje em betão armado é, também, mais adequada para funcionar como plataforma de circulação do tráfego rodoviário, em comparação com uma placa ortotrópica em aço. Em relação a um tabuleiro em betão, a solução mista pode conduzir a uma redução de peso, pelo que as cargas a transmitir aos tirantes, torres, pilares e fundações são também menores, o que permite reduzir nas quantidades de material utilizadas nestes elementos estruturais, com os respectivos ganhos económicos [15].

Como exemplo, apresenta-se a ponte da Figueira da Foz. A extensão longitudinal do tabuleiro da ponte atinge um comprimento total de 1421 m, e é composta pelo encontro esquerdo com 25m, o viaduto da margem esquerda com 630 m, a ponte com 405 m, o viaduto da margem direita com 315 m e o encontro direito com 46 m. A secção transversal envolve uma plataforma com 20 m de largura, constituída por duas faixas de rodagem de 7.50 m cada, dois passeios de 2 m cada e um separador central de 1 m [W2].



Figura 2.16 – Ponte da Figueira da Foz [W2]

A ponte de tirantes tem um desenvolvimento de 405 m e está dividida em três vãos, com os vãos de extremidade de 90 m e o vão central a atingir os 225 m. A solução de secção transversal mista é composta por um sistema “bi-viga” em Γ com 2 m de altura interligadas por vigas transversais (carlingas) apoiadas nas carlingas existem as longarinas onde apoia a laje, em betão armado, com espessura variável de 0,13 a 0,20 m. A suspender lateralmente o tabuleiro encontram-se três pares de tirantes afastados 30 m entre si, sendo que cada torre recebe 12 tirantes [W2].

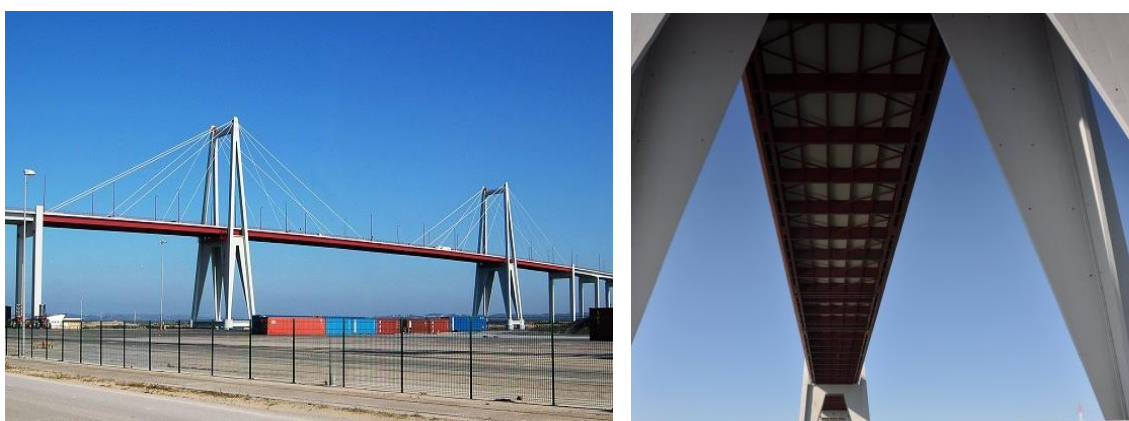


Figura 2.17 – Solução de tabuleiro atirantado (esquerda) e vigas transversais (direita) [W2]

2.3.2. Nas pontes em arco

O arco é uma estrutura curva, habitualmente de forma parabólica, elíptica ou circular, que trabalha unicamente em compressão pura no caso de a sua forma ser a ideal. O funcionamento de um arco ideal apoiado nas suas extremidades e sujeito ao seu peso próprio apenas origina forças tangenciais ao mesmo, de compressão, e não haverá momentos flectores, logo todas as fibras de cada secção estarão comprimidas, não se verificando tracções. Os sistemas estruturais em arco são, por isso, particularmente bem-adaptados a materiais com fraca resistência à tracção, como o betão ou a pedra. Frequentemente, na adopção deste sistema estrutural em pontes, observa-se que os condicionalismos topográficos não permitem que o arco adquira a sua forma ideal.

O arco pode trabalhar por baixo do tabuleiro (arco inferior), por cima (“*bowstring*” ou arco superior), ou numa posição intermédia.

Os tabuleiros com arco superior adaptam-se particularmente bem quando se pretende adoptar uma solução de secção transversal mista aço-betão. Isto porque, se se optar por uma solução em betão armado, serão necessárias elevadas quantidades de pré-esforço para contrariar as fortes tensões de tracção que se geram no tabuleiro. Ao invés, uma solução de secção transversal exclusivamente em aço também não se revela muito competitiva porque sendo verdade que esta solução constituiria numa estrutura mais leve, e que a boa capacidade resistente do aço à tracção seria mais adequada, também é verdade que esta solução seria bem mais cara, além de as placas ortotrópicas serem menos eficientes no seu funcionamento de lajes, pela sua fraca aderência à camada betuminosa. Assim, justifica-se que as soluções de secção de tabuleiro mistas aço-betão sejam de uso frequente no contexto deste sistema estrutural em arco superior.

No atravessamento ferroviário do Rio Sado, foi construída uma ponte com uma solução de tabuleiro em caixão misto suspenso axialmente de três arcos do tipo “*bowstring*”. Esta solução garante ao tabuleiro boas rigidezes de torção e vertical, com pouca deformabilidade vertical quando solicitado pelas sobrecargas. O tabuleiro é contínuo, apoiado em quatro pilares afastados 160 m entre si. Tem 3 m de altura e está suspenso axialmente por pendurais (à tracção).



Figura 2.18 – Travessia ferroviária sobre o Rio Sado. Projecto Grid / Greisoh [16] [17]

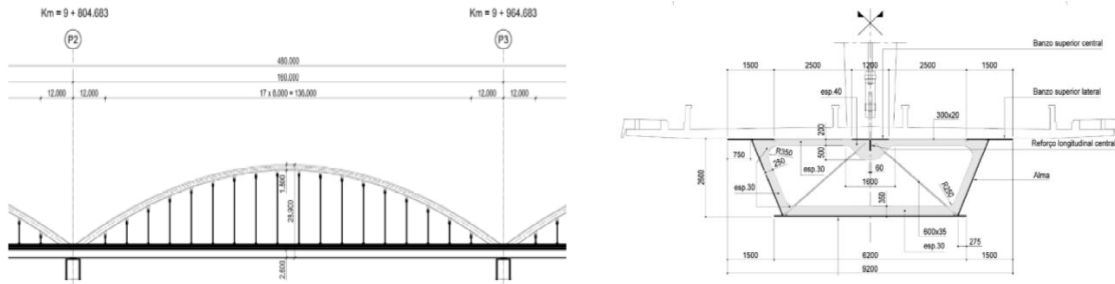


Figura 2.19 - Travessia ferroviária sobre o Rio Sado - perfil longitudinal (esquerda) e secção transversal (direita) [16] [17]

2.4. Influência da fluência e da retracção. Conexão entre os dois materiais.

2.4.1. Efeitos da fluência e da retracção do betão

- **Fluência do betão**

A fluência é um fenómeno intrínseco ao comportamento do betão enquanto material estrutural, sendo como tal, de elevada importância que ela seja considerada no projecto. Este fenómeno corresponde a um aumento gradual da deformação de um elemento de betão quando é submetido a uma carga constante (permanente) [18]. A taxa de crescimento da deformação por fluência é alta nos períodos imediatamente após a aplicação do carregamento, diminuindo com a passagem do tempo até estabilizar num valor máximo limite. A verificação através de uma análise linear elástica, na qual se adopta um módulo de elasticidade do betão reduzido ou efectivo, cujo valor depende do coeficiente de fluência utilizado e do tipo de acção, produz resultados com um nível de rigor aceitável [7].

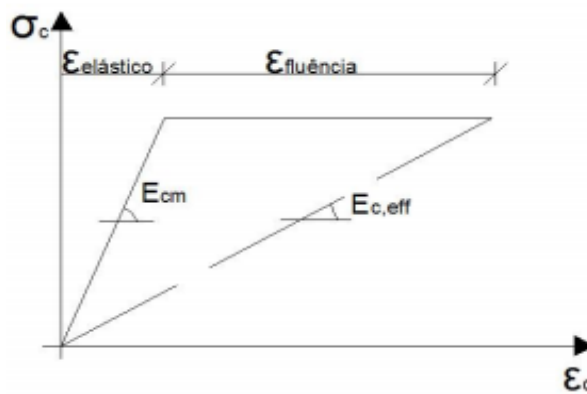


Figura 2.20 - Módulo de elasticidade ajustado do betão

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi_c(t, t_o)} \quad (2.1)$$

$\varphi_c(t, t_o)$ – Coeficiente de fluência;

t_o – Instante de aplicação da acção;

ψ_L – Coeficiente que depende do tipo de acção.

Os valores recomendados para o coeficiente que depende do tipo de acção (ψ_L) valem 1.1 para cargas permanentes, 0.55 para a retracção e 1.5 para o pré-esforço. A retracção, tal como a fluência, é um fenómeno não linear, sendo complexa a interacção entre estes dois fenómenos. Conclui-se, então, que existem diferentes coeficientes de homogeneização m das secções conforme o tipo de acção considerada. Este facto leva à necessidade de se analisar, independentemente, cada tipo de acção para depois se fazer a sobreposição de efeitos.

$$m = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (2.2)$$

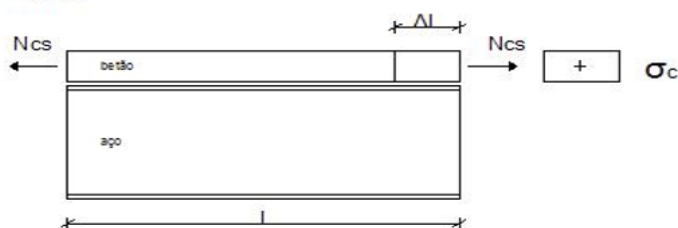
Quando a laje é betonada de forma sequencial, é conveniente considerar, de uma forma simplificada, uma idade de aplicação da acção no tabuleiro para cargas permanentes como a média das idades de cada troço, sendo que para o caso da retracção esse valor deve ser igual a 1 dia. O coeficiente de fluência depende da resistência do betão, tipo de cimento utilizado, humidade relativa ambiente e da temperatura. Para o seu cálculo recorrer-se aos regulamentos de estruturas em betão armado [20].

- **Retracção do betão**

A retracção do betão, fenómeno também ele intrínseco ao comportamento do betão enquanto material estrutural, traduz-se por uma redução gradual da deformação de um elemento de betão devido à sua exposição a um ambiente externo com humidade relativa inferior à da saturação da pasta de cimento, bem como às reacções químicas relativas às próprias características do material [21]. É importante salientar que este fenómeno, ao contrário da fluência, é totalmente independente do estado de tensões a que a estrutura possa estar sujeita.

Ora, para o caso de vigas mistas, e se não houvesse qualquer ligação que compatibilizasse os deslocamentos na zona de interface entre as vigas metálicas e a laje de betão, este último material sofreria um encurtamento por retracção sem quaisquer consequências ao nível de tensões e deformações geradas nos perfis de aço. No entanto, a presença dos conectores vai impedir o livre encurtamento por retracção do betão, originando tensões tangenciais de corte na zona de interface dos materiais. Na realidade, o valor destas tensões depende da rigidez associada aos conectores e tem os seus máximos nas extremidades do tabuleiro e nas zonas sobre os pilares. Este efeito iria obrigar a um cálculo complexo do efeito da retracção em tabuleiros mistos, que pode ser simplificado na análise, com bons resultados, através da assunção de rigidez infinita para os conectores. Numa viga mista, a determinação dos efeitos da retracção é realizada em termos de forças equivalentes tendo em consideração, em primeiro lugar, o efeito das forças auto-equilibradas que provocam tensões de tracção no betão da laje e de compressão no aço das secções transversais das vigas. Em segundo lugar, considera-se o efeito do esforço de flexão provocado pelo produto do esforço axial no centro de gravidade da laje de betão e sua distância em relação ao centro de gravidade da secção mista. O valor da extensão de retracção depende da resistência do betão, do tipo de cimento, da humidade relativa ambiente e das dimensões da secção podendo ser calculada em regulamentos específicos de estruturas de betão armado [20].

1ª fase



2ª fase

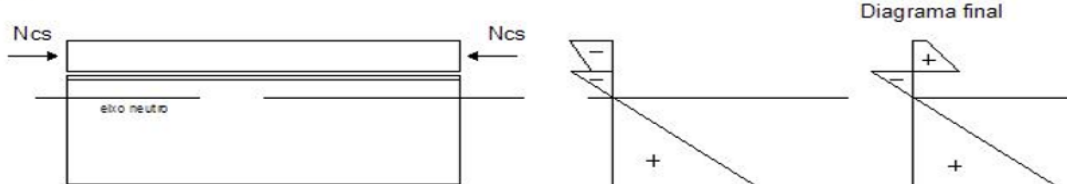


Figura 2.22 - Análise do efeito da retracção numa secção mista [7]

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.3)$$

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \varepsilon_{ca} \cdot E_{c,eff} \cdot A_c \quad (2.4)$$

ε_{cd} – Extensão de retracção por secagem

ε_{ca} – Extensão de retracção autogénea

N_{cs} – Força de retracção equivalente

A_c – Área de betão

ε_{cs} – Extensão de retracção total

2.4.2. Conexão entre os dois materiais. Sua importância e tipos de conectores correntemente empregues

A solidarização entre os dois materiais – aço e betão – de modo a que estes funcionem estruturalmente como um só, é garantida pela existência de conectores a ligarem mecanicamente a viga de aço à laje de betão, na interface entre os dois elementos [1]. Esta associação entre vigas e laje é conseguida se os deslocamentos relativos na interface aço-betão forem impedidos ou, pelo menos, reduzidos significativamente, de maneira a que exista transferência de fluxo de corte entre a laje e as vigas. É esta transferência de esforços que origina o comportamento estrutural misto do conjunto no qual, tanto as vigas de aço como a laje de betão, actuam solidariamente para resistir às acções, aumentando assim a resistência e rigidez do tabuleiro.

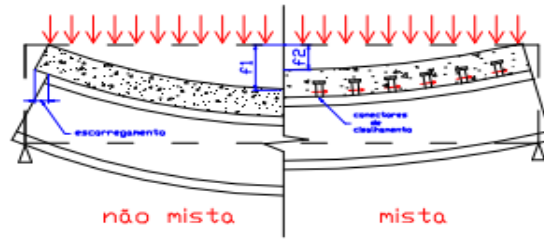


Figura 2.23 – Comparação entre ação não mista e mista [23]

Na Figura 2.23 observa-se que, não existindo compatibilização dos deslocamentos na interface entre os materiais, estes deformam-se autonomamente. Ao invés, o funcionamento misto, apenas possível através do uso de conectores, leva ao surgimento de tensões tangenciais na interface entre os dois materiais, que os obrigam a funcionar como se de um só material se tratasse.

A título exemplificativo, analise-se o comportamento de uma viga simplesmente apoiada sujeita a carga uniformemente distribuída, nas duas situações referidas na Figura 2.24.

Funcionamento independente



Funcionamento misto

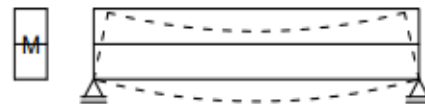


Figura 2.24 – Funcionamento independente (esquerda) e misto (direita) dos dois materiais constituintes da peça [3]

$$|I^{TOTAL} = |A + |B = \frac{b \times (h/2)^3}{12} \times 2 = \frac{b \times h^3}{48} \rightarrow \text{Funcionamento Independente}$$

$$|M = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow \text{Funcionamento Misto}$$

A flecha máxima – para cada uma das situações referidas – correspondente à secção de meio vão é dada por:

$$W^{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{QL^4}{E} \frac{48}{bh^3} = \frac{5}{8} \frac{QL^4}{Ebh^3} \rightarrow \text{Funcionamento Independente}$$

$$W^{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} \frac{QL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{QL^4}{E} \frac{12}{bh^3} = \frac{5}{32} \frac{QL^4}{Ebh^3} \rightarrow \text{Funcionamento Misto}$$

A análise comparativa das duas situações permite concluir que, em funcionamento misto, a peça sujeita a uma carga uniformemente distribuída, regista uma deformação elástica quatro vezes inferior à que se obtém no caso de se admitir um comportamento independente para os dois materiais. Estes resultados evidenciam o aumento de resistência e rigidez que é conferido pelo funcionamento conjunto.

Os conectores de corte constituem actualmente a forma mais eficaz de concretização da ligação do perfil de aço à laje de betão. A sua função passa por transmitir, tal como referido, o fluxo de

cut longitudinal que se gera na zona de interface entre os dois materiais, assim como impedir o afastamento vertical entre a laje e as vigas em aço.

Os conectores mais correntemente utilizados são os “pernos” ou “conectores de cabeça”, cuja configuração está ilustrada na Figura 2.25. Os diâmetros mais usuais são, em geral, de 16, 19, 22 ou 25 milímetros.

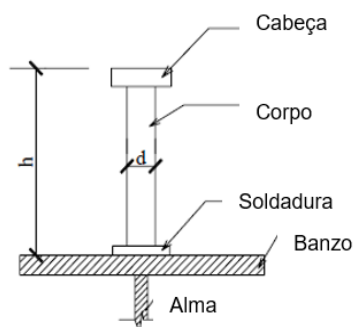


Figura 2.25 – Exemplo de um “perno” de cabeça [24]

A dimensão da cabeça do conector é normalizada e deve satisfazer as seguintes condições:

$$D > 1,5 \cdot d \quad (2.5)$$

$$H > 0,4 \cdot d \quad (2.6)$$

Em que:

D – diâmetro da cabeça;

H – altura da cabeça;

d – diâmetro nominal do conector.

A altura total dos conectores está também normalizada e deve corresponder a uma das seguintes dimensões: $h = 75, 100, 150$ ou 175 milímetros. A altura total não deve, em qualquer um dos casos, ser inferior a 4 vezes o diâmetro do conector.

Os conectores são, em geral, soldados automaticamente com uma “pistola de solda” ao banzo das vigas metálicas, tal como ilustrado na Figura 2.26. Após a betonagem, estas peças ficarão imersas na massa de betão.



Figura 2.26 - Processo automatizado de incorporação de conectores mediante pistola de solda [W1]

3. CONSTRUÇÃO DE TABULEIROS MISTOS

3.1. Montagem da estrutura metálica

Os métodos de montagem da estrutura metálica do tabuleiro com maior domínio de aplicação são os seguintes [2]:

- A montagem com grua;
- A montagem por translações sucessivas a partir de um encontro.

Montagem com grua

Este método construtivo é utilizado com bastante frequência no contexto de tabuleiros de pequeno vão e quando a cota de rasante (altura ao solo) não é muito elevada.

Concluída a execução das fundações, dos encontros e pilares, procede-se à elevação das peças da estrutura metálica, que são içadas por meio de guias para posterior colocação na sua posição definitiva. Para tabuleiros a vencer um único vão, e caso este seja relativamente pequeno, as vigas principais da estrutura metálica ou a estrutura completa são colocados directamente sobre os encontros, sendo a sua elevação efectuada apenas de uma única vez. Se o tabuleiro estiver a vencer vários vãos, a elevação da estrutura metálica tem que ser efectuada por segmentos.

Procede-se, em seguida, à betonagem “in situ” da laje de betão, sendo a cofragem necessária directamente apoiada na estrutura metálica. Poder-se-á recorrer, em alternativa, a segmentos de laje pré-fabricados, desde que seja possível içá-los para a sua posição definitiva através de meios de elevação ligeiros. Outra possibilidade é utilizarem-se chapas colaborantes, com cofragem perdida ou, então, pré-lajes.

Um exemplo de montagem de tabuleiro metálico com recurso a esta técnica é a ponte de Penacova, sobre o rio Mondego. Como se ilustra na Figura 3.1, a estrutura metálica foi içada, por meio de uma grua, até à sua posição definitiva. Seguidamente, foram colocadas as lajes pré-fabricadas em betão armado.



Figura 3.1 – Ponte de Penacova – levantamento da estrutura metálica (esquerda) e aplicação das lajes pré-fabricadas (direita) [W3]

Lançamento incremental

O método actualmente mais utilizado quando não é viável o emprego de gruas é o do lançamento incremental da estrutura metálica, por translacções sucessivas a partir de um encontro. Este método de lançamento incremental oferece algumas vantagens relativamente a outros métodos construtivos, entre as quais se enumeram a menor área necessária de estaleiro, uma maior segurança e velocidade de execução, e o facto de ser possível prescindir de cimbrês durante o processo, não ocupando o terreno inferior ao tabuleiro. O método consiste na translacção de sucessivos segmentos do tabuleiro segundo o eixo longitudinal da ponte, a partir de uma margem [25]. À medida que se vai procedendo a estas translacções do tabuleiro, vão sendo inseridos novos segmentos metálicos, que vão sendo sucessivamente ligados na extremidade traseira da estrutura existente. Os comprimentos situam-se entre os 10m e os 30m. As ligações entre os sucessivos segmentos de tabuleiro são aparafusadas ou soldadas. O tabuleiro é lançado completo, ou seja, com as suas vigas principais, o contraventamento transversal (carlingas) e o horizontal [2].

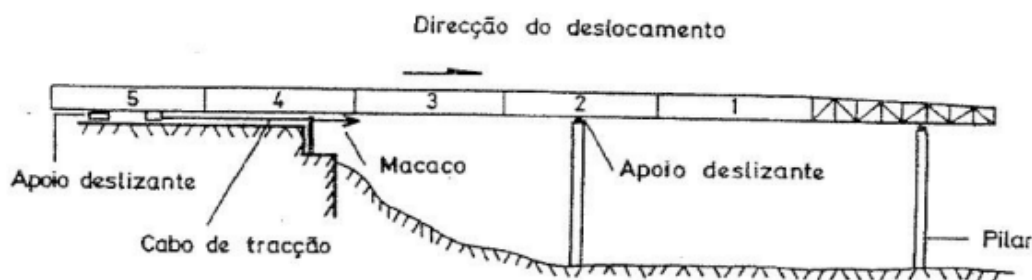


Figura 3.2 - Execução de tabuleiros por translacções sucessivas [2]

Embora possam ser empregues guinchos de cabo, o mais frequente é as translacções serem accionadas por meio de macacos hidráulicos. As manobras de translacção destes troços de tabuleiro requerem uma elevada perícia técnica, nomeadamente por se tratar de estruturas com um peso elevado e de grandes dimensões. Os dispositivos de escorregamento (Figura 3.3) utilizados na operação, sobre os quais deslizam as vigas, consistem em placas de neoprene, com revestimento de téflon [26]. Cada dispositivo tem guias laterais de modo a evitar o escorregamento transversal e a tornar possíveis pequenos acertos na trajectória [26].



Figura 3.3 - Dispositivo de escorregamento com guia lateral [26]

Na maioria dos casos de construção de tabuleiros mistos aço-betão, através deste processo, é efectuado o lançamento incremental exclusivamente da estrutura metálica. Durante o lançamento, a estrutura metálica está apoiada nos apoios provisórios, os quais, no final serão removidos e substituídos pelos apoios definitivos do tabuleiro. Normalmente os apoios provisórios situam-se a um nível mais elevado e as vigas são descidas para a sua posição final. Este método de montagem adequa-se particularmente para situações de tabuleiros em extensão recta em planta, ou com um raio de curvatura constante.

Durante as fases de lançamento da estrutura metálica, é necessário controlar os momentos flectores das consolas que se formam nas vigas do tabuleiro, avaliando a resistência das secções nas situações mais condicionantes do lançamento. Importa também analisar a possibilidade de instabilidade por flexão-torção. Outro aspecto que merece uma cuidada atenção durante a fase de lançamento é o problema da instabilidade das almas das vigas à encurvadura local. Isto porque as almas ficam sujeitas a forças concentradas importantes nas zonas situadas sobre os apoios provisórios, para as quais poderão não estar devidamente dimensionadas, até por não existirem reforços verticais nessas zonas [2]. Este problema denomina-se “*patch loading*” e a sua verificação é tratada na NP EN 1993-1-5 [27].

Um exemplo de tabuleiro misto aço-betão construído em Portugal com recurso a esta técnica de lançamento incremental, é o viaduto ferroviário de acesso à Ponte 25 de Abril, concluído em 1997. O viaduto tem via dupla com um comprimento total de 925 metros, com vãos tipo de 76 m. A secção transversal é composta por duas vigas de alma cheia com 4 metros de altura sobre as quais apoia uma laje superior de betão armado, com uma largura total de 10 metros. A estrutura metálica foi, toda ela, lançada pela técnica de lançamento incremental e, seguidamente, foi betonada a laje “in situ” com recurso a um equipamento móvel de suporte da cofragem.



Figura 3.4– Viaduto ferroviário de acesso à ponte 25 de Abril – lançamento do tabuleiro em aço [28]

3.2. Construção e solidarização da laje

Concluída a fase de montagem da estrutura metálica, é necessário construir a laje de betão e solidarizá-la com as vigas metálicas. A execução da laje pode ser implementada recorrendo a painéis de laje inteiramente pré-fabricados que são colocados sobre as vigas antes do lançamento restando, neste caso, apenas betonar “in situ” as zonas entre painéis de laje e as aberturas onde estão instalados os conectores, através das quais se materializa a solidarização da laje com as vigas em aço. Este método é, ainda assim, pouco frequente, uma vez que o facto de a laje ser lançada em conjunto com cada troço de estrutura metálica irá introduzir um peso acrescido na fase de lançamento, sendo os esforços também maiores, aumentando também a força necessária para promover essas translacções.

Considerando os aspectos abordados no parágrafo anterior, naturalmente se compreenderá que a execução da laje por um procedimento de betonagem “in situ” ou de montagem dos painéis pré-fabricados, depois de concluída a fase de montagem da estrutura metálica, é um processo claramente mais benéfico e com utilização mais frequente. Isto porque, o lançamento exclusivo da estrutura metálica (ao invés da mista) requiere uma força de translacção inferior, necessária para promover o deslocamento dos troços.

Ainda a respeito da betonagem “in situ” a ser realizada sobre a estrutura metálica já instalada, importa referir que a sua concretização compreende, na maioria dos casos, um processo de betonagem sequencial por troços. A justificação para este processo sequencial tem por base, em primeiro lugar, a conveniência de evitar a fissuração prematura do betão, procurando eliminar a ocorrência de elevados esforços de tracção nas zonas de momentos negativos do tabuleiro, enquanto o betão ainda não adquiriu as suas características de resistência. Em segundo lugar, também é possível constatar que os efeitos da retracção, propriedade reológica do betão, são claramente menos gravosos em termos de tensões e deformações induzidas na estrutura, se se optar por uma betonagem sequencial por troços convenientemente definida [14].

Para evitar a fissuração do betão nas zonas de momentos negativos impõe-se que os primeiros troços a serem betonados correspondam às zonas dos vãos, limitados pelas secções de momento nulo – vãos extremos e vão central – como se ilustra na Figura 3.5. Os últimos a serem betonados serão os troços adjacentes aos pilares - secções com momentos negativos máximos - numa altura em que grande parte do tabuleiro já apresenta um comportamento misto devido à cura do betão.

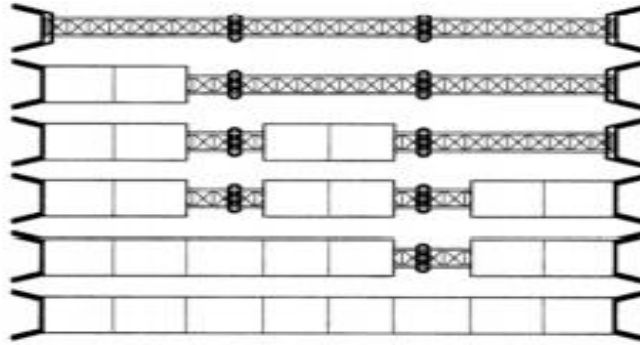


Figura 3.5 - Betonagem sequencial da laje de betão numa ponte mista [30]

Este processo é sobretudo usual em pontes de grande vão, onde os problemas descritos são mais prementes. A principal dificuldade da sua implementação remete da necessidade de transporte do equipamento de betonagem e das cofragens ao longo do eixo da ponte, conforme o troço a betonar.

3.3. Possibilidade de modificação do estado de tensão inicial do tabuleiro

Talvez em nenhuma das obras do domínio da engenharia de estruturas o processo construtivo condicione tanto a concepção como acontece no caso das pontes [2]. À medida que o processo construtivo de uma ponte se desenvolve, a sua estrutura vai passando por diversas configurações e tipos de carregamentos, os quais lhe geram esforços e deformações que vão evoluindo durante o processo. Tais esforços não podem ser calculados como se a carga permanente da estrutura actuasse simultaneamente, em todos os seus elementos, e sobre o sistema estrutural final, como é correntemente admitido no projecto de edifícios [2]. Torna-se, por isso, imperativo considerar a evolução do sistema estático ao longo do processo e os efeitos da carga permanente actuante durante as várias fases da obra e fazer as correspondentes verificações de estabilidade da estrutura, principalmente em situações que se venham a entender ser particularmente condicionantes. Pode acontecer que em algumas destas fases construtivas intermédias, se conclua que ocorrem as configurações estruturais que condicionam o dimensionamento das peças metálicas que compõem o tabuleiro. No cálculo dos esforços finais a que o tabuleiro fica sujeito, devido às acções permanentes, há que atender ainda aos efeitos de redistribuição dos esforços causados pelas deformações diferidas do betão, assim como aos efeitos de retracção, os quais são influenciados pela sequência de betonagem adoptada [2].

4. ACÇÕES A CONSIDERADAS DURANTE A CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO, SUAS COMBINAÇÕES E CRITÉRIOS DE PROJECTO

4.1. Referências normativas e definição das acções

De entre os regulamentos empregues para a definição das acções a actuar no tabuleiro, contam-se os seguintes [30][31][32]:

- ✓ NP EN 1990: Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas;
- ✓ NP EN 1991-1-1: Eurocódigo 1, Acções em estruturas; Parte 1-1, Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- ✓ NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2, Projecto de estruturas de betão; Parte 1-1, Regras gerais e regras para edifícios;

As acções a considerar no projecto das pontes são, de acordo com a filosofia dos regulamentos vigentes, de três tipos:

- ✓ Acções permanentes;
- ✓ Acções variáveis;
- ✓ Acções de acidente.

A quantificação dos efeitos das acções deve ter em consideração duas etapas diferentes da vida da obra:

- ✓ Fase construtiva;
- ✓ Fase de utilização.

De seguida, faz-se uma breve descrição de cada uma das acções a actuar no tabuleiro durante a sua fase construtiva, definindo também as suas intensidades.

4.1.1. Acções Permanentes

De entre todas as acções que solicitam um tabuleiro misto, o peso volúmico dos materiais é, claramente, a acção mais importante [34].

Peso volúmico dos materiais

Peso volúmico do betão armado	25kN/m ³
Peso volúmico do aço	78,5kN/m ³

Ainda inserido no contexto das acções permanentes a actuar no tabuleiro misto, consideram-se também as propriedades reológicas do betão, fluência e retracção, cujo efeito estrutural já foi descrito no ponto 2.4.1 deste trabalho.

4.1.2. Acções Variáveis

Sobrecarga Construtiva

Durante a fase construtiva, a estrutura pode ser solicitada por acções de carácter temporário que devem ser consideradas no projecto, provenientes do efeito do peso de equipamentos e estruturas auxiliares de montagem e de lançamento do tabuleiro. Admitiu-se, no presente trabalho a possibilidade de actuação, durante a fase construtiva, de uma sobrecarga uniformemente distribuída no tabuleiro metálico, com o valor de 1,7kN/m² [35].

4.2. Combinações de acções

4.2.1. Combinação de acções para o Estado Limite Último

As combinações de acções para verificações em estado limite último, tal como definido pela expressão (6.10) da NP EN 1990 [31], traduzem-se pela seguinte expressão:

Combinação Fundamental

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{K,i} \quad (4.1)$$

Onde:

- G_k é o valor característico para as acções permanentes;
- Q_k é o valor característico para as acções variáveis;
- γ_G e γ_Q são factores parciais para cargas em ELU;
- ψ_0 é o coeficiente de combinação para acções variáveis.

4.2.2. Combinação de acções para o Estado Limite de Serviço

Este estado limite foi considerado com referência à combinação de cargas correspondente aos valores característicos das acções, expressos pela seguinte expressão:

Combinação Característica

$$\sum_{j>1} G_{K,j} + Q_{K,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i} \quad (4.2)$$

Onde:

- G_k é o valor característico para as acções permanentes;
- $Q_{k,i}$ é o valor característico para as acções variáveis;
- $\psi_{0,i}$ é o coeficiente de combinação da acção variável $Q_{k,i}$.

4.3. Critérios de verificação estrutural em fase construtiva

Durante o processo construtivo, tal como já foi abordado anteriormente, o estado de tensão a que o tabuleiro está sujeito, vai sendo progressivamente alterado. Assim, é importante garantir a segurança da estrutura para todos os sucessivos estados de tensão pelos quais o tabuleiro vai passar. Deverá ser tido em consideração o nível de esforços a que está sujeita em cada fase, de acordo com o disposto na cláusula 5.4.2.4 da EN 1994-2 [36]. A combinação de acções usada para verificação da segurança da estrutura durante a fase de montagem e lançamento da estrutura metálica tem a seguinte expressão:

$$F_d = 1,35 * G_k \quad (4.3)$$

Onde:

- G_k é o valor característico para as acções permanentes.

A verificação da segurança ao estado limite último das vigas em aço é efectuada calculando as tensões normais máximas, em regime elástico, instaladas nas secções mais solicitadas das vigas em aço. O limite adoptado para os valores das tensões normais é o seguinte:

- f_{yd} , tensão de cedência para o aço estrutural.

Foram ainda efectuadas verificações adicionais, de acordo com os regulamentos vigentes, de forma a comprovar, para as fases mais condicionantes do lançamento da estrutura metálica:

- A resistência ao corte das almas das vigas;
- A resistência das secções ao efeito conjunto de momentos flectores e esforços transversos (interacção M-V);
- A resistência das vigas em aço à encurvadura lateral por flexão-torção;
- A possibilidade de encurvadura local da alma das vigas “Patch Loading”.

É importante salientar que a maioria das secções transversais das vigas de secção soldada se inserem, no âmbito da classificação de secções, como sendo de classe 3 ou 4. Devido a esta particularidade, as resistências destas secções, quando sujeitas a momentos flectores e esforços transversos, as tensões correspondem a distribuições elásticas, em que o valor máximo não pode exceder a tensão de cedência. No caso das secções transversais que sejam classificadas como sendo da classe 4, apenas se considera uma área efectiva da secção transversal (menor que a sua área total) ao determinar as propriedades geométricas da secção resistente.

A combinação de acções usada para verificação da estrutura, em estado limite de serviço, durante a fase de betonagem da laje tem a seguinte expressão:

$$F_d = G_k + Q_{k,i} \quad (4.4)$$

Onde:

- G_k é o valor característico para as acções permanentes;
- $Q_{k,i}$ é o valor característico para as acções variáveis (sobrecarga construtiva);

No que concerne às verificações em estado limite de serviço, à combinação de acções acima mencionada, foram impostas as seguintes limitações de tensões:

- $\sigma_{Ed, serv} \leq f_y$ – aço estrutural;
- $\sigma_{c,t} \leq f_{ctm}$ – betão, máxima tensão de tracção;

5. APRESENTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO TABULEIRO

5.1. Descrição do tabuleiro analisado

O tabuleiro analisado é misto, aço-betão e contínuo em três vãos de 63,00m+105,00m+63,00m, perfazendo um total de 231,00m entre os apoios extremos das vigas principais (apoios com encontros).

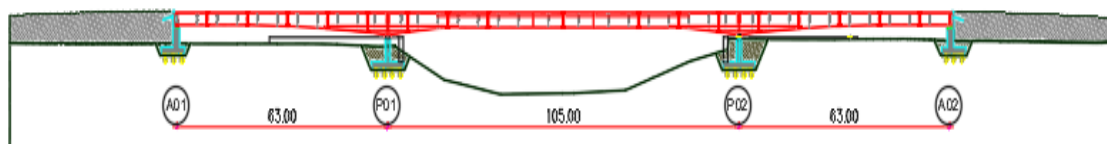


Figura 5.1 - Configuração longitudinal do tabuleiro misto (dimensões em m). Adaptado de [40]

O tabuleiro é recto ao longo de 211,00m, no entanto a laje assume uma configuração ligeiramente curva no final, junto ao encontro A02. Esta configuração em curvatura e a pequena variação de largura que lhe está associada não tem qualquer influência no arranjo horizontal da estrutura metálica. As três vigas principais em aço são rectas e paralelas entre si ao longo de toda a extensão longitudinal do tabuleiro. É apenas na laje que se reflecte a configuração curva e a variação de largura do tabuleiro [34].

A largura do tabuleiro é de 11,30m em toda a sua extensão recta, variando entre 11,30m e 11,75m na extremidade curva [34].

As vigas principais são secções soldadas em forma de I , com altura variável entre 2,50m e 4,50m. Os dois intervalos entre as três vigas principais são iguais: 3,75m. Devido à variação da inclinação transversal do pavimento desde o apoio interno P02 até ao apoio externo A02, as vigas principais exteriores sofrem pequenas variações de posição nessa zona do tabuleiro. A espessura da laje é constante e as vigas movem-se para cima e baixo para se adaptarem à inclinação transversal [34]. Na sua restante extensão o tabuleiro é inteiramente simétrico relativamente a um plano central longitudinal, e a viga central está posicionada a uma cota mais elevada que as vigas laterais. Como as três vigas principais são rectas e paralelas em toda a extensão longitudinal do tabuleiro, os vãos laterais da laje em consola variam de um mínimo de 1,10m até um máximo de 3,20m. Na zona central do tabuleiro o vão em consola é de 1,90m.

A espessura total da laje é de 0,30m, o que resulta da adição da espessura da pré-laje - 0,05m – à espessura do betão aplicado “in situ”. Na zona central do tabuleiro, em extensão recta, a laje é simétrica e tem duas inclinações transversais de 2,50%. Junto ao pilar A02, a inclinação transversal da laje é única e igual a 5,50%.

Relativamente aos elementos de contraventamento, estes são compostos por vigas transversais – carlingas – que estão ligadas às vigas principais e por diagonais de contraventamento

horizontal e vertical. A distância entre as vigas transversais varia entre 6,00m e 9,00m e elas são secções soldadas em forma de I , semelhantes às vigas principais, mas com alturas inferiores.

As diagonais do contraventamento horizontal são perfis tubulares, cujos diâmetros variam entre 139,7mm e 193,7mm, e estão situadas junto dos banzos superiores das vigas transversais.

As diagonais dos contraventamentos verticais são compostas por sistemas de diafragma triangulados situados junto aos apoios internos, são perfis tubulares com 114,3mm de diâmetro.

As almas das vigas principais dispõem de rigidificadores verticais e rigidificadores longitudinais.

Para melhor compreensão das características geométricas e do arranjo estrutural de todos os elementos que compõem o tabuleiro estudado, são apresentados no Anexo A as características geométricas dos tabuleiros modelados e peças desenhadas.

5.2. Faseamento construtivo do tabuleiro

5.2.1. Montagem da estrutura metálica

A Figura B.0.1, presente no ANEXO B – MONTAGEM DA ESTRUTURA METÁLICA, ilustra a sequência de montagem da estrutura metálica do tabuleiro, de acordo com o sistema construtivo proposto pelo projectista e adoptado pelo construtor. Naturalmente que, antes do início da montagem do tabuleiro metálico, já se encontram concluídas as fundações e os pilares. Importa ainda referir que, na sequência construtiva apresentada, apenas se observa o plano vertical médio do tabuleiro, pelo que só se visualiza o perfil longitudinal de uma das três vigas principais que compõem o tabuleiro. No entanto, está previsto que cada um dos troços metálicos a serem progressivamente instalados contenham todas as três vigas principais, as carlingas e os elementos de contraventamento horizontal e vertical.

5.2.2. Sequência de betonagem

A definição de uma sequência de betonagem da laje do tabuleiro é um aspecto que adquire particular importância, uma vez que, dentro de determinados limites, se pode, através da definição de uma sequência de betonagem por troços, controlar os esforços, deformações e as tensões finais na estrutura. Os objectivos principais que justificam a adopção de uma betonagem sequencial por troços já foram mencionados no ponto 3.2 desta dissertação.

Antes de se iniciar o processo de betonagem de cada um dos segmentos de laje, são colocadas as pré-lajes em toda a extensão longitudinal do tabuleiro. Elas funcionam como plataforma de trabalho onde os operários podem circular no período em que procedem à betonagem do tabuleiro e, simultaneamente, servem de cofragem ao betão da laje.

A sequência de betonagem do tabuleiro a analisar está ilustrada no ANEXO C – SEQUÊNCIA DE BETONAGEM.

6. MODELAÇÃO ESTRUTURAL E ACÇÕES

6.1. Modelação da estrutura

O modelo do tabuleiro foi desenvolvido utilizando o software comercial de análise estrutural *CSI SAP2000 v.19* [36].

Procurou-se que o modelo de cálculo, formado por elementos finitos lineares, representando as vigas principais, as carlingas e os contraventamentos, e por elementos finitos planos – elementos de casca, simulando a laje de betão armado, reproduzisse, com a maior aproximação possível, o comportamento do tabuleiro real.

Aplicaram-se no modelo as acções que se exercem sobre o tabuleiro nas diversas fases da sua construção.

Relativamente à modelação dos materiais, em particular o betão, a simulação da sua correcta resposta estrutural ao longo do processo construtivo torna imperativa a consideração do seu comportamento diferido, que se traduz pelos efeitos da fluência e retracção, características intrínsecas do mesmo e que já foram abordadas no ponto 2.4.1 desta dissertação.

Um aspecto fundamental a ter em consideração quando se pretende conhecer a resposta estrutural do tabuleiro é o seu faseamento construtivo. Resulta dele a necessidade de criar um modelo que ilustre o processo evolutivo no estado de tensão do tabuleiro à medida que se avança no processo construtivo do mesmo. A modelação do processo de montagem da componente metálica do tabuleiro tem, forçosamente, que simular a evolução da sua configuração, das posições em que as suas parcelas vão sendo colocadas e das localizações, introduções e remoções, dos apoios. De tudo isto resultam também as evoluções nos esforços e nas deformações da estrutura que se pretende identificar e quantificar. Tal como se verá mais adiante ocorrerão sucessivos acrescentos da estrutura, realizados por ligação de novos segmentos na extremidade traseira das que já foram instaladas, colocação e retirada de contrapesos, elevação do tabuleiro recorrendo a macacos hidráulicos, ligação, no centro do tabuleiro, das metades montadas independentemente a partir de cada margem. De todas estas etapas resulta não só a modificação progressiva da estrutura analisada, mas, também, alterações sucessivas dos esforços e dos estados de deformação a que ficam sujeitos os seus elementos.

Para analisar as sucessivas etapas construtivas, recorreu-se à ferramenta “*nonlinear staged construction*” que o software comercial *CSI SAP2000 v.19* [37] disponibiliza e que permite fazer análises estáticas não lineares. Esta ferramenta permite definir uma sequência de fases construtivas, sendo possível adicionar ou remover zonas da estrutura, aplicar cargas selectivamente a determinadas zonas da estrutura, bem como considerar as propriedades reológicas dos materiais que as constituem, como por exemplo, no betão, o efeito da fluência e da retracção. A ferramenta “*nonlinear staged construction*” realiza um tipo de análise estática, não linear, em virtude de a configuração da estrutura se poder alterar durante o curso da análise.

No entanto, a consideração dos efeitos de não linearidade geométrica ou material é opcional. Em cada fase, é possível especificar o seguinte [37]:

- ✓ A duração, em dias, da respectiva fase. Isto é usado para analisar os efeitos da não linearidade dos materiais, ou seja, se não se pretender analisar estes efeitos, é conveniente inserir zero na duração;
- ✓ O número de objectos a ser adicionados à estrutura, ou nenhum. A idade dos objectos no momento em que são adicionados à estrutura pode ser especificada, se se pretender analisar os efeitos reológicos;
- ✓ O número de objectos a ser removidos à estrutura, ou nenhum;
- ✓ O número de objectos a ser carregados com um determinado tipo de carga, ou nenhum. É possível especificar que todos os objectos inseridos num determinado grupo são para ser carregados, ou apenas aqueles objectos inseridos no grupo que está a ser adicionado à estrutura nessa fase.

Os objectos (elementos da estrutura) podem ser especificados individualmente ou usando grupos, sendo que na maioria dos casos o segundo caso é mais conveniente.

6.2. Propriedades dos materiais

Na modelação estrutural consideraram-se as propriedades dos materiais que constituem o tabuleiro misto, que são o betão e o aço estrutural.

O aço utilizado em toda a estrutura metálica do tabuleiro, tem as seguintes características mecânicas [35]:

- Tensão de cedência: $f_{yk} = 355\text{MPa}$;
 $f_{yk} = 335\text{MPa}$ para espessuras superiores a 40mm;
- Módulo de elasticidade: $E_s = 210\text{GPa}$;
- Coeficiente de Poisson em regime elástico: $\nu = 0,30$;
- Módulo de distorção: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80,77\text{GPa}$.

O betão utilizado na laje do tabuleiro, tem as seguintes características [35]:

- Valor característico da resistência à compressão do betão (aos 28 dias): $f_{ck} = 28\text{MPa}$;
- Módulo de elasticidade: $E_{cm} = 32,3\text{GPa}$;
- Coeficiente de Poisson em regime elástico: $\nu = 0,20$;
- Resistência do betão à tracção (aos 28 dias): $f_{ctm} = 2,8\text{MPa}$.

Para analisar devidamente os efeitos do processo construtivo na evolução do estado de tensão e deformação do tabuleiro, torna-se imprescindível inserir nesta análise as características reológicas do betão. Assim sendo, recorreu-se à ferramenta “*Time-dependent Properties*” [37] que o software comercial CSi SAP2000 v.19 disponibiliza e que permite especificar os parâmetros de avaliação das características não lineares do betão, relacionados com os efeitos da retracção. Assim, e tal como mencionado anteriormente, é possível inserir estes efeitos não

lineares na duração das fases de construção, nomeadamente nas que estão relacionadas com a sequência de betonagem do tabuleiro.

Assim, no decurso da sequência de betonagem, até que sejam atingidas as características de resistência finais do betão, irão coexistir na estrutura betões de idades diferentes, logo de resistências diferentes, o que leva à alteração do comportamento das propriedades mecânicas do betão e, conseqüentemente, da estrutura ao longo do tempo. A opção “*Time Dependent Properties*” [37] torna então possível aferir as variações nas tensões e extensões da laje de betão, bem como a sua influência nos esforços e deformações do tabuleiro em aço.

Os parâmetros que permitem analisar a influência dos fenómenos reológicos do betão no comportamento da estrutura são os especificados no CEB-FIP 2010 [38].

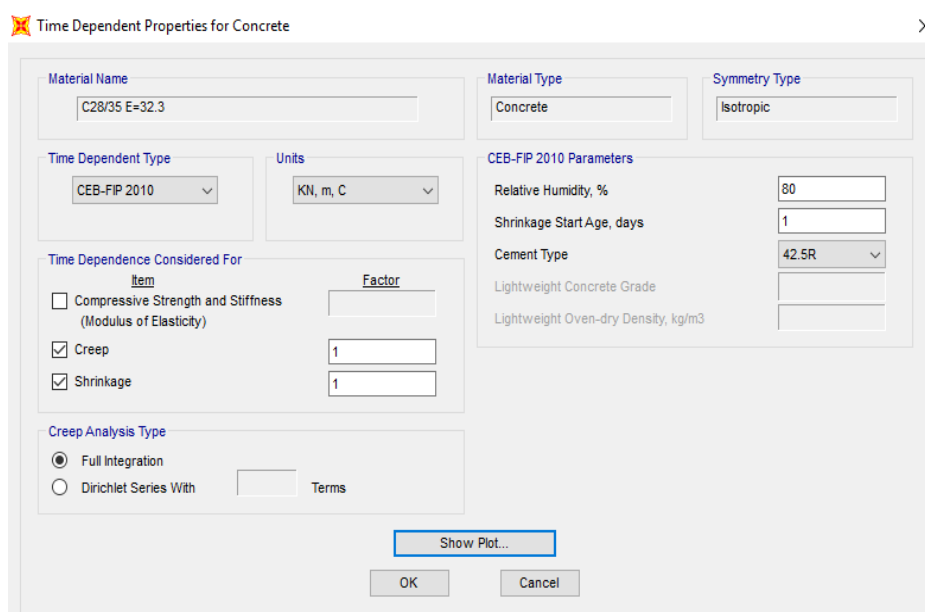


Figura 6.1 - Introdução dos parâmetros não lineares do betão no modelo [37]

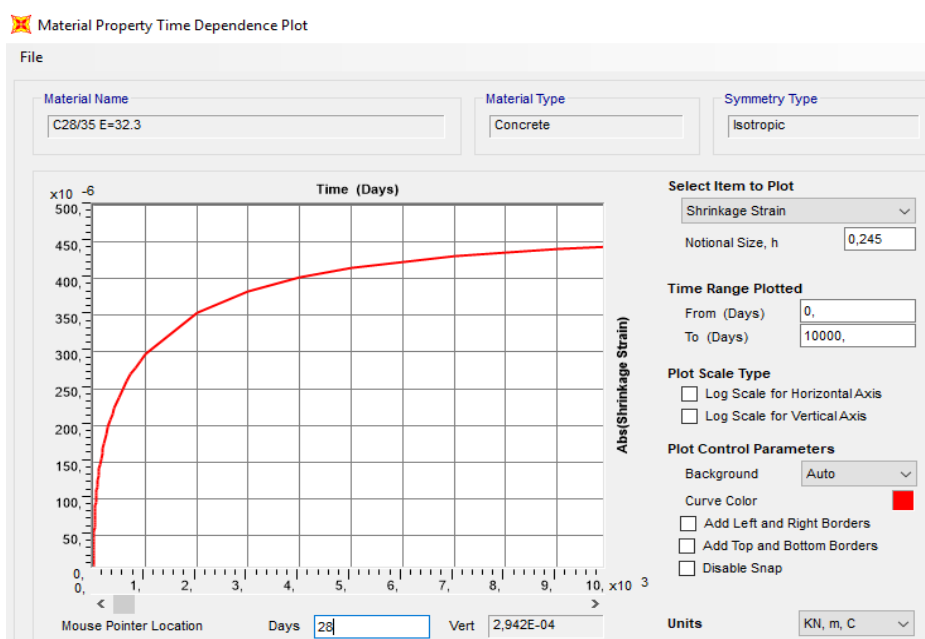


Figura 6.2 - Gráfico da função de retração [37]

6.3. Elementos fundamentais da modelação

6.3.1. Considerações iniciais

A estrutura é simulada com recurso a um modelo tridimensional que compreende a estrutura metálica e a laje de betão. A estrutura metálica é composta pelas vigas principais – com os respectivos reforços verticais em toda a extensão longitudinal – as carlingas, as diagonais de contraventamento horizontal e os diafragmas triangulados de contraventamento vertical. Toda a estrutura metálica é simulada através de elementos finitos de barra, sendo a laje de betão simulada por elementos finitos de casca.

Tal como se referiu o modelo vai evoluindo de forma a simular todo o faseamento construtivo, através da adição, subtracção ou alteração de elementos da estrutura. A modelação adoptada permite, assim, a consideração ou não de determinados elementos estruturais, para que os resultados parciais estejam em consonância com o faseamento construtivo a simular.

O rigor na análise das diversas etapas construtivas do tabuleiro depende desta faculdade, fornecida pelo programa de modelação adoptado, de eliminar ou introduzir elementos, de forma a modelar correctamente a alteração/evolução do sistema estrutural. A Figura 6.3 identifica a versão completa do modelo empregue.

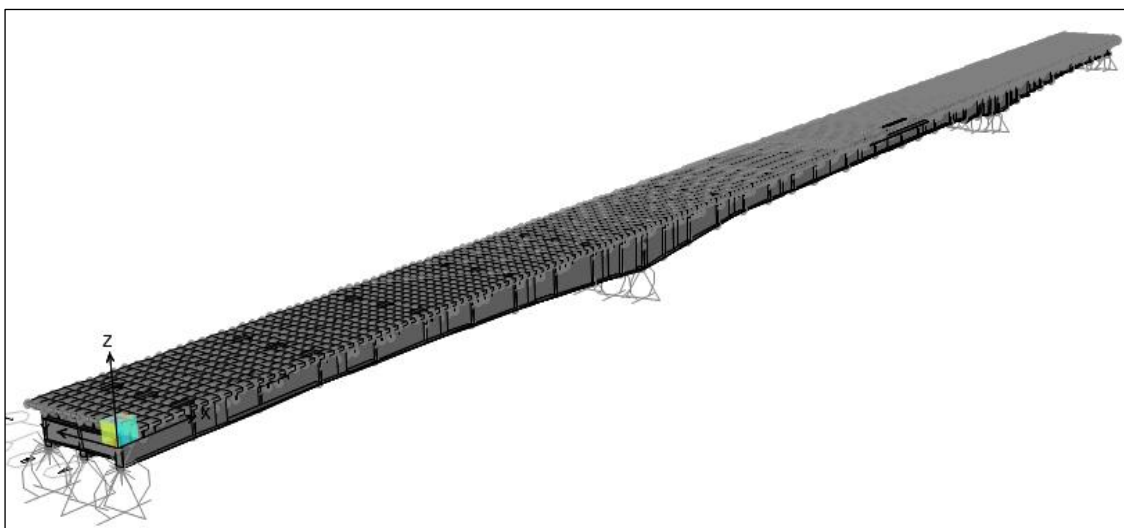


Figura 6.3 - Modelo de elementos finitos do tabuleiro (imagem, CSI SAP2000)

As características geométricas dos elementos estruturais do tabuleiro modelado, e respectivo arranjo estrutural são apresentados em ANEXO A – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS TABULEIROS MODELADOS E PEÇAS DESENHADAS.

6.3.2. Vigas principais

As vigas principais do tabuleiro, em aço, compostas por chapas soldadas em forma de I e com as características geométricas das secções transversais de acordo com o representado nas *Peças Desenhadas*, foram modeladas através de elementos finitos de barra cujos eixos coincidem com os eixos longitudinais das vigas. Estas vigas principais, na sua fase definitiva, estarão a vencer três vãos contínuos, ou seja, terão ligações de continuidade sobre os pilares

interiores. As ligações aos pilares são apoios, fixos na extremidade esquerda e os restantes são móveis. As características geométricas das secções transversais das vigas principais vão variando ao longo do tabuleiro, conforme descrito no capítulo 5 desta dissertação. Assim, a discretização adoptada para os elementos finitos de barra que simulam as vigas principais está de acordo com esta variação das dimensões das secções transversais ao longo da direcção longitudinal do tabuleiro. A Figura 6.4 ilustra um exemplo de como foram inseridas as características geométricas das vigas principais no modelo.

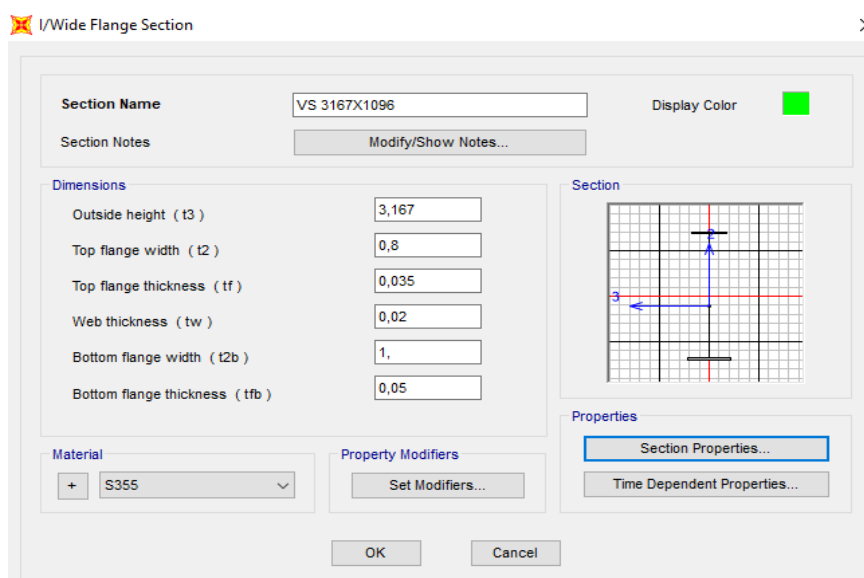


Figura 6.4 - Vigas principais - características geométricas das secções transversais (exemplo)

Outro aspecto que também influenciou a discretização adoptada para os elementos finitos de barra que simulam as vigas principais, foi o faseamento construtivo. Isto acontece para que seja possível analisar os deslocamentos e esforços que são produzidos ao longo de todo o processo de formação do tabuleiro, uma vez que em etapas intermédias do faseamento construtivo terão de estar inactivos os elementos de barra que não existem nessas fases.

A variabilidade na altura das secções transversais, nomeadamente nas zonas próximas dos apoios internos, em que as vigas principais apresentam uma variação parabólica, foi considerada através da ferramenta “*Nonprismatic Section Definition*” [37] que o software comercial de análises estruturais *CSI SAP2000 v.19* disponibiliza. Esta variabilidade tem influência na análise dos esforços e deformações induzidos, uma vez que secções com maior altura têm, também, maior rigidez de flexão segundo o seu eixo de maior inércia, atraindo assim mais esforços. Para accionar esta ferramenta é necessário definir as características geométricas das secções inicial e final do troço e o tipo de variação na rigidez de flexão que se pretende impor (Figura 6.5).

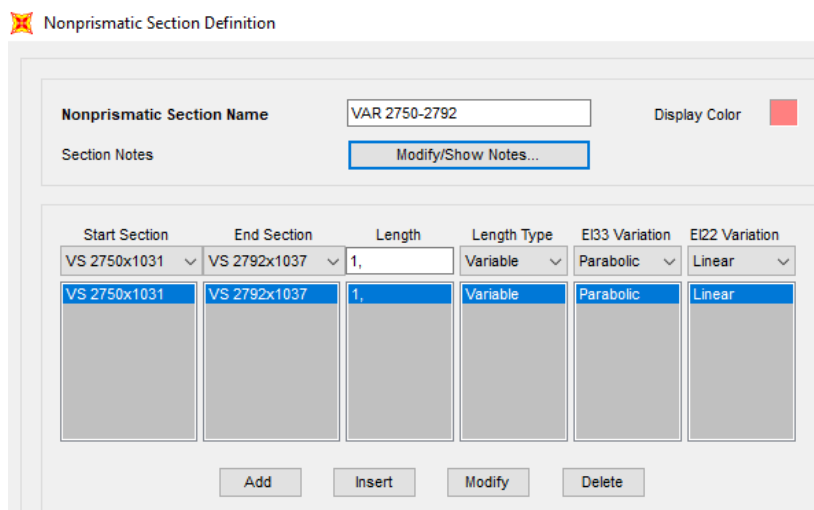


Figura 6.5 - Exemplo de aplicação da ferramenta “Non Prismatic Section Definition” no modelo

Esta variação na altura das secções transversais das vigas principais ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro (nas zonas junto aos apoios internos) vai originar, naturalmente, diferentes posições do centro de gravidade de cada secção transversal. Ora, para efeito de modelação, o software comercial de análises *CSI SAP2000 v.19* associa, por defeito, cada elemento finito de barra que se pretenda modelar ao centro de gravidade das respectivas secções, o que naturalmente para o presente caso introduziria erros na análise dos esforços e deformações das vigas principais. Esta questão foi colmatada através da ferramenta “Assign Frame Insertion Point” [37], que permite ao utilizador inserir o ponto da secção transversal a que pretende associar o elemento de barra. Este ponto da secção transversal foi, no presente caso, o ponto central superior, correspondente à face superior do banzo superior (Ponto 8) [37]. Desta forma, a posição do centro de gravidade das secções, nas zonas em que a altura vai variando, vai também variando, mas como o elemento de barra está nivelado a partir do seu ponto superior, a uma altura de 1,25m a partir do seu referencial global, não são introduzidos erros na análise dos esforços e deformações.

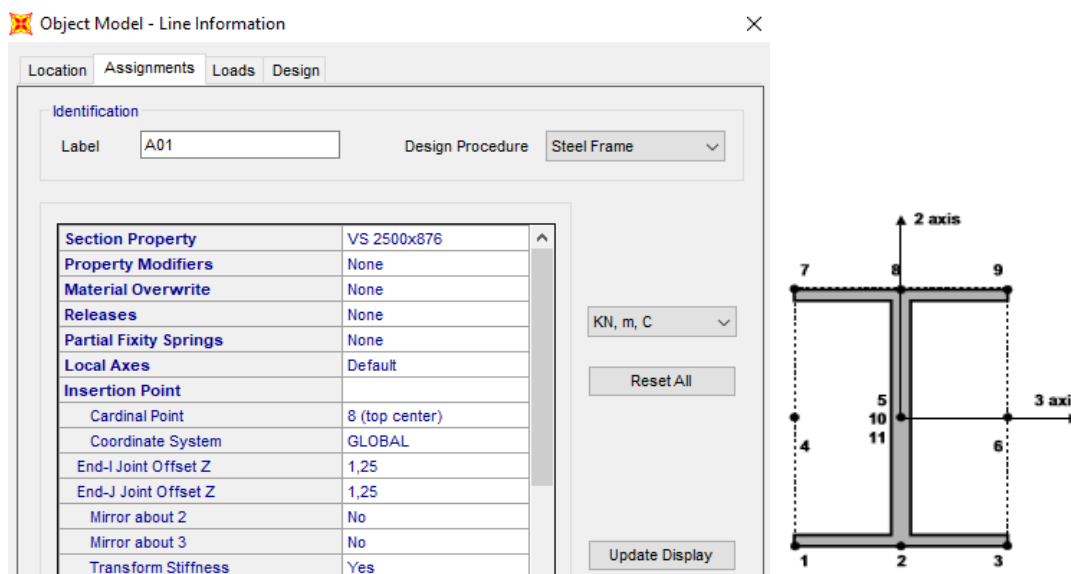


Figura 6.6 - Associação do ponto a que se pretende associar o elemento de barra (exemplo)

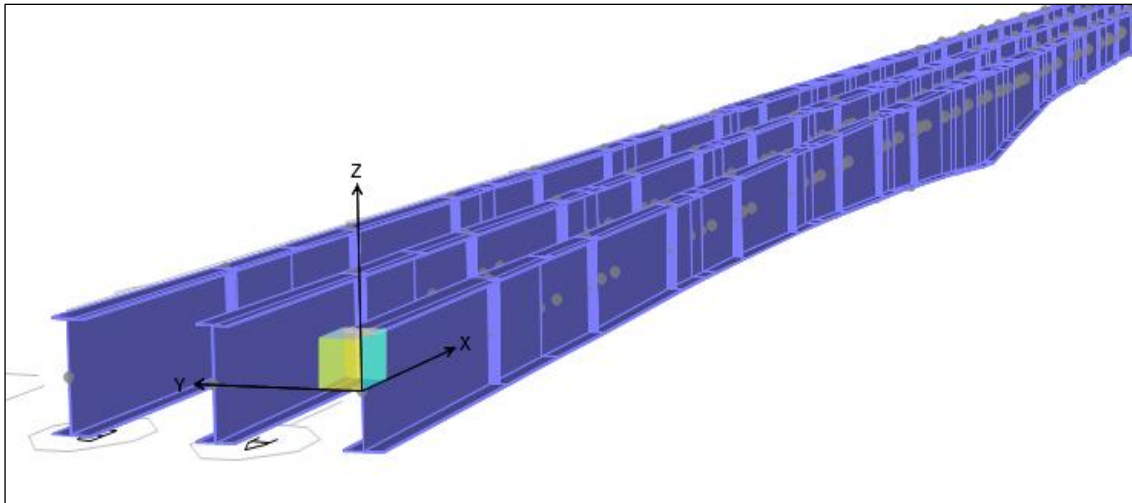


Figura 6.7 - Modelação das Vigas Principais como elementos finitos de barra (imagem, CSI SAP2000)

6.3.3. Carlingas

Transversalmente às vigas principais, e com um espaçamento que varia entre 6,00 m a 9,00 m estão posicionadas as carlingas - vigas transversais. Elas foram modeladas como elementos finitos de barra, com as dimensões de secção transversal e posicionamento ao longo do eixo longitudinal de acordo o que está representado nas *Peças Desenhadas*.

São estas vigas transversais que conferem apoio à viga principal central, quando os apoios definitivos dela ainda não estão instalados, ou seja, durante todo o processo de montagem da estrutura metálica. Assim, as carlingas vão garantindo a compatibilidade de deslocamentos e uniformizando os diagramas de esforços das três vigas principais em cada fase construtiva, até serem instalados os apoios definitivos da viga principal central. Este método permite reduzir os custos associados à colocação de aparelhos de apoio provisórios (e macacos hidráulicos) na viga principal central. Os apoios provisórios são colocados apenas nas vigas principais laterais. Relativamente à ligação entre estas vigas transversais e as vigas principais, esta foi assumida como sendo rígida, pelo que terá capacidade de absorver todos os esforços que se geram nessa zona.

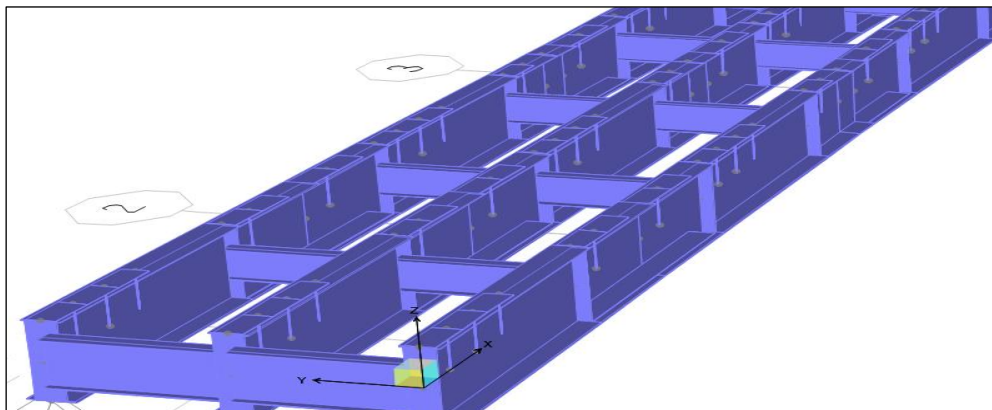


Figura 6.8 - Modelação das carlingas como elementos finitos de barra (imagem, CSI SAP2000)

6.3.4. Laje de betão

A laje de betão foi modelada com elementos finitos de casca (*shell*). Na modelação destes elementos, considerou-se o afastamento existente entre o plano médio da laje e o do banzo superior da viga de aço.

Na discretização adoptada para a laje, para possibilitar a introdução de condições de compatibilidade de deslocamentos na interface aço-betão, representando assim a ligação entre a laje de betão e as vigas de aço, procurou-se que o número de divisões ao longo do vão longitudinal fosse coincidente com o número de troços rígidos que vêm dos elementos de barra que simulam as vigas de aço. À semelhança do critério referido para o vão longitudinal, também na discretização ao longo do vão transversal se procurou que o número de divisões correspondesse às zonas onde estarão os troços rígidos que ligam as vigas principais de aço à laje de betão. Cumpridos estes dois critérios, procurou-se refinar a malha, para que os resultados das tensões a actuar na laje fossem mais rigorosos, sendo que se chegou a uma solução final correspondente a uma malha composta por elementos quadrados de 50x50cm.

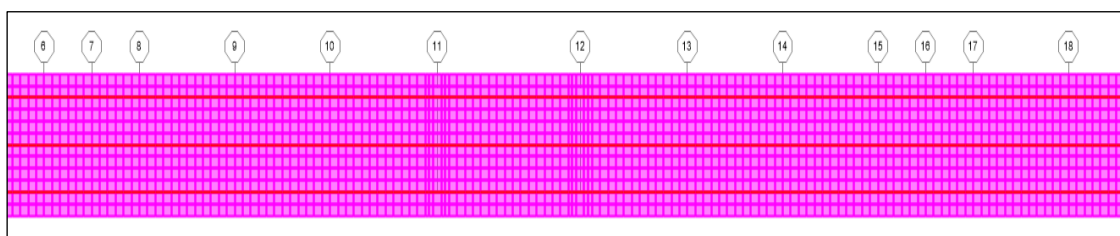


Figura 6.9 - Modelação da laje como elemento finito de casca e discretização adoptada (imagem, CSI SAP2000)

6.3.5. Ligação entre elementos de viga e elementos de laje

Para a modelação da ligação entre vigas e laje, foi considerada como válida a hipótese de conexão rígida entre os dois materiais (Figura 6.10). Assim, a aplicação desta hipótese foi realizada, no modelo, através da introdução de elementos rígidos na ligação entre os elementos de barra que simulam as vigas principais e os elementos de casca que simulam a laje.

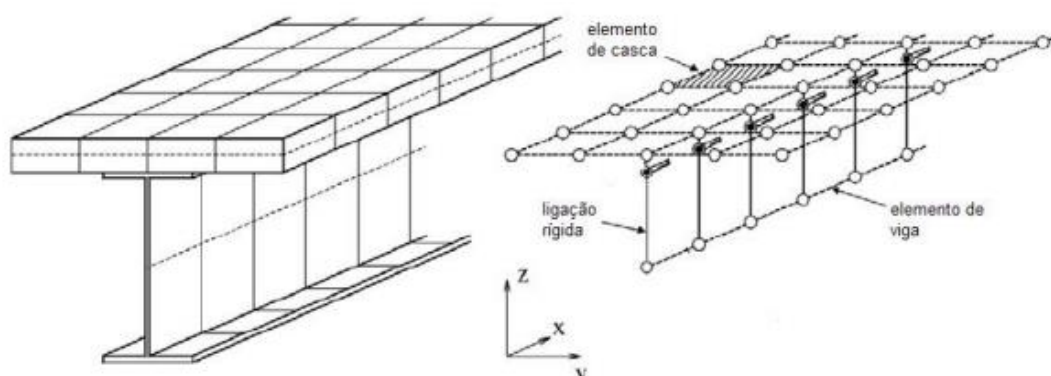


Figura 6.10 - Modelação de um tabuleiro misto com base no método dos elementos finitos. [39]

As ligações rígidas indicadas na Figura 6.10 simulam o efeito de conexão entre laje e viga, destinando-se a compatibilizar deslocamentos e rotações dos nós unidos pela ligação, que são o eixo da viga metálica e o eixo da laje. A definição dos graus de liberdade a compatibilizar em cada ligação deve ser feita de forma cuidadosa porque, caso contrário, existe o risco de surgirem esforços parasitas no modelo que não têm correspondência com a realidade. Estes elementos rígidos não são mais que, também eles, elementos finitos de barra com parâmetros de rigidez axial, de corte, torsional e de flexão (nas duas direcções de inércia, último caso) muito elevados, de modo a garantir que as condições de compatibilidade de deslocamentos sejam satisfeitas (Figura 6.11).

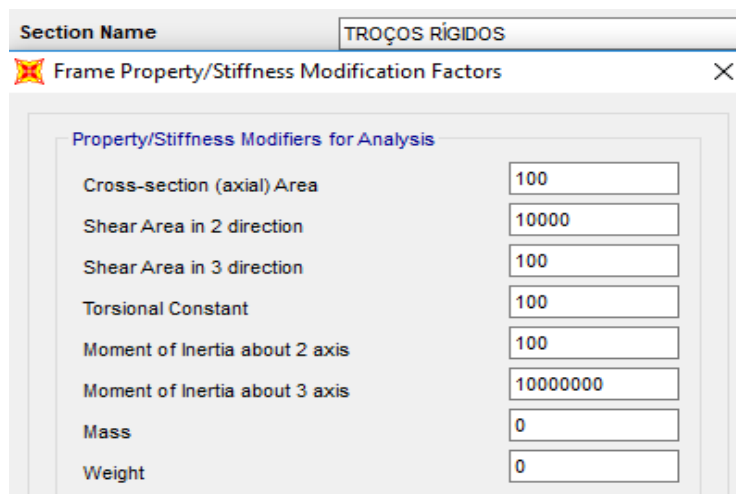


Figura 6.11 - Parâmetros de rigidez adoptados, no modelo, para os troços rígidos (imagem, CSI SAP2000)

Ao simular a laje com uma malha de elementos finitos, deixa de ser necessário recorrer ao conceito de “largura efectiva porque a laje não é tratada como elemento de barra. Neste modelo, os esforços/tensões da laje são representados em manchas baseadas numa escala pré-definida, como se ilustrará no capítulo 7 deste trabalho. Na Figura 6.12 pode, também, ver-se os elementos rígidos de ligação, simulados como elementos de barra.

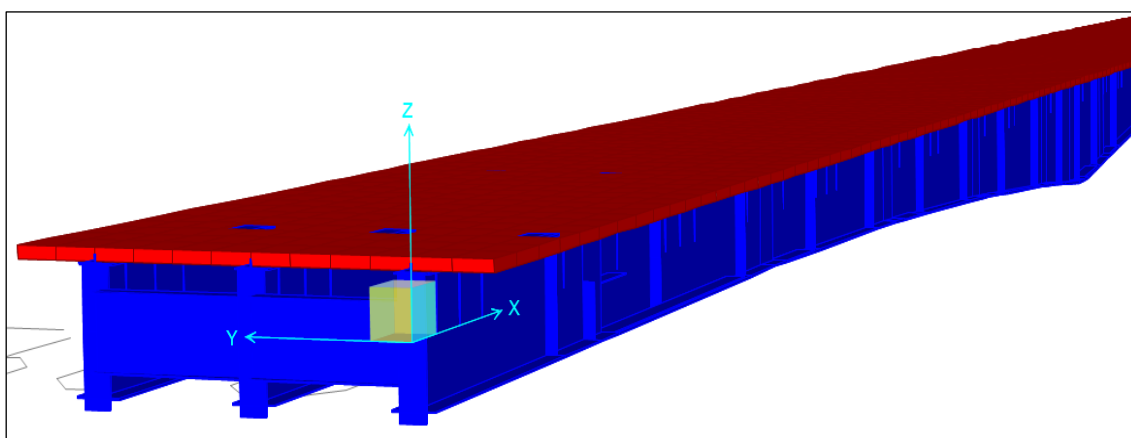


Figura 6.12 - Modelação do tabuleiro misto com base no método dos elementos finitos (imagem, CSI SAP2000)

6.4. Quantificação das Acções

6.4.1. Quantificação das acções permanentes

A quantificação das acções permanentes é efectuada pela consideração do peso volúmico dos materiais que constituem os elementos estruturais do tabuleiro, sendo esta a acção mais importante que solicita o tabuleiro, uma vez que está directamente ligada ao processo construtivo utilizado.

O peso próprio de toda a estrutura metálica é considerado automaticamente pelo software de análise *SAP2000* [37]. Para isso basta inserir o peso específico do material e as características geométricas da estrutura. Importa referir ainda, relativamente à estrutura metálica, que foi utilizado um peso próprio 10% superior ao peso específico do aço, de modo a levar em consideração os acréscimos de carga devido aos elementos de ligação (parafusarias e soldaduras) bem como as tintas, embora estas últimas tenham menos impacto [35].

O peso próprio da laje em betão armado foi sendo aplicado à estrutura, segundo a sequência de betonagem prevista – que já foi descrita em detalhe no ponto 5.2.2 deste trabalho - através de cargas uniformemente distribuídas a serem aplicadas nas vigas principais da estrutura metálica. Assim, as cargas distribuídas respeitantes à betonagem do tabuleiro, e a serem impostas à estrutura metálica, correspondem a 25,2kN/m nas vigas principais de extremidade e 20,3kN/m na viga principal central. O valor destas cargas é obtido pela área de influência da secção transversal (espessura da laje multiplicada pela largura de influência) multiplicada pelo peso volúmico do material, neste caso o betão.

O peso próprio das pré-lajes também foi inserido, no modelo, através de cargas uniformemente distribuídas a serem aplicadas nas vigas principais da estrutura metálica. Estas cargas são aplicadas simultaneamente a toda a estrutura metálica, após concluída a montagem desta última e, naturalmente, antes de se iniciar o processo de betonagem sequencial por troços. Os seus valores correspondem a 7kN/m a serem impostas às vigas principais de extremidade e 2,4kN/m na viga principal central.

6.4.2. Quantificação das acções variáveis

Para o faseamento construtivo, neste caso de estudo, foi considerada a acção de uma sobrecarga construtiva, cuja razão de ser já foi abordada no ponto 4.1.2 e que foi inserida no modelo, para efeitos de verificação de segurança em fase construtiva, como carga uniformemente distribuída de 4,1kN/m a actuar nas vigas principais de extremidade e de 3,1kN/m a actuar na viga principal central.

6.4.3. Outras acções em fase construtiva

Na análise da sequência construtiva foi ainda considerada a acção dos contrapesos, a serem inseridos na estrutura metálica em determinadas fases do processo. Esta acção corresponde a cargas pontuais de 234kN a serem impostas às vigas principais de extremidade e 232kN na viga principal central.

7. ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

7.1. Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises efectuadas para cada uma das fases do processo construtivo, em termos de esforços, tensões e deslocamentos verticais introduzidos. As fases do processo construtivo e as sucessivas operações que o constituem são as que foram apresentadas no ponto 5.2 e no Anexo B desta dissertação. A análise do processo construtivo do tabuleiro foi preconizada com base na modelação das diversas fases que compõem o processo de montagem da estrutura metálica e da subsequente betonagem por troços. Foi possível - tal como já se mencionou - levar em conta a evolução das propriedades mecânicas do betão dependentes do tempo.

Os resultados apresentados para a análise do faseamento construtivo iniciam-se com a 15ª fase, de acordo com a sequência de montagem da estrutura metálica apresentada no ponto 5.2 deste trabalho, onde se refere a consulta da Figura B.0.1, presente no Anexo B. Isto acontece porque até esta fase as duas metades do tabuleiro são estruturas isostáticas cujo estado de tensão não depende das alterações que lhe foram previamente introduzidas. A 15ª fase, tal como se ilustra na sequência apresentada no Anexo B, corresponde aos deslocamentos longitudinais finais convergentes das metades do tabuleiro até as suas extremidades se encontrarem. Cada uma das metades tem, nessa fase, as suas consolas máximas e dois apoios que fazem dela uma peça isostática. Pretende-se, neste capítulo, apresentar os resultados da análise estrutural referente ao intervalo que tem início na fase construtiva já referida e termina na 25ª fase, de acordo com a sequência apresentada no ponto 5.2 deste trabalho.

Relativamente às acções consideradas durante o faseamento construtivo, contam-se as que já foram enunciadas e quantificadas no ponto 6.4.

7.2. Análise da estrutura em fase construtiva

Os resultados aqui apresentados dizem respeito, portanto às fases do processo construtivo que se iniciam na 15ª. Nesta fase, o tabuleiro está sujeito às acções do peso próprio da estrutura metálica e dos dois contrapesos. Estes são simulados através de cargas pontuais – com as intensidades referidas no ponto 6.4.3 - localizadas nas extremidades livres (exteriores) de cada uma das metades do tabuleiro metálico. As extremidades interiores dos troços metálicos ainda não estão ligadas, pelo que o andamento do diagrama de esforços de flexão das vigas principais (Figura 7.1) corresponde ao de duas vigas isostáticas – com funcionamento estrutural independente entre si - cujos apoios provisórios se localizam nas secções onde os valores de momento flector são máximos (zonas de pico de momento). Naturalmente que a meio vão, não estando ainda instaladas as ligações que solidarizam as duas metades, o momento é nulo.

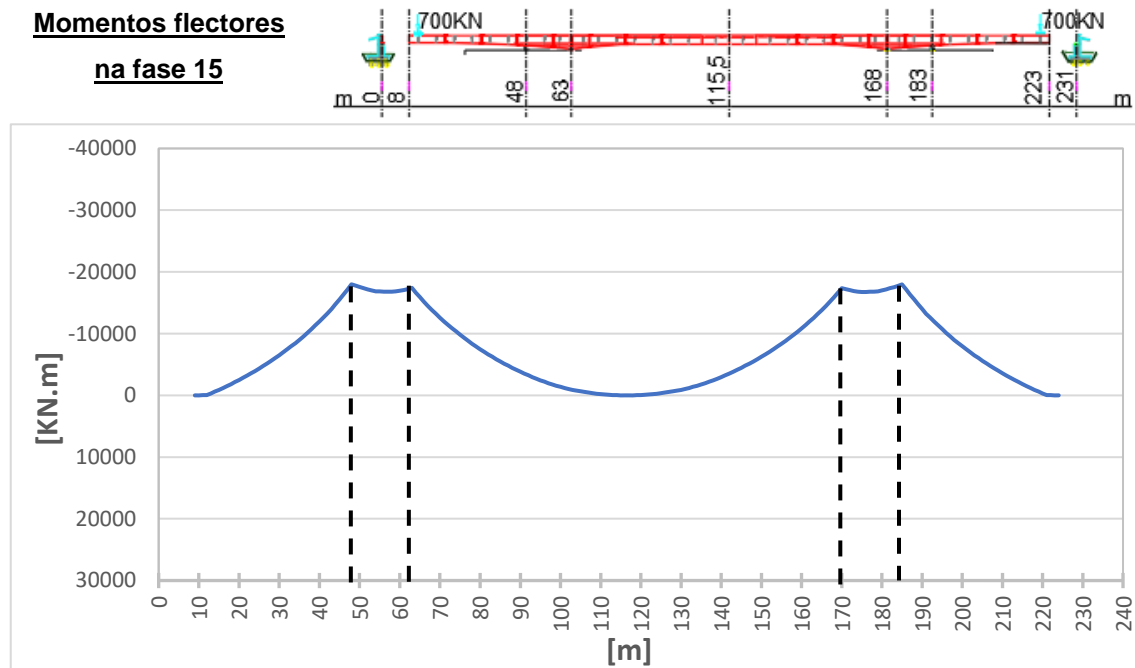


Figura 7.1 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 15

O gráfico da Figura 7.2, referente à 15ª fase, ilustra o andamento dos valores dos deslocamentos verticais das vigas principais ao longo da extensão do tabuleiro.

**Deslocamentos
verticais na fase 15**

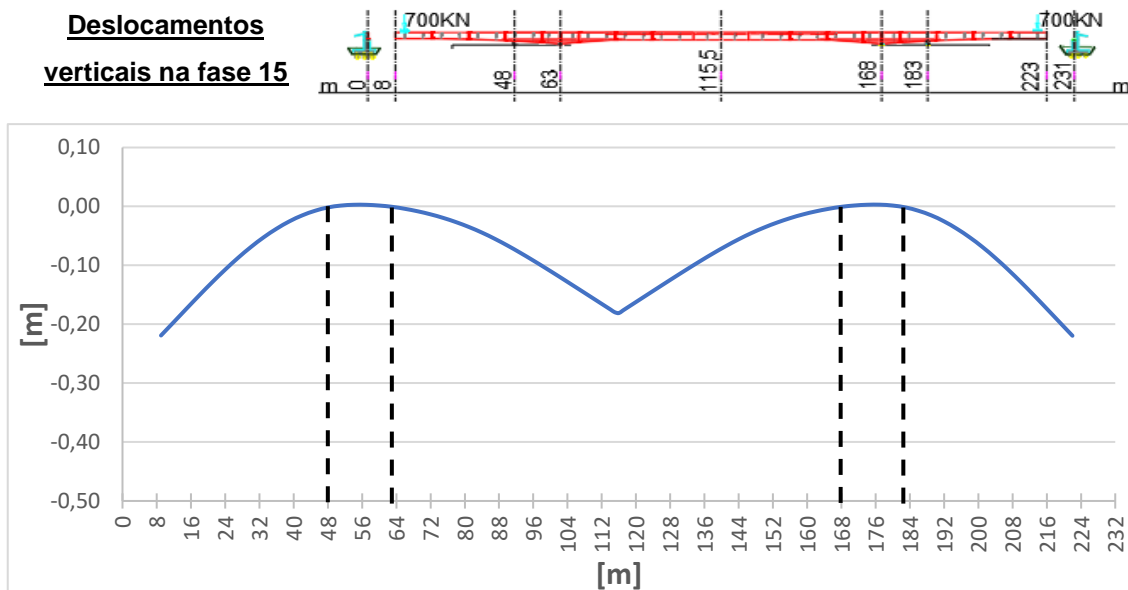


Figura 7.2 – Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 15

O gráfico da Figura 7.2 evidencia que os deslocamentos verticais nas extremidades livres interiores das metades do tabuleiro são iguais e que as rotações dessas mesmas extremidades são simétricas (o que seria de esperar atendendo à simetria das estruturas). Dado que as duas secções das extremidades fazem um ângulo entre elas não é possível realizar a ligação de uma à outra. Para que se possa materializar a ligação que confere continuidade às vigas principais do tabuleiro é necessário que as suas extremidades sejam paralelas.

É este o propósito das operações a executar na 16ª fase. Introduzem-se movimentos descendentes nos apoios exteriores de cada uma das metades do tabuleiro, de modo a subir as extremidades interiores e, por essa via, anular as suas rotações relativas, mantendo-as ao mesmo nível. Será, então, possível ligar a extremidade de uma metade à extremidade adjacente de outra metade.

É importante sublinhar que o objectivo desta fase não passa por anular o deslocamento vertical, mas sim a rotação das secções transversais nas referidas extremidades, o que justifica que o encontro entre as duas extremidades do tabuleiro se dê com um deslocamento vertical positivo, como se ilustra na Figura 7.3. O valor de assentamento para o qual se atingiu o referido objectivo foi de 72mm, e corresponde a um deslocamento vertical descendente dos apoios provisórios traseiros. Ora, este deslocamento descendente consegue-se, na realidade, com recurso a macacos hidráulicos a serem instalados nas zonas dos apoios provisórios traseiros.

Para esta fase apenas se torna relevante ilustrar, como se faz na Figura 7.3, a configuração deformada da estrutura. Isto porque não estando ainda instaladas as ligações entre os dois troços de tabuleiro, a estrutura continua a comportar-se como duas vigas isostáticas, com funcionamento estrutural independente entre si.

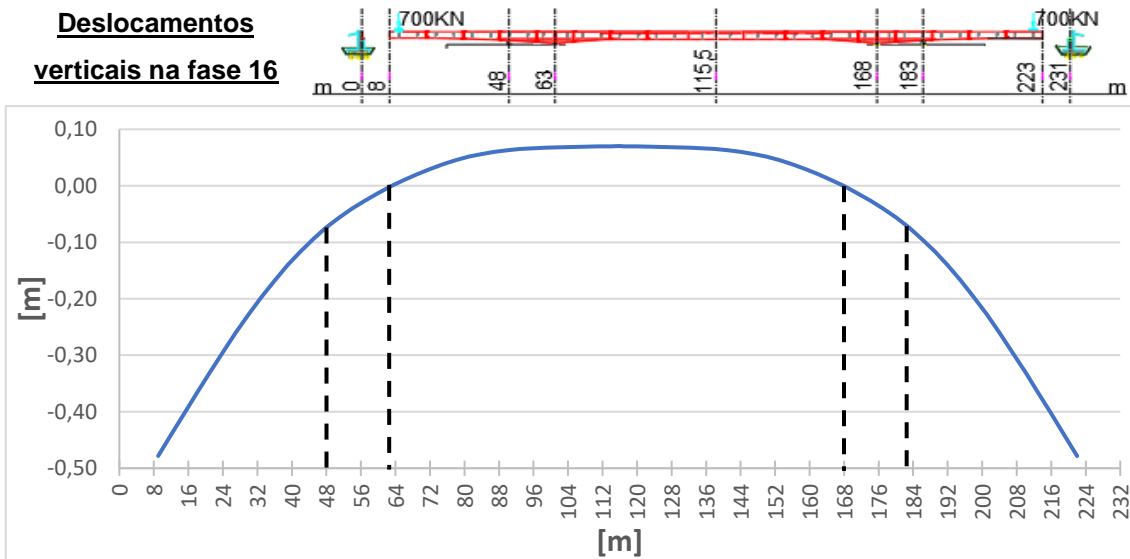


Figura 7.3 – Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 16

De seguida, procede-se à simulação da introdução das ligações na zona central do tabuleiro, através da activação dos troços de elementos finitos de barra que simulam as vigas principais nessa mesma zona central. Saliente-se que, a partir desta fase, já passam esforços na zona central das vigas principais, pelo que o comportamento estrutural passa a ser o de uma viga hiperestática com quatro apoios.

É também nesta fase que se procede à remoção dos contrapesos, sendo esta operação simulada através da aplicação de cargas pontuais de igual intensidade, localização e sentido contrário (neste caso ascendente) relativamente às que já lá estavam aplicadas. A última operação que se realizou nesta fase foi a da remoção dos apoios provisórios traseiros, o que foi feito por meio de um assentamento de apoio (deslocamento descendente) cuja grandeza deve ser tal que anule as reacções verticais nesses apoios, simulando assim a sua remoção. O valor de assentamento que concretiza a remoção dos apoios é de 1,80mm. Para a concretização desta operação utilizam-se macacos hidráulicos.

O diagrama de esforços de flexão das vigas principais, ao final da 17ª fase, é o que se ilustra na Figura 7.4, sendo os valores de pico de esforços máximos de flexão correspondentes às zonas dos apoios provisórios instalados.

Momentos flectores
na fase 17

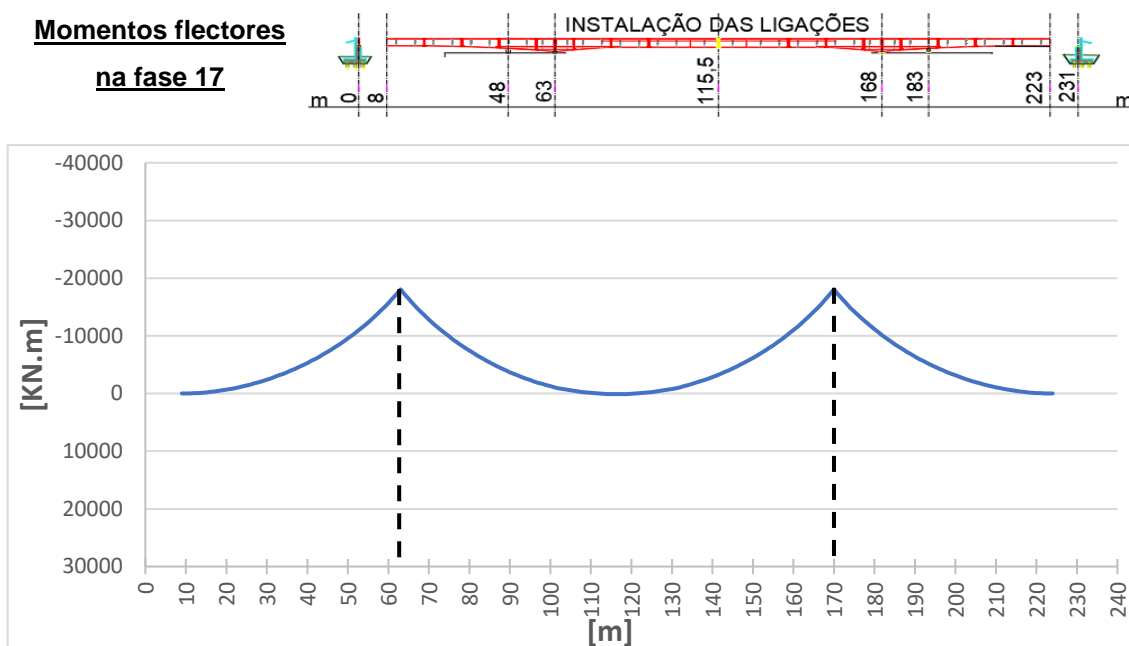


Figura 7.4 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 17

Da configuração deformada na Figura 7.5, menciona-se apenas o facto de os valores dos deslocamentos verticais nas extremidades livres exteriores serem inferiores ao que se verifica na 16ª fase, o que se deve essencialmente à operação de remoção dos contrapesos.

Deslocamentos
verticais na fase 17

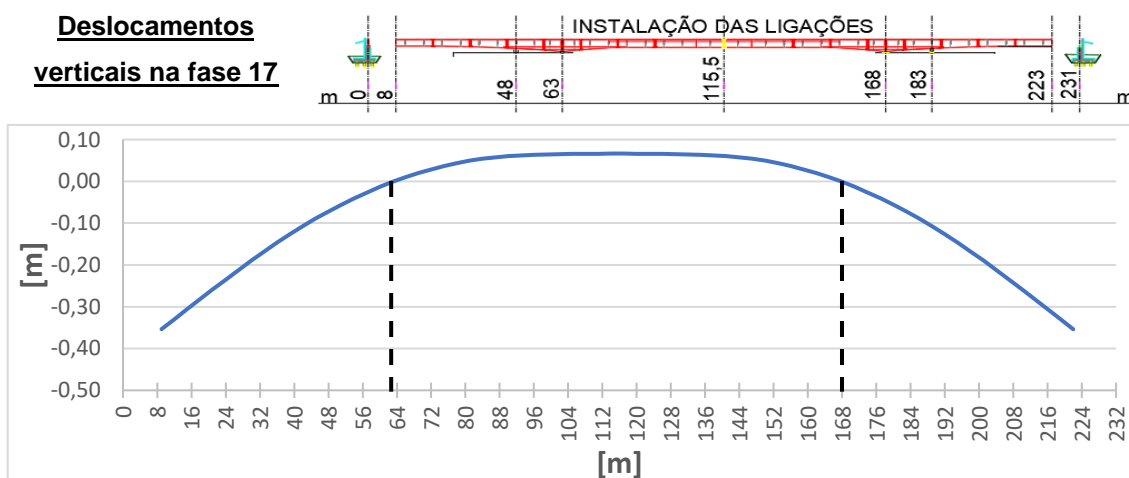


Figura 7.5 – Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 17

Na 18ª etapa activam-se os elementos necessários para simular a instalação de novos apoios provisórios traseiros, a uma distância de 18,0m relativamente à posição anterior dos apoios removidos. De seguida, aplicam-se deslocamentos verticais ascendentes nestes novos apoios – manobra de levantamento do tabuleiro - nestas novas posições dos apoios provisórios traseiros. Para além de activar os apoios o objectivo desta manobra de levantamento do tabuleiro é o de anular os valores das rotações segundo o eixo horizontal das secções transversais localizadas nas extremidades livres do tabuleiro e, assim, criar as condições para que seja possível proceder à ligação dos últimos troços de tabuleiro metálico em falta. O valor de deslocamento vertical para o qual se concretiza o referido objectivo é de 250mm. Tal como nas outras operações idênticas, este deslocamento atinge-se com recurso a macacos hidráulicos.

O gráfico da Figura 7.6 ilustra o andamento do diagrama de momentos flectores no final desta fase. Importa salientar dois aspectos: em primeiro lugar o facto de os pontos angulosos, situados em zonas com valores de momento negativo, corresponderem às posições dos apoios provisórios; em segundo lugar, analisando o efeito que os deslocamentos dos dois apoios introduzem, em termos de esforços de flexão na estrutura, conclui-se que a acção isolada dos deslocamentos origina a variação dos momentos que se representa a cinzento na Figura 7.6. Assim, a soma do diagrama de momentos relativo à 17ª fase com o diagrama resultante da acção isolada do referido assentamento de apoio (a cinzento), introduz nas vigas principais o diagrama de momentos que se ilustra na Figura 7.6 (a azul). Nota adicional para o facto de, a meio vão, com as ligações já instaladas, passa a existir esforço de flexão, sendo o valor de momento precisamente igual ao que deriva da acção isolada do assentamento. Isto sucede porque na fase anterior o momento nessa secção era nulo.

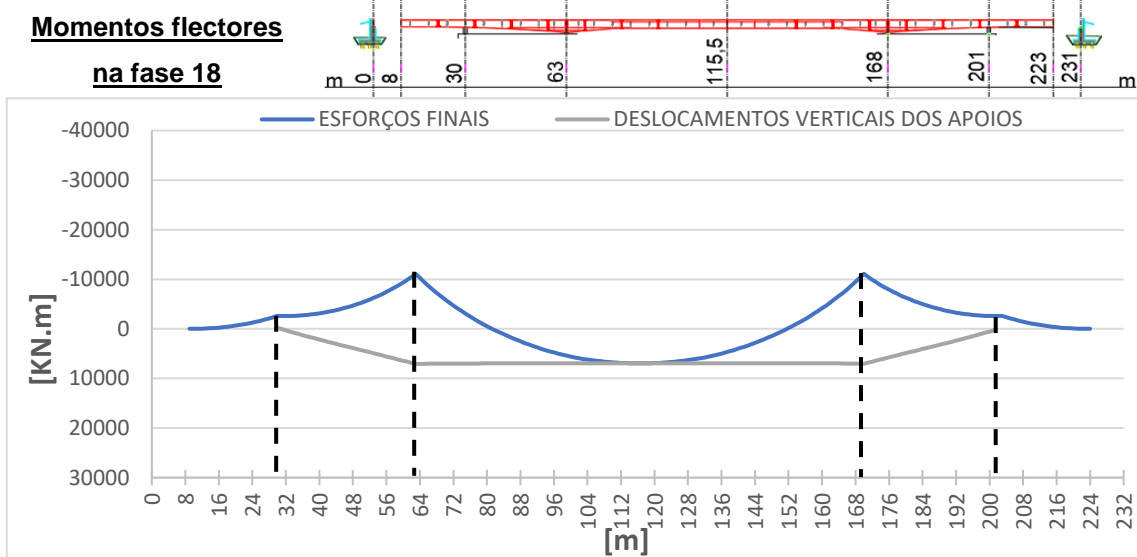


Figura 7.6 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro – Fase 18

Relativamente à configuração deformada, ilustrada na Figura 7.7, importa realçar o facto de as extremidades livres – exteriores – da viga principal, uma vez aplicado o assentamento, passarem a evidenciar deslocamentos verticais positivos, sendo os valores das rotações das suas secções praticamente nulos. Estão assim criadas as condições para que, na fase seguinte, se proceda à instalação dos últimos troços de tabuleiro metálico.

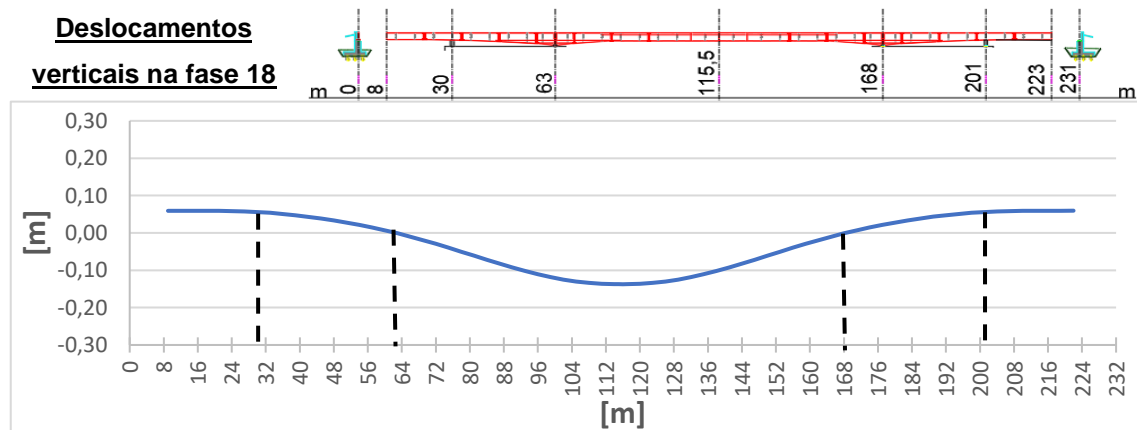


Figura 7.7 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 18

A 19ª fase simula a ligação dos últimos troços de tabuleiro metálico, através da activação dos elementos finitos de barra que os representam. Os gráficos que ilustram o andamento dos esforços de flexão e os deslocamentos verticais, presentes na Figura 7.8 e Figura 7.9, não sofrem, naturalmente, alterações muito relevantes, salientando-se apenas o facto de, a partir do final desta fase, todo o tabuleiro metálico se encontrar totalmente montado.

**Momentos flectores
na fase 19**

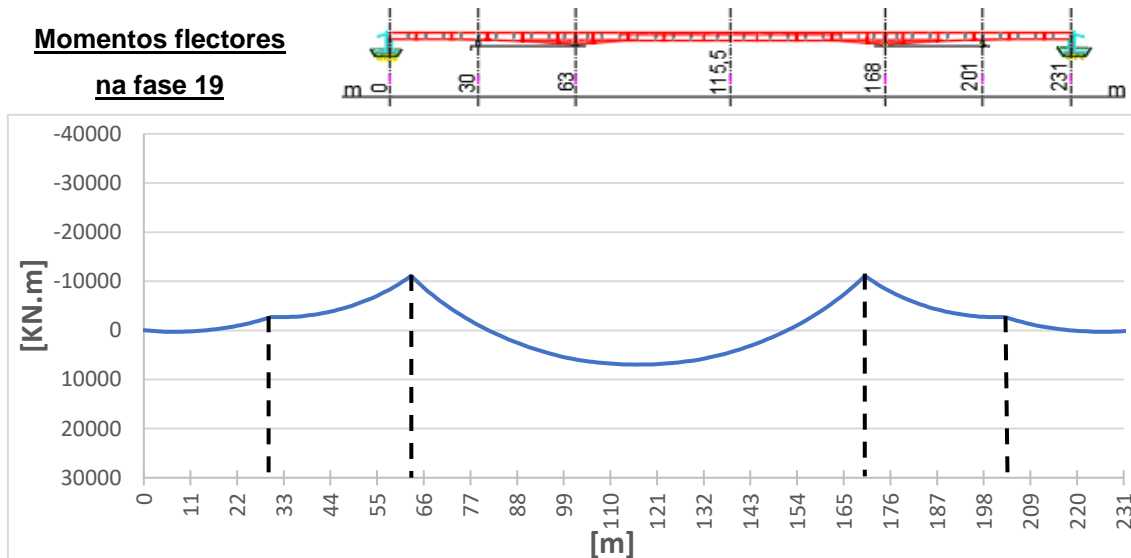


Figura 7.8 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 19

**Deslocamentos
verticais na fase 19**

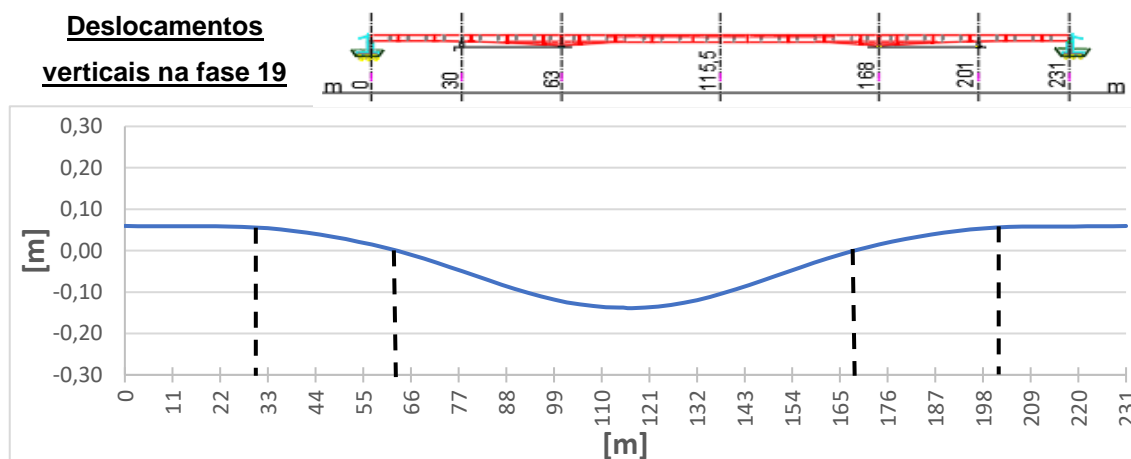
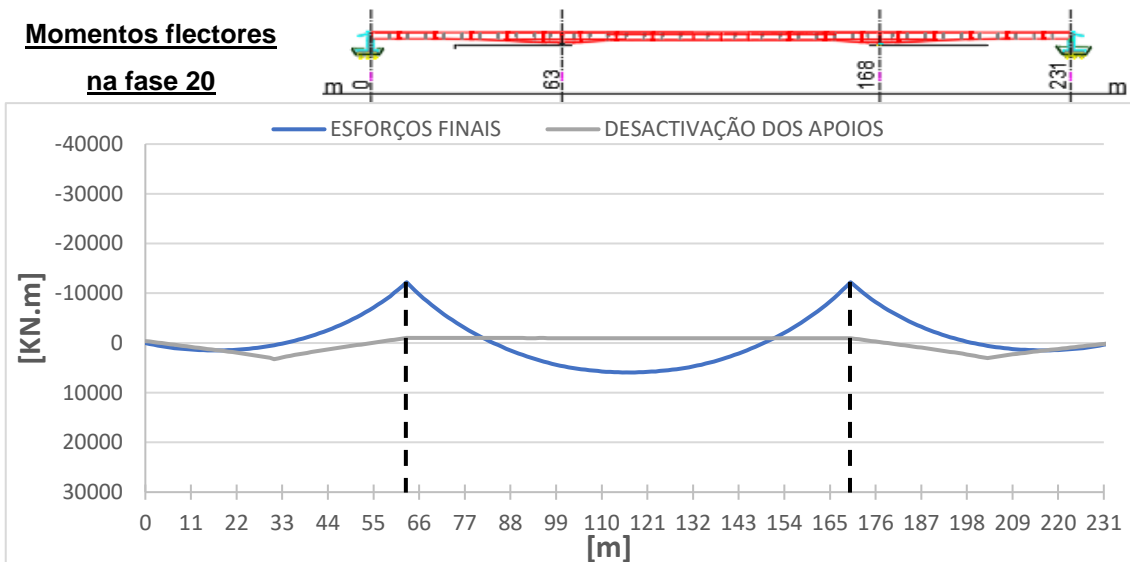
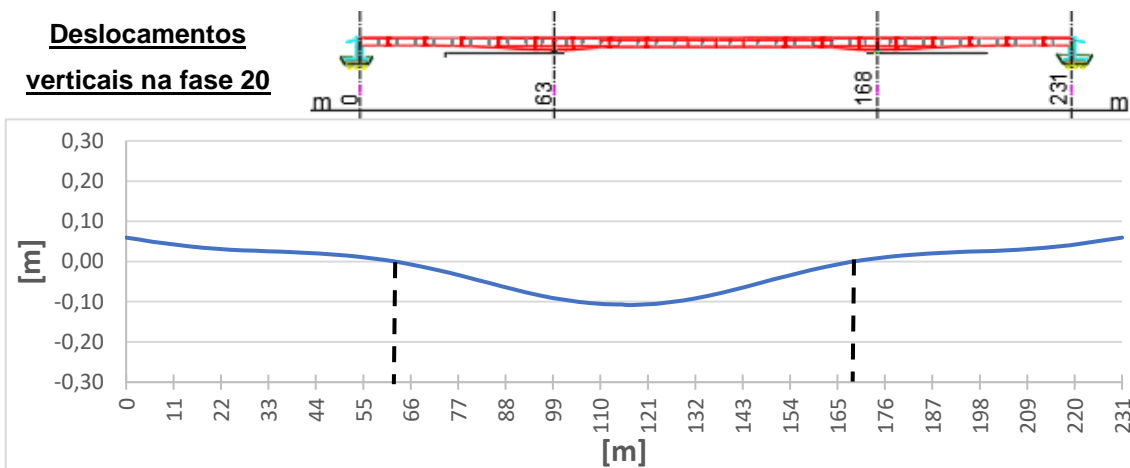


Figura 7.9 – Deslocamentos principais das vigas principais do tabuleiro - Fase 19

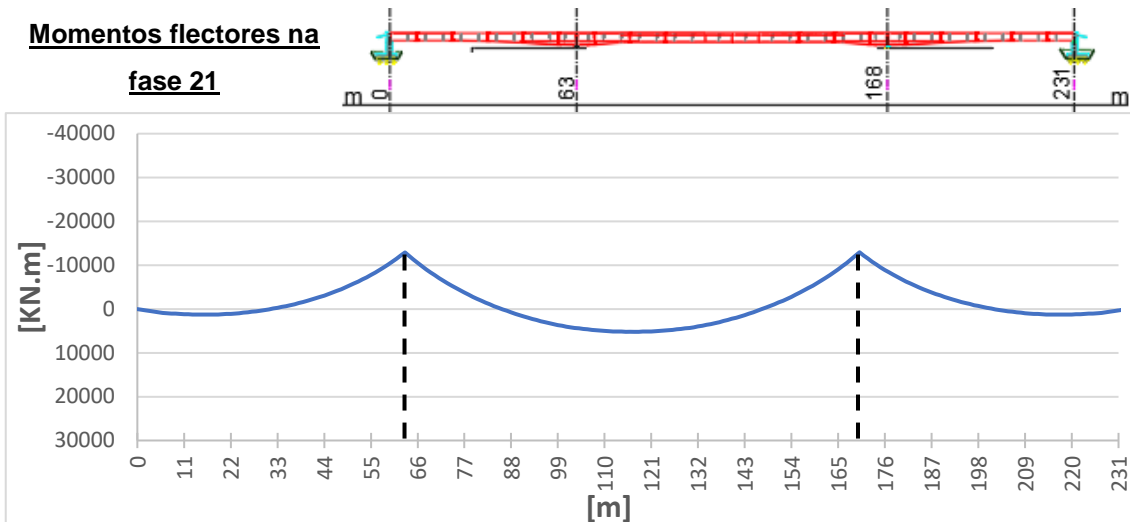
Na 20ª etapa simula-se a remoção dos apoios provisórios traseiros, materializada através de deslocamentos verticais descendentes desses apoios. A grandeza dos deslocamentos verticais é tal que anula as reacções verticais nesses apoios cujo valor é de 27,5mm. O gráfico dos esforços de flexão no tabuleiro, após a desactivação dos apoios, já apresenta o andamento típico de uma viga contínua de três vãos. Isto porque o diagrama de momentos relativo à acção isolada do assentamento - que se ilustra na Figura 7.10, a cinzento – é somado ao diagrama de esforços de flexão que já estava instalado na viga principal do tabuleiro, referente à 19ª fase.



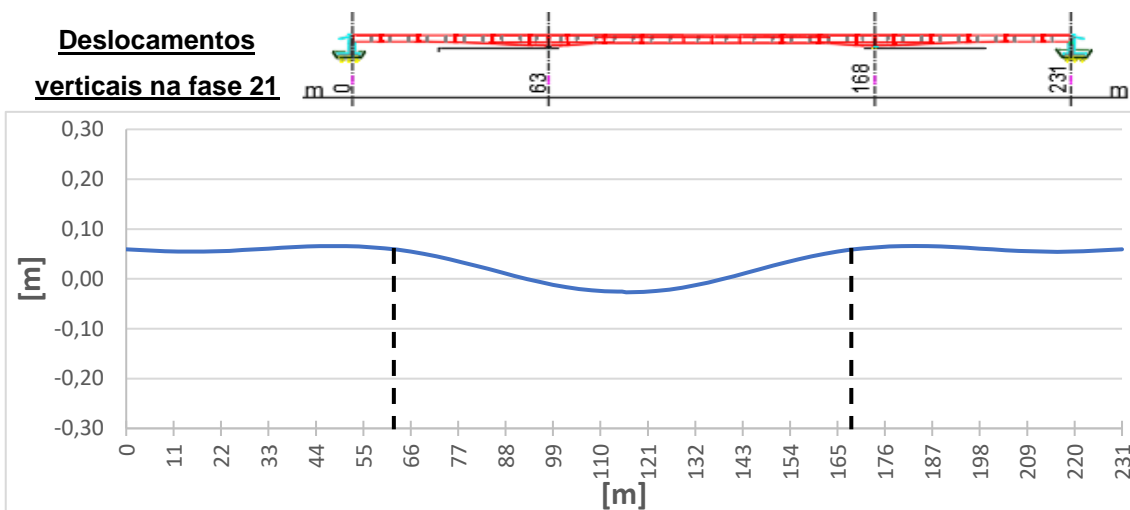
No gráfico de deslocamentos verticais da viga principal, referente à 20ª fase, observa-se o mesmo aspecto a que se fez referência no parágrafo anterior. O surgimento de ligeiras concavidades nos vãos de extremidade, provenientes da acção dos levantamentos dos apoios exteriores, os quais originam tensões de tracção nas fibras inferiores das secções transversais da viga principal, o que justifica o surgimento de momentos positivos nestas mesmas zonas.



Na 21ª etapa é aplicado - mais uma vez - um deslocamento vertical ascendente nos apoios internos da viga principal. Pretende-se nivelar os apoios temporários do tabuleiro criando assim as condições para, posteriormente, instalar os apoios nas suas posições definitivas. O valor do deslocamento para o qual se concretiza o referido objectivo é de 59,5mm, pois é este o valor da diferença de nível que existe, na fase anterior, entre os apoios de extremidade e os interiores. A influência desta manobra de assentamento no andamento do diagrama de esforços de flexão das vigas não é muito significativa, registando-se apenas um ligeiro aumento dos momentos negativos, nas zonas junto aos apoios de continuidade, bem como uma redução dos momentos positivos. A reduzida variação do andamento do diagrama justifica-se pela elevada flexibilidade da estrutura metálica do tabuleiro.



Relativamente à configuração deformada, apenas salientar o nivelamento que se observa nos valores de deslocamento vertical de todos os apoios da viga principal, passando agora todos eles a situar-se a 59,5mm acima do nível de referência.



A 22ª etapa tem por objectivo fazer baixar todos os apoios do tabuleiro, em simultâneo, de forma a fazê-los situarem-se ao seu nível final. A simulação desta fase passa, por isso, pela aplicação de assentamentos de apoio em todos os apoios do tabuleiro, de valor idêntico ao anteriormente mencionado, ou seja, 59,5mm. Esta manobra não afecta, naturalmente, o diagrama de esforços de flexão da viga, uma vez que se trata apenas de uma translacção vertical de toda a estrutura, razão pela qual apenas se mostra, na Figura 7.14, a configuração deformada.

**Deslocamentos
verticais na fase 22**

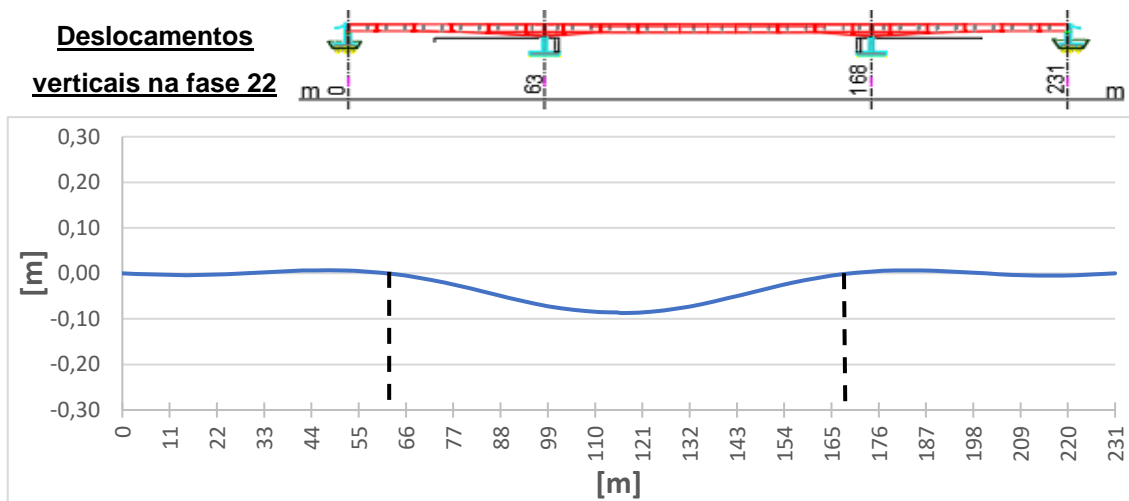


Figura 7.14 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro - Fase 22

Na 23ª fase, estando toda a estrutura metálica já montada, e os apoios nas suas posições definitivas, procede-se à colocação das pré-lajes. A simulação da colocação das pré-lajes passa, no modelo, pela aplicação em simultâneo de cargas uniformemente distribuídas nos elementos finitos de barra que simulam as vigas principais – com as intensidades referidas no ponto 6.4.1 deste trabalho - ao longo dos três vãos do tabuleiro. A influência deste carregamento nos esforços de flexão das vigas principais é visível na Figura 7.15, onde se observa um aumento dos valores de momentos flectores negativos e positivos, sem se alterar, contudo, o andamento global do gráfico.

**Momentos flectores
na fase 23**

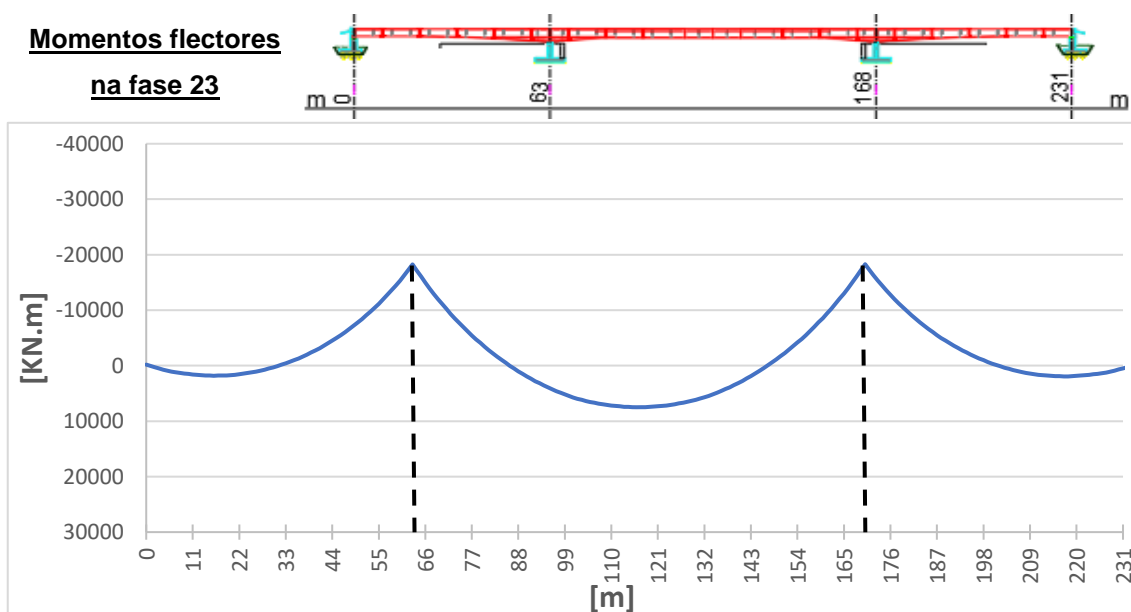


Figura 7.15 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Fase 23

O gráfico de deslocamentos verticais também não sofre alterações significativas na sua configuração global. No entanto, é de salientar o facto de os valores dos deslocamentos verticais sofrerem um acréscimo, nomeadamente aquele que se verifica a meio vão do vão central.

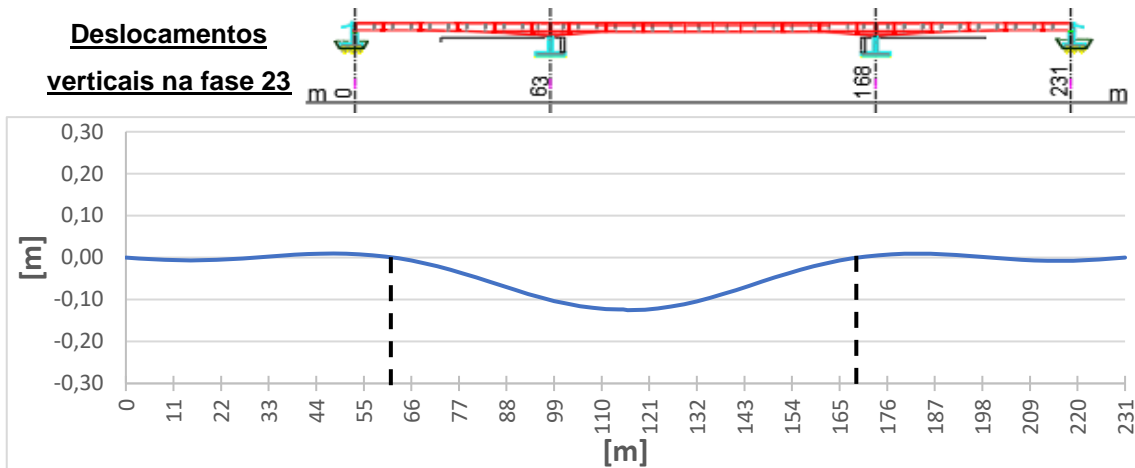


Figura 7.16 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 23

Terminadas as operações de colocação das pré-lajes no tabuleiro, estão reunidas as condições para dar-se início à betonagem da laje. A betonagem da laje é feita sequencialmente, por troços, tal como referido no ponto 5.2.2 deste trabalho. O primeiro troço a ser betonado é, tal como se indicou, o do vão central do tabuleiro, sendo que é esta a operação a que a 24ª etapa se reporta. Aplicaram-se cargas uniformemente distribuídas nos elementos finitos de barra que simulam as três vigas principais. As suas intensidades são as que se quantificou no ponto 6.4.1 deste trabalho. Os segmentos de vigas principais que foram carregados, correspondem aos três quintos centrais do vão central. No gráfico da Figura 7.17, representativo do diagrama dos momentos flectores existentes no final da betonagem, observa-se um significativo aumento dos momentos positivos nas zonas de aplicação das cargas distribuídas correspondentes ao peso do betão, enquanto nos vãos de extremidade se observa um comportamento semelhante ao das consolas. O diagrama de esforços de flexão devido à acção isolada da betonagem do vão central é também ilustrado no gráfico (a cinzento), sendo que a soma deste último diagrama com os esforços da 23ª fase originam o diagrama de momentos da 24ª fase (a azul).

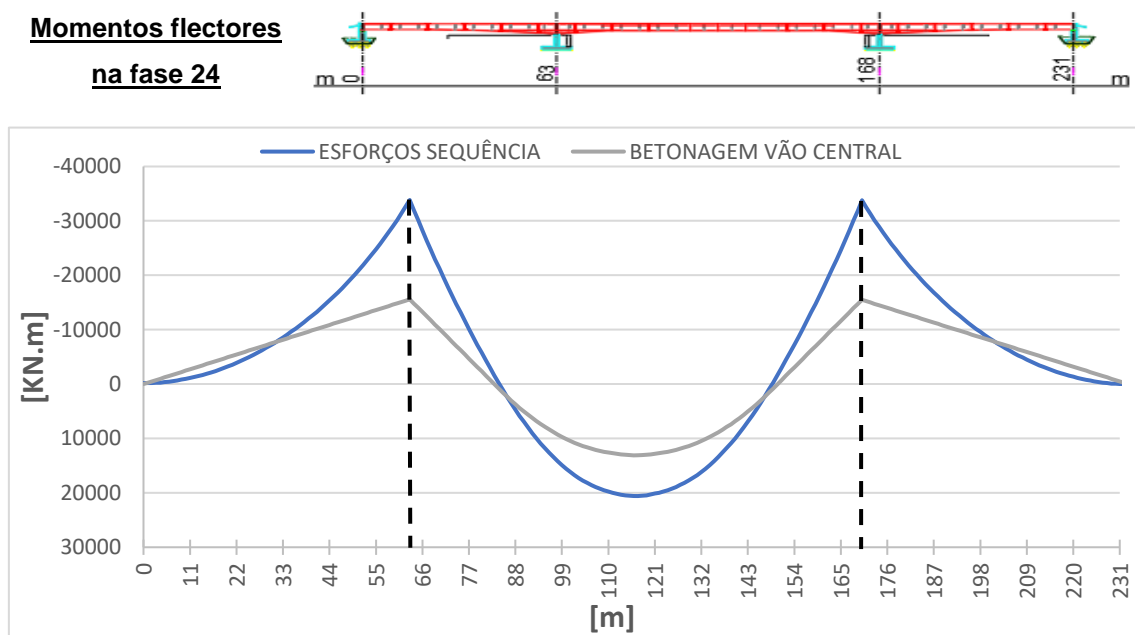


Figura 7.17 – Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro – Fase 24

Do gráfico de deslocamentos verticais da Figura 7.18, relativo a esta fase, destaca-se o aumento dos deslocamentos no vão central do tabuleiro, e também a configuração deformada dos vãos de extremidade, “em U invertido”, que mobiliza tensões de tracção nas fibras superiores da viga, justificando que em todo o vão de extremidade se registem momentos negativos.

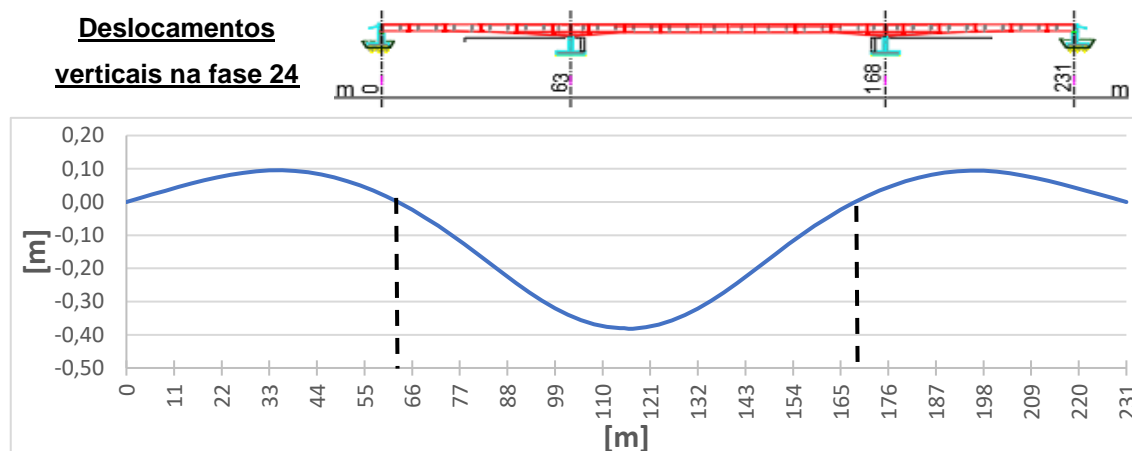


Figura 7.18 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 24

Concluída a betonagem do vão central, a fase seguinte da análise estrutural simula o processo de cura do betão da laje, de acordo com a sequência apresentada no ponto 5.2.2 deste trabalho. Estabeleceu-se que a cura teria uma duração de trinta dias, uma vez que se considera ser este o intervalo de tempo a partir do qual o betão já adquiriu os seus valores característicos de resistência e de rigidez. Um dia após o início deste período de cura, activam-se os elementos finitos de casca que simulam a laje do vão central, bem como os troços rígidos que estabelecem a ligação entre a laje de betão e as vigas principais. Observa-se então que, no final deste período de trinta dias, surgem tensões de tracção no betão da laje, cujas intensidades máximas são da ordem de grandeza de 800KPa. Estas tensões surgem devido ao efeito da deformação imposta pela retracção – cujas consequências foram descritas no ponto 2.4.1 - que se desenvolve durante o processo de cura do betão. Trata-se de um fenómeno reológico independente do estado de tensões imposto pelo peso do betão.

Distribuição de tensões [kPa] na laje de betão do vão central – Fase 25

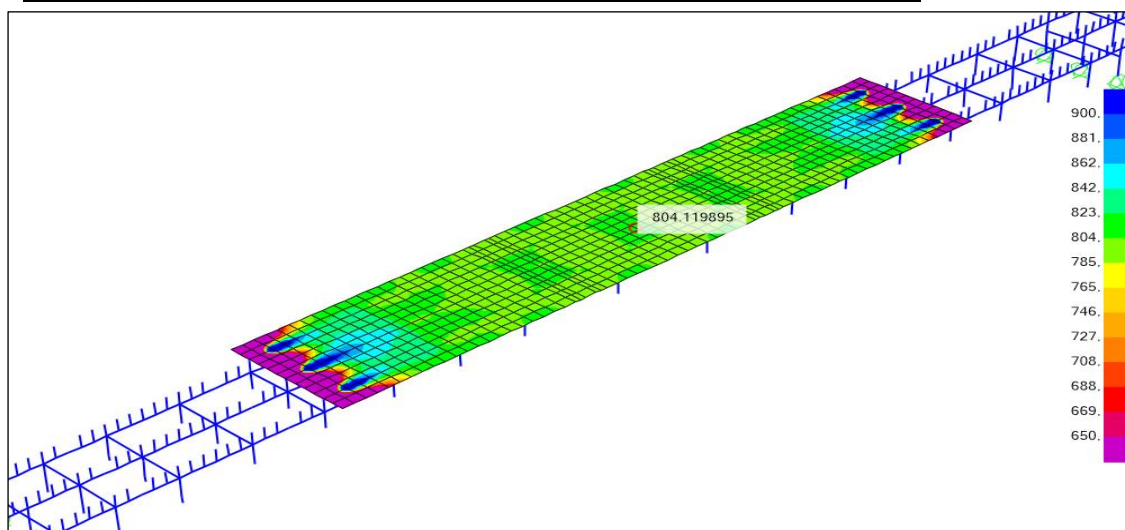


Figura 7.19 – Distribuição de tensões na laje de betão do vão central – Fase 25

Os troços seguintes de laje a serem betonados são os correspondentes aos vãos de extremidade. No gráfico da Figura 7.20, o diagrama dos esforços de flexão que sujeitam as vigas principais metálicas no final da betonagem dos vãos laterais permite constatar o surgimento de momentos positivos nos vãos de extremidade, provenientes dos carregamentos aplicados nestas zonas. Observa-se, também, um aumento dos momentos negativos sobre os apoios e uma ligeira diminuição dos momentos positivos da viga metálica na zona central, o que se justifica pela acção isolada deste carregamento dos vãos de extremidade. O facto de o aumento dos momentos negativos junto aos apoios ser mais significativo que a redução verificada nos momentos positivos do vão central quando, como se ilustra, o momento proveniente da acção isolada é linear e constante nestas zonas prende-se com o facto de, nas zonas dos apoios, todo o esforço ser canalizado para os perfis metálicos. Já nas zonas de momentos positivos do vão central o tabuleiro já tem um comportamento misto, porque o betão dessa zona já adquiriu as suas características resistentes, logo as tensões que equilibram os momentos aplicados distribuem-se pela laje de betão e por os perfis metálicos.

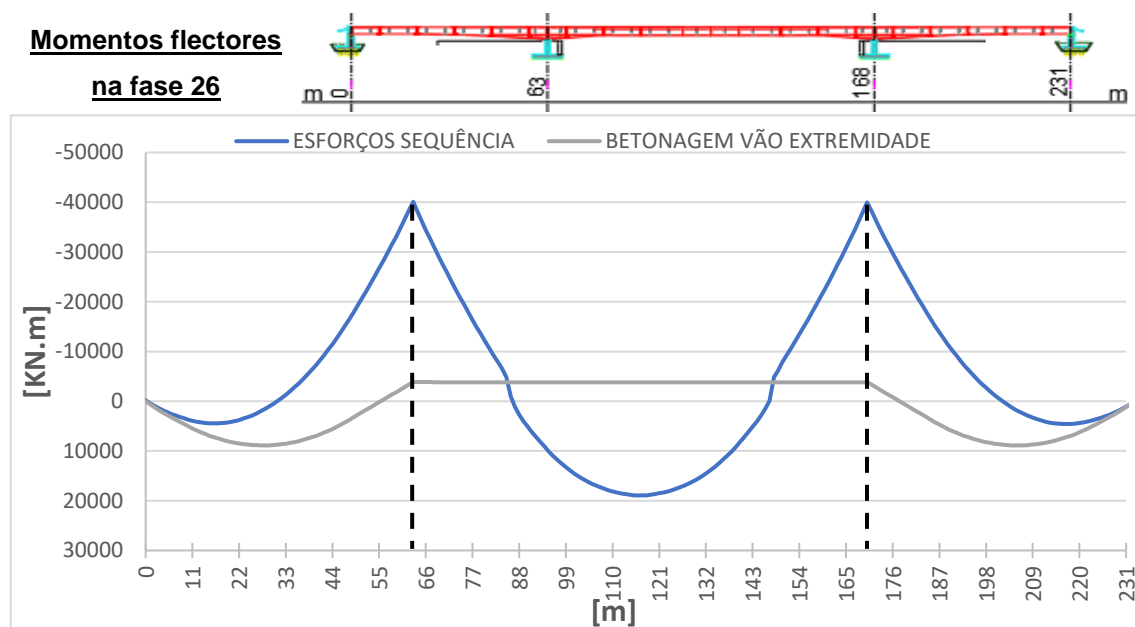


Figura 7.20 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro – Fase 26

Da Figura 7.21, relativa aos deslocamentos verticais das vigas principais na 26ª fase destaca-se, nas zonas de vãos de extremidade, uma concavidade “em U”, que reproduz os momentos positivos referidos anteriormente (tracções nas fibras inferiores). No vão central do tabuleiro também se constata uma redução do valor máximo do deslocamento vertical.

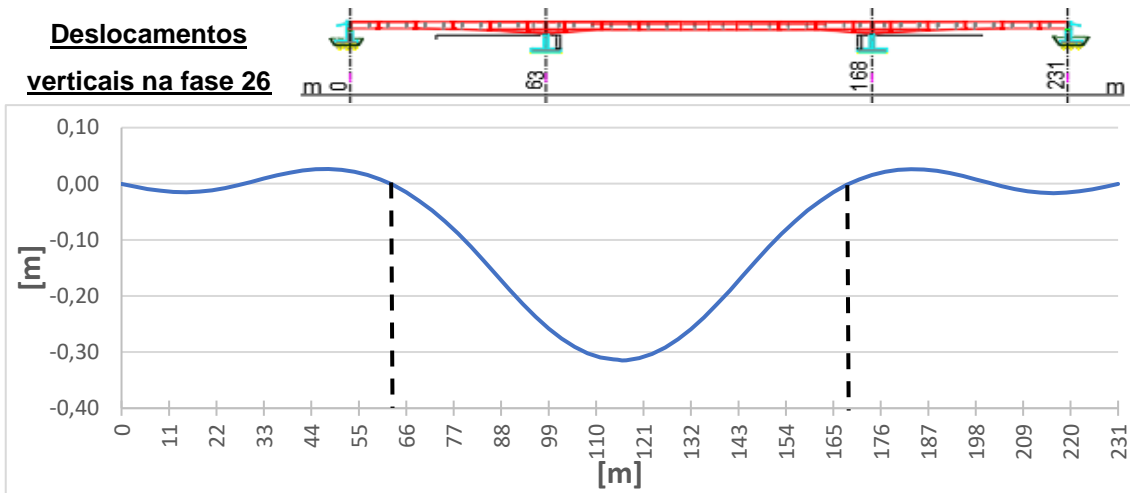


Figura 7.21 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 26

O processo de cura do betão da laje dos vãos de extremidade tem, à semelhança do verificado para o vão central, a duração de trinta dias. Findo este período, constatou-se, na análise efectuada, o aparecimento de tensões de tracção nas lajes dos vãos de extremidade cujos valores máximos se situam nos 600KPa. Elas provêm da deformação gradual por retracção que é consequência do processo de cura do betão. Relativamente à laje do vão central, a Figura 7.22 ilustra um aumento significativo da ordem de grandeza das tensões de tracção, comparativamente ao que se verifica na 25ª fase. Este acréscimo de tensão resulta dos momentos negativos a que a secção mista do vão central fica sujeita com a aplicação do carregamento que simula a betonagem dos vãos de extremidade, sobreposto ao efeito da retracção que se continua a manifestar. As tensões máximas de tracção atingem agora os 2600KPa.

Distribuição de tensões [KPa] na laje de betão do vão central – Fase 27

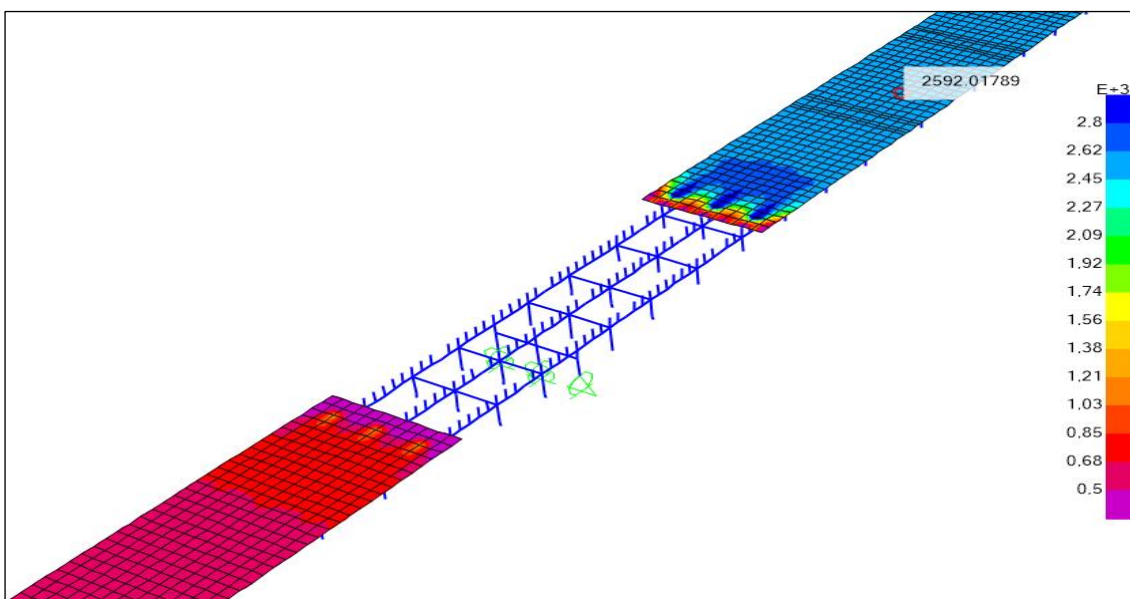


Figura 7.22 - Distribuição de tensões na laje de betão do vão central – Fase 27

Para terminar a betonagem do tabuleiro, procede-se, em seguida, à betonagem dos troços junto aos apoios internos, que estão em falta. Esta operação foi simulada, à semelhança das outras, através da aplicação de cargas uniformemente distribuídas, de intensidade equivalente ao peso do betão, nos elementos de barra que simulam as vigas principais, ao longo dos comprimentos ainda não betonados. Do gráfico dos esforços de flexão da Figura 7.23, salienta-se o aumento dos momentos negativos junto aos apoios, resultantes do carregamento aplicado precisamente nesta zona. A acção isolada deste carregamento, cujo resultado se ilustra a cinzento, introduz momentos positivos, de valor constante ao longo do troço central que, recorde-se, já apresenta um comportamento misto. Observa-se, por isso um ligeiro aumento dos momentos positivos, na zona central do tabuleiro.

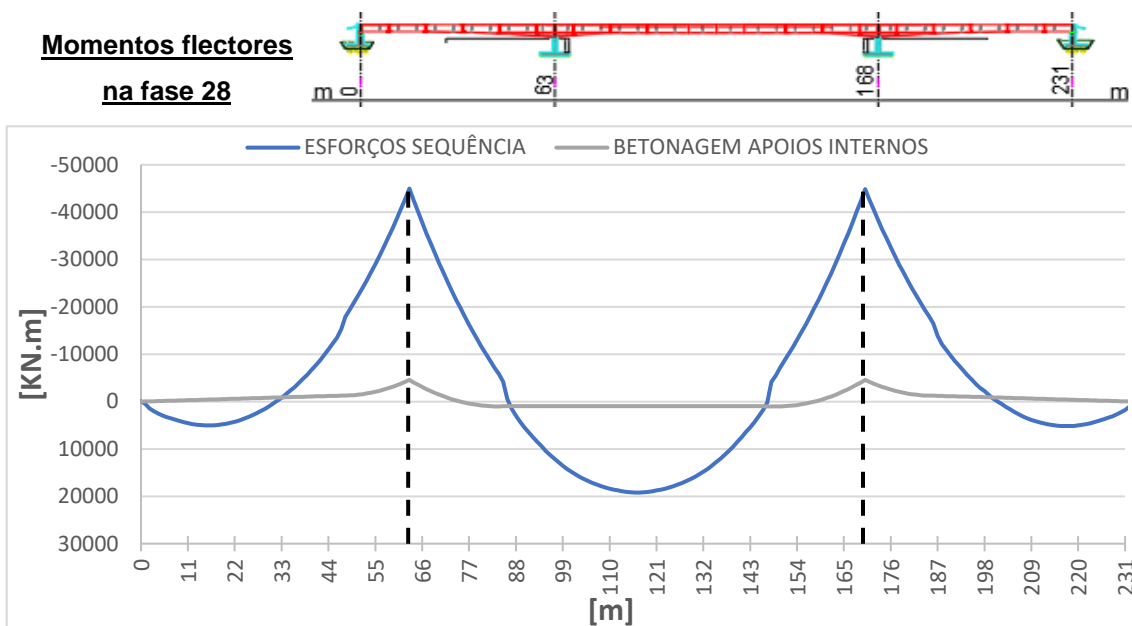


Figura 7.23 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro – Fase 28

No gráfico da Figura 7.24, relativo a esta 28ª fase, também se observa um pequeno aumento do valor do deslocamento vertical máximo a meio vão do tabuleiro.

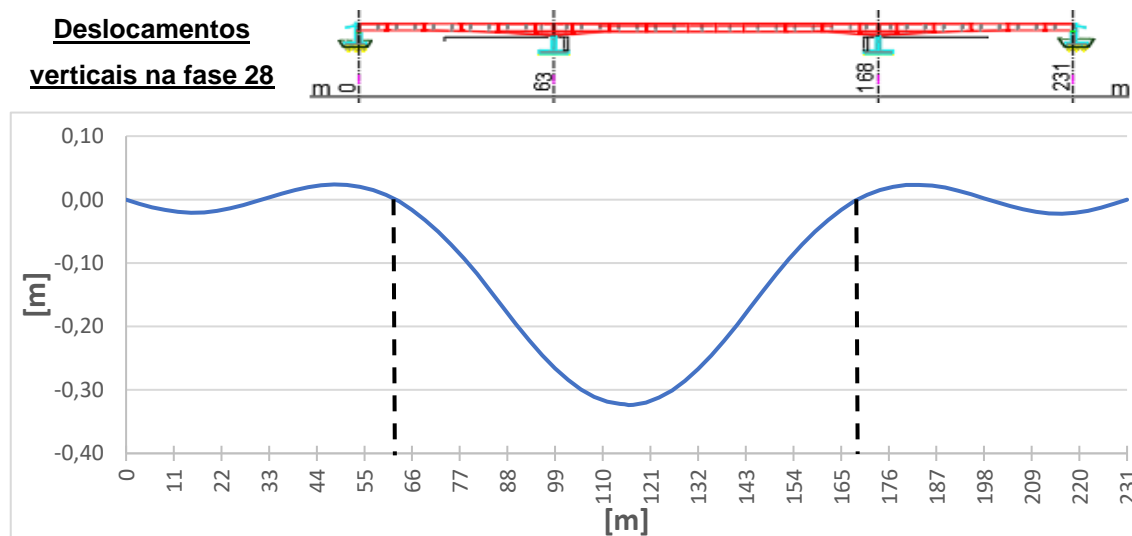


Figura 7.24 - Deslocamentos verticais das vigas principais do tabuleiro – Fase 28

Da análise dos valores das tensões que foram impostas aos troços de laje cujo processo de cura do betão já está consolidado (Figura 7.25) verifica-se, na zona do vão central, um alívio das tensões instaladas na laje de betão (de tracção), as quais se situavam, em ordem de grandeza, nos 2600KPa, registando-se agora uma redução para os 2200KPa. Esta redução justifica-se pela acção isolada do carregamento nas zonas dos apoios internos, o qual origina momentos positivos na zona do vão central – Figura 7.23, a cinzento – que induzem tensões de compressão na laje (esta funciona como “reforço” do banzo superior das vigas principais). Somando-as às tensões que já lá estavam instaladas das fases anteriores, resulta a referida redução de tensões de tracção.

Nos vãos de extremidade, a Figura 7.25 permite observar um acréscimo dos valores das tensões de tracção, chegando a valores com ordens de grandeza de 900KPa. Este acréscimo justifica-se, uma vez mais, analisando a acção isolada do carregamento (Figura 7.23 a cinzento). Ela introduz momentos negativos nestes troços mistos de extremidade, logo as tensões a serem impostas às fibras superiores da secção mista serão de tracção.

Distribuição de tensões [KPa] nos troços de laje – Fase 29

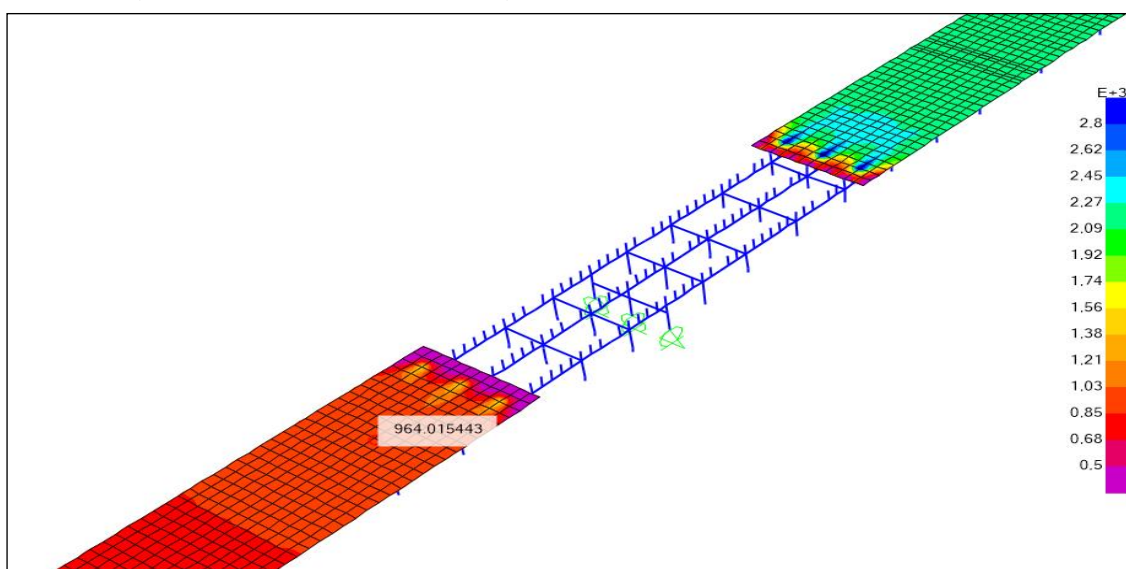


Figura 7.25 - Distribuição de tensões na laje de betão do vão central – Fase 29

8. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DURANTE A CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO

No caso da construção de um tabuleiro misto ser efectuada pelo método de lançamento incremental, a verificação da segurança durante as sucessivas fases do processo construtivo pode revelar-se condicionante para o dimensionamento efectuado, pelos motivos já mencionados no ponto 3.3 desta dissertação. Este aspecto é mencionado na norma EN 1994-2 [36] onde se refere, na cláusula 5.4.2.4, a necessidade de ser apropriadamente considerado o faseamento construtivo, acompanhando a sequência evolutiva das tensões ao longo do processo construtivo do tabuleiro, por forma a garantir que não ocorre cedência no aço das vigas.

8.1. Verificação de segurança da estrutura metálica

Ao longo do processo de montagem da estrutura metálica, os esforços mais desfavoráveis e que podem condicionar as características geométricas das peças metálicas são: o efeito das reacções nos apoios provisórios (cargas pontuais) – do qual pode resultar a instabilidade local da alma “*Patch Loading effect*” – e, globalmente, o efeito do momento flector nas consolas, resultante do peso próprio da estrutura de aço – incluindo o sistema de travamento – e dos contrapesos colocados nas extremidades livres exteriores dos troços metálicos.

Os resultados apresentados no ponto 7.2 deste trabalho permitem concluir que os valores dos esforços mais condicionantes nas secções, durante todo o processo de montagem da estrutura metálica, correspondem aos que se verificam na 15ª Fase, por serem os que originam maiores esforços e reacções, provenientes do efeito de consola.

8.1.1. Diagramas e reacções para análise

Do software comercial de análises *CSI SAP2000 v.19* [36] obtêm-se os dados relevantes para os diagramas de esforços de flexão e esforço transversal a actuar nas vigas principais do tabuleiro metálico, bem como as forças verticais concentradas correspondentes às reacções nos apoios provisórios. Os dados que se ilustram são relativos à combinação fundamental de acções:

Momentos flectores
na fase 15

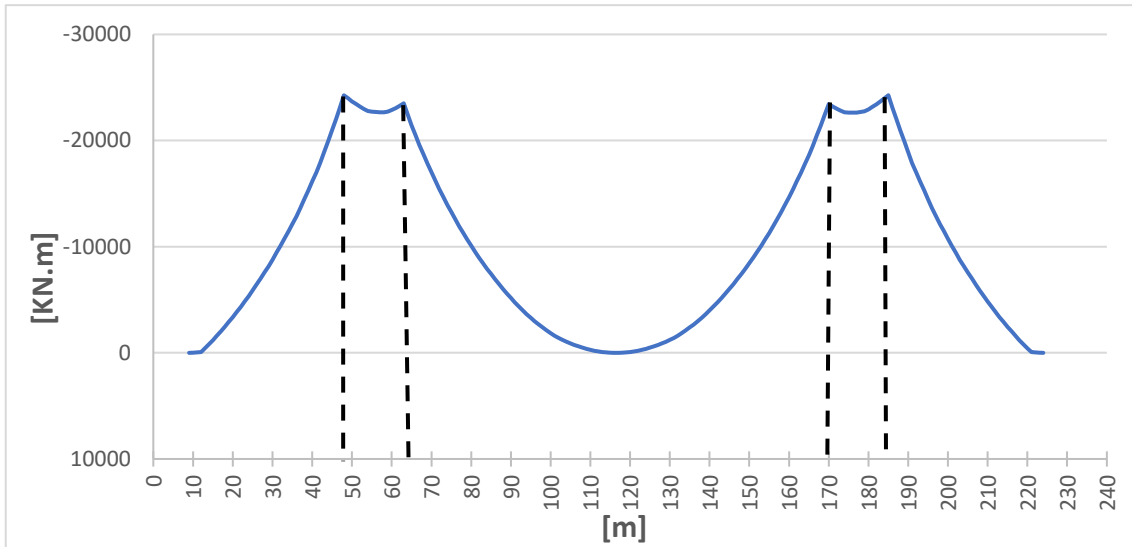
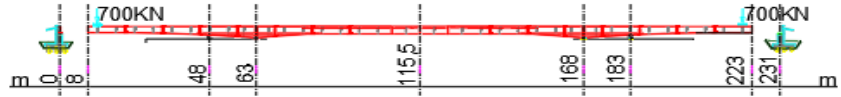


Figura 8.1 - Momentos flectores nas vigas principais do tabuleiro - Combinação Fundamental de Acções

Esforços transversos
na fase 15

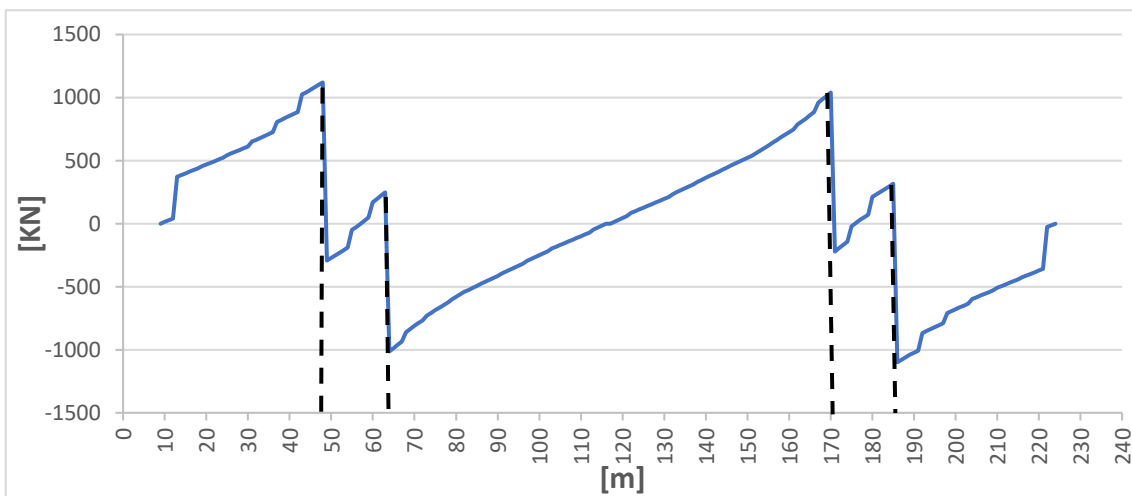


Figura 8.2 - Esforços transversos nas vigas principais de extremidade do tabuleiro - Combinação Fundamental de Acções

Tabela 8.1 - Reacções verticais nos apoios provisórios - Combinação Fundamental de Acções

		Reacção vertical nos apoios [kN]
Posição no vão longitudinal	48,0m	1612
	63,0m	1952
	168,0m	1952
	183,0m	1612

Nota para o facto de os valores das reacções verticais nos apoios provisórios, ilustrados na Tabela 8.1, serem provenientes da soma dos esforços transversos, nas vigas principais de extremidade, imediatamente à esquerda e direita do apoio, a que acresce ainda o valor de esforço transversal que se regista nas carlingas que, nesta fase de lançamento, estão a servir de apoio à viga principal central. Este facto justifica que a soma dos esforços transversos registados na zona dos apoios provisórios da viga principal de extremidade não resulte directamente no valor da reacção que se indica na Tabela 8.1.

As secções mais condicionantes para as verificações de segurança a efectuar para esta fase de lançamento da estrutura metálica são as correspondentes aos apoios provisórios adjacentes ao vão central, pois é nessas secções que aparecem os maiores esforços. Estas duas secções transversais têm as mesmas características geométricas. Nota ainda para o facto de, na verificação da segurança à encurvadura local da alma que será efectuada, apesar de o valor de reacção vertical nos apoios provisórios ser ligeiramente inferior para essas secções (1612KN) relativamente ao da reacção nos outros apoios (1952KN), as secções condicionantes continuam a ser as primeiras, uma vez que para elas os apoios provisórios estão situados em zonas onde não existem os reforços específicos que foram colocados nas zonas dos apoios definitivos.

8.1.2. Verificações de segurança

8.1.2.1. Verificação de resistência dos perfis em fase elástica

Para a secção condicionante, referida no ponto anterior, a sua classificação é feita de acordo com a NP EN 1993-1-1 [33], para momentos flectores negativos. Verifica-se que o banzo inferior (comprimido) é de classe 2 e a alma de classe 4. A secção efectiva correspondente, determinada de acordo com o disposto na NP EN 1993-1-5 [28], ilustra-se na Figura 8.3.

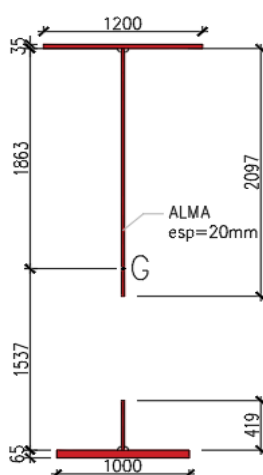


Figura 8.3 – Área efectiva da secção transversal em aço [mm]

Tabela 8.2 – Propriedades da secção transversal e valores das tensões actuantes.

	I_{yy} [m ⁴]	Z_g [m]	$W_{y,eff}$ [m ³]	$M_{y,Ed}$ [KNm]	$\sigma_{y,Ed}$ [MPa]
Fibra Superior	0,366744	-1,898	-0,1932	-24242	125,5
Fibra Inferior		1,602	0,2289		-105,9

Na Tabela 8.2 são apresentadas as tensões actuantes nas fibras extremas da secção condicionante, comprovando-se assim a não ocorrência de cedência nos perfis, uma vez que as tensões registadas são muito inferiores à tensão de cedência do aço S355. Nota para o facto de, segundo o disposto no Quadro 3.1 da EN1993-1-1, para espessuras superiores a 40 mm, o valor da tensão de cedência (f_y) do aço S355 toma o valor de 335MPa, pelo que é este último o valor limite que deve ser comparado com o valor da tensão actuante da fibra inferior da secção ilustrada na Figura 8.3.

8.1.2.2. Verificação de interacção entre esforço transversal e momento flector

A actuação conjunta entre as tensões normais e tensões tangenciais é referida na NP EN 1993 1-5 [28], cláusula 7.1, onde é referido que esta interacção apenas deve ser considerada no caso de as duas condições seguintes não serem conjuntamente verificadas:

$$\begin{cases} V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{bw,Rd} \\ M_{Ed} \leq M_{f,Rd} \end{cases} \quad (8.1)$$

Pode, assim, ser desprezada esta verificação no caso de o esforço transversal actuante ser inferior ou igual a metade da capacidade resistente da alma ao corte e/ou caso o momento fletor actuante seja inferior ao momento resistente dos banzos.

Torna-se, portanto, necessário, para o cálculo do parâmetro $\bar{\eta}_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd}$, obter o valor de $V_{bw,Rd}$. De acordo com a cláusula 5.2 EN 1993 1-5 [28]:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yw} / \sqrt{3}}{\gamma_{M1}} \quad (8.2)$$

onde χ_w é o factor que define a contribuição da alma para a resistência ao esforço transversal, tendo em conta a sua encurvadura local. Como não se pode, para o presente caso, garantir que a alma à esquerda da secção condicionante tenha rigidez suficiente para ser considerada “*RigidEndPost*”, admite-se de uma forma conservativa que este não existe. Assim o fator de redução pode ser classificado em função da sua esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_w$, que, por sua vez, depende da carga crítica do painel reforçado. A distância entre reforços é designada por a e a altura da alma é h_w . As expressões de cálculo são as seguintes:

$$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} \quad (8.3)$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w/t_w}{37,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} \quad (8.4)$$

$$a/h_w > 1 \quad k_\tau = 5.34 + \frac{4.0}{(a/h_w)^2} \quad (8.5)$$

Na Tabela 8.3, são resumidos os resultados relevantes:

Tabela 8.3 - Parâmetros para o cálculo do esforço transversal resistente da alma

a	h_w	t_w	f_{yw}	γ_{M1}
6,0m	3,4m	0,02m	335MPa	1,10

Obtém-se, assim, $V_{bw,Rd} = 5032$ KN e, tendo em conta que $V_{Ed} = 1119$ KN, obtém-se $\bar{\eta}_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd} = 0,21 < 0,50$. Daqui se conclui que a resistência ao esforço transversal da alma é muito superior ao máximo esforço transversal actuante, pelo que não se torna necessário efectuar qualquer correcção do valor do momento flector resistente em virtude da ocorrência simultânea do esforço transversal.

8.1.2.3. Verificação da resistência local da alma

O modelo de verificação de resistência local da alma, tendo em conta a carga concentrada aplicada no seu plano, encontra-se definido na EN 1993 1-5 [28], na secção 6.

Para se calcular a resistência da secção a uma força concentrada são necessários os seguintes dados de entrada:

Tabela 8.4 – Parâmetros de cálculo da resistência da secção a uma força concentrada

a	d	t_w	f_{yf}	f_{yw}	b_f	t_f	S_s	E
6,0m	3,4m	0,02m	335MPa	355MPa	1,0m	0,065m	0,3m	210GPa

O coeficiente S_s representa o comprimento mínimo em que a reacção nos apoios temporários tem de ser distribuída. No caso em estudo esse comprimento foi fixado em 0,30 m. Na Tabela 8.5 estão os resultados intermédios do cálculo.

Tabela 8.5 – Resultados intermédios

k_F	F_{CR}	m_1	m_2	l_y	$\bar{\lambda}F$	χ_F	L_{eff}
6,64	2954KN	50	54,72	1,76m	2,06	0,24	0,43m

Obtém-se assim o valor de $F_{Rd} = 3037$ KN para a força resistente da alma à encurvadura local. O valor actuante é $F_{Ed} = 1612$ KN correspondente à reacção vertical no apoio. Respeita-se, portanto, a cláusula 6.6 da EN 1993 1-5 [28], a qual prescreve a seguinte verificação:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w / \gamma_{M1}} = \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{1612}{3037} = 0,531 < 1 \quad (8.6)$$

A cláusula 7.2 da EN 1993 1-5 [28], refere-se à interacção entre as forças concentradas na alma e os momentos flectores e esforços normais aplicados na secção. Considerando a possibilidade de interacção entre o efeito global do momento flector representado pelo coeficiente η_1 com o efeito local na alma η_2 , tem-se:

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{f_y \cdot W_{eff} / \gamma_{M0}} = \frac{24242}{355 \cdot 10^3 \cdot 0,2289 / 1,0} = 0,298 \quad (8.7)$$

A condição de segurança é respeitada visto que:

$$\eta_2 + 0,8 \cdot \eta_1 = 0,769 \leq 1,4 \quad (8.8)$$

8.1.2.4. Verificação da estabilidade global das vigas principais

Durante a operação de lançamento, as vigas principais da estrutura metálica são solicitadas com momentos flectores a actuar no eixo de maior inércia da secção em forma de Γ . No entanto, as três vigas principais estão ligadas através de um sistema de contraventamentos que as solidariza, tornando a secção total da estrutura espacial muito menos sensível aos efeitos de instabilidade lateral por flexão-torção. Assim, considerando a secção conjunta das três vigas, o eixo de maior inércia deixa de ser horizontal e passa a ser vertical. Nesta direcção não existem momentos flectores actuantes, pelo que não é necessário avaliar a resistência de flexão-torção do conjunto das três vigas.

No entanto, deve ser considerado o efeito da compressão em cada um dos banzos das três vigas, garantindo que estes estão convenientemente travados e que não pode ocorrer instabilidade lateral delas durante o lançamento da estrutura metálica. Para avaliar a resistência dos banzos comprimidos utiliza-se a EN 1993 1-1 [33], cláusula 5.3.3 (3), segundo a qual, sendo M_{Ed} o momento flector máximo actuante em valor absoluto e h a distância entre os banzos das vigas, a compressão equivalente do banzo comprimido é dada por N_{Ed} :

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} \quad (8.9)$$

Ora, para o caso em estudo, o momento máximo na viga vale $M_{Ed} = 24242\text{KNm}$. Sendo $h = 3,40\text{m}$ obtém-se $N_{Ed} = \frac{24242}{3,40} = 7130\text{KN}$.

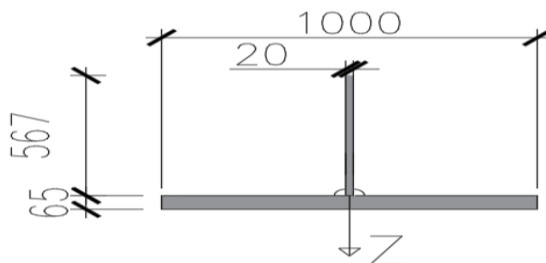


Figura 8.4 – Banzo inferior da secção em Γ

A carga crítica resistente é estimada recorrendo à equação de Euler, considerando, para esse efeito, o banzo uma coluna comprimida:

$$P_{z,cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 0,005417}{(6,0)^2} = 312\text{MN} \quad (8.10)$$

De acordo com o disposto no Quadro 3.1 da EN1993-1-1, para espessuras superiores a 40 mm, o valor da tensão de cedência (f_y) do aço S355 toma o valor de 335MPa, pelo que, para o banzo comprimido:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{P_{z,cr}}} = \sqrt{\frac{0,07634 \cdot 335 \cdot 10^6}{312 \cdot 10^6}} = 0,295 \quad (8.11)$$

De acordo com o disposto na tabela 6.2 da EN 1993 1-1, para perfis de secção soldada em forma de Γ , com espessura de banzo superior a 40 mm e a encurvar em torno do eixo z, a curva de

encurvadura indicada é a d. Desta forma, consultando a tabela 6.1 da EN 1993 1-1, obtém-se o factor de imperfeição α , cujo valor, neste caso, é de 0,76.

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,76 \cdot (0,295 - 0,2) + 0,295^2] = 0,5796 \quad (8.12)$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,5796 + \sqrt{0,5796^2 - 0,295^2}} = 0,927 \quad (8.13)$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,927 \cdot 0,065 \cdot 1,0 \cdot 355 \cdot 10^6}{1,0} \times 10^{-3} = 21396 \text{ KN} \quad (8.14)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = \frac{7130}{21396} = 0,333 < 1,0 \quad (8.15)$$

Este resultado mostra que a carga resistente máxima à encurvadura, por flexão, do banzo comprimido ($N_{b,Rd,z}$) é superior à máxima compressão actuante, pelo que não é de esperar a ocorrência de fenómenos de instabilidade lateral durante a fase de lançamento. O travamento dos banzos necessário para que esta situação se verifique deve ser capaz de resistir a $\alpha_m N_{pl}/100$.

8.2. Verificação da fase de betonagem da laje

Neste capítulo avalia-se a segurança do tabuleiro durante o período em que se procede à betonagem da laje. Esta fase construtiva cumpre a sequência de betonagem já mencionada no ponto 5.2.2 deste trabalho. Em virtude de a constituição da estrutura ir evoluindo à medida que os sucessivos segmentos da laje vão solidificando e passam a fazer parte das secções transversais do tabuleiro, torna-se necessário reflectir essa evolução nos modelos de cálculo empregues. No início, quando se executa a primeira betonagem, a estrutura é integralmente metálica. A aplicação da carga correspondente à última betonagem realiza-se sobre uma estrutura em que a única parcela metálica é aquela onde está a ser depositado o betão. Toda a restante extensão do tabuleiro é uma estrutura mista.

Tanto na formação dos modelos como nos cálculos de verificação de segurança foram adoptadas as secções efectivas do tabuleiro, metálicas ou mistas, consoante a situação delas. Quando se tratou de modelar secções mistas determinaram-se as larguras efectivas da laje de betão e, depois, homogeneizaram-se, em aço, essas larguras. Para as verificações de segurança das secções metálicas, ou das parcelas metálicas das secções mistas, consideram-se apenas as dimensões efectivas das almas das vigas.

O carregamento aplicado em cada fase representa o peso da laje de betão (pré-lajes e betão aplicado "in-situ") adicionado com o valor da sobrecarga construtiva.

Para se obter os diagramas dos esforços solicitantes em cada uma das etapas construtivas é necessário considerar os provenientes de todas as etapas anteriores. No entanto, em quase toda a extensão do tabuleiro uma primeira parcela de esforços solicitantes exerce-se numa secção que ainda é metálica e a restante (ou as restantes) solicitam a secção já mista. Por esta razão a soma de todos os esforços que vão, sucessivamente, afectando a secção não pode representar

o estado real da secção, mas pode ser directamente convertida em tensões aplicadas nas secções. A avaliação do estado de tensão tem de ser realizada para cada fase de construção tendo em conta a secção que está efectivamente a ser solicitada (metálica ou mista). As tensões finais resultam da adição das tensões obtidas para cada fase.

8.2.1. Diagramas para análise

Os resultados obtidos para cada uma das etapas evidenciam que os diagramas de esforços de flexão representativos das situações mais condicionantes, relativamente a cada um dos dois casos mencionados – de secção resistente metálica e de secção resistente mista – são os que se apresentam nas Figura 8.5, Figura 8.6 e Figura 8.7.

Momentos flectores das secções metálicas

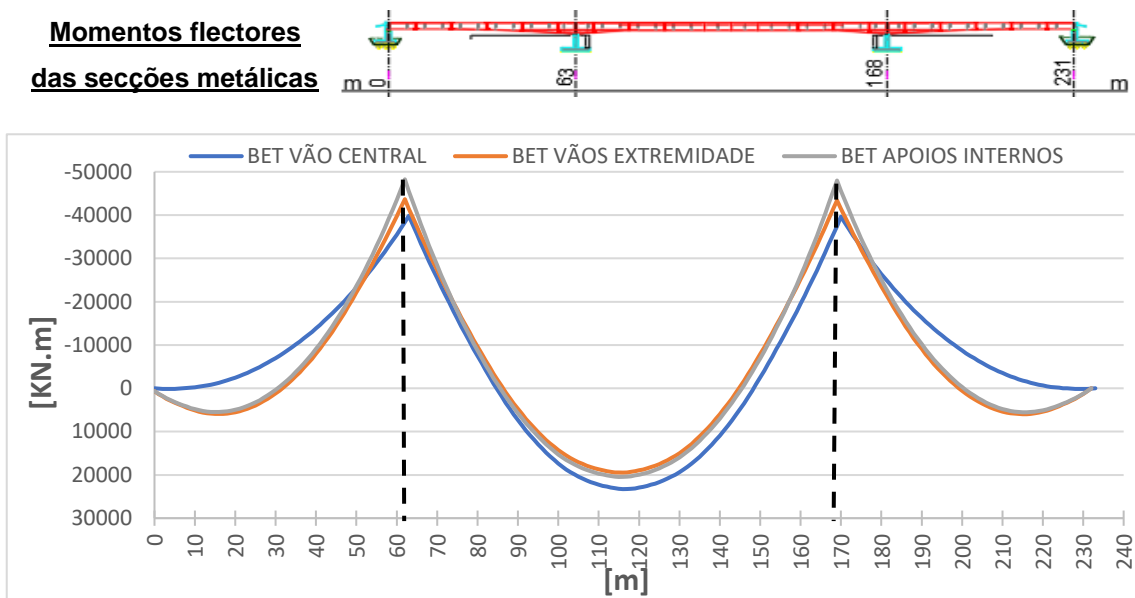


Figura 8.5 - Momentos flectores das secções metálicas

Momentos flectores das secções transversais –

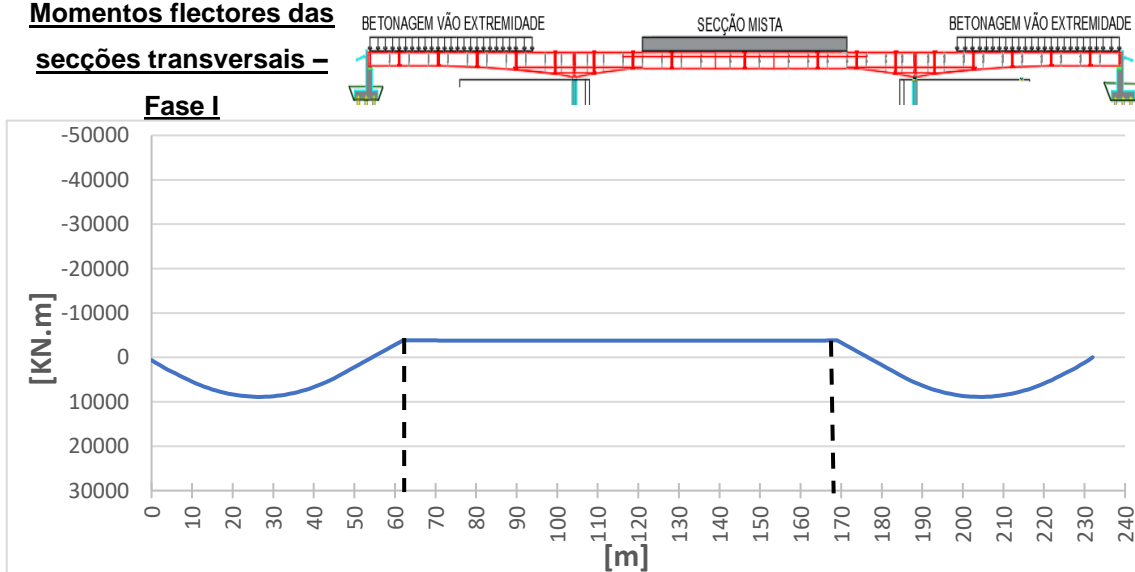


Figura 8.6 - Momentos flectores das secções transversais – Fase I

Momentos flectores das secções transversais –

Fase II

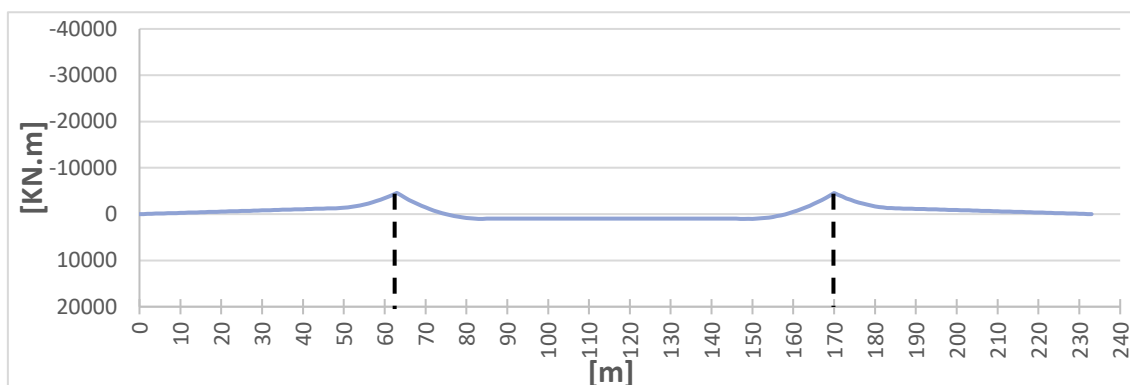


Figura 8.7 - Momentos flectores das secções transversais – Fase II

Os máximos registados nestas fases estão listados na Tabela 8.6:

Tabela 8.6 – Valores máximos de momento registados para cada uma das fases

	Secção metálica	Posição vão longitudinal [m]	Secção mista	Posição vão longitudinal [m]
M_{positivo} [KNm]	23262	115,5	988	115,5
M_{negativo} [KNm]	-48266	63,0	-3795	115,5

8.2.2. Verificação das secções em aço

É imperativo garantir, durante toda a sequência de betonagem do tabuleiro, que as parcelas em aço das vigas principais do tabuleiro não entram em cedência, pelo que se deve assegurar que, em regime elástico, a tensão máxima actuante nas fibras extremas da secção não ultrapassa a tensão de cedência do aço S355.

Para a secção metálica mais solicitada por momentos negativos, correspondente a uma posição no vão longitudinal situada a 63,0m da extremidade a classificação é feita de acordo com a NP EN 1993-1-1 [33], para momentos flectores negativos. Verifica-se que o banzo inferior é de classe 1 e a alma de classe 4. A secção efectiva correspondente, determinada de acordo com o disposto na NP EN 1993-1-5 [28], está representada na figura seguinte.

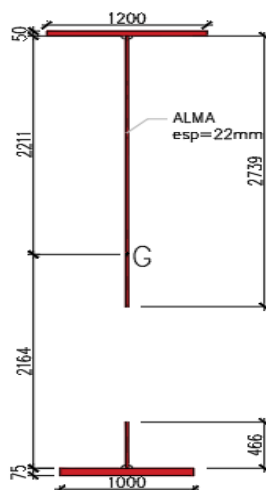


Figura 8.8 - Dimensões da secção metálica efectiva – zona do apoio interno [mm]

A Tabela 8.7 ilustra as tensões normais actuantes nas fibras extremas da secção soldada localizada sobre os apoios internos do tabuleiro. As tensões foram calculadas para os momentos flectores negativos máximos actuantes nestas zonas.

Tabela 8.7 – Tensões actuantes nas fibras extremas – zona dos apoios internos. Adaptado de [39]

	$M_{y,Ed}$ [KNm]	I_{yy} [m ⁴]	Z_g [m]	$W_{y,eff}$ [m ³]	$\sigma_{y,Ed}$ [MPa]
Fibra Superior	-48266	0,78229	-2,2612	-0,345962	139,5
Fibra Inferior			2,2388	0,3494237	-138,1

Pelo exposto na Tabela 8.7, verifica-se que as tensões actuantes nas fibras extremas da secção condicionante são inferiores à tensão de cedência do aço S355.

Para a secção metálica mais solicitada por momentos positivos, situada a meio do vão central, a classificação é feita de acordo com a NP EN 1993-1-1 [33]. Verifica-se que o banzo superior é de classe 3 e a alma de classe 4. A secção efectiva correspondente, determinada de acordo com o disposto na NP EN 1993-1-5 [28], está representada na Figura 8.9. As propriedades efectivas desta secção são, em fase elástica, as constantes da Tabela 8.8.

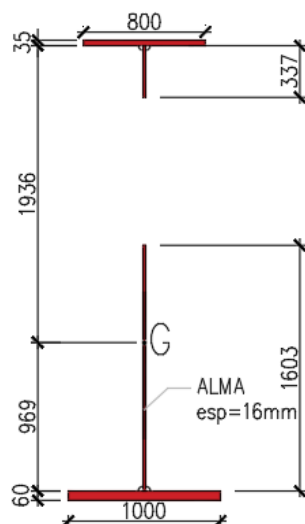


Figura 8.9 - Dimensões da secção metálica efectiva - zona do vão central [mm]

A Tabela 8.8 ilustra as tensões normais actuantes nas fibras extremas da secção soldada localizada a meio do vão central. As tensões foram calculadas para os momentos flectores positivos máximos actuantes nestas zonas.

Tabela 8.8 - Tensões actuantes nas fibras extremas – zona central do vão central. Adaptado de [39]

	$M_{y,Ed}$ [KNm]	I_{yy} [m ⁴]	Z_g [m]	$W_{y,eff}$ [m ³]	$\sigma_{y,Ed}$ [MPa]
Fibra Superior	23262	0,189879	-1,971	-0,096336	-241,5
Fibra Inferior			1,029	0,184520	126,1

Pelo exposto na Tabela 8.8, verifica-se que as tensões actuantes nas fibras extremas da secção condicionante são inferiores à tensão de cedência do aço S355.

8.2.3. Verificação da secção mista aço-betão – sem a consideração do efeito da retracção

O máximo momento flector de sinal negativo ocorre a meio do vão central. Este esforço ocorre numa fase em que a zona central do vão central já apresenta um comportamento misto, o que provocará, neste caso, tensões de tracção na laje de betão. O valor desse momento está expresso na Tabela 8.6. Importa garantir, para esta fase construtiva, que as tensões de tracção provenientes do efeito do momento negativo não provocam a fissuração da laje de betão.

Ao efectuar a avaliação da segurança das vigas, torna-se necessário proceder ao cálculo das propriedades geométricas das suas secções transversais mistas, homogeneizando, para tal, estas secções transversais em apenas um material, o aço. Uma vez que o esforço que solicita a secção transversal, nesta fase construtiva, fica instalado permanentemente, as acções exercidas são de longa duração.

Por outro lado, o efeito do “*shear-lag*” na laje deve ser quantificado recorrendo, para tal, ao disposto no artigo 5.4.1.2, da EN 1994-2 [36]. A tabela seguinte resume a obtenção da largura efectiva da laje, a meio vão do tabuleiro. Constata-se que nessa zona toda a largura da laje é efectiva.

Tabela 8.9 - Cálculo da largura efectiva da laje de betão. Adaptado de [39]

	L_e [m]	b_{ei} [m]	b_{e1} (consola)	b_{e2} (entre vigas)	b_{eff} 1 viga	% laje efectiva
Vão central	73,5	9,188	1,90	1,875	3,775	100%

A homogeneização da secção é abordada no ponto 5.4.2.2 da EN 1994-2 [36]. Para o presente caso de acções de longa duração, tem-se que:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi_c(t, t_o)) = \frac{210}{32,3} \cdot (1 + 1,1 \cdot 2,1) = 21,50 \quad (8.16)$$

Dividindo a largura efectiva da laje pelo coeficiente de homogeneização, obtém-se a largura homogeneizada da laje, tal como vem ilustrado na Figura 8.10.

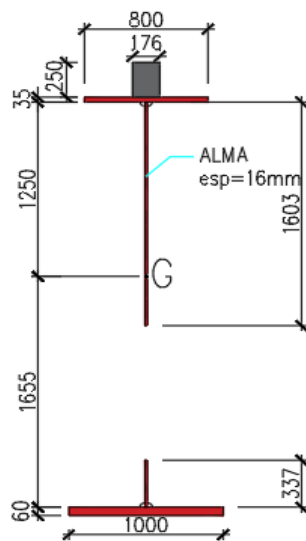


Figura 8.10 - Secção mista homogeneizada para acções de longa duração – solicitada por momentos negativos

Tabela 8.10 – Tensões actuantes nas fibras extremas – secção mista solicitada por momentos negativos

Fibra	M _{y,Ed} [KNm]	I _{yy} [m ⁴]	z _g [m]	W _{y,eff} [m ³]	σ _{y,Ed} [MPa]
Betão	-3795	0,3256804	-1,535	-0,212169	1,3
Banzo superior			-1,285	-0,253448	14,9
Banzo inferior			1,715	0,189901	-19,9

Pelo exposto na Tabela 8.10, verifica-se que a tensão actuante na fibra extrema da laje de betão é inferior ao valor da resistência média do betão à tracção (f_{ctm}) que, para o betão utilizado, adquire o valor de 2,80MPa. Garante-se, desta forma, a não ocorrência de fendilhação da laje de betão, para esta fase construtiva, em que a zona central do vão central já apresenta uma secção resistente mista.

Para o cálculo das tensões normais actuantes nas fibras extremas da secção em aço, localizada a meio vão do vão central, há que somar as tensões que já estavam instaladas na secção metálica (Tabela 8.8) com as que se desenvolvem no aço da secção mista (Tabela 8.10). Assim, para esta fase construtiva, tem-se que:

Tabela 8.11 - Tensões actuantes nas fibras extremas da secção em aço

	σ _{y,Ed} ^{Total} [MPa]
Fibra Superior	-226,6
Fibra Inferior	106,2

Pelo exposto na Tabela 8.11, verifica-se que as tensões actuantes nas fibras extremas da secção em aço registam valores, para esta fase construtiva, inferiores à tensão de cedência do aço S355.

Para calcular as tensões actuantes na secção mista posicionada a meio do vão central, correspondente à última fase construtiva – de betonagem dos apoios internos do tabuleiro – é necessário, em primeiro lugar, determinar as propriedades geométricas da secção transversal mista quando solicitada por momentos positivos, tal como vem ilustrado na Figura 8.11.

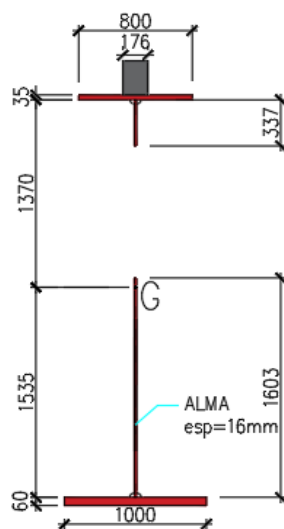


Figura 8.11 - Secção mista homogeneizada para acções de longa duração – solicitada por momentos positivos

Tabela 8.12 - Tensões actuantes nas fibras extremas – secção mista solicitada por momentos positivos

Fibra	M _{y,Ed} [KNm]	I _{yy} [m ⁴]	z _g [m]	W _{y,eff} [m ³]	σ _{y,Ed} [MPa]
Betão	988	0,568249	-1,655	-0,343353	-0,3
Banzo superior			-1,405	-0,404447	-2,4
Banzo inferior			1,595	0,356269	2,8

Finalmente, somam-se as tensões actuantes em cada uma das fases anteriormente descritas, obtendo-se assim as tensões finais que se desenvolvem nas fibras extremas da secção posicionada a meio do vão central, no final da sequência construtiva.

Tabela 8.13 - Tensões actuantes no final da sequência construtiva

<i>Final</i>		$\sigma_{y,Ed}^{Total}$ [MPa]
<i>Sequência construtiva</i>	<i>Betão</i>	1,0
	<i>Banzo Superior</i>	-229,0
	<i>Banzo Inferior</i>	109,0

Pelo exposto na Tabela 8.13, verifica-se que as tensões actuantes nas fibras extremas da secção em aço registam valores, no final da sequência construtiva, inferiores à tensão de cedência do aço S355.

Concluindo, na fase de betonagem pretende-se que os materiais funcionem sempre em regime elástico, ou seja, que não exista cedência nas vigas principais em aço, nem fissurações na laje.

9. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

A Figura 9.1 ilustra os deslocamentos verticais nas vigas principais do tabuleiro, no final da sequência evolutiva das diversas fases que compõem o seu processo construtivo – diagrama a azul - e no caso hipotético de o tabuleiro ficar logo instalado na sua posição definitiva, e com as cargas correspondentes ao peso da estrutura aplicadas sem a consideração do faseamento construtivo – diagrama a cor de laranja. Neste último caso considerou-se como acções a actuar nas vigas principais as cargas devidas ao peso da estrutura metálica, das pré-lajes e da betonagem – com as intensidades referidas no ponto 6.4.1 desta dissertação – e todas a actuar em simultâneo nos três vãos.

No gráfico da Figura 9.1 observa-se que, comparando os dois casos, o valor de deslocamento vertical máximo, a meio vão, que se obtém é superior quando se tem em consideração o faseamento construtivo. Estes resultados são justificados pelo facto de, no caso em que se considera o faseamento construtivo, as acções impostas pelos efeitos da retracção e fluência introduzirem, nas vigas principais de aço, acréscimos de deslocamento vertical. Já para o caso em que se admite o tabuleiro instalado, logo à partida, na sua posição definitiva, todas as cargas actuam em simultâneo nas vigas, pelo que a configuração deformada resultante não contempla uma sequência de betonagem, não se registando os acréscimos de deslocamento vertical provenientes dos efeitos reológicos.

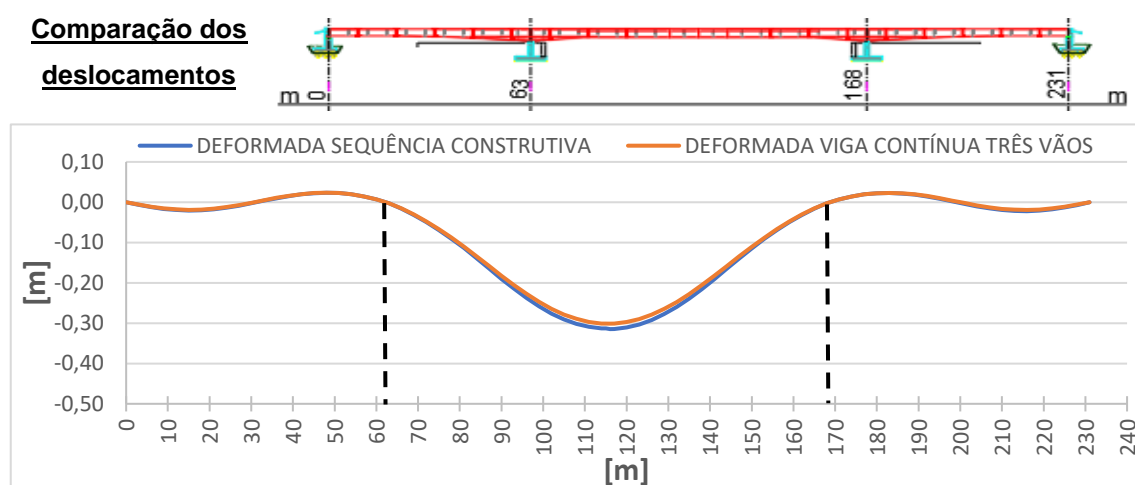


Figura 9.1 – Comparação de deslocamentos verticais a actuar nas vigas principais do tabuleiro

Comparam-se, de seguida, os valores das tensões normais máximas, em regime elástico, actuantes nas fibras extremas das secções soldadas das vigas principais de aço, para a análise em que se considera o faseamento construtivo do tabuleiro, e para o caso em que este não é considerado.

A Tabela 9.1 ilustra as tensões normais actuantes nas fibras extremas da secção soldada localizada sobre os apoios internos do tabuleiro. As tensões foram calculadas para os momentos flectores negativos máximos actuantes nestas zonas, para os casos em que se considera ou não

o faseamento construtivo do tabuleiro. A secção efectiva correspondente, para determinação dos módulos de flexão efectivos, é a representada na Figura 8.9.

Tabela 9.1 – Comparação das tensões actuantes nas fibras extremas na zona dos apoios internos

	$M_{y,Ed}^{máx}$ [KNm]	I_{yy} [m ⁴]		z_g [m]	$W_{y,eff}$ [m ³]	$\sigma_{y,Ed}$ [MPa]
Sequência construtiva	-48266	0,78229	Fibra Superior	-2,2612	-0,345962	140
			Fibra Inferior	2,2388	0,3494237	-138,1
Viga contínua três vãos	-42060	0,78229	Fibra Superior	-2,2612	-0,345962	121,6
			Fibra Inferior	2,2388	0,3494237	-120,4

Constata-se, assim, que da consideração do faseamento construtivo resultam tensões normais de tracção (fibra superior) e de compressão (fibra inferior) superiores. Regista-se um aumento de 13,14% para as tensões na fibra superior e de 13,00% para as tensões na fibra inferior.

A Tabela 9.2 mostra as tensões normais actuantes nas fibras extremas da secção soldada localizada a meio vão do vão central. O cálculo das tensões considerou o momento flector positivo máximo actuante nessa secção, na análise em que não se considera o faseamento construtivo do tabuleiro. A secção efectiva correspondente, para determinação dos módulos de flexão efectivos, é a ilustrada na Figura 8.10.

Tabela 9.2 – Tensões actuantes nas fibras extremas na zona de meio vão do vão central

	$M_{y,Ed}^{máx}$ [KNm]	I_{yy} [m ⁴]		z_g [m]	$W_{y,eff}$ [m ³]	$\sigma_{y,Ed}$ [MPa]
Viga contínua três vãos	17794	0,189879	Fibra Superior	-1,971	-0,096336	-184,7
			Fibra Inferior	1,029	0,184520	96,4

Para a análise em que se considera o faseamento construtivo do tabuleiro, no cálculo das tensões normais actuantes nas fibras extremas da secção localizada a meio vão do vão central, há que somar as tensões na secção apenas metálica com as tensões que se desenvolvem no aço da secção mista. Esta análise já foi feita, anteriormente, no capítulo 8, recuperando-se agora os valores das tensões finais nas fibras extremas da secção de aço.

Tabela 9.3 - Tensões actuantes no final da sequência construtiva - secção de aço

Final		$\sigma_{y,Ed}^{Total}$ [MPa]
Sequência construtiva	Fibra Superior	-229,0
	Fibra Inferior	109,0

Constata-se, assim, que da consideração do faseamento construtivo resultam tensões normais de compressão (fibra superior) e de tracção (fibra inferior) superiores. Regista-se um aumento de 19,34% para as tensões na fibra superior e de 11,56% para as tensões na fibra inferior.

As duas figuras seguintes - Figura 9.2 e Figura 9.3 - ilustram as distribuições de tensões a que a laje fica sujeita, no final de duas sequências de betonagem distintas. À Figura 9.2 corresponde uma sequência de betonagem em contínuo, ou seja, o primeiro troço a ser betonado corresponde ao vão de extremidade, sendo o troço seguinte o do apoio interno, seguindo-se uma sucessão consecutiva e contínua até se atingir o vão de extremidade oposto do tabuleiro. Para esta sequência de betonagem em contínuo, a modelação efectuada prevê a mesma duração para cada fase, ou seja, um dia para a betonagem e trinta dias para o processo de cura do betão de cada um dos troços. A Figura 9.3 mostra os resultados referentes à sequência de betonagem que já foi abordada no ponto 5.2.2. De referir que, para ambas as sequências de betonagem ilustradas, estão a ser considerados os efeitos reológicos do betão, fluência e retracção.

Estas duas figuras - Figura 9.2 e Figura 9.3 - pretendem apenas demonstrar que a adopção de um processo de betonagem em contínuo conduz a tensões máximas, a actuar na laje, superiores às tensões máximas que se obtém no caso de se optar por um processo de betonagem intervalado por troços. Com efeito, as tensões máximas que se atingem no primeiro caso situam-se na ordem de grandeza dos 4800KPa, enquanto no segundo caso atinge-se valores na ordem dos 2700KPa. A análise comparativa entre as duas sequências permite concluir que a sequência de betonagem definida para este trabalho é claramente vantajosa, no sentido em que evita a fissuração prematura do betão da laje – admitindo o valor da tensão de fendilhação do betão (f_{ctm}) da laje referido no ponto 6.2 - ao contrário da sequência de betonagem em contínuo, em que as tensões máximas que se atingem no final são claramente superiores ao valor de f_{ctm} . Verifica-se, também, que a redução das tensões máximas de tracção decorrentes da betonagem por troços é de, aproximadamente, 50% em relação às que resultam da betonagem contínua e que as tensões de tracção máximas ocorrem em zonas de vão central (ao contrário do que sucede com a betonagem contínua).

Distribuição de tensões [KPa] – Betonagem em contínuo

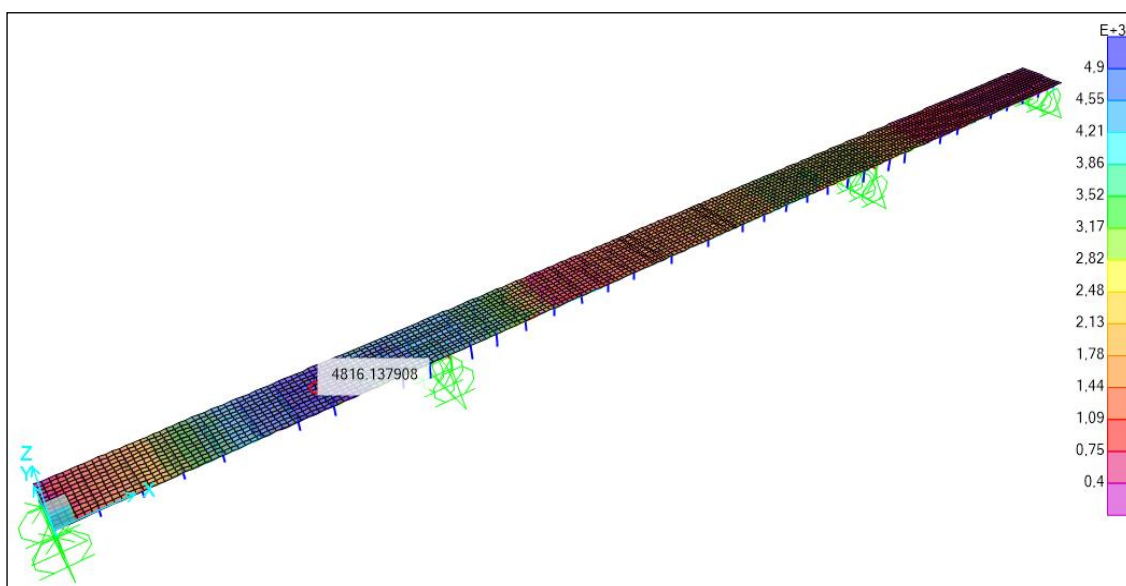


Figura 9.2 - Distribuição de tensões – Betonagem em contínuo

Distribuição de tensões [KPa] – Betonagem intervalada por troços

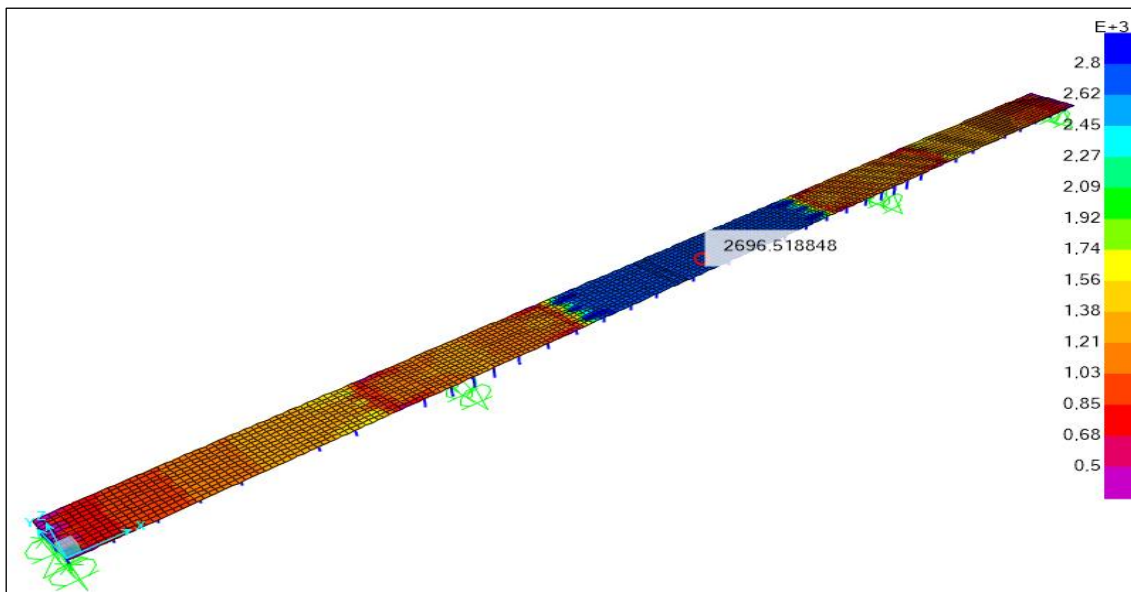


Figura 9.3 - Distribuição de tensões – Betonagem Sequencial por Troços

10. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

10.1. Síntese das principais conclusões

Na presente dissertação apresentam-se os resultados do estudo da influência do processo de montagem da estrutura metálica e da sequência de betonagem no estado de tensão de um tabuleiro misto aço-betão, contínuo em três vãos. O processo construtivo considerado é o lançamento incremental da estrutura metálica e betonagem sequencial intervalada, por troços.

Procedeu-se à modelação do faseamento construtivo do tabuleiro, tendo em consideração a evolução da sua geometria e das cargas aplicadas, seguindo-se as análises estruturais respectivas. Extraíram-se os resultados relevantes em cada fase do processo - ao nível de esforços, deslocamentos verticais e tensões – os quais permitiram identificar as principais conclusões deste trabalho que a seguir se enumeram:

1. A análise e avaliação dos esforços e deformações induzidos em cada uma das fases do processo de montagem do tabuleiro metálico é uma tarefa de grande importância, uma vez que – como se comprovou no ponto 7.2 deste trabalho – durante elas se executam diversas operações de ajuste das deformações e das tensões instaladas. Essa análise permite definir e quantificar, por exemplo, os contrapesos a aplicar nas fases de comportamentos isostático do tabuleiro, as manobras de levantamento e/ou rebaixamento dos apoios provisórios do tabuleiro, as operações de remoção e de instalação de novos apoios provisórios.
2. Comprovou-se que as vigas principais do tabuleiro metálico respeitam as condições de segurança durante as fases de lançamento da estrutura metálica, não sendo necessário introduzir quaisquer reforços que sejam apenas necessários para estas fases.
3. Garante-se, durante a betonagem da laje, a não ocorrência de cedência dos perfis das vigas metálicas. Por outro lado, nas fases em que as vigas já têm comportamento misto, os momentos negativos máximos que se geram – que provocam tensões de tracção na laje – são inferiores ao necessário para provocar a ocorrência de fendilhação do betão da laje.
4. Observando os deslocamentos verticais que se verificam ao longo do vão longitudinal do tabuleiro, conclui-se que o seu valor máximo – registado a meio vão do vão central em ambas as análises – é 5% superior no caso em que se considera o faseamento construtivo do tabuleiro.
5. Os valores das tensões normais máximas, em regime elástico, actuantes nas fibras extremas (superior e inferior) das secções soldadas das vigas principais de aço, são superiores para o caso em que se considera o faseamento construtivo do tabuleiro, tanto nas zonas dos apoios internos como na zona de meio vão do vão central. A maior diferença registada nos valores das tensões normais corresponde à fibra superior da

secção soldada de meio vão do vão central, em que a consideração do faseamento construtivo introduz um acréscimo de 19,34%.

6. A adopção de um processo de betonagem intervalada por troços é claramente vantajosa – como se comprovou no capítulo 9 deste trabalho – em termos do nível de tensões que ficam instaladas na laje de betão no final da sequência, relativamente à opção de se proceder a uma betonagem em contínuo. Os resultados obtidos permitem concluir que no final da betonagem intervalada se atingem valores máximos de tensões de tracção instaladas na laje de betão inferiores ao valor da tensão resistente de tracção do betão (f_{ctm}), pelo que se evita a fissuração do betão durante esta fase. Ao invés, na betonagem em contínuo, os valores máximos de tensões são claramente superiores a f_{ctm} . Conclui-se também que os valores máximos de tensões de tracção no final da betonagem sequencial surgem na zona do vão central (zona de momentos positivos), e que esses valores máximos são 44% inferiores neste caso relativamente àquele que tem por base uma betonagem em contínuo.

10.2. Desenvolvimentos futuros

Na realização deste estudo, devido ao limite imposto à sua extensão, não foi possível atender a alguns aspectos, que poderiam influenciar os resultados obtidos. Foram feitas algumas simplificações e excluídas possibilidades. Por este motivo, destacam-se alguns aspectos que seria interessante abordar e desenvolver em futuros trabalhos:

- ✓ Avaliação e estudo do faseamento construtivo do tabuleiro, com base num modelo de elementos finitos planos em que todos os elementos estruturais são modelados como elementos finitos de casca, ao invés do modelo que foi desenvolvido neste trabalho, em que apenas a laje de betão foi modelada com recurso a elementos de casca.
- ✓ Modelação e análise do faseamento construtivo que compreenda todas as fases do processo de montagem do tabuleiro metálico, com avaliação dos esforços, tensões e deformações induzidos em cada fase, ao invés do modelo que foi desenvolvido neste trabalho, em que a análise de resultados da estrutura em fase construtiva se inicia na 15ª fase de montagem da estrutura metálica.
- ✓ Modelação e análise do faseamento construtivo alargado a outros casos de estudo de tabuleiros vigados mistos, nomeadamente na sua integração em pontes de tirantes e pontes em arco, que permitam quantificar a influência do faseamento construtivo.

REFERÊNCIAS

- [1] L. Calado e J. Santos, *Estruturas Mistas De Aço E Betão*, Lisboa: IST PRESS, 2013.
- [2] A. J. Reis, *Folhas da Disciplina de Pontes*, Lisboa: Instituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Civil, 2006.
- [3] E. Cid, *Projecto do tabuleiro de uma ponte mista com 115m de vão*, Porto: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [4] S. Nascimento, *Avaliação da resistência ao esforço transversal de tabuleiros bi-viga mistos aço-betão*, Lisboa: Dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, IST, 2016.
- [5] S. F. Stiemer, *Advanced Structural Steel Design*, 2012.
- [6] P. M. Mendes e J. O. Pedro, *Vigas de aço de secção soldada*, Lisboa: Elementos de apoio da Disciplina de Estruturas Especiais do IST, 2016.
- [7] D. Figueira da Silva, *Dimensionamento de tabuleiros de pontes de vãos superiores a 100m com vigas metálicas*, Porto: Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- [8] L. Duan, *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press LLC. Cap. 12: Steel-Concrete Composite I-Girder Bridges, 2000.
- [9] A. Reis, *Pontes Mistas: Dimensionamentos e Projectos Recentes*, Lisboa: Actas do V Congresso Construção Metálica e Mista, 2005.
- [10] A. Reis e N. Lopes, *Variante Alcácer do Sal - Atravessamento Ferroviário s/ Rio Sado: Projecto de Obras de Arte*, Lisboa: Actas do VII Congresso Construção Metálica e Mista, 2009.
- [11] A. J. Reis e J. O. Pedro, *Pontes Ferroviárias com Tabuleiro Misto Aço-Betão*, Maputo, Moçambique: II Congresso Luso-Africano de Construção Metálica Sustentável, 2013.
- [12] H. G. Dauner, *Tubular composite bridges and new technologies for decks*.
- [13] L. BETAR Consultores, *Ponte de Penacova sobre o Rio Mondego - Substituição do tabuleiro..*
- [14] J. Brozzetti, *Design Development of Steel-Concrete Composite Bridges in France*, Journal of Construction Steel Research 229-243, 2000.
- [15] J. J. O. Pedro, *Pontes atirantadas mistas - Estudo do comportamento estrutural*, Lisboa: Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 2007.

- [17] A. J. Reis, *The Steel design for the new railway bridge over the River Sado in Portugal*, Steel Construction - Design and Research, Vol.3 (2010), nº4, pp.201-210.
- [18] R. Faria, *Estruturas Mistas Aço-Betão*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Departamento de Engenharia Civil.
- [19] L. Dezi, G. Leoni e A. M. Tarantino, *Creep and Shrinkage analysis of composite beams*, Progress in structural engineering and materials Vol 1 (2): 170-177, 1998.
- [20] NP EN 1992-1-1, *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, European Committee for Standardization, 2010.
- [21] M. Madureira de Souza, *Estudo da Fluência e Retracção na Análise de um Tabuleiro em Vigas Múltiplas de uma Ponte Rodoviária*, Rio de Janeiro: Dissertação para obtenção do Grau de Engenheiro Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.
- [22] G. Klinsky, *Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas*, São Paulo: Dissertação para obtenção do título de mestre em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, 1999.
- [23] *Estruturas mistas aço-betão.*, DEC - Universidade de Coimbra, 2008.
- [24] P. Madeira Santos, *Projecto Base De Uma Ponte Ferroviária Com Tabuleiro Misto Aço-Betão Executado Por Lançamento Incremental*, Lisboa: Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, 2010.
- [25] Gohler Bernhard and Pearson, *Incrementally Launched Bridges Design and Construction*, Berlin: Ernst and Sohn, 2000.
- [26] M. Ferraz, *Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas*, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Departamento de Engenharia Civil, 2001.
- [27] EN 1993-1-5, *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated Structural Elements*, European Committee for Standardization.
- [28] A. J. Reis e L. Melo, *The incremental launched railway deck for the Tagus bridge viaduct*, Proceedings of new Technologies in Structural Engineering, 1997.
- [29] M. Rosignoli, *Bridge Launching*, London: Thomas Telford Ltd, 2002.
- [30] NP EN 1990, *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*, European Committee for Standardization, 2009.
- [31] NP EN 1991-1-1, *Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, European Committee for Standardization, 2009.
- [32] NP EN 1993-1-1, *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [33] J. Manterola, *Puentes II: Apuntes para su Diseño, cálculo y construcción*, Madrid: Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos, 2006.

- [34] TAL PROJECTO, Mabang Bridge - Structural Safety Checking, Lisboa: MSF - ENGENHARIA, SA/ ELECTROFER INTERNACIONAL, LDA, 2016.
- [35] EN 1994-2, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part2: General rules and rules for bridges*, European Committee for Standardization, 2005.
- [36] Computers and Structures Inc, *CSI Analysis Reference Manual*, California, USA: USA, 2015.
- [37] T. Telford, *CEB-FIP Modal Code*, London: Comité Euro-International Du Béton, 2010.
- [38] L. Macorini, M. Fragiaco, C. Amadio e B. A. Izzuddin, *Long-term analysis of steel-concrete composite beams*, *Engineering Structures* 28 (2006) 1110-1121-Elsevier, 2006.
- [39] P. Santos, Projecto base de uma ponte ferroviária com tabuleiro misto aço-betão executado por lançamento incremental, Lisboa: Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, IST, 2010.
- [40] TAL PROJECTO, Sequência Construtiva da Ponte Mabang (Peças Desenhadas), Lisboa, 2016.

[W1] "The European Steel Design Educational Programme – ESDEP Course". Disponível: http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg15b/l0100.htm#SEC_1

[W2] "Ponte da Figueira da Foz". Disponível: <https://pontesvida.wordpress.com/2015/03/09/59-ponte-edgar-cardoso-figueira-da-foz/> [Acedido em 6 de Dezembro de 2017]

[W3] "Ponte de Penacova sobre o Rio Mondego". Disponível: <http://www.betar.pt/pt/content/7-projects/9-betar-consultores> [Acedido em 6 de Dezembro de 2017]

ANEXOS

ANEXO A – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS TABULEIROS MODELADOS E PEÇAS DESENHADAS

Apresentam-se, na Tabela A.0.1, as características geométricas das secções das vigas de alma cheia (vigas principais longitudinais e carlingas) que compõem a estrutura metálica do tabuleiro.

O tabuleiro é composto por três vigas principais, distribuídas por três alinhamentos. Dado que as três vigas principais têm a mesma geometria ao longo de toda a sua extensão, na Tabela A.0.1 apenas se ilustra um exemplo, sendo aplicável em qualquer um dos três alinhamentos.

Como o tabuleiro também é simétrico relativamente ao plano que intersecta o meio do vão central, na Tabela A.0.1 são apresentadas as características geométricas das vigas principais referentes à primeira metade da extensão longitudinal do tabuleiro, sendo estas idênticas para a segunda metade.

A nomenclatura apresentada para as características geométricas das vigas de alma cheia é a que se indica na Figura A.0.1.

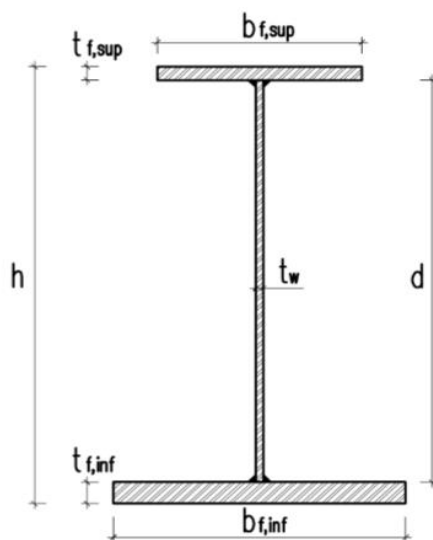


Figura A.0.1 – Características geométricas das vigas de alma cheia

Apresentam-se, depois, as peças desenhadas. Elas incluem o perfil longitudinal do tabuleiro, algumas secções transversais relevantes, e a vista em planta do tabuleiro metálico a qual permite visualizar os elementos de contraventamento horizontal.

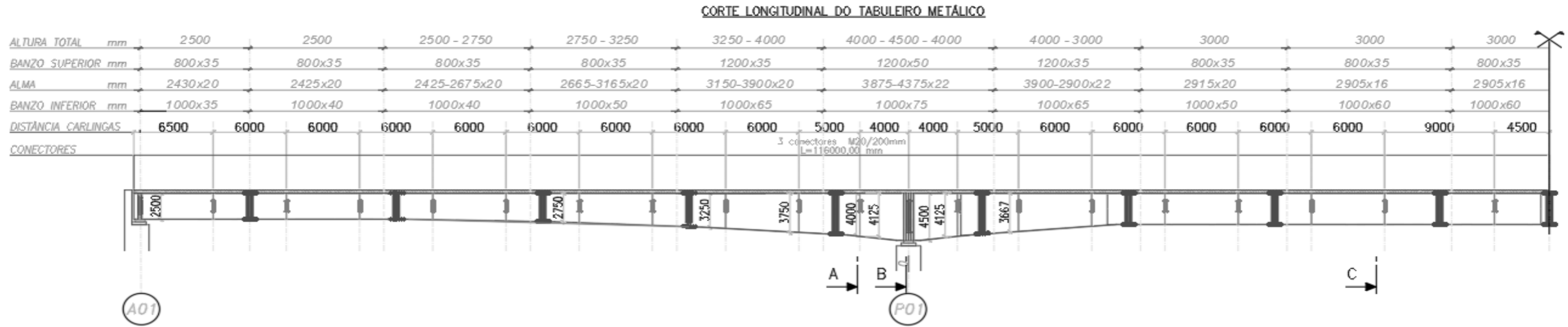
Todas as ilustrações das peças desenhadas são adaptações da referência [45].

Acrescenta-se também que a unidade das dimensões que se inseriram nas peças desenhadas é milímetros (mm).

Tabela A.0.1 - Características geométricas das vigas de alma cheia ao longo do comprimento do tabuleiro

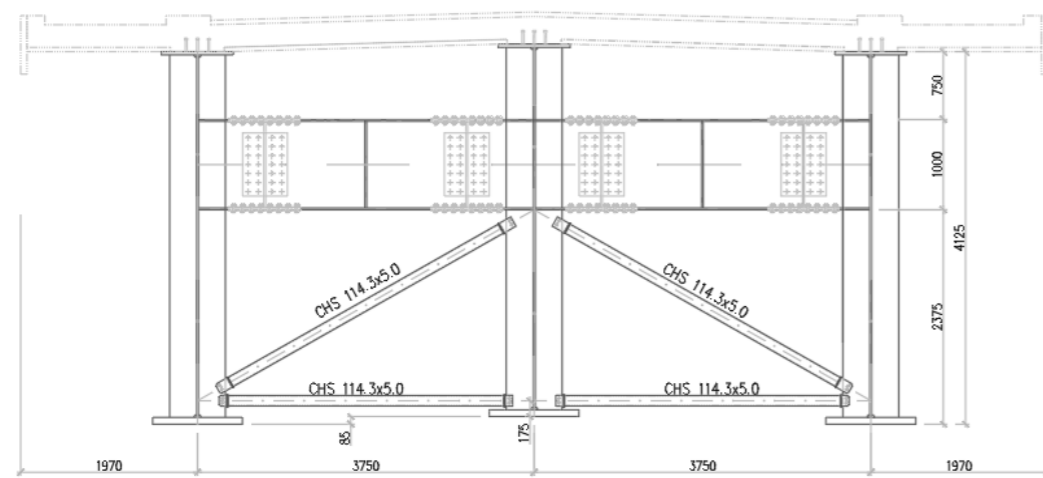
Tabuleiro		CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS						
Secção transversal		h [mm]	Banzo superior		Banzo inferior		Alma	
			b _{f,sup} [mm]	t _{f,sup} [mm]	b _{f,inf} [mm]	t _{f,inf} [mm]	d [mm]	t _w [mm]
Vãos laterais	Posição vão longitudinal [m]							
VS 2500x876	0,00 – 9,00	2500	800	35	1000	35	2430	20,00
VS 2500x915	9,00 – 20,00	2500	800	35	1000	40	2425	20,00
VS 2520x918	21,00	2520	800	35	1000	40	2445	20,00
VS 2583x928	24,00	2583	800	35	1000	40	2508	20,00
VS 2708x947	30,00	2708	800	35	1000	40	2633	20,00
VS 2750x954	32,00	2750	800	35	1000	40	2675	20,00
VS 2792x1037	33,00	2792	800	35	1000	50	2707	20,00
VS 2917x1057	36,00	2917	800	35	1000	50	2832	20,00
VS 3167x1096	42,00	3167	800	35	1000	50	3082	20,00
VS 3250x1109	44,00	3250	800	35	1000	50	3165	20,00
VS 3250x1335	44,00	3250	1200	35	100	65	3150	20,00
VS 3312x1344	45,00	3312	1200	35	1000	65	3212	20,00
VS 3500x1374	48,00	3500	1200	35	1000	65	3400	20,00
VS 3875x1433	54,00	3875	1200	35	1000	65	3775	20,00
VS 4000x1452	56,00	4000	1200	35	1000	65	3900	20,00
VS 4000x1729	56,00	4000	1200	50	1000	75	3875	22,00
VS 4083x1743	57,00	4083	1200	50	1000	75	3958	22,00
VS 4250x1772	59,00	4250	1200	50	1000	75	4125	22,00
VS 4500x1815	62,00	4500	1200	50	1000	75	4375	22,00
VS 4500x1815	62,00 – 63,00	4500	1200	50	1000	75	4375	22,00
Vão central	Posição vão longitudinal [m]							
VS 4500x1815	63,00 – 64,00	4500	1200	50	1000	75	4375	22,00
VS 4250x1772	67,00	4250	1200	50	1000	75	4125	22,00
VS 4083x1743	69,00	4083	1200	50	1000	75	3958	22,00
VS 4000x1729	70,00	4000	1200	50	1000	75	3875	22,00
VS 4000x1513	70,00	4000	1200	35	1000	65	3900	22,00
VS 3833x1485	72,00	3833	1200	35	1000	65	3733	22,00
VS 3333x1398	78,00	3333	1200	35	1000	65	3233	22,00
VS 3083x1355	81,00	3083	1200	35	1000	65	2983	22,00
VS 3000x1341	82,00	3000	1200	35	1000	65	2900	22,00
VS 3000x1070	82,00 – 94,00	3000	800	35	1000	50	2915	20,00
VS 3000x1056	94,00 – 115,50	3000	800	35	1000	60	2905	16,00
Carlingas	Posição vão longitudinal [m]							
VS 1000x186	6,00; 12,00; 18,00; 24,00; 30,00; 36,00; 42,00; 48,00; 54,00; 59,00; 67,00; 72,00; 78,00; 84,00; 90,00; 96,00; 102,00; 111,00	1000	400	15	400	15	970	12,00
VS 1500x263	0,00	1500	400	20	400	20	1460	12,00
VS 2000x310	63,00	2000	400	20	400	20	1960	12,00

Corte longitudinal (parte metálica em mm) + secções transversais metálicas

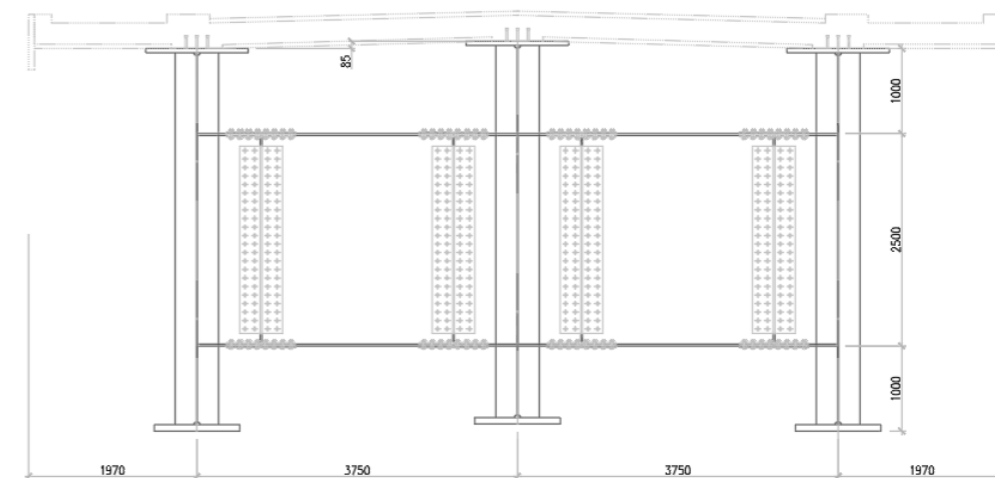


A01

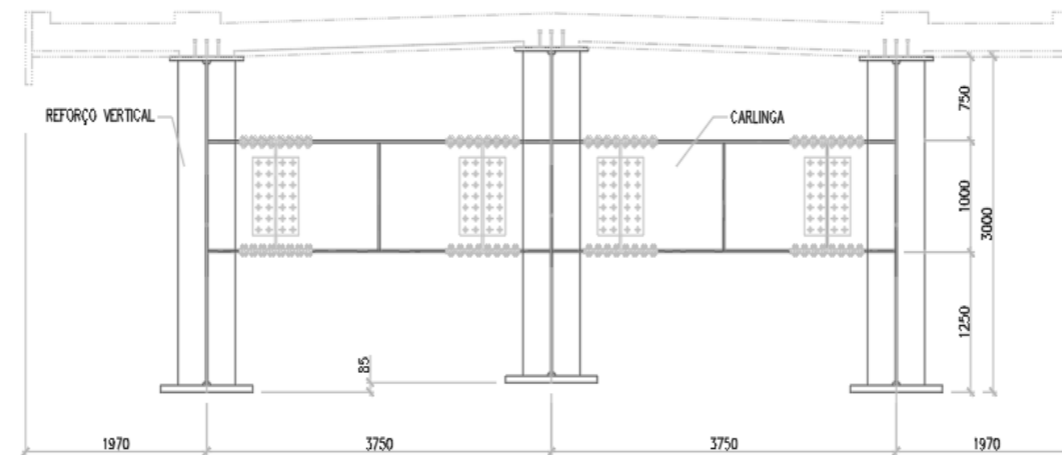
SECÇÃO TRANSVERSAL A-A



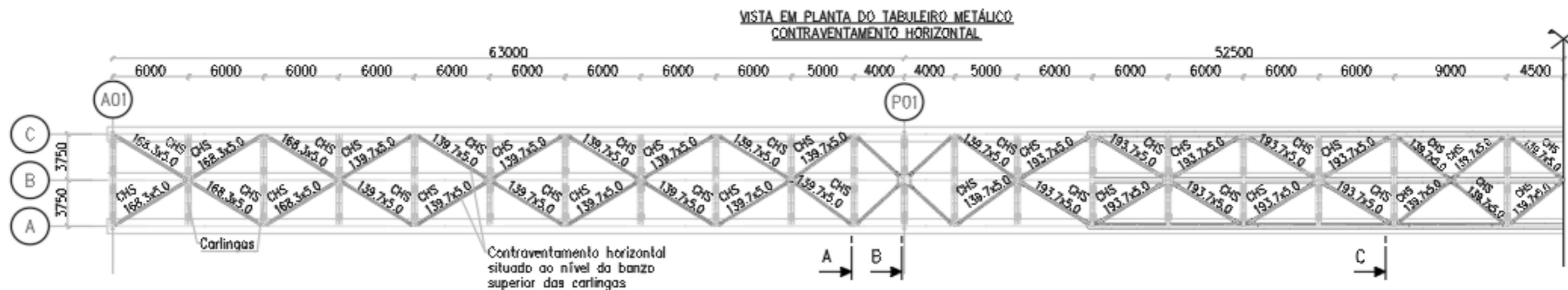
SECÇÃO TRANSVERSAL B-B



SECÇÃO TRANSVERSAL C-C



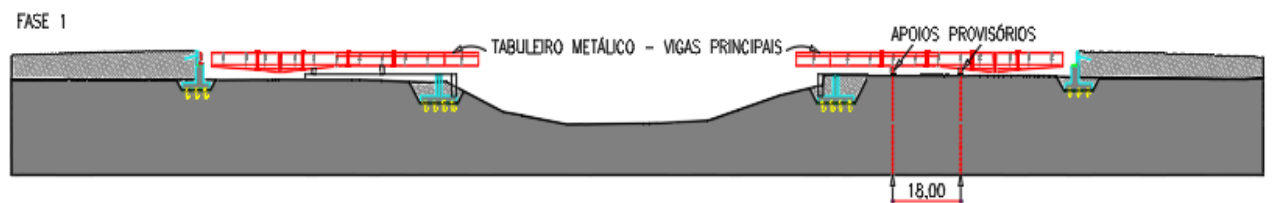
Vista em planta do tabuleiro metálico



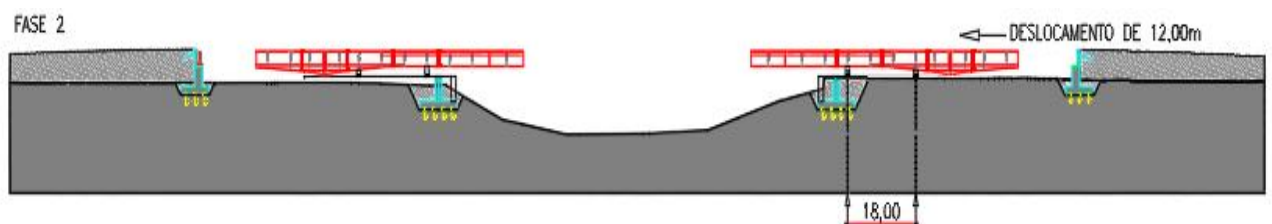
ANEXO B – MONTAGEM DA ESTRUTURA METÁLICA



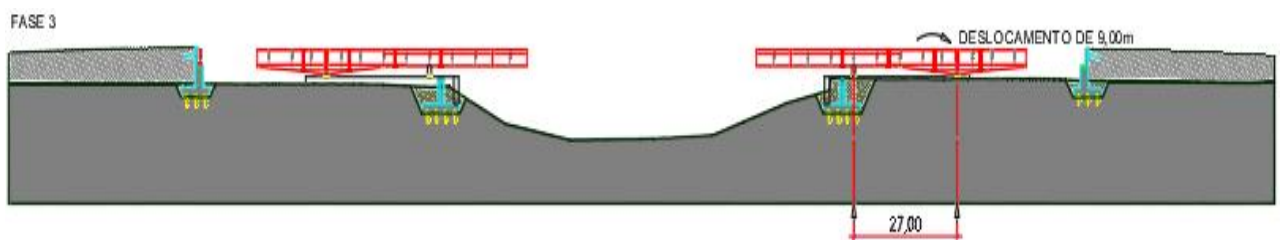
Preparação das plataformas de trabalho.



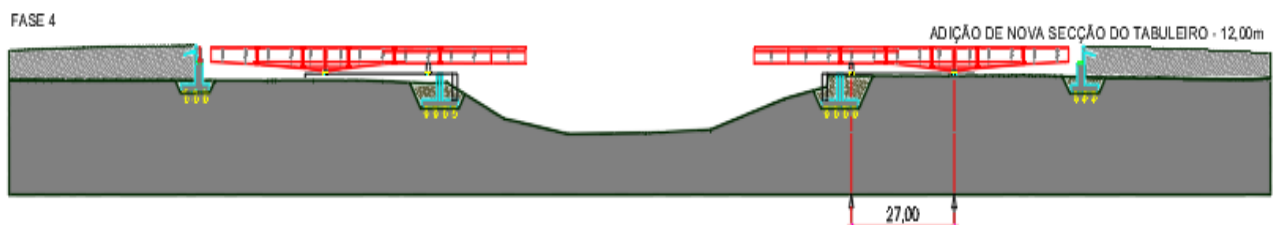
Colocação dos primeiros segmentos do tabuleiro metálico;
Distância entre apoios provisórios de 18,00m;
Distância total de cada segmento de tabuleiro – 70,50m.



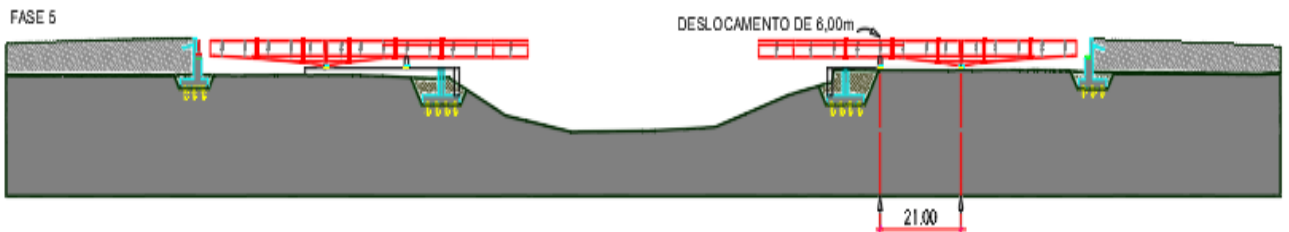
Deslocamento de 12,00m dos segmentos do tabuleiro metálico.



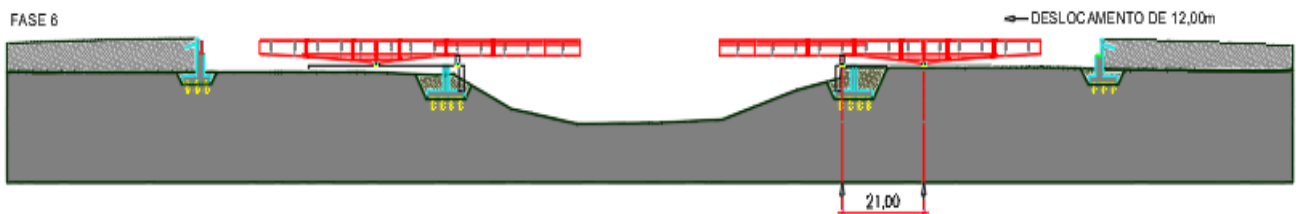
Deslocamento de 9,00m dos apoios provisórios traseiros do tabuleiro metálico.
Distância entre apoios provisórios de 27,00m.



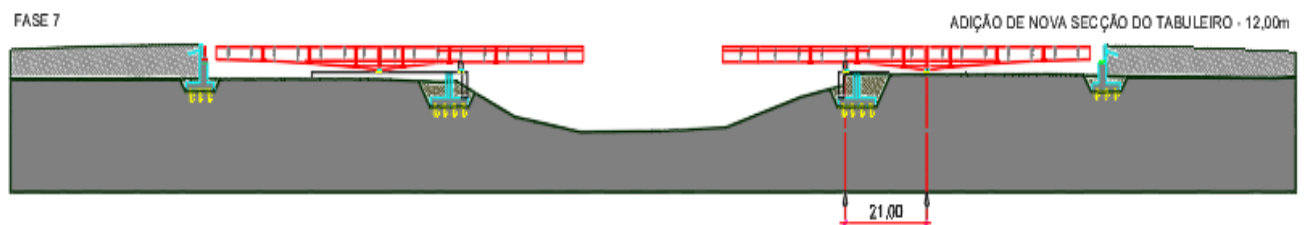
Adição de novos segmentos de tabuleiro metálico a todas as partes da estrutura do tabuleiro;
Distância total de cada segmento de tabuleiro – 82,50m.



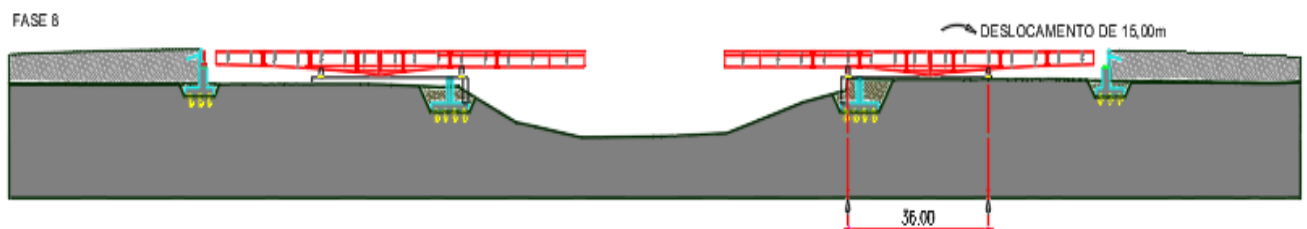
Deslocamento de 6,00m dos apoios provisórios frontais do tabuleiro metálico;
Distância entre apoios provisórios de 21,00m.



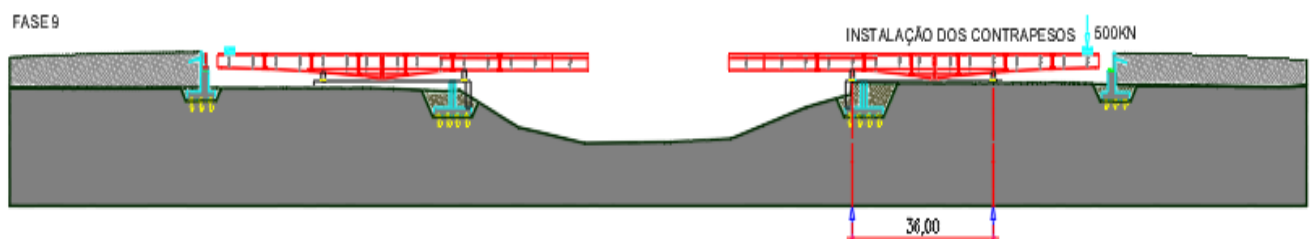
Segundo deslocamento de 12,00m dos segmentos do tabuleiro metálico.



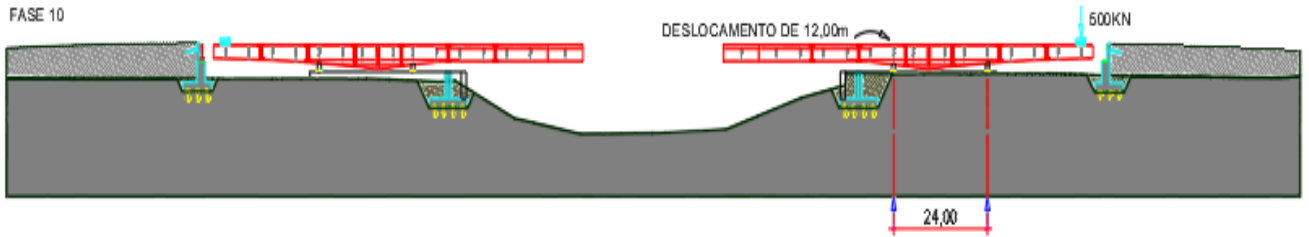
Adição de novos segmentos de tabuleiro metálico a todas as partes da estrutura do tabuleiro;
Distância total de cada segmento de tabuleiro – 94,50m.



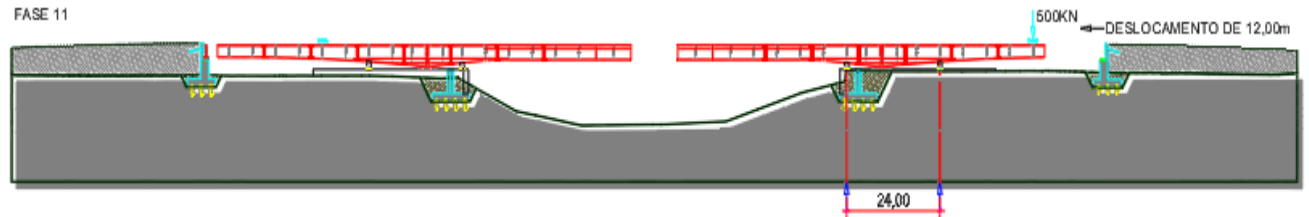
Deslocamento de 15,00m dos apoios provisórios traseiros do tabuleiro metálico;
Distância entre apoios provisórios de 36,00m.



Instalação de contrapesos nas extremidades dos segmentos de tabuleiro com 500kN de peso.



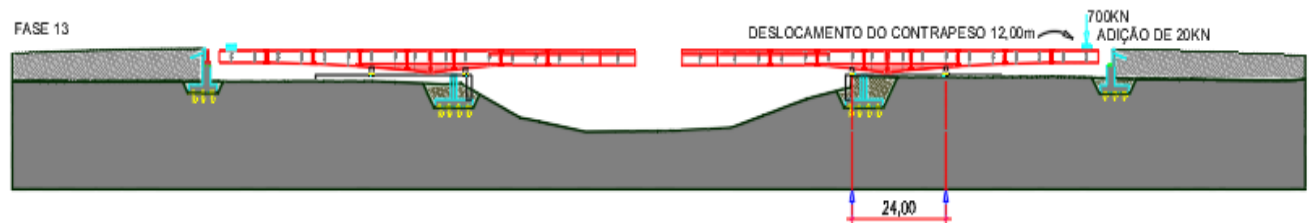
Deslocamento de 12,00m dos apoios provisórios frontais do tabuleiro metálico;
 Distância entre apoios provisórios de 24,00m.



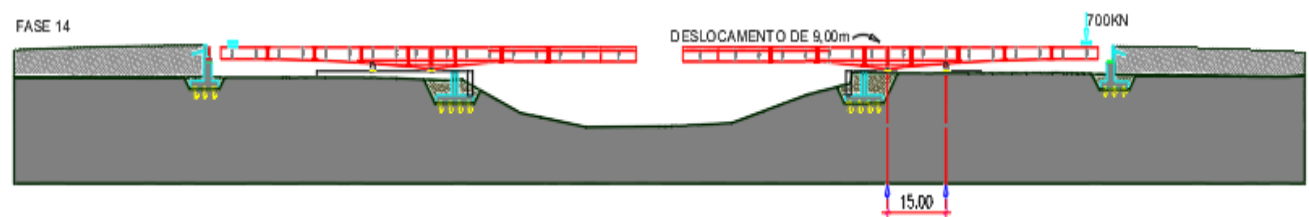
Terceiro deslocamento de 12,00m dos segmentos do tabuleiro metálico.



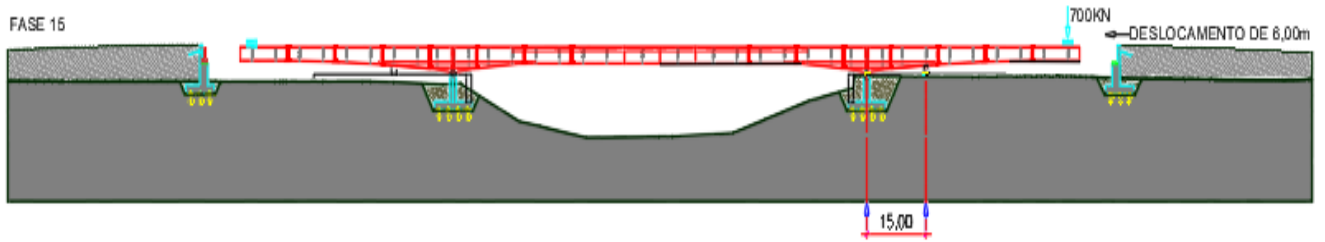
Adição de novos segmentos de tabuleiro metálico a todas as partes da estrutura do tabuleiro;
 Distância total de cada segmento de tabuleiro – 106,50m.



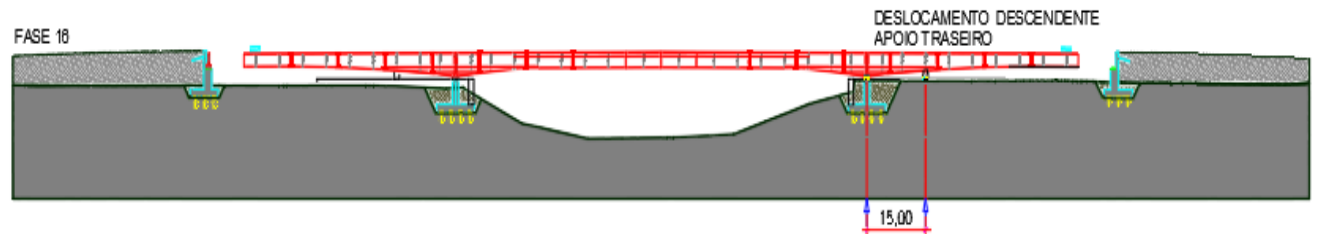
Deslocamento de 12,00m dos contrapesos para as extremidades dos segmentos do tabuleiro;
 Adição de 20kN ao seu peso.



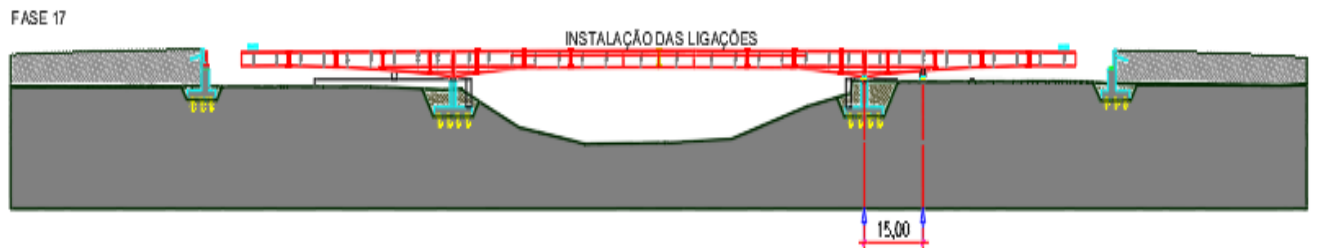
Deslocamento de 9,00m dos apoios provisórios frontais do tabuleiro metálico;
 Distância entre apoios provisórios de 15,00m.



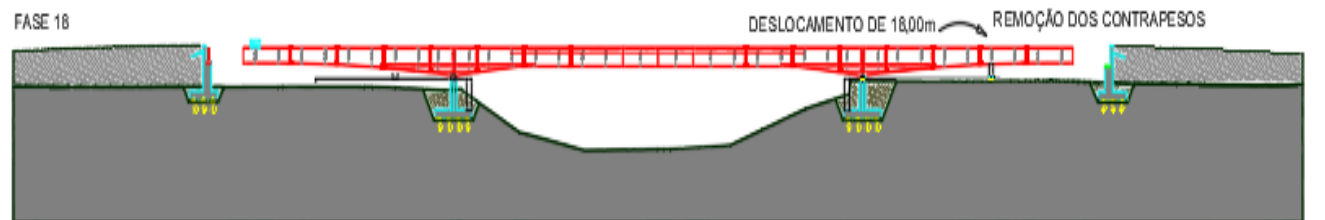
Quarto e último deslocamento de 6,00m dos segmentos do tabuleiro metálico;



Deslocamento vertical **descendente** do apoio provisório traseiro para nivelar (anular a rotação) das extremidades interiores do tabuleiro;

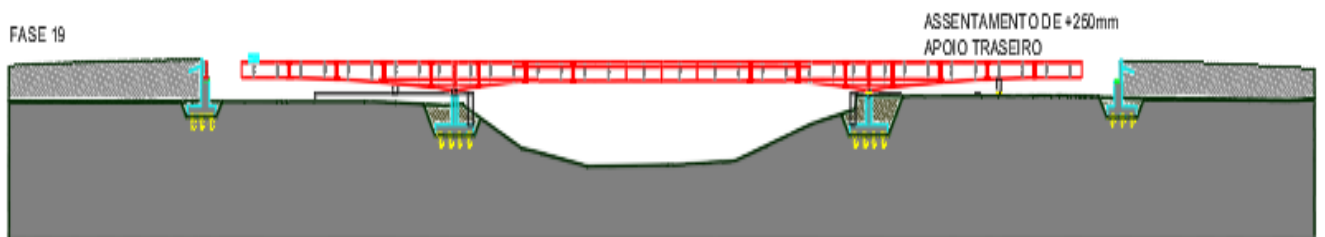


Fixação das duas extremidades do tabuleiro e instalação das ligações definitivas.

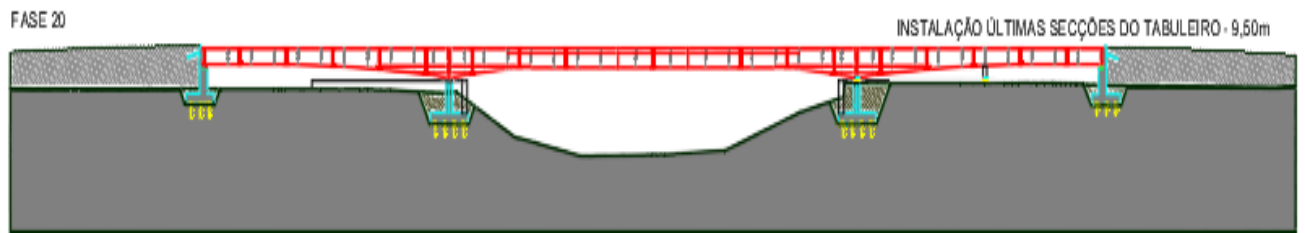


Remoção dos contrapesos;

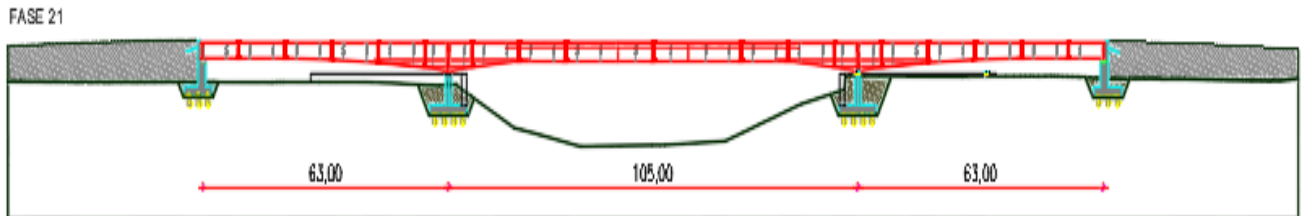
Deslocamento de 18,00m dos apoios provisórios traseiros do tabuleiro metálico;



Deslocamento vertical **ascendente** do apoio provisório traseiro para anular a rotação das extremidades em consola do tabuleiro.



Instalação das últimas secções do tabuleiro metálico.



Remoção dos apoios provisórios;

Instalação dos apoios definitivos.

Figura B.0.1 - Processo construtivo de montagem da estrutura metálica proposto pelo projectista e adoptado pelo construtor. Adaptado de [40].

ANEXO C – SEQUÊNCIA DE BETONAGEM

O plano sequencial de betonagem por troços compreende as seguintes fases:

- Numa primeira fase, betona-se a zona do vão central do tabuleiro, entre pontos de momento nulo, o que corresponde a betonar os três quintos de vão central correspondentes (sensivelmente) à zona de momentos positivos, deixando dois quintos de vão central – um quinto de cada lado – ainda por betonar, pois correspondem à zona de momentos negativos. Nesta fase, o peso próprio do betão é suportado unicamente pelo tabuleiro metálico, pelo que esta fase foi modelada através de cargas uniformemente distribuídas, a serem aplicadas nas vigas principais de aço. Estima-se que esta fase de betonagem do vão central tenha a duração de um dia.

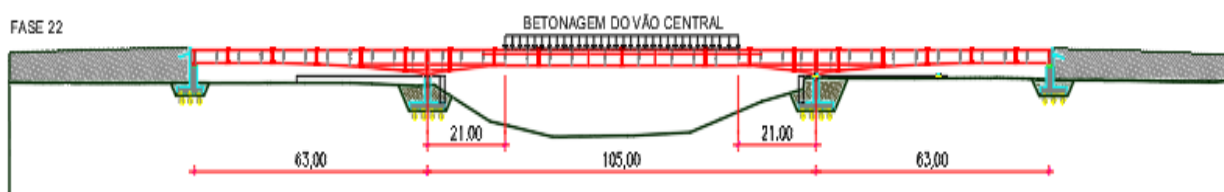


Figura C.0.1 - Betonagem do vão central do tabuleiro. Adaptado de [40].

- Estando o vão central já betonado e com o processo de cura consolidado, já apresentando o betão as características de resistência adequadas, procede-se à descofragem desta zona. A estrutura fica, assim, com comportamento misto nestas secções e o betão já apresenta tensões e extensões, nomeadamente devido ao efeito da retração – pois este é um fenómeno independente do estado de tensão - durante o intervalo de tempo entre a sua colocação e a descofragem. Estima-se que esta fase, correspondente ao processo de cura do betão vão central, tenha a duração de trinta dias.
- Seguidamente procede-se à betonagem dos vãos de extremidade, pelo que esta fase é simulada através da aplicação de cargas com intensidades idênticas às descritas na primeira fase, nas zonas entre os apoios de extremidade até quatro quintos do respectivo vão de extremidade, o que corresponde sensivelmente à zona de momentos positivos. Naturalmente que o efeito estrutural destas cargas já introduzirá tensões na laje de betão do vão central, uma vez que esta zona já apresenta um comportamento misto. No entanto, para as restantes zonas do tabuleiro, o peso próprio do betão provocará esforços, deformações e tensões apenas nas secções resistentes metálicas. Estima-se que esta fase de betonagem dos vãos de extremidade tenha a duração de um dia.

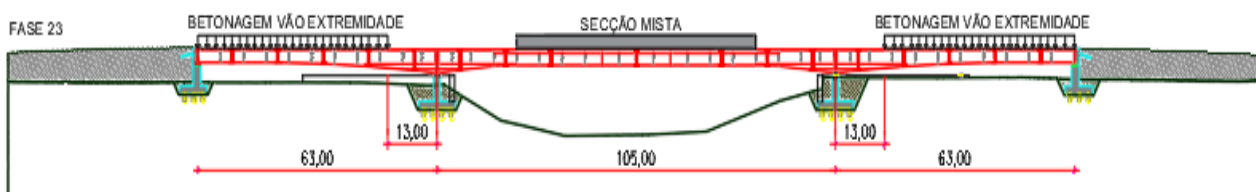


Figura C.0.2 - Betonagem dos vãos de extremidade do tabuleiro. Adaptado de [40].

- Estando o betão dos vãos de extremidade com o processo de cura consolidado, faz-se a descofragem destes segmentos. Naturalmente que, para esta fase, também esta zona já apresenta um comportamento misto, ou seja, será de prever que o betão destes vãos de extremidade já apresente tensões e extensões, devido ao efeito da retracção, fenómeno que se desenvolve durante o processo de cura do mesmo. Estima-se que esta fase tenha a duração de trinta dias.
- Finalmente, betona-se a zona dos apoios internos, pelo que esta fase foi simulada através da aplicação de cargas com intensidades idênticas às descritas nas fases anteriores, nas zonas sobre os apoios que restam betonar. Este efeito irá, naturalmente, introduzir tensões nas lajes de betão dos vãos central e de extremidade, pois já apresentam comportamento misto. Já nas zonas dos apoios internos, o peso próprio do betão provocará esforços, deformações e tensões apenas na estrutura metálica. Estima-se que esta fase tenha a duração de um dia.

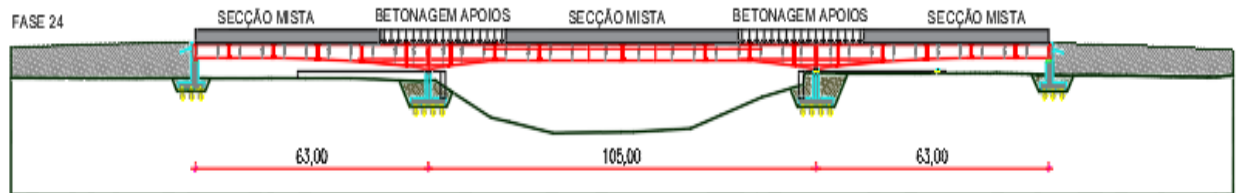


Figura C.0.3 - Betonagem dos apoios internos do tabuleiro. Adaptado de [40].

- Estando o betão da zona dos apoios internos com o processo de cura consolidado, faz-se a descofragem destes segmentos. Assim, para esta fase, já todo o tabuleiro apresenta um comportamento misto. Estima-se que esta fase tenha a duração de trinta dias.

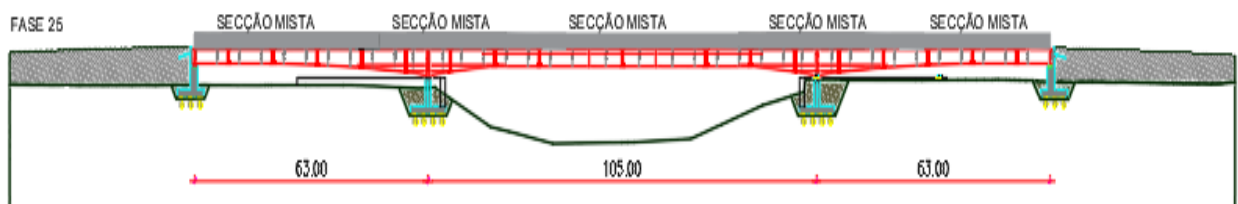


Figura C.0.4 - Descofragem dos segmentos dos apoios internos. Todo o tabuleiro com comportamento misto. Adaptado de [40].