

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Ponte da Muxima – Análise e dimensionamento segundo os Eurocódigos e relatório de construção**

**NUNO MIGUEL GOMES LIBÂNIO**  
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil – Estruturas

Orientadores:

Engenheiro Armando António Marques Rito  
Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Júri:

Presidente: Mestre João Alfredo Ferreira dos Santos  
Vogais:

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz  
Engenheiro Armando António Marques Rito  
Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

---

# Resumo

---

Com este trabalho pretendeu-se abordar duas fases distintas e complexas de uma megaestrutura do calibre de uma obra de arte especial, como pode ser considerado o objeto de estudo do trabalho, a fase de projeto e a fase de construção.

Percebe-se, por intermédio deste trabalho, a importância da utilização de modelos numéricos, com recurso aos mais sofisticados programas de modelação tridimensional, onde é imprescindível a modelação tomando em consideração os efeitos das fases construtivas. Os fenómenos físicos como a fluência e retração são de consideração imperativa, tal como a influência das sobrecargas de serviço, como é o caso das sobrecargas regulamentares que já incluem os seus efeitos dinâmicos.

Realizou-se um modelo longitudinal de elementos finitos de barra, utilizando os programas GP2004 e RM2004, para a análise da fase construtiva, da fase de entrada em serviço e a longo prazo, considerando-se os 8000 dias como sendo a fase em que a obra se encontra estabilizada em termos de redistribuição de tensões. Deste modelo foi possível obter as envolventes de esforços e de tensões e os deslocamentos em todos os elementos, cruciais para o dimensionamento dos vários elementos constituintes da obra, tais como tabuleiros, pilares, fundações, juntas de dilatação, aparelhos de apoio e sistemas de equilíbrio. Neste caso concreto, e por questões de economia de espaço, é apresentado o dimensionamento do tabuleiro da ponte, para as fases acima referidas e para a situação de estados limites últimos de resistência à flexão composta (secção 6.1 de EC2) e de resistência ao esforço transversal (secção 6.2 do EC2) e aos momentos torsores (secção 6.3 do EC2); e estados limites de serviço, nomeadamente para a abertura de fendas e para a descompressão. Deste modelo, comprovou-se que para as ações consideradas, a armadura longitudinal principal, armadura transversal das almas e armadura de suspensão da laje de fundo, cumprem as suas funções resistentes, em termos de momentos flectores, de esforços transversos máximos com momentos torsores associados e de momentos torsores máximos com esforços transversos associados.

Desenvolveu-se e analisou-se, também, um modelo transversal em elementos finitos de placa para o estudo e dimensionamento da secção em caixão do tabuleiro da ponte, modelado numa primeira fase no programa CSI Bridge e posteriormente exportado para o programa SAP2000, onde foram introduzidas as ações atuantes. A análise foi efetuada para as secções de apoio e para a secção a meio vão, no entanto, apresenta-se apenas o dimensionamento da secção de meio vão. Deste modelo obtém-se a armadura transversal necessária para suprir as necessidades em termos de esforços nas zonas de encastramento transversal das lajes e consolas, nas zonas de variação de espessura e zonas centrais da laje. Obtém-se ainda a armadura longitudinal secundária para as zonas das lajes e consolas.

Adquiriu-se e desenvolveu-se competências ao nível de dimensionamento de estruturas de betão armado utilizando as normativas europeias, nomeadamente o Eurocódigo 0 na definição das combinações a considerar para os diversos estados limite, o Eurocódigo 1 para a adoção das ações relevantes para o estudo da obra em questão e o Eurocódigo 2 para a definição e/ou dimensionamento dos tabuleiros de betão armado.

As conclusões relativamente às diferenças que advêm da adoção de ações segundo as SATCC, utilizadas no projeto de execução original, contra as dos Eurocódigos são evidentes. São apontadas, no capítulo da conclusão, algumas considerações finais relativamente às diferenças de resultados entre o projeto original e o presente estudo, tendo em conta os regulamentos utilizados.

Para além do atrás exposto em termos de verificação de segurança dos tabuleiros, compilou-se alguma informação referente à fase de construção da obra, nomeadamente, na apresentação de algumas fases mais relevantes, assim como referências ao estaleiro adotado para uma obra desta envergadura e num território tão complexo, quanto o Angolano.

---

# Abstract

---

## MUXIMA BRIDGE – STRUCTURAL DESIGN AND ANALYSIS BASED ON THE EUROCODES AND CONSTRUCTION REPORT

The present work has the purpose of approaching two distinctive and complex phases of a mega structure with the magnitude of the object of the present study, the design and the construction phases.

It brings the perception of the importance of numerical models, with the employment of the most sophisticated tri-dimensional modulation programs, where the introduction and consideration of the construction phasing effects are extremely imperative. Physical phenomena's as creep and shrinkage are also considered, as for the actions referred in the European Norms, which already consider their dynamic affect.

A finite bar element model analysis was conducted using the GP2004 and RM2004 programs for the analysis of the construction phase, as for the beginning of the service life and also for the long period that considered the 8000 days as the age which the structure has stabilized in terms of distribution of stresses. It was possible to obtain from this model the envelope of forces, stresses and displacements in all elements, crucial for the design of various elements that constitute this structure, such as girders, piers, foundations, expansion joints, structural bearings and cantilever balancing systems. In this academic work, due to the limitation of space, only the design of the bridge deck is presented, for the phases mentioned above and considering the ultimate resistance limit states for bending with axial force (section 6.1 of EC2); for shear forces (section 6.2 of EC2) and for torsion forces (section 6.3 of EC2); the serviceability limit states were performed for the crack control and decompression verification. The model gives the possibility to check, for the considered actions, if the main longitudinal and shear rebar reinforcements of the box girder webs and suspension rebar of bottom slab to the webs, perform their resisting function, in terms of bending moments associated with axial force, of maximum shear forces with associated torsion, as for maximum torsion with associated shear forces.

A shell finite element model was developed and analysed to study the transversal design of the box girder deck. The model was first set up in the CSI bridge software and then exported to SAP2000, where the loads and actions were applied. The analysis was performed for the support and for the mid-span sections. However, only the graphical results of the mid-span are shown.

This analysis produced the forces needed to calculate the transversal and longitudinal reinforcement required to ensure the adequate strength of the mid-span and fixed-ends of the middle and cantilever slabs.

Useful skills were obtained from the development of this dissertation regarding the design of reinforced concrete structures using the European standards, in particular, the Eurocode 0 for the definition of the combinations of actions to use in the different limit states; the Eurocode 1 that defines the relevant actions to apply on the structure for its correct study and the Eurocode 2 that defines the design verifications that ought to be considered in concrete structures.

The conclusions concerning the differences in the results that arise from the adoption of road actions according to SATCC norms, used in the original project, in opposition to the Eurocodes are evident. Nevertheless, in the chapter relating to the conclusion of this study, some final considerations about these differences are pointed out.


Beyond to what has been exposed concerning the structural verifications, this work exposes some of the most important aspects of the construction phase, as for several aspects of the construction yard adopted for the construction of such an important equipment and in a territory as complex as Angola.


---

# Palavras-Chave / *Keywords*


---

 Angola


 Nova ponte do rio Kwanza / *River Kwanza's new bridge;*

 Ponte 17 de Setembro / *Bridge 17th of September;*


 Província do Bengo / *Bengo Province*


 Construção de Obras de Arte / *Construction of Bridges*

 Ponte de betão armado e pré-esforçado / *Post-tensioned concrete bridges*

 Eurocódigos / *Eurocodes*

 TDV2000 – GT2004 – RM2004 – Programa de cálculo de pontes / *Bridge design software*

 CSI Bridge – Programa de cálculo de pontes / *Integrated 3D bridge design software*

 SAP2000 Ultimate 15.1.0 – Programa análise estrutural / *Structural Analysis Program*

---

# Agradecimentos

---

“Se consegui ver mais longe, foi porque me apoiei em ombros gigantes.”

*Isaac Newton*

O autor deseja expressar o seu agradecimento<sup>1</sup>:

- ❖ Ao **Professor Engenheiro Armando António Marques Rito**, que o motivou, orientou e auxiliou sempre de forma positiva e construtiva, através da partilha de experiências adquiridas ao longo de anos de conquistas, durante a cadeira de Pontes e Viadutos, ao longo dos três anos de construção da ponte e acessos e durante a realização deste trabalho;
- ❖ À **Professora Engenheira Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado**, pela disponibilidade, compreensão, apoio e paciência ao longo destes últimos anos em que foi adiando a realização deste trabalho e sempre o incentivou;
- ❖ Ao **Engenheiro Pedro Castro Caldas Cabral**, pela disponibilidade e apoio nas várias fases da construção da ponte e acessos e durante a execução deste trabalho;
- ❖ Aos **Engenheiros Ana Luísa, Ana Raquel Reis, Francisco Lynce, João Alves, João Rosário, Luis Xavier, Nuno Ramilo, Susana Bispo e Tiago Vieira**, Profissionais na Armando Rito Engenharia, S.A., que sempre se mostraram disponíveis para o ajudar a contornar as dificuldades inerentes a um trabalho desta complexidade;
- ❖ À **Armando Rito Engenharia, S.A.**, pela hospitalidade, pelo apoio geral, pela motivação e pelo bom ambiente;
- ❖ À **Teixeira Duarte Engenharia, SA**, em especial aos **Engenheiros Duarte Nobre, José Luis Santos, Pedro Costa, Rogério Guerra, Sousa Barros e Valdemar Marques**, pela confiança, pela exigência e pelo apoio durante os três anos de construção da ponte e acessos;
- ❖ A todos os **Professores do Departamento de Engenharia Civil, do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa**, por toda a amizade que demonstraram ao longo do seu percurso académico e pelos conhecimentos transmitidos que já provaram ser úteis na sua vida profissional e pela disponibilidade em ajudar mesmo após a conclusão do curso, em particular ao **Professor Engenheiro Luciano Jacinto**, pela sua dedicação aos alunos na cadeira de Pontes e Viadutos e Betão Estrutural 3;
- ❖ Aos **amigos** que fez ao longo dos anos de curso e vida profissional;
- ❖ Ao seu **Pai Fausto** e à sua **Mãe Manuela**, pelos valores de dedicação e coragem que transmitiram e sacrifícios que fizeram;
- ❖ À **irmã Paula**, pela amizade e companheirismo ao longo de 30 anos;
- ❖ Carinhosamente, à namorada **Margarida**, pela compreensão e apoio em todos os momentos, em especial nos dias mais turvos.

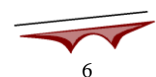
Um muito obrigado a todos.

---

<sup>1</sup> Nomes em listagens apresentados por ordem alfabética

# Índice de Texto

<b>I. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>16</b>
I.1. ÂMBITO .....	16
I.2. ESTRUTURAÇÃO .....	17
<b>II. PROJETO DA PONTE DA MUXIMA</b> .....	<b>18</b>
II.1. ENQUADRAMENTO .....	18
II.2. DESCRIÇÃO DA OBRA .....	18
II.2.1. <i>Evolução das fases do projeto</i> .....	18
II.2.1.1. Antecedentes .....	18
II.2.1.2. Solução aprovada .....	19
II.2.1.2.1. Rasante e Perfil .....	20
II.2.2. <i>Condicionamentos Gerais do Projeto</i> .....	20
II.2.2.1. Condicionamentos do Traçado .....	20
II.2.2.2. Condições geológico-geotécnicas .....	21
II.2.2.3. Condições de natureza hidráulica .....	21
II.2.3. <i>Descrição da Solução Estrutural</i> .....	21
II.2.3.1. Considerações Gerais .....	22
II.2.3.2. Pilares dos Viadutos de Acesso .....	24
II.2.3.3. Pilares Centrais da Ponte .....	24
II.2.3.4. Encontros e Diversos .....	25
II.2.3.5. Perfil Transversal .....	25
II.3. MATERIAIS   QUANTIDADES   RÁCIOS .....	27
<b>III. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO</b> .....	<b>28</b>
III.1. ASPETOS GERAIS NO DIMENSIONAMENTO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS .....	28
III.1.1. <i>Construção por Avanços – Secção em viga caixão</i> .....	28
III.1.1.1. Influência da conceção estrutural no comportamento dos diafragmas (Septos) .....	31
III.1.2. <i>Construção Tramo a Tramo – Secção vigada em <math>\Pi</math></i> .....	32
III.1.3. <i>Controlo de geometria</i> .....	34
III.1.4. <i>Sistema de Equilíbrio de Consolas</i> .....	37
III.1.4.1. Considerações Gerais .....	37
III.1.4.2. Sistema de Equilíbrio da Ponte da Muxima .....	37
III.1.4.3. Verificação da segurança dos sistemas de equilíbrio das consolas na fase construtiva .....	39
III.1.4.3.1. Ações Consideradas .....	39
III.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS TABULEIROS .....	44
III.2.1. <i>Verificação da Segurança na Direção Longitudinal para a Fase de Construção</i> .....	45
III.2.1.1. Considerações Gerais .....	45
III.2.1.2. Ações .....	46
III.2.1.2.1. Peso Próprio .....	46
III.2.1.2.2. Cargas devidas aos cimbres .....	46
III.2.1.2.3. Pré-esforço .....	47
III.2.1.2.4. Restante carga permanente .....	48
III.2.1.2.5. Fluência, Retração e Relaxação .....	49
III.2.1.3. Esforços e Verificação da Segurança .....	49
III.2.1.3.1. Esforços durante as fases construtivas .....	49
III.2.1.3.2. Verificação da Segurança .....	50



<b>III.2.2.</b>	<b>Verificação da Segurança na Direção Longitudinal para a Fase de Serviço .....</b>	<b>52</b>
III.2.2.1.	Considerações Gerais .....	52
III.2.2.2.	Ações .....	52
III.2.2.2.1.	Ações Permanentes .....	52
III.2.2.2.2.	Ações Variáveis .....	52
III.2.2.3.	Esforços Característicos .....	56
III.2.2.3.1.	Esforços e tensões finais resultantes do processo construtivo utilizado .....	56
III.2.2.3.2.	Esforços devidos às variações uniformes de temperatura .....	57
III.2.2.3.3.	Esforços devidos às variações diferenciais de temperatura .....	57
III.2.2.3.4.	Esforços devidos às sobrecargas regulamentares .....	57
III.2.2.3.5.	Momentos torsores obtidos no modelo tridimensional .....	57
III.2.2.3.6.	Deslocamentos dos tabuleiros .....	58
III.2.2.4.	Verificação da segurança .....	59
III.2.2.4.1.	Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização .....	59
III.2.2.4.2.	Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência .....	60
<b>III.2.3.</b>	<b>Verificação da segurança dos tabuleiros na direção transversal .....</b>	<b>64</b>
III.2.3.1.	Considerações Gerais .....	64
III.2.3.2.	Ações .....	65
III.2.3.2.1.	Ações permanentes .....	65
III.2.3.2.2.	Ações Variáveis .....	65
III.2.3.3.	Secções Analisadas .....	66
III.2.3.4.	Verificação da segurança ao estado limite último de resistência .....	67
III.2.3.4.1.	Considerações gerais .....	67
III.2.3.5.	Verificação da segurança na direção transversal do tabuleiro em caixão .....	67
<b>IV.</b>	<b>CONSTRUÇÃO DA PONTE DA MUXIMA .....</b>	<b>68</b>
<b>IV.1.</b>	<b>PROCESSOS CONSTRUTIVOS .....</b>	<b>68</b>
<b>IV.1.1.</b>	<b>Ponte provisória – Jetty .....</b>	<b>68</b>
IV.1.1.1.	Fases de execução do Jetty .....	69
<b>IV.1.2.</b>	<b>Fundações Indiretas .....</b>	<b>70</b>
IV.1.2.1.	Estacas Viadutos - Furação com recurso a fluidos estabilizadores .....	71
IV.1.2.1.1.	Fases de execução .....	71
IV.1.2.2.	Estacas Ponte - Furação com recurso a encamisamento metálico definitivo .....	72
IV.1.2.2.1.	Fases de execução .....	72
IV.1.2.3.	Ensaio de integridade das estacas .....	73
IV.1.2.4.	Lintéis de Fundação   Alterações de projeto .....	73
<b>IV.1.3.</b>	<b>Ensecadeira   Maciço de Encabeçamento .....</b>	<b>75</b>
IV.1.3.1.	Colocação das lajes pré-fabricadas .....	76
IV.1.3.2.	Execução das vigas de solidarização das pré-lajes .....	76
IV.1.3.3.	Execução das paredes da ensecadeira .....	77
IV.1.3.4.	Elevação da ensecadeira e colocação do sistema de vedação .....	78
IV.1.3.5.	Abaixamento da ensecadeira e selagem submersa .....	78
IV.1.3.6.	Bombagem da água da ensecadeira e betonagem complementar .....	79
IV.1.3.7.	Desmontagem do sistema de suspensão e saneamento das Estacas .....	80
IV.1.3.8.	Betonagem do Maciço de Encabeçamento das Estacas .....	81
<b>IV.1.4.</b>	<b>Encontros .....</b>	<b>82</b>
<b>IV.1.5.</b>	<b>Pilares .....</b>	<b>83</b>
IV.1.5.1.	Pilares da Ponte .....	83
IV.1.5.2.	Pilares dos Viadutos .....	85
<b>IV.1.6.</b>	<b>Tabuleiro dos Viadutos .....</b>	<b>86</b>
IV.1.6.1.	Cimbre apoiado no solo .....	89
IV.1.6.2.	Ensaio de Placa .....	89
<b>IV.1.7.</b>	<b>Ponte .....</b>	<b>90</b>

IV.1.7.1.	Fases de execução da Aduela o .....	90
IV.1.7.2.	Restantes aduelas da ponte.....	92
IV.1.7.3.	Fechos da Ponte com o Viaduto.....	93
IV.1.8.	<i>Betuminoso</i> .....	96
IV.1.9.	<i>Aparelhos de apoio, dissipador viscoso e juntas de dilatação</i> .....	98
IV.1.9.1.	Aparelhos de apoio .....	98
IV.1.9.2.	Juntas de Dilatação.....	100
IV.1.10.	<i>Acabamentos</i> .....	101
IV.1.10.1.	Serralharias.....	101
IV.1.10.2.	Vigas de Bordadura.....	102
IV.1.10.3.	Passeios e Lancis .....	102
IV.1.11.	<i>Instrumentação da ponte</i> .....	103
IV.2.	ESTALEIRO.....	106
IV.2.1.	<i>Estaleiro Social</i> .....	106
IV.2.2.	<i>Estaleiro Industrial</i> .....	109
IV.2.3.	<i>Estaleiro Frente de Rio</i> .....	111
IV.3.	PLANEAMENTO DE OBRA .....	111
IV.3.1.	<i>Organograma</i> .....	111
IV.3.2.	<i>Plano de Trabalhos</i> .....	113
IV.3.2.1.	Reconhecimento Geotécnico.....	113
IV.3.2.2.	Estacas .....	113
IV.3.2.2.1.	Estacas $\Phi$ 1500 mm.....	113
IV.3.2.2.2.	Estacas $\Phi$ 720 mm – Vibrocravadas.....	113
IV.3.2.3.	Maçãos de encabeçamento e lintéis de fundação.....	113
IV.3.2.3.1.	Viaduto.....	113
IV.3.2.3.2.	Ponte .....	114
IV.3.2.4.	Pilares.....	114
IV.3.2.4.1.	Pilares do Viaduto.....	114
IV.3.2.4.2.	Pilares da Ponte.....	115
IV.3.2.5.	Encontros .....	116
IV.3.2.6.	Tabuleiros.....	116
IV.3.2.6.1.	Tabuleiros do Viaduto .....	116
IV.3.2.6.2.	Tabuleiro da Ponte.....	118
V.	CONCLUSÕES .....	120
VI.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123
VII.	ANEXOS .....	123

# Índice de Figuras

FIGURA 1 - VISUALIZAÇÃO EM 3 DIMENSÕES DO MODELO EM CSI BRIDGE .....	16
FIGURA 2 - VISUALIZAÇÃO EM 3D DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS EM FUNÇÃO DO PESO PRÓPRIO EM CSI BRIDGE .....	16
FIGURA 3 - LOCALIZAÇÃO DO TROÇO SUJEITO À INTERVENÇÃO (S/ ESCALA) .....	18
FIGURA 4 - ESTUDO ANTERIOR À SOLUÇÃO APRESENTADA PELA ARMANDO RITO ENGENHARIA .....	19
FIGURA 5 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE .....	19
FIGURA 6 - SECÇÃO TRANSVERSAL DO VIADUTO .....	19
FIGURA 7 - AS QUATRO SOLUÇÕES ESTUDADAS .....	20
FIGURA 8 - TRAÇADO EM PLANTA .....	20
FIGURA 9 - PERFIL GEOLÓGICO ESQUEMÁTICO .....	21
FIGURA 10- MÓDULO NORTE .....	22
FIGURA 11 - MÓDULO SUL .....	22
FIGURA 12 - PILAR DE JUNTA .....	23
FIGURA 13 - VÃOS INTEGRANTES DA PONTE .....	23
FIGURA 14 - PREVISÃO VIRTUAL DA PONTE NA ENVOLVENTE .....	23
FIGURA 15 - ESQUEMA DA CONSOLA DO TABULEIRO DA PONTE .....	23
FIGURA 16- ANTEVISÃO DO VIADUTO DE ACESSO A SUL .....	24
FIGURA 17 - APOIOS DOS VIADUTOS TIPO PILAR-ESTACA .....	24
FIGURA 18 - PILARES DA PONTE .....	25
FIGURA 19 - CORTE PELO MEIO VÃO DO VIADUTO .....	26
FIGURA 20 - CORTE TIPO DA PONTE .....	26
FIGURA 21 - EVOLUÇÃO DO DIAGRAMA DE MOMENTOS NAS FASES FINAIS DE EXECUÇÃO DO TABULEIRO .....	28
FIGURA 22 - PRÉ-ESFORÇO TRANSVERSAL NA ZONA DOS PILARES DA PONTE DA MUXIMA SITUADOS NO RIO .....	30
FIGURA 23 - DIAGRAMA DAS BIELAS DO DIAFRAGMA EM VIGAS-CAIXÃO .....	30
FIGURA 24 - ANDAMENTO DOS CABOS EM OBRAS CONSTRUÍDAS POR AVANÇOS SUCESSIVOS - VÃO ADJACENTE AO VIADUTO .....	30
FIGURA 25 - ANDAMENTO DOS CABOS EM OBRAS CONSTRUÍDAS POR AVANÇOS SUCESSIVOS - VÃO CENTRAL .....	30
FIGURA 26 - DIAGRAMA DE CORPO LIVRE DO DIAFRAGMA (SEPTO) .....	31
FIGURA 27 - ANDAMENTO DO TRAÇADO DE PRÉ-ESFORÇO DE OBRAS CONSTRUÍDAS DE TRAMO A TRAMO .....	33
FIGURA 28 - JUNTA DE BETONAGEM COM A CONTINUIDADE DOS CABOS ASSEGURADA POR ACOPLAMENTOS E POR SOBREPOSIÇÃO DE CABOS33	
FIGURA 29 - LIGAÇÃO DO VIADUTO CONSTRUÍDO DE TRAMO A TRAMO COM A PONTE CONSTRUÍDA POR AVANÇOS SUCESSIVOS .....	33
FIGURA 30 - LEITURA FINAL DAS CONSOLAS DO PILAR P8, APÓS O PRÉ-ESFORÇO .....	34
FIGURA 31 - LEITURA FINAL DAS CONSOLAS DO PILAR P9, APÓS O PRÉ-ESFORÇO .....	34
FIGURA 32 - ANTES E DEPOIS DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO DAS ADUELAS EM CONSOLA DO PILAR P8 .....	36
FIGURA 33 - ANTES E DEPOIS DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO DAS ADUELAS EM CONSOLA DO PILAR P9 .....	36
FIGURA 34 - PILARES PROVISÓRIOS DE APOIO AO SISTEMA DE EQUILÍBRIO NA FASE 2 .....	38
FIGURA 35 - MACACOS HIDRÁULICOS SOBRE CADA PILAR PROVISÓRIO NA FASE 2 .....	38
FIGURA 36 - SISTEMA DE EQUILÍBRIO ADOTADO PARA A PONTE DO KWANZA NA FASE 2 .....	38
FIGURA 37 - CARREGAMENTOS CONSIDERADOS PARA CÁLCULO DO SISTEMA DE EQUILÍBRIO .....	39
FIGURA 38 - EXCENTRICIDADES DOS PILARES E PRÉ-ESFORÇO PROVISÓRIOS .....	40
FIGURA 39 - ESFORÇO NORMAL E MOMENTO FLETOR TOTAIS CALCULADO TABELA 1 .....	41
FIGURA 40 - EXCENTRICIDADE DO DESEQUILÍBRIO .....	41
FIGURA 41 - LOCALIZAÇÃO DA RESULTANTE DO DESEQUILÍBRIO EM SITUAÇÃO DE ACIDENTE NA FASE 1 .....	43
FIGURA 42 - MODELO ESTRUTURAL GLOBAL CRIADO EM RM2004 .....	46
FIGURA 43 - REAÇÕES DO CARRO DE AVANÇO, INCLUINDO COFRAGEM E BETÃO .....	47
FIGURA 44 - SAÍDA DO RM2004 COM AS TENSÕES E FORÇAS NO CABO 101 .....	48
FIGURA 45 - ESQUEMA DE CARGA DO GRUPO GR1A .....	53
FIGURA 46 - ESQUEMA DE CARGA DO GRUPO GR4 .....	53
FIGURA 47 - ESQUEMA DE CARGA DO GRUPO GR2 .....	53
FIGURA 48 - SIMPLIFICAÇÃO PARA VÃOS SUPERIORES A 10 METROS APLICADA À LANE 1 .....	54
FIGURA 49 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE LONGITUDINAL .....	55
FIGURA 50- GRÁFICO DA VARIAÇÃO DA FORÇA DE FRENAGEM E SEUS LIMITES INFERIORES E SUPERIORES .....	55
FIGURA 51 - GRÁFICO DE REPRESENTATIVO DE DESLOCAMENTOS DOS TABULEIROS CONSIDERANDO VÁRIAS CASOS DE CARGA (METROS) ...	56
FIGURA 52 - GRÁFICO DE REPRESENTATIVO DE DESLOCAMENTOS DOS TABULEIROS PARA OS 8000 DIAS (METROS) .....	57
FIGURA 53 - MODELO TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS EM SAP2000 PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO DA PONTE .....	64
FIGURA 54 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DA LAJE CENTRAL (GR1A-LAJE-MV) .....	65
FIGURA 55 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DA CONSOLA (GR1A-CONSOLA-MV) .....	65
FIGURA 56 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE TRANSVERSAL (GR1A-CENTRO-MV) .....	65

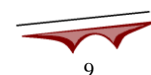


FIGURA 57 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GRIA PARA ANÁLISE TRANSVERSAL (GRIA-LANCIL-MV) .....	65
FIGURA 58 - SECÇÕES ANALISADAS NO TABULEIRO EM CAIXÃO .....	66
FIGURA 59 - FOTOGRAFIA GERAL DE EXECUÇÃO DO <i>JETTY</i> .....	69
FIGURA 60 - PLANTA GERAL DO <i>JETTY</i> .....	69
FIGURA 61 - PERFIL GERAL DO <i>JETTY</i> .....	70
FIGURA 62 - EQUIPAMENTO DE FURAÇÃO E TUBO GUIA .....	71
FIGURA 63 - BETONAGEM DE ESTACA .....	71
FIGURA 64 - COLOCAÇÃO DE ARMADURA .....	71
FIGURA 65 - FRENTE SUL .....	71
FIGURA 66 - FURAÇÃO COM RECURSO A PERLONGA NAS ESTACAS MAIS PROFUNDAS POR EXCEDER A CAPACIDADE MÁXIMA DE PERFURAÇÃO DO BATE ESTACAS.....	72
FIGURA 67 - VIBROCRAVAÇÃO DO ENCAMISAMENTO PERDIDO DAS ESTACAS DOS PILARES DO RIO E EXECUÇÃO DE SONDAgens.....	72
FIGURA 68 - TRANSPORTE DE TUBOS $\Phi 1500$ MM DAS ESTACAS DOS PILARES DO RIO.....	72
FIGURA 69 - VIBROCRAVAÇÃO DOS TUBOS DE ENCAMISAMENTO DEFINITIVO .....	73
FIGURA 70 - VISTA GERAL SOBRE A FRENTE DO PILAR P8.....	73
FIGURA 71 - FURAÇÃO NO INTERIOR DOS TUBOS .....	73
FIGURA 72 - FURAÇÃO E COLOCAÇÃO DE ARMADURA .....	73
FIGURA 73 - ALTERAÇÃO AO MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO DAS ESTACAS DO PILAR P38 .....	74
FIGURA 74 - SANEAMENTO DAS ESTACAS DO VIADUTO .....	74
FIGURA 75 - ESTACAS SANEADAS E BETÃO DE LIMPEZA.....	74
FIGURA 76 - BETONAGEM DE LINTEL COM RECURSO A AUTOBOMBA .....	74
FIGURA 77 - LINTEL DE FUNDAÇÃO .....	74
FIGURA 78 - ESQUEMA DA PONTE, ENSECADEIRA E <i>JETTY</i> COM RESPECTIVAS COTAS ALTIMÉTRICAS .....	75
FIGURA 79 - EXECUÇÃO DAS PRÉ-LAJES EM ESTALEIRO.....	75
FIGURA 80 - COLOCAÇÃO DAS LAJES PRÉ-FABRICADAS.....	76
FIGURA 81 - SISTEMA DE COFRAGEM DAS VIGAS DE UNIÃO DAS PRÉ-LAJES.....	76
FIGURA 82 - EXECUÇÃO DAS VIGAS DE SOLIDARIZAÇÃO DAS PRÉ-LAJES E PROLONGAMENTO DOS TUBOS DAS ESTACAS.....	76
FIGURA 84 - MONTAGEM DA COFRAGEM DAS PAREDES. ARMADURAS.....	77
FIGURA 85 - DESCOFRAGEM DAS PAREDES DA ENSECADEIRA .....	77
FIGURA 86 - PAREDES DA ENSECADEIRA EXECUTADAS .....	77
FIGURA 83 - ESQUEMA DA COFRAGEM DAS PAREDES E PLATAFORMA DE TRABALHO .....	77
FIGURA 87 - ELEVAÇÃO DA ENSECADEIRA COM OS CACHORROS PROVISÓRIOS RETIRADOS .....	78
FIGURA 88 - SISTEMA DE VEDAÇÃO.....	78
FIGURA 89 - ESQUEMA DE ABAIXAMENTO DA ENSECADEIRA .....	79
FIGURA 90 - SELAGEM SUBMERSA ENTRE ENSECADEIRA E ESTACAS .....	79
FIGURA 91 - ARMADURA DA LAJE DE FUNDO E LPN150 SOLDADOS.....	80
FIGURA 92 - SANEAMENTO DAS ESTACAS .....	80
FIGURA 93 - MONTAGEM DE ARMADURA E SELA S DE APOIO AO SISTEMA DE EQUILÍBRIO .....	81
FIGURA 94 - MONTAGEM DA ARMADURA DE CONTINUIDADE DOS PILARES.....	81
FIGURA 95 - BETONAGEM DO MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO .....	81
FIGURA 96 - BETONAGEM CONCLUÍDA.....	81
FIGURA 97 - MÓDULO TIPO UTILIZADO NA ELEVAÇÃO DOS ENCONTROS.....	82
FIGURA 98 - TARDOZ DO ENCONTRO E1 .....	82
FIGURA 99 - TARDOZ DO ENCONTRO E2.....	82
FIGURA 100 - BETONAGEM DE PAREDES DO E1 COM BALDE .....	82
FIGURA 101 - BETONAGEM DE VIGA ESTRIBO DO E1 COM BOMBA .....	82
FIGURA 102 - ELEVAÇÕES PARA EXECUÇÃO DO PILAR .....	83
FIGURA 103 - DISPOSIÇÃO DE CIMBRE E ELEVAÇÕES CORRENTES DOS PILARES.....	84
FIGURA 104 - COFRAGEM DA ELEVAÇÃO DO CAPITEL DO PILAR DA PONTE .....	84
FIGURA 105 - ARMAÇÃO DA 2ª ELEVAÇÃO .....	84
FIGURA 106 - COFRAGEM DA 3ª ELEVAÇÃO .....	84
FIGURA 107 - 3ª ELEVAÇÃO CONCLUÍDA.....	85
FIGURA 108 - PRÉ-LAJES COLOCADAS E NEGATIVO PARA ACEDER AO INTERIOR DO PILAR .....	85
FIGURA 109 - ARMADURA DO CAPITEL CONCLUÍDA .....	85
FIGURA 110 - PILAR CONCLUÍDO E 1ª FASE DOS PILARES PROVISÓRIOS CONCLUÍDOS .....	85
FIGURA 111 - PRÉ-FABRICAÇÃO DE ARMADURAS DOS PILARES.....	85
FIGURA 112 - ARMAÇÃO DA CABEÇA DO PILAR.....	85
FIGURA 113 - BETONAGEM DE PAREDES DO E1 COM BALDE .....	86
FIGURA 114 - FRENTE DO VIADUTO SUL.....	86

FIGURA 115 - COFRAGEM DOS FUNDOS DE VIGA .....	87
FIGURA 116 - MONTAGEM DOS MÓDULOS DE COFRAGEM DESLIZANTE .....	87
FIGURA 117 - MÓDULOS DESLIZANTES DA COFRAGEM INFERIOR .....	87
FIGURA 118 - ASPETO DA COFRAGEM CONCLUÍDA .....	87
FIGURA 119 - VISTA SOBRE A FRENTE DE CIMBRE DESCONTÍNUO EM FASE DE BETONAGEM .....	87
FIGURA 120 - SISTEMA DE AMARRAÇÃO DO TABULEIRO AO PILAR DE JUNTA .....	87
FIGURA 121 - PRÉ-FABRICAÇÃO DA ARMADURA DAS VIGAS .....	88
FIGURA 122 - COLOCAÇÃO DA ARMADURA DAS VIGAS DO VIADUTO COM APOIO DE GRUA AUTOMONTANTE .....	88
FIGURA 123 - BETONAGEM DO TRAMO DE FECHO DO VIADUTO .....	88
FIGURA 124 - BETONAGEM COM AUTOBOMBA .....	88
FIGURA 125 - EXECUÇÃO DO FECHO DO VIADUTO SUL, LOCALIZADO NO TRAMO P <sub>34</sub> /P <sub>35</sub> , ENTRE O 1/5 VÃO DOS TRAMOS ADJACENTES .....	88
FIGURA 126 - TRANSPORTE DE UM MÓDULO DE CIMBRE TIPO CUPLOCK, EVITANDO DESMONTAGENS DESNECESSÁRIAS E MOROSAS .....	89
FIGURA 127 - TRANSPORTE DE UM MÓDULO DE ASNAS PARA INÍCIO, , EVITANDO DESMONTAGENS DESNECESSÁRIAS E MOROSAS .....	89
FIGURA 128 - CIMBRE CONTÍNUO .....	89
FIGURA 129 - CIMBRE DESCONTÍNUO .....	89
FIGURA 130 - ENSAIO DE PLACA .....	90
FIGURA 131 - PROGRAMA DE ENSAIO - PATAMARES DE CARGA EM FUNÇÃO DO TEMPO .....	90
FIGURA 132 - MONTAGEM DA COFRAGEM DE FUNDO .....	91
FIGURA 133 - BETONAGEM DA LAJE DE FUNDO .....	91
FIGURA 134 - COFRAGEM DAS PAREDES E SEPTOS .....	91
FIGURA 135 - DESCOFRAGEM DAS PAREDES CONCLUÍDA .....	91
FIGURA 136 - BETONAGEM DA LAJE SUPERIOR .....	92
FIGURA 137 - ADUELA O CONCLUÍDA .....	92
FIGURA 138 - ESQUEMA DOS FECHOS REALIZADOS NA PONTE .....	93
FIGURA 139 - ESQUEMA DA DESIGNAÇÃO DOS CARROS DE AVANÇO .....	93
FIGURA 140 - FECHO P <sub>7</sub> -P <sub>8</sub> .....	94
FIGURA 141 - FECHO P <sub>9</sub> -P <sub>10</sub> .....	94
FIGURA 142 - FECHO CENTRAL .....	95
FIGURA 143 - FECHO CENTRAL .....	95
FIGURA 144 - INCREMENTO ESTRUTURAL DA PONTE .....	95
FIGURA 145 - INCREMENTO ESTRUTURAL DA PONTE .....	95
FIGURA 146 - INCREMENTO ESTRUTURAL DA PONTE .....	95
FIGURA 147 - INCREMENTO ESTRUTURAL DA PONTE .....	95
FIGURA 148 - VISTA INTERIOR DA VIGA-CAIXÃO SOBRE A CONSOLA OPOSTA .....	95
FIGURA 149 - VISTA SOBRE VÃO CENTRAL .....	95
FIGURA 150 - VISTA GERAL .....	96
FIGURA 151 - VISTA GERAL E DESMONTAGEM DO JETTY .....	96
FIGURA 152 - ESQUEMA DA ESTRATÉGIA DE PAVIMENTAÇÃO ADOTADA .....	96
FIGURA 153 - COMPACTAÇÃO DA CAMADA DE DESGASTE .....	97
FIGURA 154 - ESPALHAMENTO DA CAMADA DE DESGASTE .....	97
FIGURA 155 - EXECUÇÃO DE JUNTA A QUENTE .....	97
FIGURA 156 - VISTA FINAL .....	97
FIGURA 157 - GABARIT PARA COLOCAÇÃO DE APARELHO DE APOIO .....	99
FIGURA 158 - MONTAGEM DE APARELHO DE APOIO EM PILAR DO VIADUTO .....	99
FIGURA 159 - SELAGEM DE APARELHO DE APOIO ENCONTRO E <sub>1</sub> COM ARGAMASSA DE RETRAÇÃO COMPENSADA .....	99
FIGURA 160 - MONTAGEM APARELHO DE APOIO DA PONTE NO PILAR P <sub>8</sub> .....	99
FIGURA 161 - MONTAGEM DA JUNTA DE DILATAÇÃO DO PILAR DE JUNTA P <sub>20</sub> .....	100
FIGURA 162 - JUNTA DE DILATAÇÃO DO PILAR P <sub>20</sub> .....	100
FIGURA 163 - GUARDA CORPOS, GUARDAS DE SEGURANÇA E SUMIDOURO .....	101
FIGURA 164 - ALÇAPÃO DE ACESSO AO INTERIOR DOS PILARES DA PONTE .....	101
FIGURA 165 - MONTAGEM DA ESCADA DE ACESSO .....	101
FIGURA 166 - MOLDES DE FABRICO EM SÉRIE DE VIGAS DE BORDADURA .....	102
FIGURA 167- COLOCAÇÃO DAS VIGAS DE BORDADURA .....	102
FIGURA 168 - BETONAGEM DE LANCIL .....	103
FIGURA 169 - COFRAGEM DESLIZANTE .....	103
FIGURA 170 - TUBAGEM E CAIXA TÉCNICA .....	103
FIGURA 171 - BETONAGEM DE PASSEIO .....	103
FIGURA 172 - MODEM GSM .....	104
FIGURA 173 - DATALOGGER - "MÃE" .....	104

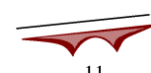


FIGURA 174 – DATALOGGER – UNIDADES EXPANSIVAS .....	104
FIGURA 175 - CLINÓMETRO ELÉTRICO .....	104
FIGURA 176 - PROVETES COMPENSADORES PARA CÁLCULO DA FLUÊNCIA E RETRAÇÃO .....	104
FIGURA 177 – EXTENSÓMETRO EM PROVETE COMPENSADOR.....	104
FIGURA 178 - SENSOR DE TEMPERATURA E HUMIDADE RELATIVA DO AR .....	104
FIGURA 179 - EXTENSÓMETRO DO INTERIOR DO BETÃO .....	104
FIGURA 180 - TERMÔMETROS NO INTERIOR DO BETÃO .....	105
FIGURA 181 - UNIDADE DE RESERVA DE ENERGIA ELÉTRICA.....	105
FIGURA 182 - CÉLULAS DE PRESSÃO PARA NIVELAMENTO HIDROSTÁTICO .....	105
FIGURA 183 - SONAR AUTOMÁTICO PARA REGISTO DE EROSÕES LOCALIZADAS, COLOCADO NO MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO DO PILAR P8105	
FIGURA 184 - ESTAÇÃO METEOROLÓGICA E PAINÉIS SOLARES .....	105
FIGURA 185 - ENSAIO DE CARGA ESTÁTICO .....	105
FIGURA 186 - PLANTA GERAL DE ESTALEIRO .....	106
FIGURA 187 – ESCRITÓRIOS, ZONA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA .....	106
FIGURA 188 – VISTA AÉREA DA ZONA DE ESCRITÓRIOS.....	107
FIGURA 189 - REFEITÓRIO GERAL / REFEITÓRIO ENQUADRAMENTO / COZINHA .....	107
FIGURA 190 - REFEITÓRIO, SANITÁRIOS E BALNEÁRIOS.....	107
FIGURA 191 - MONTAGEM DAS CASAS E DOS DORMITÓRIOS.....	107
FIGURA 192 – DORMITÓRIO PRÉ-FABRICADO PARA ALBERGAR OPERÁRIOS.....	108
FIGURA 193 - ARMAZÉM E FERRAMENTARIA .....	110
FIGURA 194 – ESTALEIRO DO FERRO .....	110
FIGURA 195- ARMAZÉM GERAL.....	110
FIGURA 196 - CENTRAL DE BETÃO .....	110
FIGURA 197 - ESTALEIRO DO FERRO .....	110
FIGURA 198 - SERRALHARIA .....	110
FIGURA 199 - ESTALEIRO DA FRENTE DE RIO.....	111
FIGURA 200 – ORGANOGRAMA DA FASE DE PICO DOS TRABALHOS.....	112
FIGURA 201 - CAMPANHA DE SONDAGENS.....	113
FIGURA 202- PLANEAMENTO PARCIAL DE 1 TRAMO TIPO DE VIADUTO (30METROS) .....	117
FIGURA 203 - PLANEAMENTO PARCIAL DE 1 ADUELA TIPO .....	119

## Índice de Tabelas

TABELA 1 – MATERIAIS E RESPECTIVAS QUANTIDADES E RÁCIOS .....	27
TABELA 2 - CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE CADA CILINDRO HIDRÁULICO CLL-4002 DA ENERPAC.....	38
TABELA 3 - RELAÇÃO BAR/TON/kN DE CADA CILINDRO CLL4002 .....	38
TABELA 4 - ESFORÇOS PROVENIENTES DO ESQUEMA DE CARGAS DA FIGURA 37.....	40
TABELA 5 - PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DE UMA SECÇÃO TIPO DA PONTE .....	46
TABELA 6 - REAÇÕES DO CARRO DE AVANÇO, INCLUINDO COFRAGEM E BETÃO .....	47
TABELA 7 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO AOS 5, 7 E 28 DIAS.....	51
TABELA 8 -DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS DO TABULEIRO - MÓDULO NORTE.....	58
TABELA 9 - VALORES DE CÁLCULO DE AÇÕES PARA A COMBINAÇÃO QUASE-PERMANENTE (TABELA A2.6 – ECo – EN1990:2002/A1).....	59
TABELA 10 - VALORES DE CÁLCULO DE AÇÕES PARA A COMBINAÇÃO FREQUENTE (TABELA A2.6 – ECo – EN1990:2002/A1).....	60
TABELA 11 – EXCERTO DO QUADRO 3.1 DO EC2 – CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO DO BETÃO .....	60
TABELA 12 - VALORES DE CÁLCULO DE AÇÕES PARA A COMBINAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS [TABELA A2.4 (B) – ECo – EN1990:2002/A1] .....	61
TABELA 13 - ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS. MOMENTOS FLETORES (kNm/M) .....	66
TABELA 14 - ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS, ESFORÇO TRANSVERSO (kN/M) .....	66
TABELA 15 - VOLUMETRIAS DE CADA PAR DE ADUELAS DA FRENTE P8 .....	92
TABELA 16 - VOLUMETRIAS DE CADA PAR DE ADUELAS DA FRENTE P9 .....	92
TABELA 17 - DIFERENÇAS ALTIMÉTRICAS ENTRE CONSOLAS OPOSTAS A MEIO VÃO .....	94
TABELA 18 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS APARELHOS DE APOIO DO MÓDULO NORTE .....	98
TABELA 19 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS APARELHOS DE APOIO DO MÓDULO SUL .....	98
TABELA 20 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	100
TABELA 21- DISTRIBUIÇÃO DE PESSOAL PELOS TRANSPORTES E ESTALEIRO A 16-12-2009 .....	109
TABELA 22 - QUANTIDADE DE SONDAGENS EXECUTADAS .....	113
TABELA 23 - QUANTIDADE E RENDIMENTOS DE ESTACAS DE $\Phi$ 1500MM .....	113



TABELA 24 - QUANTIDADE DE ESTACAS DE 720MM DO JETTY .....	113
TABELA 25 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS LINTÉIS DE FUNDAÇÃO DO VIADUTO.....	113
TABELA 26 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS LINTÉIS DE FUNDAÇÃO DA PONTE.....	114
TABELA 27 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS PILARES DO VIADUTO NORTE.....	115
TABELA 28 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS PILARES DO VIADUTO SUL .....	115
TABELA 29 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS PILARES DA PONTE .....	115
TABELA 30 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS ENCONTROS .....	116
TABELA 31 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE MONTAGEM DE CIMBRES APOIADOS NO SOLO .....	116
TABELA 32 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS TABULEIROS DO VIADUTO NORTE .....	117
TABELA 33 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS TABULEIROS DO VIADUTO SUL – MÓDULO NORTE .....	117
TABELA 34 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS TABULEIROS DO VIADUTO SUL – MÓDULO SUL.....	117
TABELA 35 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DAS ADUELAS DE ENCABEÇAMENTO (ADUELA o) .....	118
TABELA 36 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DAS ADUELAS CORRENTES DA PONTE .....	119

## Índice de Fórmulas

EQUAÇÃO 1 - EC2 -PARTE 1- (3.1.2 RESISTÊNCIA DO BETÃO) .....	50
EQUAÇÃO 2 - TENSÃO DE ROTURA DO BETÃO EM VÁRIAS IDADES.....	50
EQUAÇÃO 3 - DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS (LANES).....	54
EQUAÇÃO 4- DEFINIÇÃO DAS SOBRECARGAS HORIZONTAIS - FRENAGEM .....	55
EQUAÇÃO 5- EXPRESSÃO PARA A VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO.....	59
EQUAÇÃO 6- EXPRESSÕES PARA A VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS.....	60
EQUAÇÃO 7- EXPRESSÕES PARA A VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	61
EQUAÇÃO 8- EXPRESSÕES PARA A VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	67



# Acrónimos

## Maiúsculas Latinas

CEB	<i>Comité Euro-International du Béton</i>
CL	<i>Crowd Loading</i> – Sobrecarga multidão
$E_c / E_{c(28)}$	Módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma_c=0$ , para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade
ECi	Eurocódigo, i assume 0, 1 ou 2
$E_p$	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de pré-esforço
$E_s$	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de betão armado
FIP	<i>Fédération Internationale de la Précontrainte</i>
G	Cargas permanentes ou restantes cargas permanentes
GSM	<i>Global System for Mobile Communications</i>
Kg	Quilograma
LC	<i>Load Case</i>   Tipo de carregamento
LEA	Laboratório de Engenharia de Angola
LMi	<i>Load Model i</i>   Modelo de carregamento, i assume o valor 1 a 4.
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia de Lisboa
$M_1$   $M_{11}$	Momento fletor segundo o eixo 1, no SAP2000
$M_2$   $M_{22}$	Momento fletor segundo o eixo 2, no SAP2000
$M_3$   $M_{33}$	Momento fletor segundo o eixo 3, no SAP2000
$M_{cr}$	Momento de fendilhação
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento atuante
$M_{Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente
$M_x$	Momento de torção no RM2004
$M_z$	Momento fletor segundo a vertical, no RM2004
$Q_{ik}$	Cargas concentradas associadas ao TS
$Q_{lk}$	Magnitude das forças características longitudinais em pontes rodoviárias (forças de frenagem)
$Q_y$	Esforço transversal segundo o eixo vertical no RM2004
RCP	Restantes cargas permanentes
REBAPE	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
SADC	<i>Southern African Development Community</i>
SATCC	<i>Southern African Transport and Communications Commission</i>
$T_k$	Ações de temperatura (VDT ou VUT)
TS	<i>Tandem system for Load Model 1</i> – Cargas concentradas para o Modelo de Carregamento 1
UDL	<i>Uniforme distributed load for Load Model 1</i> – Carga uniformemente distribuída para o Modelo de Carregamento 1.
VDT	Variação diferencial de temperatura

## Minúsculas Latinas

cm	Centímetro
$f_{cd}$	Valor de cálculo da resistência do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28d de idade
$f_{ck}(t)$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos t dias de idade

$f_{ck, cube}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28d de idade em provetes cúbicos
$f_{cm}$	Tensão média de rotura do betão à compressão
$f_{cm}(t)$	Tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração
$f_{p0,1k}$	Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço
$f_{pk}$	Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço
$f_t$	Tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_y$	Tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{yd}$	Valor de projeto da tensão de cedência da armadura de flexão
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência da armadura de flexão
$gr_i$	Grupo de carregamentos, i assume: 1a, 2 e 4
kN	Quilo Newton
$m^2$	Metro quadrado
$m^3$	Metro cúbico
ml / m	Metro linear
mm	Milímetro
$n_l$	<i>Number of notional lanes</i> / Número de vias abstratas
$q_{fk}$	Valor característico da carga uniformemente distribuída vertical em passeios não públicos
$q_{fk}$	Carga distribuída nos passeios
$q_{ik}$	Carga distribuída associada ao UDL
t	Idade, em dias.
ton	Toneladas
w	Largura da faixa de rodagem
$w_1$	Largura de uma via abstrata

### Minúsculas Gregas

$\alpha_{Qi} / \alpha_{qi}$	Fatores de ajustamento de alguns modelos de carregamento num determinada via i (i=1, 2, ...)
$\beta_{cc}(t)$	Coeficiente que depende da idade do betão t
$\gamma_s$	Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço
$\epsilon_c$	Extensão do betão à compressão
$\epsilon_{cu2}$	Extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento do betão
$\epsilon_u$	Extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondentes à tensão máxima
$\epsilon_{uk}$	Valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço na carga máxima
$\sigma_c$	Tensão de compressão no betão
$\Phi$	Diâmetro de um varão ou de uma bainha de pré-esforço
$\psi_0$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
$\psi_1$	Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
$\psi_2$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

---

# I. Introdução

---

## I.1. Âmbito

O projeto de execução original da Ponte da Muxima, Nova Ponte sobre o Rio Kwanza, é da autoria do gabinete Armando Rito Engenharia S.A. e a colaboração do mestrando na construção da ponte foi o mote para a definição dos objetivos do presente trabalho, a aliar à experiência única adquirida na construção de uma obra de extrema complexidade de construção à minha curiosidade, fascínio e interesse na aquisição de conhecimentos mais profundos ao nível do cálculo estrutural, nomeadamente no domínio dos programas de cálculo da especialidade.

A realização deste trabalho teve como principal objetivo o aprofundamento dos conceitos apreendidos ao longo da Licenciatura e em especial na cadeira de Pontes e Viadutos ao nível do dimensionamento de obras de arte especiais, em contexto concreto de trabalho e seguindo as metodologias utilizadas e testadas ao longo dos anos no dimensionamento de pontes de elevada qualidade e rigor técnico.

Em primeira instância a modelação da estrutura, incluindo o pré-esforço, foi executada no *CSI Bridge, Integrated 3D Bridge Design Software*, pertencente à *Computers and Structures, Inc.*, criadores do já conhecido *SAP2000*. No entanto, na definição do faseamento construtivo o programa apresentou uma falha na transição do tabuleiro vigado para o tabuleiro em caixão. Em sequência da impossibilidade, dos representantes da *Computers and Structures, Inc.* em Portugal, resolverem o problema, foi necessário modelar a estrutura novamente utilizando o *TDV2000 (GP2004 & RM2004)*, programa este já largamente testado na Armando Rito Engenharia, S.A.. As imagens apresentadas de seguida são retiradas da modelação realizada em *CSI Bridge*.

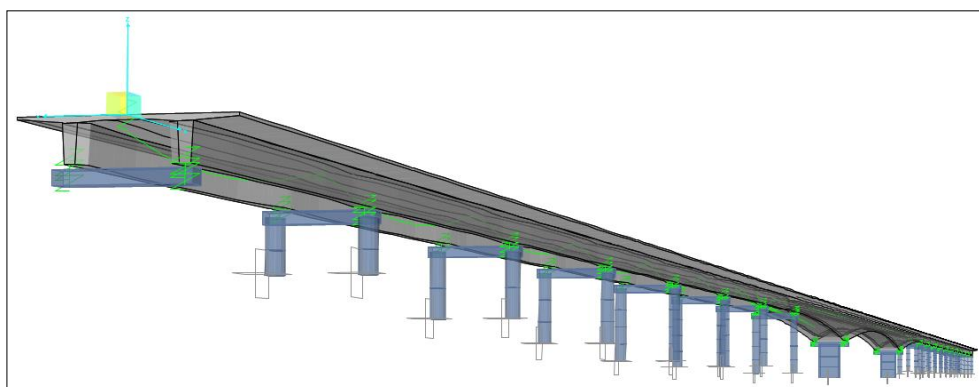


FIGURA 1 - VISUALIZAÇÃO EM 3 DIMENSÕES DO MODELO EM CSI BRIDGE

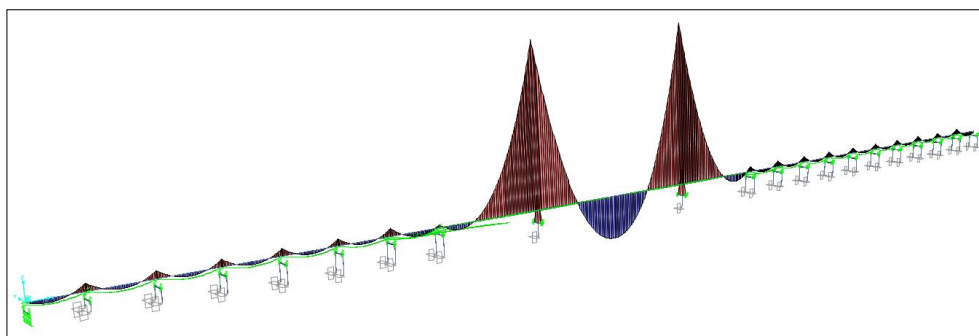


FIGURA 2 - VISUALIZAÇÃO EM 3D DOS MOMENTOS LONGITUDINAIS EM FUNÇÃO DO PESO PRÓPRIO EM CSI BRIDGE

Atualmente, com a introdução dos regulamentos Europeus, impôs-se a sua utilização no dimensionamento da obra em questão e com isso tirar algumas conclusões em relação ao projeto original, dimensionado segundo os regulamentos da *SATCC*.

---

A acrescentar e em sequência da mais recente experiência profissional em obra, nomeadamente, na construção da obra de arte objeto deste trabalho, viu-se como positiva a apresentação de alguns aspetos de processos construtivos implementados em obra ao serviço da Teixeira Duarte, S.A..

## **I.2. Estruturação**

Em seguida apresenta-se a estruturação adotada para este trabalho com um resumo dos tópicos abordados em cada um dos capítulos.

---

### **Capítulo II – Projeto da Ponte da Muxima**

O projeto da ponte é apresentado neste espaço, onde são apontados os antecedentes, condicionamentos e premissas considerados para a tomada das decisões necessárias para a elaboração de um projeto desta envergadura. Apresenta-se a evolução das soluções discutidas, referindo a solução estrutural contemplada pelo projetista anterior e as soluções de traçado na fase de estudo prévio desta solução estrutural, para a efetivação da travessia. É feita uma descrição da solução estrutural adotada, incluindo uma exposição de todos os elementos que constituem a obra, nomeadamente, as fundações, os pilares, os encontros e os tabuleiros.

---

### **Capítulo III – Cálculo Estrutural**

Este capítulo é, essencialmente, dedicado ao dimensionamento estrutural do tabuleiro da ponte e dos viadutos.

Para a realização deste trabalho, foi elaborado um modelo global de barras, tridimensional, para estudar a obra em termos longitudinais e foi criado um modelo local de elementos finitos, tridimensional, da viga caixão, para a análise transversal do tabuleiro.

Na verificação da segurança, foi analisada a fase construtiva e a fase de serviço, no instante  $t=0$  e no instante  $t=\infty$ .

A segurança da estrutura foi analisada respeitando os Eurocódigos e verificada para os estados limites últimos e estados limites de serviço.

---

### **Capítulo IV – Construção da Ponte da Muxima**

O capítulo em questão abordará os principais aspetos construtivos envolvidos na construção da ponte, nomeadamente, ao faseamento construtivo e também questões que se prendem com planeamento da obra.

Serão apresentados alguns aspetos referentes à dimensão e condições do estaleiro adaptado às exigências de uma obra desta dimensão e em território Angolano.

---

### **Capítulo V – Conclusão e Perspetivas Futuras**

Apresentam-se as principais conclusões do trabalho.

# II. Projeto da Ponte da Muxima

## II.1. Enquadramento

A Nova Ponte sobre o Rio Kwanza, também designada por Ponte da Muxima ou ainda, como recentemente batizada, a Ponte 17 de Setembro atravessa a localidade da Cabala, na estrada que liga Catete ao Santuário da Muxima, Província do Bengo, República de Angola. Esta obra tem como principal objetivo o atravessamento do leito principal do rio Kwanza, bem como toda a extensão do leito de cheias na margem esquerda do rio. A ponte sobre o rio Kwanza veio melhorar significativamente as condições de circulação rodoviária no território criando as adequadas condições de travessia do rio.

O projeto de execução original da ponte foi calculado tendo em conta o contexto regional onde se insere, ou seja, fazendo parte dos países da SADC, as normas utilizadas para estabelecer as sobrecargas regulamentares impostas à estrutura e as combinações de ações foram as da SATCC. Os demais critérios para o dimensionamento e verificação de segurança dos elementos que constituem esta obra tiveram em linha de conta o disposto no REBAPE e no EC2 e EC7 (Eurocódigos).

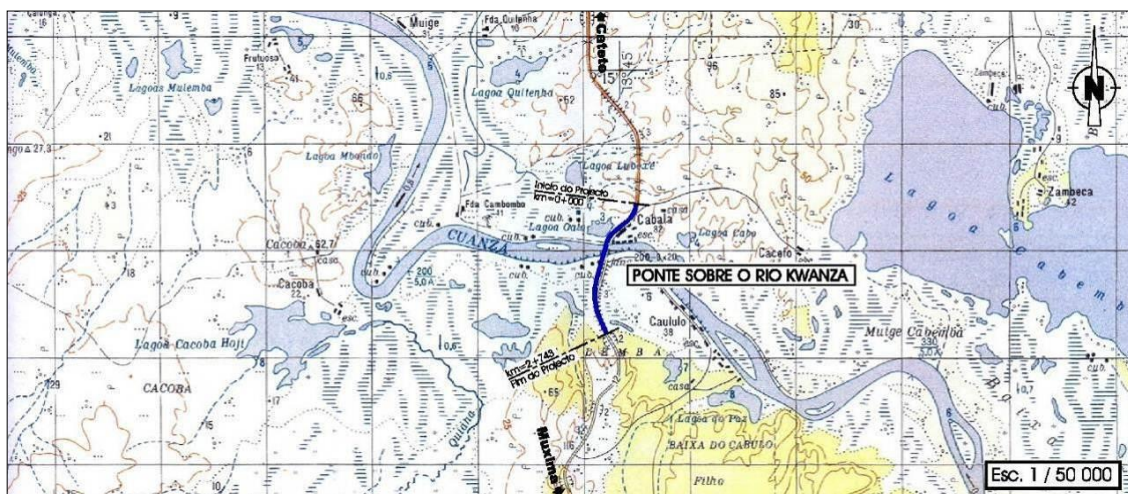


FIGURA 3 - LOCALIZAÇÃO DO TROÇO SUJEITO À INTERVENÇÃO (S/ ESCALA)

## II.2. Descrição da Obra

### II.2.1. Evolução das fases do projeto

#### II.2.1.1. Antecedentes

A solução patenteada a concurso, e que acabou por ser refutada por não se evidenciar perante as soluções posteriormente apresentadas pela Armando Rito Engenharia, é apresentada nas Figura 4, Figura 5 e Figura 6. Esta solução era pobre em termos estéticos, funcionais e técnicos face à solução distinguida. Não importa abordar este assunto com mais profundidade, mas percebe-se pelas figuras que a solução construída se destaca largamente desta solução. Os vãos desta solução dispunham-se do seguinte modo:

6 vãos x 20 metros + 1 vão x 50 metros + 1 vão x 70 metros + 1 vão x 50 metros + 3 x 20 metros

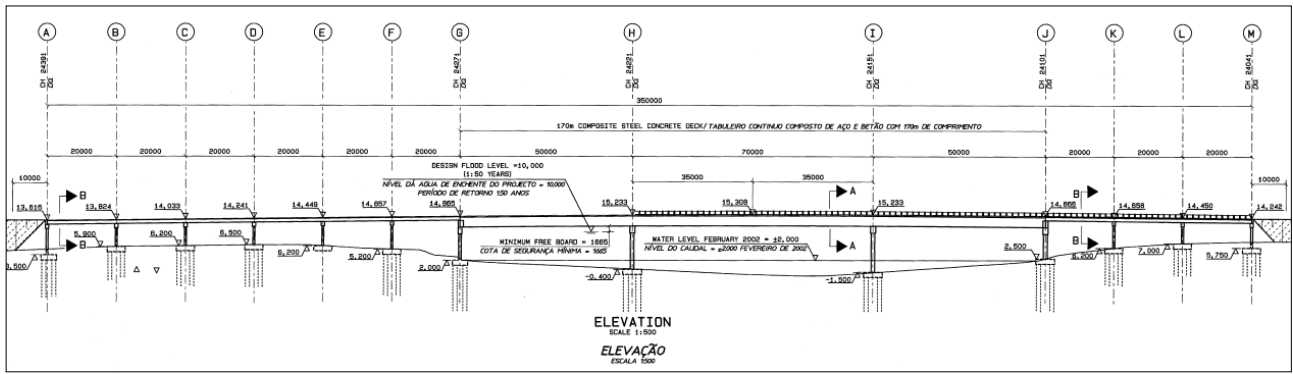


FIGURA 4- ESTUDO ANTERIOR À SOLUÇÃO APRESENTADA PELA ARMANDO RITO ENGENHARIA

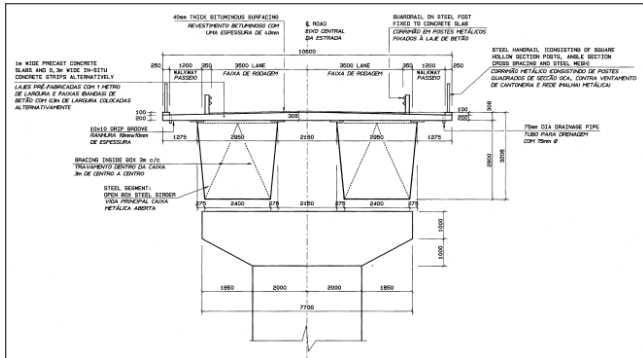


FIGURA 5 - SECÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE

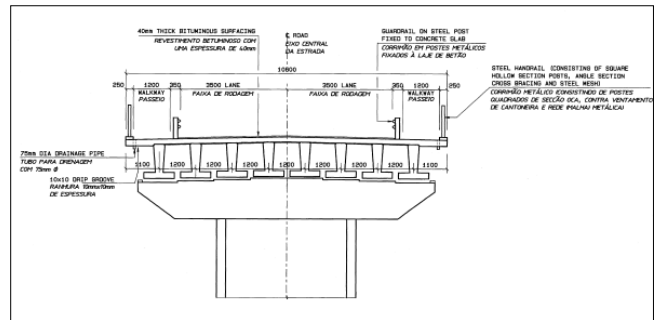


FIGURA 6 - SECÇÃO TRANSVERSAL DO VIADUTO

### II.2.1.2. Solução aprovada

Na fase de estudo do traçado foram tidas em conta 4 possíveis soluções, como apresentado na figura seguinte. O traçado escolhido acabou por ser o que apresentava mais vantagens em termos económicos, reduzindo também substancialmente os impactes à vila da Cabala e às suas populações. Esta solução permitia o aproveitamento de um aterro de grande extensão que já tinha sido realizado na época da colonização portuguesa para utilizar como plataforma de trabalho e de circulação de meios, reduzindo também o impacto de um novo aterro e os seus custos. Aterro que permitiu desde de uma fase preliminar realizar sondagens geológico-geotécnicas, que em qualquer dos outros traçados não iria ser possível devido aos terrenos de características pantanosas.

A solução de traçado adotado tem uma extensão total de cerca de 3643 metros, dos quais 1534 metros correspondem à ponte e viadutos de acesso. Sobre o leito principal do rio a extensão da obra de arte foi aproximadamente de 256 metros. O traçado é predominantemente retilíneo na zona da ponte, apresentando contudo algumas zonas curvas nas zonas extremas dos viadutos. A norte do rio Kwanza o traçado desenvolve-se sobre o alinhamento da estrada atual. A sul, o traçado implanta-se maioritariamente sobre o terraplino existente, o que facilitará a construção do viaduto.

O raio mínimo adotado (R=400m) corresponde a velocidade base de 90km/h.



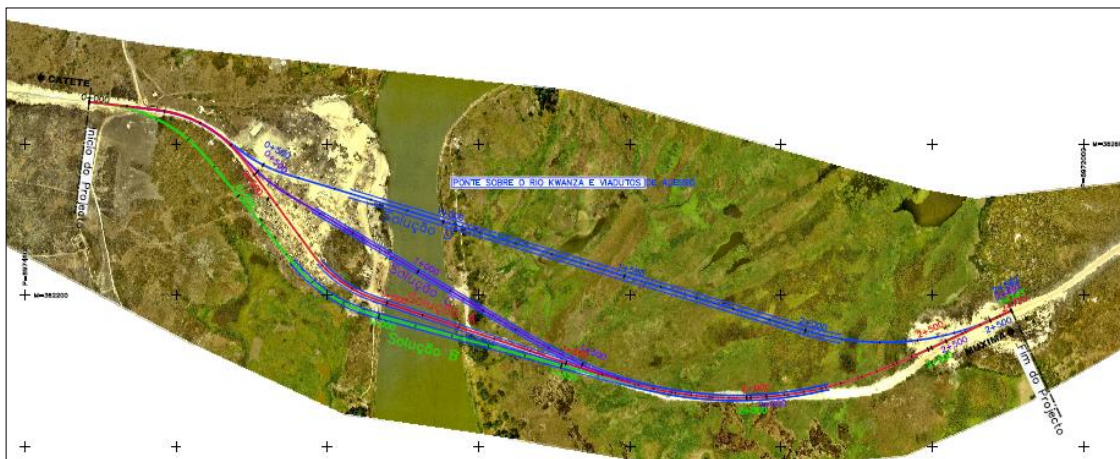


FIGURA 7 – AS QUATRO SOLUÇÕES ESTUDADAS



FIGURA 8 - TRAÇADO EM PLANTA

#### II.2.1.2.1. Rasante e Perfil

A rasante desenvolve-se sobre a estrada existente nas zonas iniciais e final. O vale é transposto em viaduto praticamente em toda a sua extensão.

Na zona da travessia do leito principal do rio a rasante tem uma concordância convexa de pequena expressão permitindo implantar a Ponte em melhores condições.

### II.2.2. Condicionamentos Gerais do Projeto

#### II.2.2.1. Condicionamentos do Traçado

Referem-se aqui, de forma sucinta, os principais objetivos que foram estabelecidos para a definição da solução de traçado:

- Minimizar a extensão do traçado na travessia do rio e do vale a sul da Cabala;
- Dar continuidade ao traçado da estrada Catete / Muxima;
- Minimizar as interferências com a povoação da Cabala;
- Garantir não existirem interferências com o cemitério existente na zona norte da Cabala;
- Permitir o desenvolvimento do traçado nas proximidades do terraplino existente ao longo da margem esquerda do rio, de maneira a servir de acesso à execução das fundações do viaduto;
- Proporcionar condições de segurança na circulação rodoviária, adotando características geométricas de traçado, adequadas;

- Adotar a correta coordenação planta / perfil longitudinal;
- Garantir adequadas condições de implantação da ponte e viadutos de acesso, tanto planimétrica com altimetricamente;
- Respeitar a cota de máxima cheia ( $Z \approx 27\text{m}$ ) na definição do perfil longitudinal;
- Garantir um gabarit mínimo de 50,0 x 5,0 metros para a circulação fluvial na zona do leito principal do rio à cota de máxima cheia;
- Proporcionar o adequado enquadramento paisagístico da Ponte.

### II.2.2.2. Condições geológico-geotécnicas

A nova ponte sobre o Rio Kwanza foi construída num vale aluvionar extenso e que exhibe cerca de 1500m de largura. A ponte principal situa-se na zona do atual leito do rio e tem um desenvolvimento de cerca de 256m.

Para caracterização dos terrenos de fundação dos elementos de apoio da ponte e viadutos de acesso, foram desenvolvidas campanhas de prospeção geológico-geotécnica compostas por sondagens ao longo de todo o vale atravessado. Os resultados destas campanhas evidenciaram a presença de depósitos aluvionares espessos, constituídos essencialmente por formações lodosas brandas, com intercalações de níveis argilosos e de areias finas. As formações arenosas e argilosas, muito compactas e muito rijas respetivamente, com condições de fundação, ocorrem a profundidades compreendidas entre cerca de 15,00 e 70,00m.

Relativamente à hidrogeologia, o nível de água no terreno foi detetado entre os 0.0 m e os 5.62 m de profundidade.

Foram realizadas 69 sondagens, acumulando cerca de 3450 ml de sondagens em que a profundidade máxima de furação atingida foi de 74,60m.

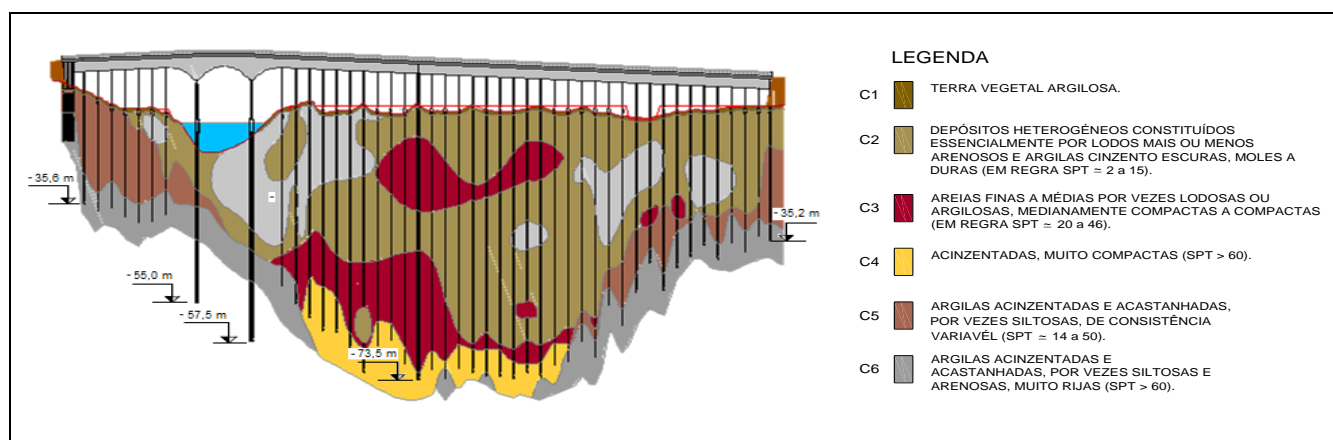


FIGURA 9 - PERFIL GEOLÓGICO ESQUEMÁTICO

### II.2.2.3. Condições de natureza hidráulica

A zona de travessia do Rio Kwanza prevista na localidade da Cabala é caracterizada por um vale aluvionar aplanado com grande extensão, desenvolvendo-se entre o morro onde está sediada a Cabala, a Norte, e o morro que está do lado Sul e que dista de cerca de 1,5 km da Cabala.

Este vale é regularmente sujeito a cheias relevantes que, de acordo com os registos disponíveis, chegam a atingir aproximadamente a cota  $Z=27\text{m}$  (cota segundo a referência altimétrica do levantamento aéreo efetuado recentemente e que corresponde à cota  $Z=10\text{m}$  que consta do projeto original).

Nestas condições, o que se adotou foi a realização de uma obra com uma extensão suficiente para não estrangular a normal vazão do rio em situação de máxima cheia.

### II.2.3. Descrição da Solução Estrutural



### II.2.3.1. Considerações Gerais

A solução adotada para a ponte e viadutos de acesso contempla a sua divisão em dois módulos independentes, sendo que o primeiro, apesar de contínuo, também se divide em três zonas distintas (viaduto a norte, ponte e viaduto a sul até ao pilar de junta).

Assim, o primeiro módulo da superestrutura tem um viaduto de acesso do lado norte, com 1 tramo extremo de 24 metros e 6 tramos de 30 metros, a ponte com dois tramos extremos de 68 metros e um tramo central de 120 metros, seguida de um viaduto de acesso do lado sul com 10 tramos de 30 metros.

O módulo Norte tem 760,00 metros de comprimento.

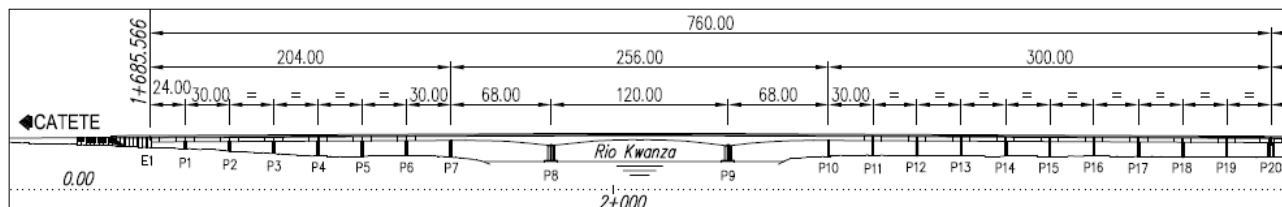


FIGURA 10- MÓDULO NORTE

O segundo módulo da superestrutura é composto por um viaduto de acesso do lado sul com 25 tramos de 30 metros e um tramo extremo de 24 metros.

O módulo sul tem 774,00 metros de comprimento.

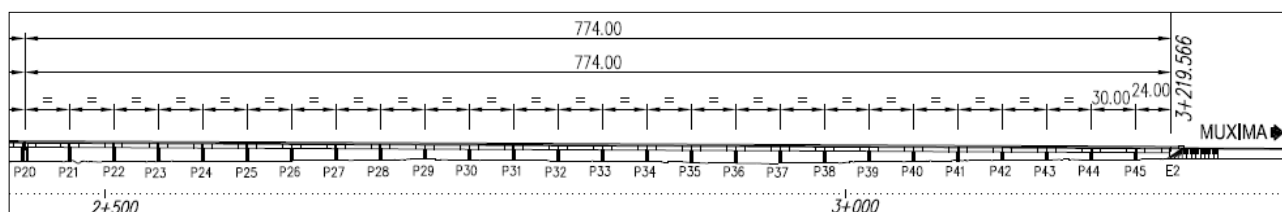


FIGURA 11 - MÓDULO SUL

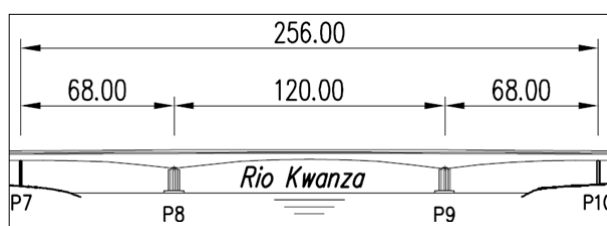
Os tabuleiros dos viadutos de acesso foram construídos *in situ*, em betão armado e pré-esforçado, sendo apoiados em pilares/estaca com 1,50 metros de diâmetro.

Os pilares de junta entre o módulo norte e o módulo sul são constituídos por dois grupos paralelos de pilares afastados longitudinalmente de 3,00 metros. a sua secção e fundações são iguais às dos pilares correntes.



**FIGURA 12 - PILAR DE JUNTA**

A ponte é constituída por três tramos, construída por avanços sucessivos em consolas simétricas, a qual vence, com um só vão, grande parte do leito principal do rio.

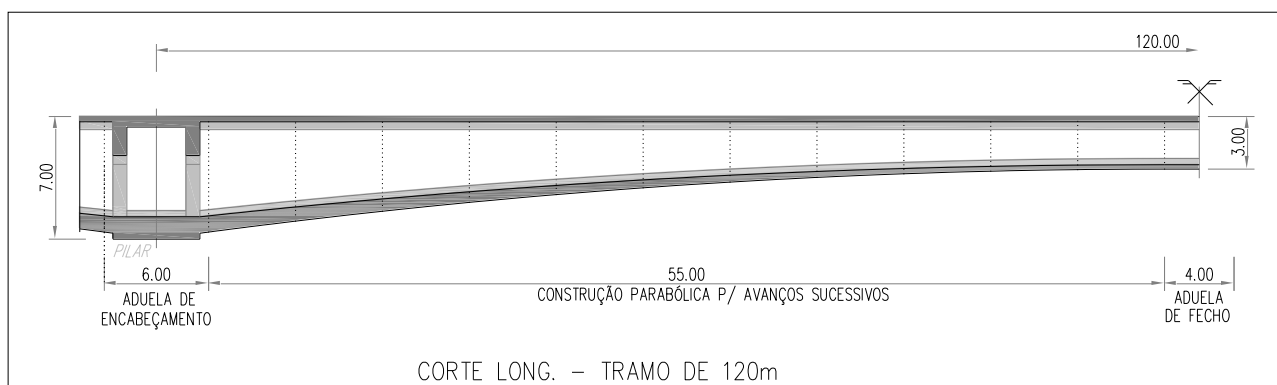


**FIGURA 13 - VÃOS INTEGRANTES DA PONTE**



**FIGURA 14 – PREVISÃO VIRTUAL DA PONTE NA ENVOLVENTE**

Para a ponte, adotou-se uma estrutura que permite reduzir ao mínimo os trabalhos de execução de fundações dentro do leito principal do rio Kwanza, recorrendo-se a uma solução em betão armado e pré-esforçado construída por avanços sucessivos em consolas simétricas a um e outro lado dos dois pilares centrais.



**FIGURA 15 - ESQUEMA DA CONSOLA DO TABULEIRO DA PONTE**

Para os viadutos de acesso, os tabuleiros são em laje vigada, em betão armado e pré-esforçado, com tramos contínuos de 30 metros de vão. A geometria das vigas dos viadutos de acesso foi definida de maneira a dar continuidade visual à solução adotada para a ponte.





FIGURA 16- ANTEVISÃO DO VIADUTO DE ACESSO A SUL

### II.2.3.2. Pilares dos Viadutos de Acesso

Os pilares correntes, dois por eixo de apoio do tabuleiro dos viadutos de acesso, são do tipo pilar-estaca e possuem fustes em betão armado com uma secção transversal constante circular com diâmetro de 1,50 metros, ligados entre si na zona inferior por uma travessa com secção transversal retangular constante de 1,90m×1,40m. Esta travessa é dotada de pequenos maciços que servem de apoio ao cavalete para a construção do tabuleiro.

Os pilares recebem o tabuleiro através de aparelhos de apoio do tipo “*pot bearing*”, unidireccionais ou fixos.

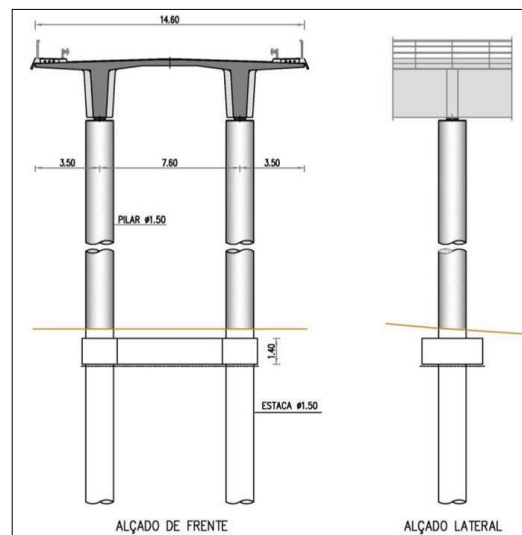
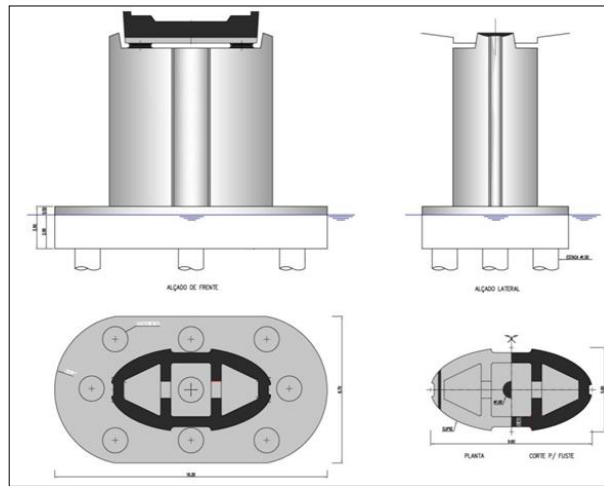


FIGURA 17 – APOIOS DOS VIADUTOS TIPO PILAR-ESTACA

### II.2.3.3. Pilares Centrais da Ponte

Os pilares centrais da ponte, implantados no leito principal do rio Kwanza, têm uma forma elíptica e assentam sobre maciços de encabeçamento de estacas, aumentando a eficácia hidrodinâmica.

Os maciços de cada pilar assentam sobre nove estacas de diâmetro igual a 1,50 metros, as quais foram executadas com recurso a tubos de encamisamento perdido.



**FIGURA 18 - PILARES DA PONTE**

#### II.2.3.4. Encontros e Diversos

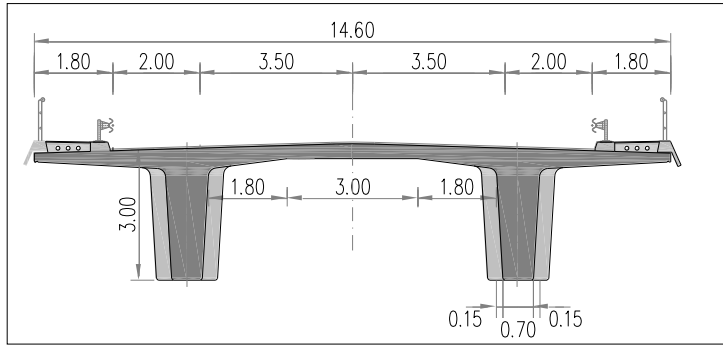
Os encontros são do tipo cofre fechado, encimados pela viga de estribo onde apoia o tabuleiro dos viadutos de acesso. Os encontros dispõem ainda de muros de ala destinados a conter os aterros. O muro de testa estende-se até ao maciço de encabeçamento das estacas de fundação.

No encontro do lado da Cabala foi necessário prolongar o muro de avenida do lado Oeste em cerca de 16,60 m, devido à necessidade de conter o aterro numa maior extensão, de modo a que o talude não tivesse interferência com os ramos do nó da Cabala.

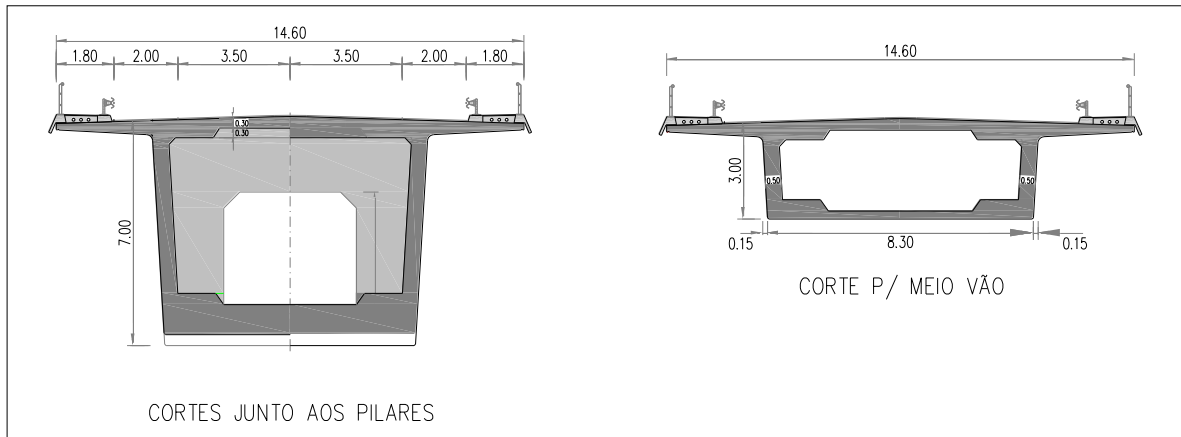
#### II.2.3.5. Perfil Transversal

O perfil transversal tipo adotado para a zona da ponte e dos viadutos de acesso apresenta as seguintes características:

- Duas vias em cada sentido, com 3,50 m cada uma, totalizando 7,00 m;
- Bermas direitas com 2,00 m;
- Passeios com 1,80 m, resultando num tabuleiro com uma plataforma de 14,60 m de largura total.



**FIGURA 19 - CORTE PELO MEIO VÃO DO VIADUTO**



**FIGURA 20 - CORTE TIPO DA PONTE**

## II.3. Materiais | Quantidades | Rácios

Os materiais utilizados na construção da Ponte e Viadutos, nas suas respetivas quantidades, são os apresentados no quadro abaixo. No sentido de criar uma visão mais abrangente das quantidades empregues na construção da estrutura, aproveito para acrescentar também as quantidades de cofragem e de cimbre apoiado no solo, para além dos materiais estruturais, como o betão, o aço das armaduras passivas e o aço das armaduras ativas.

TABELA 1 – MATERIAIS E RESPATIVAS QUANTIDADES E RÁCIOS

<b>Quantidades:</b>		<b>Total</b>	<b>33 730,00 m<sup>3</sup></b>
Betão	Tabuleiro da Ponte	C35/45	3 770,000 m <sup>3</sup>
	Tabuleiros dos Viadutos	C30/37	15 060,000 m <sup>3</sup>
	Pilares e Lintéis	C30/37	3 770,000 m <sup>3</sup>
	Encontros	C25/30	645,000 m <sup>3</sup>
	Estacas	C25/30	10 485,000 m <sup>3</sup>
		<b>Total</b>	<b>2 584 925,00 Kg</b>
Armadura Passiva	Tabuleiros Ponte e Viaduto	A 500 NR	1 851 770,00 Kg
	Pilares   Lintéis   Maciços		615 830,00 Kg
	Encontros		55 440,00 Kg
	Passagens Hidráulicas		61 885,00 Kg
		<b>Total</b>	<b>366 377,00 Kg</b>
Aço de Pré-Esforço	Viadutos	Aço Classe Y1860S7	202 397,00 Kg
	Ponte		163 980,00 Kg
		<b>Total</b>	<b>51 963,90 m<sup>2</sup></b>
Cofragem	Fundações		2 799,04 m <sup>2</sup>
	Encontros		1 551,11 m <sup>2</sup>
	Tabuleiros		41 573,00 m <sup>2</sup>
	Pilares		4 402,73 m <sup>2</sup>
	Passagens Hidráulicas		1 637,98 m <sup>2</sup>
Cimbre apoiado no solo	Viadutos	<b>Total</b>	<b>166 245,87 m<sup>3</sup></b>
<b>Rácios:</b>			
Aço Passivo / Betão			76 Kg / m <sup>3</sup>
Aço Pré-Esforço / Betão			19 Kg / m <sup>3</sup>
Cofragem / Betão			1,6 m <sup>2</sup> / m <sup>3</sup>

# III. Análise e Dimensionamento

## III.1. Aspetos Gerais no Dimensionamento de Obras de Arte Especiais

### III.1.1. Construção por Avanços – Secção em viga caixão

#### Generalidades

A construção de pontes por avanços sucessivos, até à execução dos “fechos”, comporta-se como vários sistemas isostáticos em que o aumento sucessivo da sua instabilidade está diretamente relacionada com o incremento do comprimento das consolas. Com a execução dos fechos, o sistema vai-se tornando hiperstático.

Até à fase de fecho, o tabuleiro apresenta trações ao nível das fibras superiores da secção transversal e em toda a extensão longitudinal das consolas. A função do pré-esforço colocado na parte superior das almas da viga caixão é de induzir compressões, anulando as trações. Torna-se uma condição incontornável que este pré-esforço seja o suficiente para evitar a fissuração das consolas durante a fase de construção, que em situação contrária, significaria o prejuízo do controlo de geometria da obra por insuficiente rigidez do tabuleiro. Para além dos motivos expostos, estes cabos garantem a homogeneidade das secções, não fissuradas, e o consequente controlo das características mecânicas. Acrescentam ainda um importante contributo à limitação das deformações a longo prazo e à resistência final.

Com a execução dos fechos é estabelecida a continuidade da obra, ocorrendo uma redistribuição de esforços que depende da quantidade de pré-esforço aplicado, ou seja, depende do estado tensional do tabuleiro no início da sua vida de exploração.

Na Figura 21, pretende-se mostrar a evolução do diagrama de momentos fletores devido ao peso próprio do tabuleiro para diversas fases construtivas. Compara-se, ainda, com o diagrama que se obteria na hipótese de entrada em carga do peso próprio de uma só vez no sistema estático final (em simultâneo).

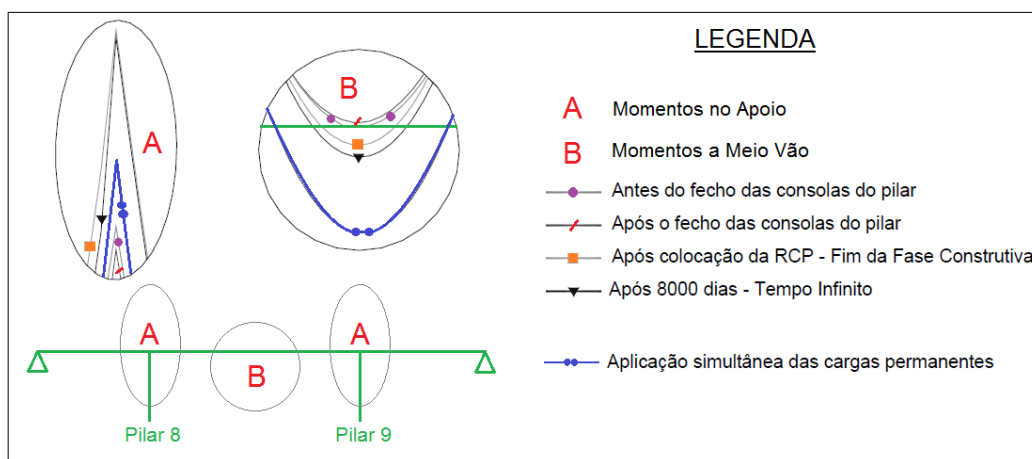


FIGURA 21 - EVOLUÇÃO DO DIAGRAMA DE MOMENTOS NAS FASES FINAIS DE EXECUÇÃO DO TABULEIRO

Ao longo da vida da obra, e com a entrada das cargas permanentes e de outras ações variáveis, os momentos no vão tendem a agravar-se e a reduzir-se nos apoios, como se pode verificar no esquema anterior. No entanto, são inferiores aos momentos de um diagrama correspondente a uma hipotética construção numa fase única.

O facto de as secções serem, frequentemente, cerca de 3 vezes mais altas nos apoios e consequentemente mais rígidas, faz com que o diagrama de esforços seja muito superior nos apoios. Se considerarmos o caso de a aplicação de cargas em simultâneo, resulta um momento negativo cerca de 7 vezes superior ao momento positivo obtido no vão, o que é muito superior ao que é correntemente obtido para uma viga biencastada de inércia

constante por  $\frac{P \times L^2}{12}$ .

---

A altura variável desta solução estrutural apresenta algumas vantagens em termos de economia de construção, nomeadamente na redução do esforço transversal evidente por redução do peso da estrutura, mas também pela contribuição da laje inferior inclinada, pelo designado efeito Resal. O efeito Resal, contribui de forma positiva para a redução do esforço transversal na vizinhança dos apoios, devido à suspensão das cargas pelo efeito de arco que advém da inclinação do banzo inferior do caixão. Em termos estéticos, é notória a leitura arquitetónica de valor acrescentado.

Na maioria das vezes é dada a preferência às secções unicelulares e com almas inclinadas, embora também existam almas na vertical. As almas inclinadas permitem reduzir a largura das zonas de apoio e reduzir o peso da laje inferior, para além de um aspeto estético interessante.

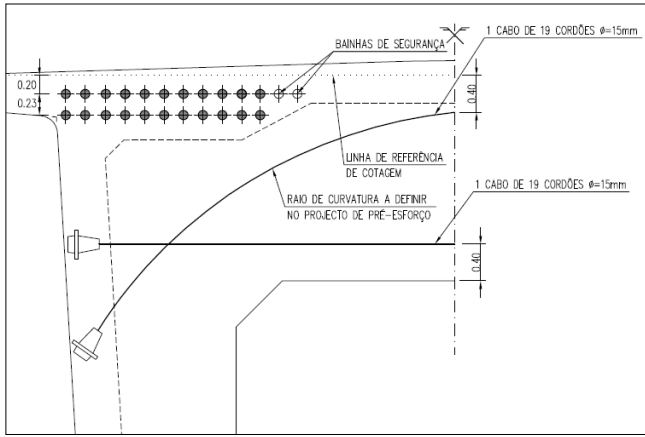
As secções em caixão, face a secções abertas, apresentam algumas vantagens pertinentes, como a seguir se explana:

- A existência de uma lâmina de compressão inferior, a laje inferior, estando esta ligada às almas confere uma elevada resistência à torção. Este facto é de importância preponderante na fase construtiva e de serviço de obras de desenvolvimento curvo em planta, em especial em plataformas de grandes larguras.
- A estrutura do caixão tem um bom rendimento mecânico e uma maior capacidade de resistência à rotura dependendo menos da qualidade dos betões do que nos tabuleiros abertos inferiormente;
- A sua estabilidade elástica e dinâmica durante a construção é também maior dada a sua grande rigidez de torção, e em serviço esta rigidez reduz consideravelmente as rotações transversais sob cargas excêntricas melhorando a sua repartição pelas almas. Isto permite dispensar a utilização de septos (diafragmas), utilizando a resistência à torção do caixão, em vez da resistência à flexão das almas.

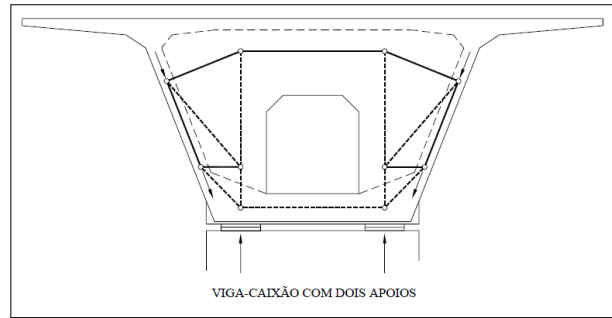
Estes tabuleiros, prevendo a eventualidade do seu reforço futuro devido ao aumento das sobrecargas, são equipados com bainhas de reserva e os respetivos maciços de ancoragem, ou, em alternativa, os elementos necessários ao reforço por pré-esforço exterior.

#### Secção na zona dos apoios

Transversalmente, estes tabuleiros, são na maioria das vezes armadas só com armaduras passivas, devido à pouca eficiência do pré-esforço transversal face ao ónus que representa a quantidade de reforço com armaduras passivas, o número de operações que o tensionamento dos cabos comporta para além do espaço físico que os sistemas de ancoragem exigem. Claro que por vezes, de forma localizada, é necessário o reforço transversal com pré-esforço. No caso específico desta obra, foi necessário comprimir a zona superior do tabuleiro nos apoios, passando os cabos pelos septos.



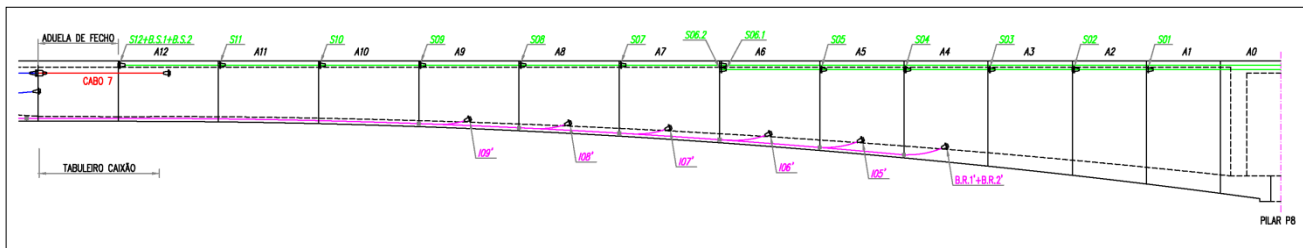
**FIGURA 22 - PRÉ-ESFORÇO TRANSVERSAL NA ZONA DOS PILARES DA PONTE DA MUXIMA SITUADOS NO RIO**



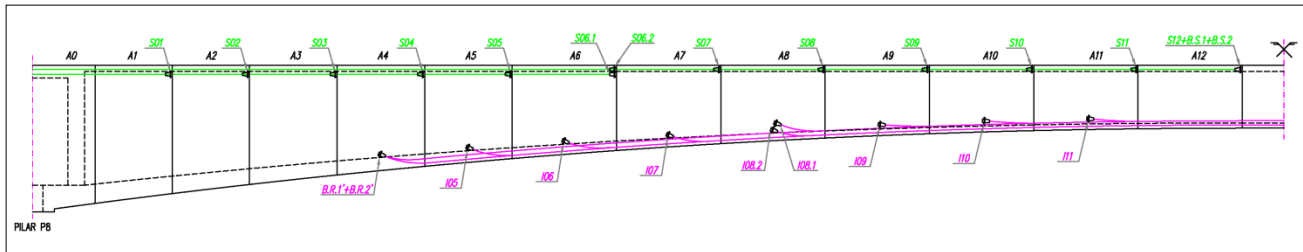
**FIGURA 23 - DIAGRAMA DAS BIELAS DO DIAFRAGMA EM VIGAS-CAIXÃO**

Pré-esforço longitudinal

O pré-esforço em obras construídas por avanços sucessivos apresenta o andamento representado nas figuras seguintes.



**FIGURA 24 - ANDAMENTO DOS CABOS EM OBRAS CONSTRUÍDAS POR AVANÇOS SUCESSIVOS – VÃO ADJACENTE AO VIADUTO**



**FIGURA 25 - ANDAMENTO DOS CABOS EM OBRAS CONSTRUÍDAS POR AVANÇOS SUCESSIVOS – VÃO CENTRAL**

Legenda:	
	Cabos do viaduto
	Cabos da aduela de fecho da ponte/viaduto
	Cabos superiores da ponte
	Cabos inferiores de solidarização da ponte

### III.1.1.1. Influência da concepção estrutural no comportamento dos diafragmas (Septos)

Para além da função referida atrás e ilustrada nas Figura 22 e Figura 23, os septos acumulam a função de resistir aos momentos assimétricos que podem surgir nas secções de apoio sobre os pilares e que criam um binário de tração na laje superior (T) e de compressão na laje inferior (C), ver a Figura 26.

Em termos práticos, parte da tração da laje superior (T1) induz esforço axial de tração no septo (T2) e ambas resultam numa força de desvio (F). Essa força diagonal será resistida pelos septos e por espessamento da laje superior. Este tipo de septo, embora não seja tão favorável em termos de comportamento estrutural como septos do tipo triangular, tem vantagens do ponto de vista de facilidade de construção.

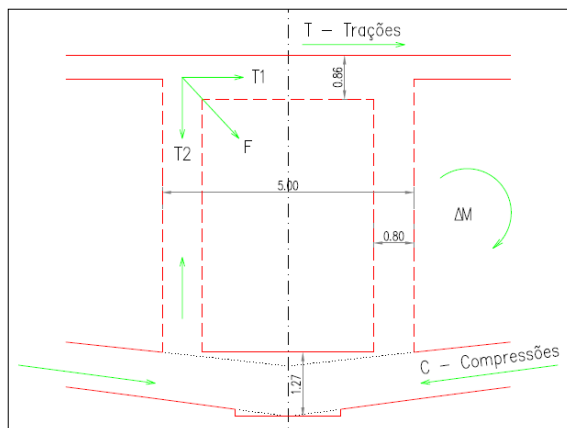


FIGURA 26 - DIAGRAMA DE CORPO LIVRE DO DIAFRAGMA (SEPTO)

---

### III.1.2. Construção Tramo a Tramo – Secção vigada em $\Pi$

#### Generalidades

Este sistema estrutural, em particular no caso da presente obra que foi executada com recurso a cimbres apoiado no solo, permitem uma construção eficaz, simples e muito competitiva até vãos da ordem dos 50 metros.

Em termos de secção transversal deste método construtivo, as faces laterais das vigas deverão ser inclinadas, na ordem dos 3 graus com o eixo vertical, desta forma facilitando a operação de descofragem. A definição da espessura das vigas é função, sobretudo, da necessidade de garantir recobrimentos para as bainhas dos cabos e ancoragens de pré-esforço. Deste modo, e como regra base, deverá ser garantida um afastamento igual ao diâmetro de uma bainha entre duas bainhas adjacentes e como espessura do recobrimento das bainhas.

#### Secção na zona dos apoios

As almas das vigas, na zona dos apoios, são alargadas para fazerem face à necessidade de resistência aos momentos negativos, à resistência ao esforço transversal e para garantir o espaço necessário para alojar os aparelhos de apoio. O alargamento referido, caso seja realizado apenas para o interior, origina forças de desvio (impulsos em vazio) que deverão ser absorvidas por uma travessa. A inexistência da mesma originaria uma deformação transversal da secção, bem como uma indesejada reação transversal nos aparelhos de apoio. No caso da presente obra, optou-se por alargar ambas as faces simetricamente, o que anula a necessidade de uma travessa, com os evidentes benefícios construtivos e económicos.

#### Apoio do tabuleiro nos pilares

Os aparelhos de apoio do ponto de vista de resistência ao efeito da ação sísmica na direção transversal deveriam ser fixos transversalmente de forma a distribuir a força sísmica por ambos os aparelhos. No entanto, há que ter em linha de conta as forças transversais que poderão surgir devido à deformação transversal das secções, à retração, às variações de temperatura, à falta de paralelismo nas barras-guia dos aparelhos de apoio, etc. (compatibilidade de deformações). Se estivermos em presença de pilares flexíveis, como é o caso dos pilares do viaduto desta obra, as forças transversais referidas poderão não ser significativas dada a flexibilidade dos pilares, não havendo objecção à fixação transversal dos aparelhos, mesmo não havendo travessa. Em qualquer dos casos, os aparelhos de apoio deverão ser dimensionados para resistirem a essas forças combinadas com as forças sísmicas, embora uma importante seja absorvida pela flexibilidade dos pilares. Em situações em que os pilares detenham uma elevada rigidez transversal, haverá necessidade de fazer face às elevadas forças transversais devidas à compatibilidade de deformações, pela introdução de uma carlinga para evitar que sejam os aparelhos de apoio a absorver a totalidade destas forças. Existe uma alternativa à introdução da carlinga que passa por libertar transversalmente um dos aparelhos de apoio, que acaba por poupar os aparelhos de apoio às forças referidas, no entanto, o aparelho com os movimentos transversais restringidos terá que resistir às forças provenientes das ações transversais do sismo.

## Pré-Esforço

Nas obras construídas tramo a tramo o traçado do pré-esforço apresenta o andamento apresentado na Figura 27. Em termos gerais, estes cabos longitudinais são esticados longitudinalmente nas juntas de betonagem, localizadas a 1/5 do vão.

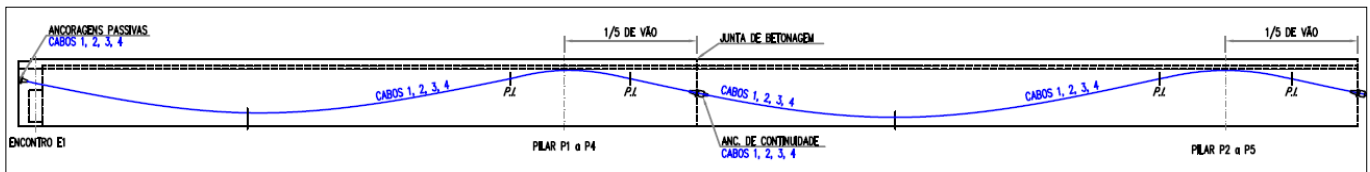


FIGURA 27 - ANDAMENTO DO TRAÇADO DE PRÉ-ESFORÇO DE OBRAS CONSTRÚIDAS DE TRAMO A TRAMO

No entanto, de forma a garantir um melhor comportamento da junta de betonagem opta-se por acoplar apenas uma parte dos cabos na junta. Assim, a continuidade dos cabos na passagem pelas juntas de betonagem é conseguida por sobreposição como se observa na figura seguinte:

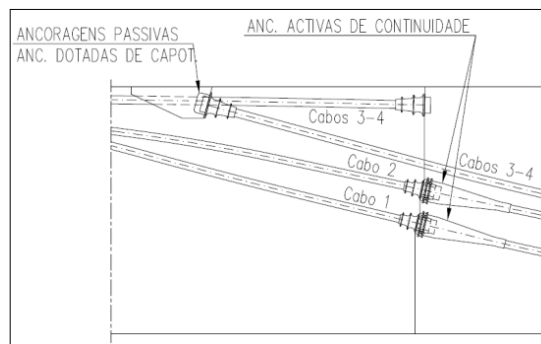


FIGURA 28 - JUNTA DE BETONAGEM COM A CONTINUIDADE DOS CABOS ASSEGURADA POR ACOPLAMENTOS E POR SOBREPOSIÇÃO DE CABOS

Na Figura 29, apresenta-se o traçado de pré-esforço de ligação dos tramos do viaduto (secção vigada) ao perfil da ponte (secção em viga caixão). Verifica-se a existência de quatro tipos de cabos distintos, e que são apresentados utilizando cores distintas para um melhor leitura funcional.

Legenda:	
	Cabos do viaduto
	Cabos da aduela de fecho da ponte/viaduto
	Cabos superiores da ponte
	Cabos inferiores de solidarização da ponte

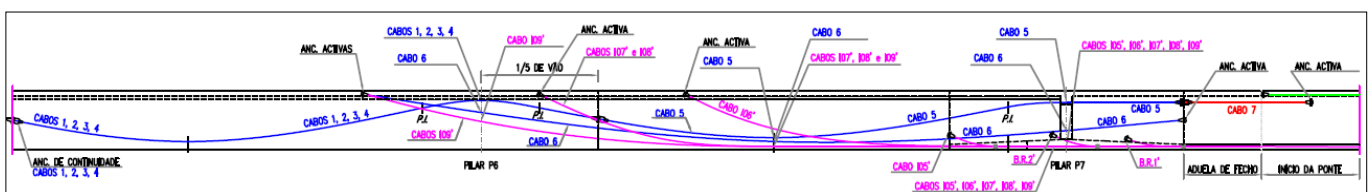


FIGURA 29 – LIGAÇÃO DO VIADUTO CONSTRÚIDO DE TRAMO A TRAMO COM A PONTE CONSTRÚIDA POR AVANÇOS SUCESSIVOS



### III.1.3. Controlo de geometria

O processo construtivo deste tipo de obras, em especial por avanços sucessivos, impõe um rigoroso controlo de todas as operações envolvidas na construção, quer ao nível do controlo de geometria, quer ao nível da segurança da obra. A falta de rigor poderá significar, por fugir à rasante prevista, um aumento significativo de deslocamentos e de desequilíbrios na estrutura, devido a enchimentos e soluções de recurso de modo a suprimir os erros cometidos, o que naturalmente induz atrasos e sobrecustos.

Para além do cálculo estrutural e a análise comportamental deste tipo de processos construtivos, o controlo de geometria é feito em todas as fases de construção das aduelas. Durante a execução de cada aduela e para cada fase, as cotas reais são comparadas com as cotas teóricas, e controladas após a betonagem e após a execução do pré-esforço.

Nas Figura 30 e Figura 31, apresentam-se os gráficos finais de controlo da geometria das consolas do pilar P8 e pilar P9, localizados no rio, durante a monitorização da construção por avanços sucessivos da obra em questão. Nestes gráficos, alimentados pelo controlo topográfico realizado em cada fase, é possível fazer-se a comparação entre as cotas teóricas previstas e as reais.

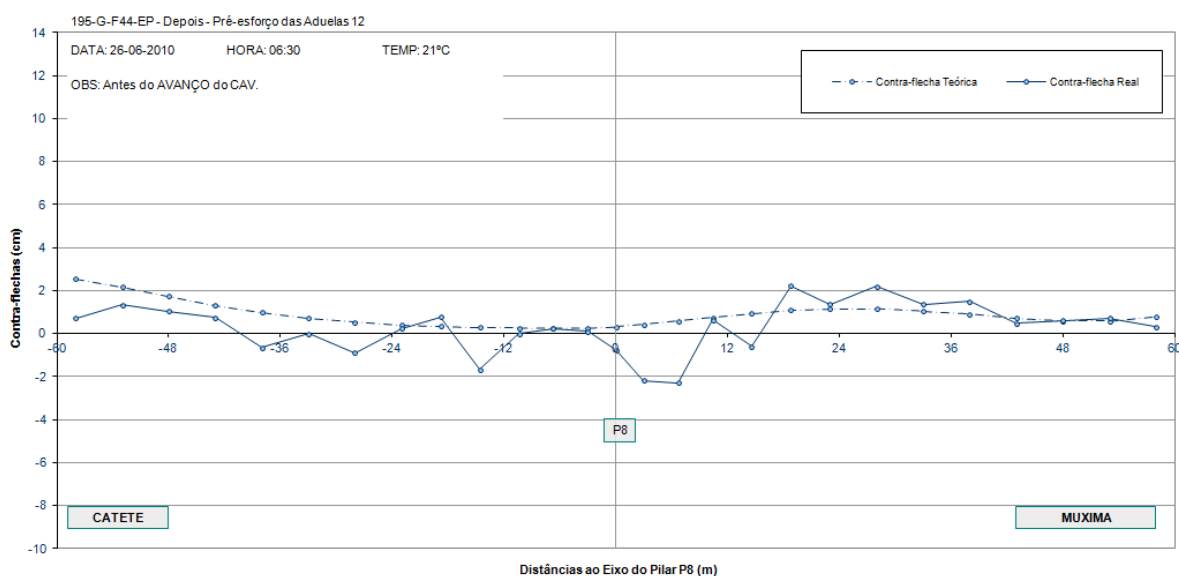


FIGURA 30 - LEITURA FINAL DAS CONSOLAS DO PILAR P8, APÓS O PRÉ-ESFORÇO

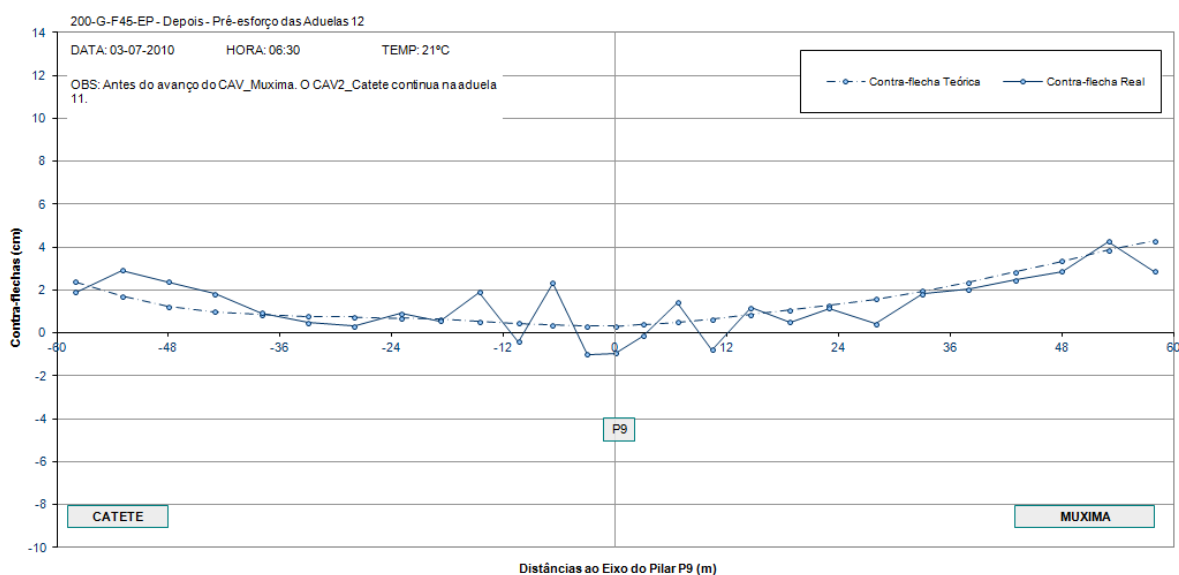


FIGURA 31 - LEITURA FINAL DAS CONSOLAS DO PILAR P9, APÓS O PRÉ-ESFORÇO

---

Constata-se, nos gráficos, que os desfasamentos maiores ocorreram na fase inicial dos avanços e que foram sendo corrigidos com a perceção do comportamento dos carros. Observa-se apenas um caso que atingiu o máximo de aproximadamente 3 cm na execução da aduela 1 do pilar P8, do lado da Muxima.

As diferenças entre as curvas apresentadas foram sendo identificadas e corrigidas, e justificam-se pelo seguinte:

- Erros de controlo, de definição e posicionamento do cimbra, associados à mobilidade e capacidade de manobra do tipo de equipamento em operação;
- Erros de medição topográfica nos nivelamentos em obra;
- Modo de fixação dos pontos de leitura topográfica ao tabuleiro.

Estes levantamentos foram executados sempre à mesma hora para que as leituras ocorressem a temperaturas menos elevadas, normalmente de manhã, com o objetivo de trazer uma uniformidade de comportamento. As leituras foram tiradas em alvos localizados nas extremidades das consolas, encastrados no betão, e em dois grupos distintos. Um dos grupos era referente à média de cinco pontos de leitura (1 ponto ao eixo, 2 sobre as almas e 2 junto ao lancil) e o segundo grupo era referente a um ponto no eixo do tabuleiro, desta forma, pretendia-se identificar possíveis erros de leitura.

A afinação da posição dos carros de avanço era definida em função das contraflechas teóricas fornecidas pelo projetista mais o acréscimo das contraflechas resultantes da deformação dos carros de avanço, fornecidas pelo fabricante dos mesmos.

No sentido de avaliar as contraflechas fornecidas pelo fabricante dos carros, por forma a definir em cada avanço quais as contraflechas que deveriam ser tomadas no sentido de aproximar as consolas o máximo possível das cotas teóricas, foram tomadas mais algumas medidas para a monitorização da obra. Os registos efetuados foram os seguintes:

- Monitorização semanal dos pilares da ponte, comparando com a leitura inicial;
- Registo do volume de betão colocado nas aduelas e comparando-o ao previsto em projeto;
- Temperatura dos carros de avanço;
- Temperatura ambiente;
- Deformações localizadas dos carros de avanço (Pendurais, Treliça principal, Cofragem inferior e Plataforma de fundo) e compará-las com as deformações previstas no projeto do carro de avanço.

Desta forma, foi possível ganhar uma maior sensibilidade relativamente ao comportamento dos cimbres móveis e definir as contraflechas mais adequadas a introduzir na afinação do carro de avanço e das respetivas cofragens.

Nas Figura 32 e Figura 33 estão representadas, graficamente, as sucessivas contraflechas teóricas, fornecidas no projeto de controlo de geometria e que associadas às contraflechas do fabricante dos carros ajudaram a afinar a cofragem e o cimbra durante as várias fases de construção das consolas do pilar P8 e P9.

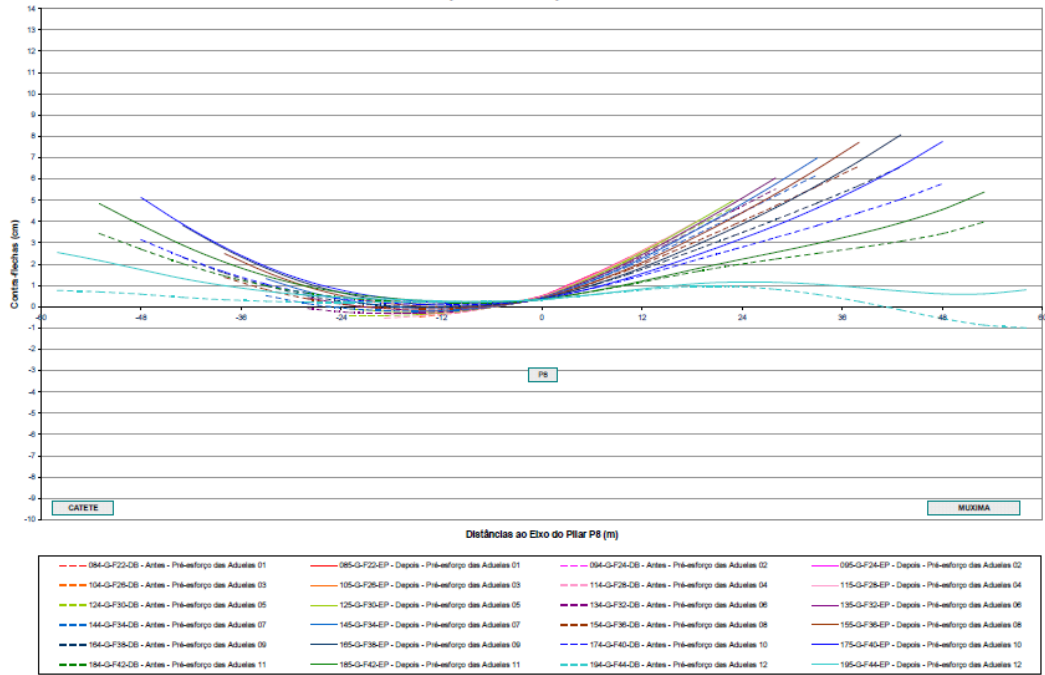


FIGURA 32 - ANTES E DEPOIS DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO DAS ADUELAS EM CONSOLA DO PILAR P8

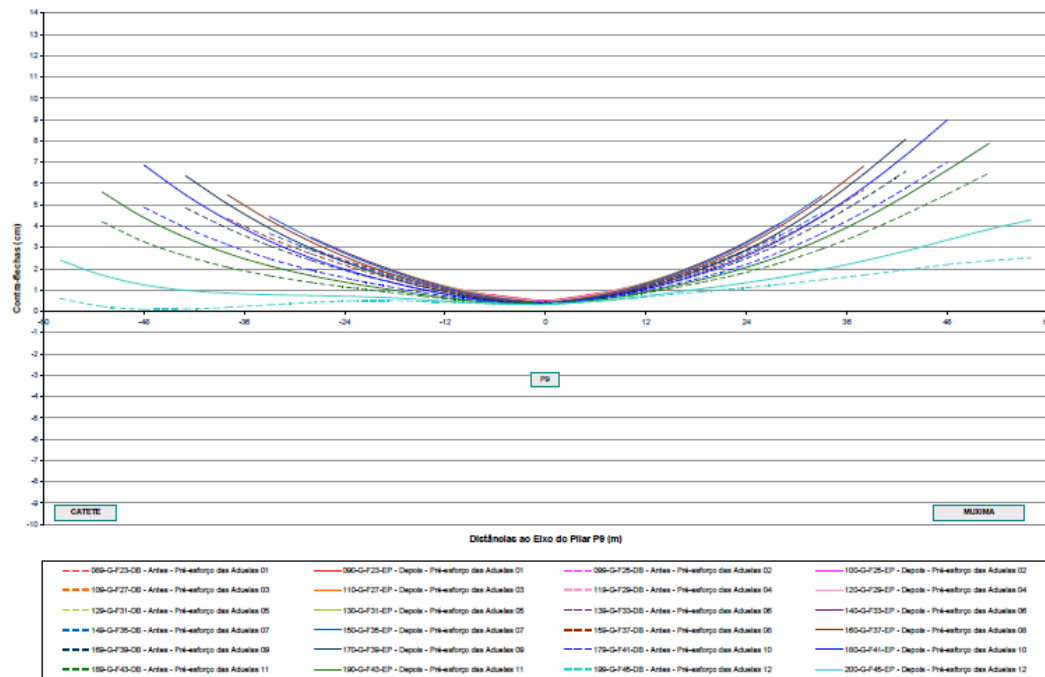


FIGURA 33 - ANTES E DEPOIS DA APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO DAS ADUELAS EM CONSOLA DO PILAR P9

---

### **III.1.4. Sistema de Equilíbrio de Consolas**

#### **III.1.4.1. Considerações Gerais**

O tipo de sistema de equilíbrio de consolas adotado tem um papel fundamental no controlo da segurança global e no controlo geométrico da obra.

A segurança global do sistema consolas/pilar durante a fase de construção é geralmente verificada para os estados limites últimos de resistência e de equilíbrio. São consideradas nas combinações os eventuais desequilíbrios de peso das consolas devido a imprecisões construtivas, à ação do vento, às cargas de construção, ao peso dos cimbres, à queda de um dos cimbres e os efeitos de 2ª ordem. Estes sistemas auxiliares de equilíbrio são dimensionados de forma a conferir estabilidade às consolas, tendo em conta as premissas referidas.

Existem diversas situações suscetíveis de ocorrer e que dependem do tipo de obra, que influenciam a escolha do tipo de sistema de equilíbrio, como por exemplo:

- Em caso de desenvolvimento curvo em planta, os pilares têm tendência de serem puxados para o interior da curva à medida que se desenvolve a construção;
- Se os vãos apresentam diferenças em algumas zonas da obra a construção a partir de uma dada fase, a construção desenvolve-se em desequilíbrio.

#### **III.1.4.2. Sistema de Equilíbrio da Ponte da Muxima**

À semelhança do que acontece na generalidade dos casos, o sistema de equilíbrio utilizado nesta obra foi constituído por cabos pré-esforçados a atravessarem o maciço de encabeçamento e ancorados na laje superior do tabuleiro e pelo escoramento através de torres provisórias de betão armado, colocadas sob as consolas a uma certa distância dos pilares definitivos para formarem um binário estabilizante.

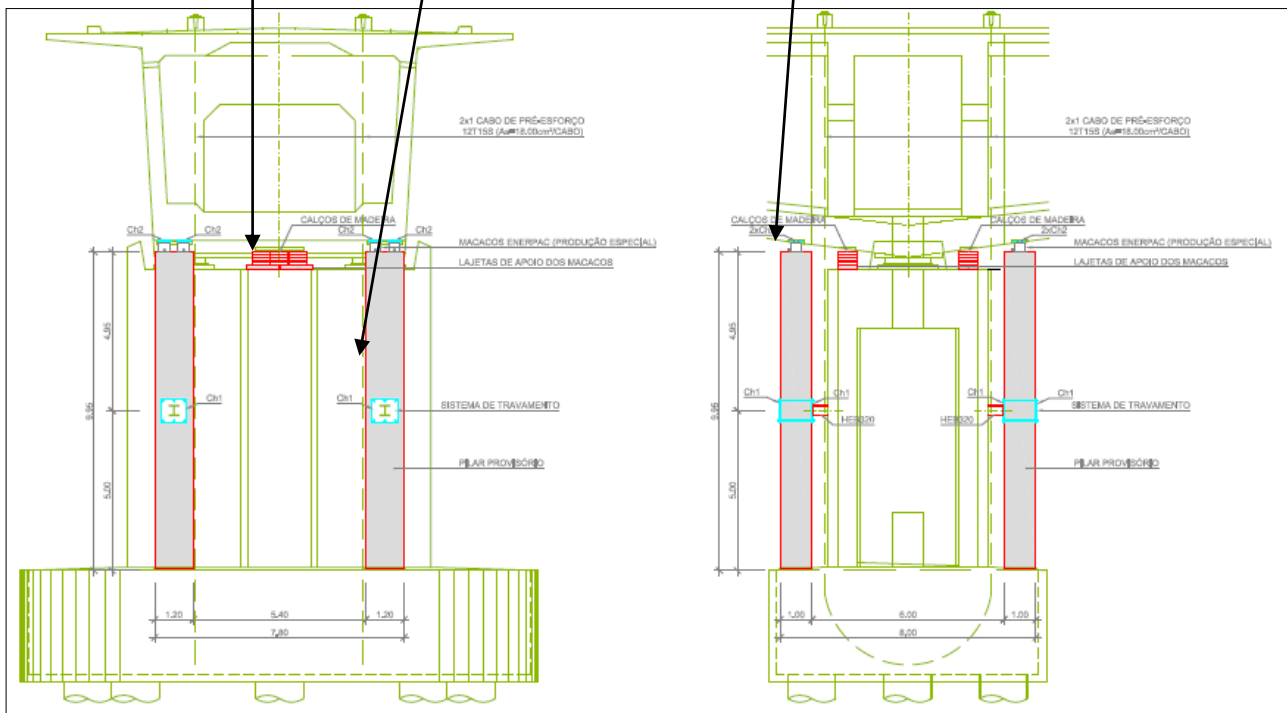




**FIGURA 34 - PILARES PROVISÓRIOS DE APOIO AO SISTEMA DE EQUILÍBRIO NA FASE 2**



**FIGURA 35 - MACACOS HIDRÁULICOS SOBRE CADA PILAR PROVISÓRIO NA FASE 2**



**FIGURA 36 - SISTEMA DE EQUILÍBRIO ADOTADO PARA A PONTE DO KWANZA NA FASE 2**

**TABELA 2 - CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE CADA CILINDRO HIDRÁULICO CLL-4002 DA ENERPAC**

<b>Características do cilindro de série especial</b>	
Capacidade mecânica	1000 Ton
Pressão de compressão	700 bar
Capacidade de compressão	400,79 Ton
Pressão de tração	700 bar
Capacidade de tração	57,18 Ton
Diâmetro exterior	370 mm
Diâmetro interior	270 mm
Diâmetro do pistão	250 mm
Área efetiva de compressão	572,6 cm <sup>2</sup>
Área efetiva de tração	81,7 cm <sup>2</sup>
Volume de óleo em compressão	2,86 lt
Volume de óleo em tração	0,41 lt
Curso do pistão	50 mm
Peso aproximado	291,4 kg

**TABELA 3 - RELAÇÃO BAR/TON/KN DE CADA CILINDRO CLL4002**

Pressão Manómetro (bar)	Relação	
	(ton)	(kN)
700	400	4000
650	371	3714
600	343	3429
550	314	3143
500	286	2857
450	257	2571
400	229	2286
350	200	2000
300	171	1714
250	143	1429
200	114	1143
150	86	857
100	57	571



### III.1.4.3. Verificação da segurança dos sistemas de equilíbrio das consolas na fase construtiva

O pré-esforço provisório foi constituído, em cada pilar, por um conjunto de 4 cabos de 12 cordões de 15 mm, tensionados aproximadamente a 50% da tensão de rotura ( $f_{pk}$ ), que se desenvolvem desde o maciço de encabeçamento até à face superior do tabuleiro, atravessando a aduela de encabeçamento. A força total instalada em cada pilar é:

$$F_{total} = 4 \times 12 \times (1860 \times 10^3) \times 50\% \times 150 \times 10^{-6} m^2 = 6696 kN \cong 6700 kN$$

Sendo que a força a aplicar por cordão é:

$$50\% \text{ da Força de Rotura } \leftrightarrow 50\% \times 279 kN = 139,5 kN$$

#### III.1.4.3.1. Ações Consideradas

A ação de acidente pode ser consequência de uma manobra em falso quando é efetuado o avanço do cimbra, originando a sua queda. No modelo utilizado no cálculo considerou-se a situação mais desfavorável que corresponde à execução das últimas aduelas em consola e em que o cimbra cai durante a sua desmontagem ou movimentação. A queda será simulada por uma carga aplicada na extremidade oposta àquela onde se verificou o acidente.

As ações consideradas foram as seguintes:

- Peso desequilibrado do tabuleiro considerando que uma das consolas tem mais 3% de peso e a outra tem menos 3%;
- Carga correspondente ao cimbra na última aduela da consola mais pesada, onde o valor da carga vertical é majorado pelo coeficiente dinâmico de 2;
- Na Figura 37 apresenta-se um esquema com os diferentes carregamentos considerados.

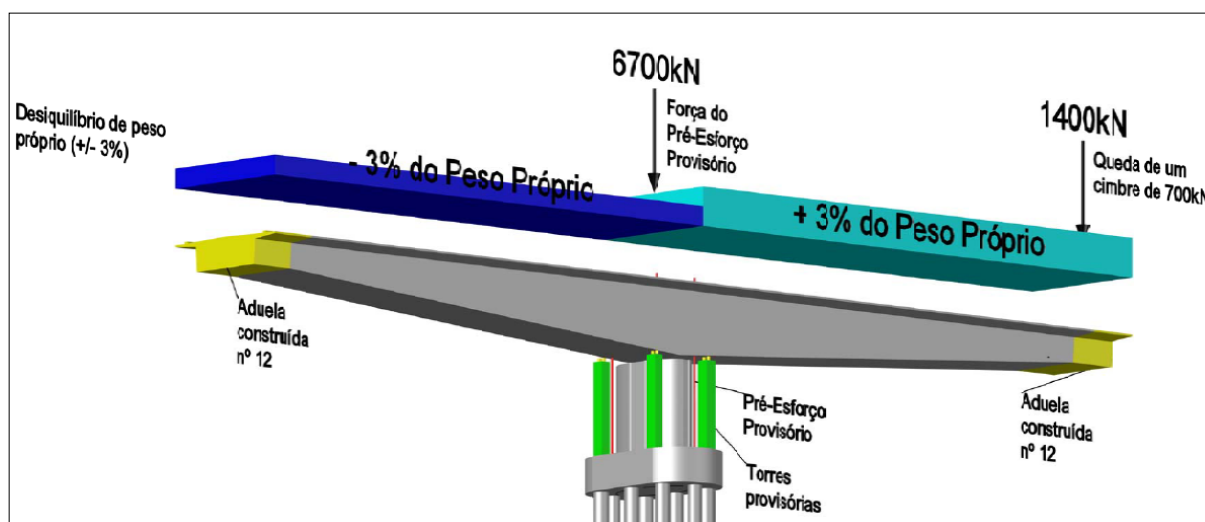


FIGURA 37 - CARREGAMENTOS CONSIDERADOS PARA CÁLCULO DO SISTEMA DE EQUILÍBRIO

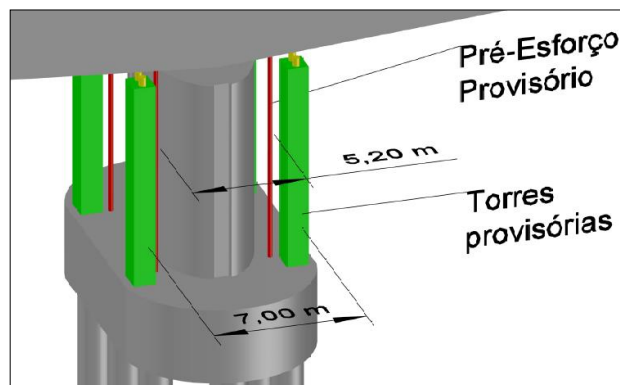


FIGURA 38 - EXCENTRICIDADES DOS PILARES E PRÉ-ESFORÇO PROVISÓRIOS

A segurança do equilíbrio das consolas durante a fase construtiva estará verificada se, na situação correspondente ao desequilíbrio, a resultante das forças verticais (peso total + pré-esforço) se encontra localizada entre o eixo do pilar e uma das torres, garantindo que o tabuleiro não tem tendência a levantar sobre o aparelho de apoio do pilar. Como se pode verificar na Tabela 4 e na Figura 40, a resultante das forças verticais encontra-se localizada entre o alinhamento transversal do pilar e o alinhamento transversal dos pilares provisórios, verificando o referido anteriormente. Na Tabela 4, apresenta-se a carga máxima que irá para o alinhamento transversal das torres, ou seja, os 32 065 kN em caso de acidente.

$$R_B = \frac{52\,290 \times 2.146}{3.50} \cong 32\,065 \text{ kN}$$

Sendo  $R_B$  relativo à reação nas duas torres provisórias, no mesmo alinhamento transversal, mais próximas da resultante representada na Figura 40.

TABELA 4 - ESFORÇOS PROVENIENTES DO ESQUEMA DE CARGAS DA FIGURA 37

Ação	Volume Aduelas (m <sup>3</sup> )	Peso << Força (kN)	L Aduelas (m)	Distância do C.G. do peso da aduela ao eixo do pilar (m)	Esforços no Eixo do Pilar					
					(+3% CP)		(-3% CP)		Desequilíbrio	
					N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)
C.P. Ad.0 x (0,5)	68.000	1 700	3.0	1.5	1 751	2 627	1 649	2 474	3 400	153
C.P. Ad.1	72.960	1 824	3.7	4.9	3 630	11 738	3 418	11 055	7 048	683
C.P. Ad.2	69.280	1 732	3.7	8.6	5 414	26 991	5 098	25 419	10 512	1 572
C.P. Ad.3	74.440	1 861	4.2	12.5	7 331	50 952	6 903	47 984	14 234	2 968
C.P. Ad.4	70.360	1 759	4.2	16.7	9 142	81 208	8 610	76 478	17 752	4 730
C.P. Ad.5	66.600	1 665	4.2	20.9	10 857	117 051	10 225	110 233	21 082	6 818
C.P. Ad.6	74.960	1 874	5.0	25.5	12 787	166 271	12 043	156 586	24 830	9 685
C.P. Ad.7	70.880	1 772	5.0	30.5	14 613	221 939	13 761	209 011	28 374	12 928
C.P. Ad.8	67.440	1 686	5.0	35.5	16 349	283 587	15 397	267 068	31 746	16 519
C.P. Ad.9	64.640	1 616	5.0	40.5	18 014	350 999	16 964	330 553	34 978	20 446
C.P. Ad.10	62.560	1 564	5.0	45.5	19 625	424 295	18 481	399 580	38 106	24 716
C.P. Ad.11	61.200	1 530	5.0	50.5	21 200	503 878	19 966	474 527	41 166	29 352
C.P. Ad.12	60.480	1 512	5.0	55.5	22 758	590 312	21 432	555 925	44 190	34 387
Cimbre	-	700	0.0	55.6	1 400	77 840	0	0	1 400	77 840
P.E. de equilíbrio	6 700.000	-	-	-	-	-	-	-	6 700	0
Total									52 290	112 227

Excentricidade Limite (m) = 2.146  
Carga máxima na torre mais carregada (kN) = 32065

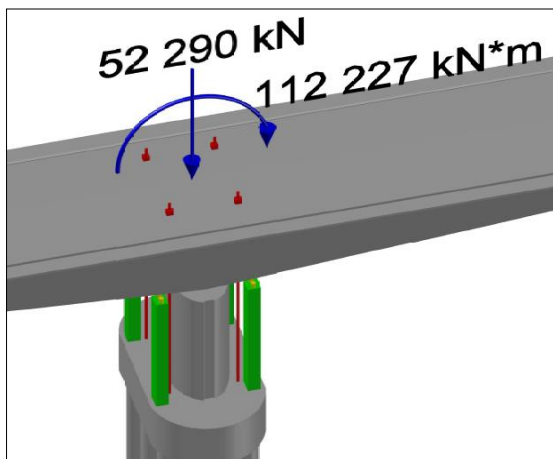


FIGURA 39 – ESFORÇO NORMAL E MOMENTO FLETOR TOTAIS CALCULADO TABELA 1

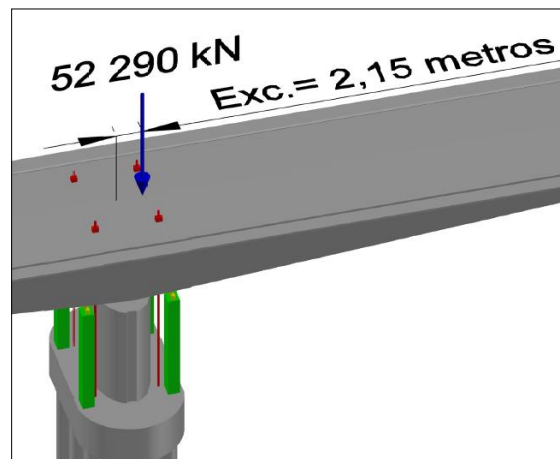


FIGURA 40 - EXCENTRICIDADE DO DESEQUILÍBRIO

Seguidamente, faz-se uma comparação expedita dos esforços apresentados na Tabela 4 e os esforços retirados do RM2004. Os valores sombreados na mesma tabela são utilizados no mapa comparativo seguinte.

Proveniente da Tabela 4:

$$M' = \frac{590312 + 555925}{2} = 573118 \text{ kN.m}$$

$$N' = 22758 + 21432 = 44190 \text{ kN}$$

Proveniente do RM2004:

134	LC	Qy	Mz
196	1	20599	-535683
197	0	-20599	-535683

Para que os esforços sejam comparáveis, deverá somar-se aos valores anteriores o efeito provocado pelo “chapéu” do perfil transversal da secção, dado que não é considerado no RM2004, sendo:

$$M_{\text{chapéu}} = \frac{0.94 \text{ m}^2 \times 25 \times 58^2}{2} = 39527 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{chapéu}} = 0.94 \text{ m}^2 \times 25 \times 58 \times 2 = 2726 \text{ kN}$$

Assim:

$$M'' = 535683 + 39527 = 575211 \text{ kN.m}$$

$$N'' = 2 \times 20599 + 2726 = 43924 \text{ kN}$$

Como se verifica as diferenças entre a Tabela 4 e o RM2004 são desprezáveis.

De seguida é apresentado, sucintamente, as operações que compõem as duas fases de todo o processo do sistema em cada um dos pilares da ponte.

a) Execução das aduelas 0 e 1 - FASE 1

Durante esta fase procedeu-se à execução da aduela de encabeçamento (aduela 0), montagem dos carros de avanço, execução das aduelas 1 e reposicionamento dos carros de avanço para a execução da aduela 2.

O equilíbrio durante a execução das aduelas 0 e 1 é garantido por quatro macacos hidráulicos sobre cada pilar definitivo.

Após execução das aduelas 1 e o avanço do cimbria para a execução das aduelas 2 foram executadas as seguintes tarefas:

- Conclusão dos pilares provisórios após a passagem do carro de avanço devido à incompatibilidade espacial;



- Colocação em carga dos quatro macacos hidráulicos colocados sobre os quatro pilares provisórios permitindo aliviar os quatro macacos que se encontram sobre o pilar definitivo;
- Colocação destes quatro macacos sobre os pilares provisórios, acumulando dois macacos por pilar, ou seja, oito macacos no total se considerarmos os quatro pilares provisórios;
- Tensionamento dos cabos de pré-esforço provisório. Após esta operação, os macacos foram regulados, encostados novamente ao tabuleiro e trancados, deste modo, a tensão instalada foi aliviada e permitiu observar-se o comportamento da estrutura.

Algumas notas de cálculo:

Neste caso específico, após a confirmação analítica, a resultante das forças de desequilíbrio encontra-se entre o aparelho de apoio definitivo e o macaco, sendo que o pré-esforço provisório neste instante é teoricamente desnecessário. Importa, por isso, verificar a segurança dos elementos envolvidos, nomeadamente a carga instalada nos macacos, que corresponde à reação  $R_{Prov}$  indicado na Figura 41.

O desequilíbrio simulado pelas cargas permanentes da aduela 0 e aduela 1, o posicionamento do cembre na aduela 1 e a queda do cembre na extremidade oposta estão quantificados na Tabela 4 e apresentados seguidamente.

Cálculo da carga máxima:

$$N = 7\,048 + 1\,400 = 8\,448 \text{ kN}$$

$$M = 683 + 1\,400 \times (3 + 3,7 + 2,6) = 13\,703 \text{ kN.m} \quad (\text{Correspondente ao desequilíbrio das C.P. +/- 3\% nas aduelas 0 e 1, mais o efeito da queda do cembre da consola mais pesada})$$

$$\text{Excentricidade} = \frac{13\,703 \text{ kN.m}}{8\,448 \text{ kN}} = 1,62 \text{ m}$$

$$R_{Prov.} = \frac{8\,448 \times 1,62}{1,90} = 7\,203 \text{ kN}$$

$$R_{por \text{ macaco}} = \frac{7\,203 \text{ kN}}{2 \text{ macacos}} \cong 3\,600 \text{ kN} \quad (\text{Totaliza } 7200\text{kN na consola mais desfavorável})$$

Assume-se, assim, que cada macaco hidráulico (sobre o pilar definitivo) terá que resistir a uma carga máxima de 3600 kN. Visto que os macacos têm uma capacidade hidráulica individual de 4000kN e uma resistência mecânica de 10000kN, a segurança está garantida.

Por outro lado, supondo que o total de CP é assumido pelos quatro macacos equitativamente, ignorando a contribuição dos aparelhos de apoio definitivos, temos:

$$N_{Total \text{ de CP+Cembre}} = 7\,048 \text{ kN} + 1\,400 \text{ kN} = 8\,448 \text{ kN}$$

$$\frac{8\,448 \text{ kN}}{4 \text{ macacos}} \cong 2\,112 \text{ kN} < \text{Capacidade Hidráulica de 1 macaco (4\,000kN)}$$

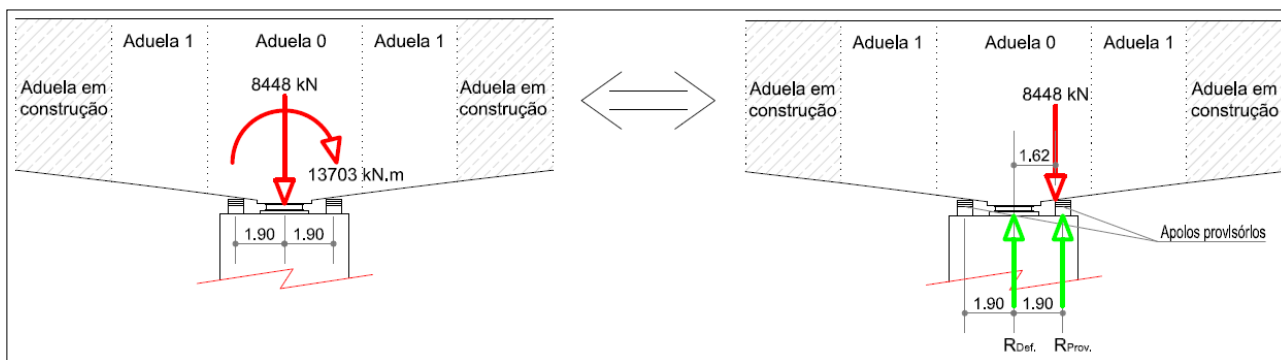


FIGURA 41 - LOCALIZAÇÃO DA RESULTANTE DO DESEQUILÍBRIO EM SITUAÇÃO DE ACIDENTE NA FASE 1

b) Execução das restantes aduelas - FASE 2

Esta fase refere-se à execução dos pares de aduelas, simetricamente em relação ao pilar de apoio, até ao fecho do tabuleiro. Os cálculos apresentados referem-se à situação de acidente representada na Figura 37. O equilíbrio, nesta fase, estava assegurado pelos oito macacos disponíveis, colocados em pares sobre cada um dos quatro pilares provisórios. Os macacos hidráulicos estarão trancados, sem pressão hidráulica instalada durante a execução de uma aduela (avanço do cimbre, betonagem e pré-esforço). Após conclusão de cada par, os macacos foram regulados de forma a transferir a carga para os aparelhos de apoio definitivos.

Cálculo da carga máxima com pressão hidráulica:

Ocorre nas operações de transferência de carga dos macacos para os aparelhos de apoio definitivos.

$$N = 44\,190 + 1\,400 + 6\,700 = 52\,290 \text{ kN}$$

$$M = 34\,387 \text{ kN.m} \text{ (Correspondente ao desequilíbrio das C.P. +/- 3%. Não há perigo de queda do cimbre)}$$

$$\text{Excentricidade} = \frac{34\,387 \text{ kN.m}}{52\,290 \text{ kN}} = 0,658 \text{ m}$$

$$R_{Prov.} = \frac{N \times Exc.}{d} = \frac{52\,290 \times 0,658}{3,50} = 9\,831 \text{ kN}$$

$$R_{por \text{ macaco}} = \frac{9\,831 \text{ kN}}{4 \text{ macacos}} \cong 2\,500 \text{ kN} \text{ (Totaliza 5\,000 kN em cada pilar)}$$

Os macacos hidráulicos sobre cada pilar provisório terão de resistir a uma carga máxima de 5000 kN com pressão hidráulica instalada, visto que cada par de macacos tem uma capacidade de cerca de 8000 kN, pelo que se verifica a segurança da estrutura.

Cálculo da carga máxima para carga mecânica

Ocorre nas operações execução das aduelas em que os macacos estão trancados (Reposicionamento do cimbre e cofragem, montagem de armadura, tensionamento dos cabos de pré-esforço).

$$N = 44\,190 + 1\,400 + 6\,700 = 52\,290 \text{ kN}$$

$$M = 34\,387 + 77\,840 = 112\,227 \text{ kN.m} \text{ (Correspondente ao desequilíbrio das C.P. e da queda do cimbre da consola mais pesada)}$$

$$\text{Excentricidade} = \frac{112\,227 \text{ kN.m}}{52\,290 \text{ kN}} = 2,146 \text{ m}$$

$$R_{Prov.} = \frac{N \times Exc.}{d} = \frac{52\,290 \times 2,146}{3,50} \cong 32\,065 \text{ kN}$$



---

$$R_{por\ macaco} = \frac{32\ 065\ kN}{4\ macacos} \cong 8000\ kN \text{ (Totaliza 16\ 033\ kN em cada pilar)}$$

Os macacos hidráulicos sobre cada pilar provisório terão de resistir a uma carga máxima de 16033 kN com a mobilização da resistência mecânica dos macacos, visto que cada par de macacos tem uma capacidade conjunta de cerca de 20000 kN, a segurança está verificada.

Os pilares provisórios terão de ser dimensionados para esta carga, tal como se apresenta no ponto seguinte.

### c) Execução dos pilares provisórios – FASE 0

Numa primeira fase os pilares provisórios foram executados até à altura de 6,4 metros e foi montado o sistema de travamento dos pilares, constituído por uma ligação rígida ao pilar definitivo por intermédio de perfis metálicos. Os restantes 2,97m foram betonados após o avanço do par de carros para a aduela 1 permitindo a passagem do carro de avanço para se dar início da aduela 2.

Facilmente se depreende, pelo atrás exposto, que cada um dos pilares será dimensionado para a carga vertical máxima proveniente das ações de acidente, ou seja, os 16033 kN e eventualmente para cargas adicionais devido a uma possível excentricidade construtiva e para as ações horizontais atuantes.

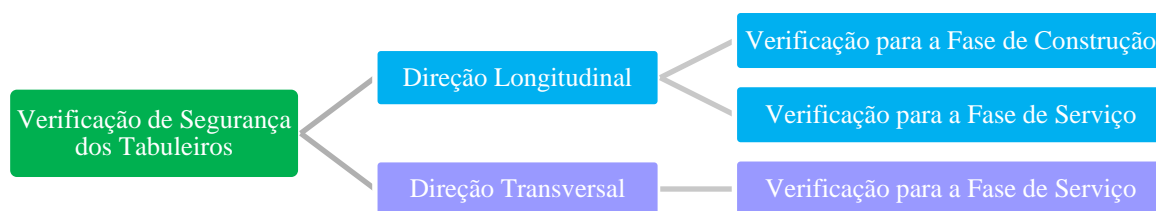
## III.2. Verificação da Segurança dos Tabuleiros

Na análise desta obra considerou-se que o tabuleiro pode ser comparado a uma viga única na direção longitudinal, tornando-se possível separar a análise longitudinal da análise transversal. Teremos, assim, um modelo de elementos finitos de barra na direção longitudinal que nos dá os momentos fletores, os esforços transversos e os momentos torsores, e um modelo de elementos finitos para análise transversal que nos dá os momentos fletores transversais. Sendo que podemos assumir que os tabuleiros têm o comportamento de peças lineares, assentando nas seguintes hipóteses fundamentais:

- As dimensões da secção transversal são muito pequenas quando comparadas com o comprimento da peça;
- A secção é indeformável transversalmente;
- Os materiais cumprem a lei de Hooke, isto é, tem comportamento elástico linear (hipótese da linearidade física);
- É admitida a hipótese dos pequenos deslocamentos (hipótese da linearidade geométrica);
- É admitida a hipótese de Bernoulli: “As secções, após deformação, mantêm-se planas e perpendiculares ao eixo da peça”;

É de referir que as hipóteses da linearidade física e geométrica tornam válido o princípio da sobreposição, o que é de muita ajuda.

A verificação da segurança do tabuleiro será dividida em duas partes distintas, sendo que serão feitas duas análises na direção longitudinal e uma análise da direção transversal.



Como já tinha sido referido na introdução ao presente trabalho, para a determinação dos esforços e tensões da obra nas várias fases, foram utilizados programas de cálculo analítico já largamente testados com aplicações em vários projetos de obras do mesmo tipo, nomeadamente o SAP2000 e o RM2004.

A quantificação das ações, sua combinação e demais critérios para o dimensionamento e verificação da segurança dos elementos que constituem esta obra respeitam o disposto nos Eurocódigos (EC0, EC1 e EC2).

### III.2.1. Verificação da Segurança na Direção Longitudinal para a Fase de Construção

#### III.2.1.1. Considerações Gerais

O modelo estrutural montado para analisar o comportamento do tabuleiro do módulo Norte na direção longitudinal foi efetuado no programa RM2004, simulando os vários tramos com comprimentos correspondentes aos vãos teóricos na diretriz. O programa utilizado permitiu simular as várias fases construtivas da obra, para as quais foram definidos todos os carregamentos, de acordo com a sequência de construção e o intervalo de tempo que decorre entre dois carregamentos consecutivos. Nos anexos, do II-1 ao II-13, apresenta-se uma descrição detalhada das várias fases que deram origem aos carregamentos considerados no cálculo dos tabuleiros.

A verificação da segurança é garantida comparando a envolvente de tensões obtida com as tensões admissíveis no betão, já que se pretende não ter trações que o fissurem, nem compressões que excedam os valores máximos permitidos pela legislação europeia.

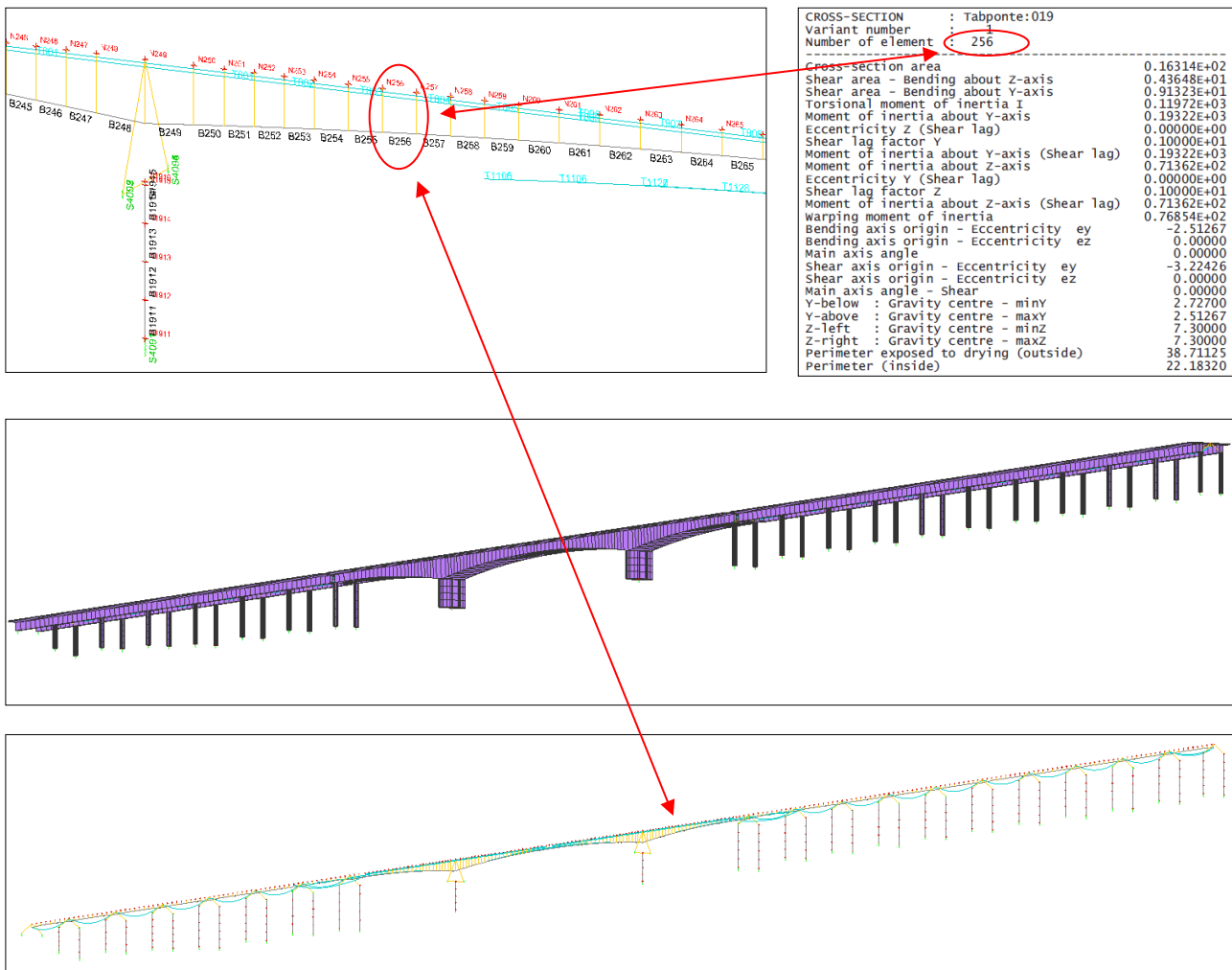
A segurança aos esforços transversos, momentos fletores e torsões apenas será feita para as condições de serviço dos tabuleiros, visto que na fase de construção eles não são determinantes.

O modelo estrutural tem vinte tramos e 21 alinhamentos de apoio simulando integralmente o módulo norte. Os pilares P01 a P05, P08, e P16 a P20 permitem deslocamentos do tabuleiro na direção longitudinal. Os aparelhos de apoio dos restantes pilares também são fixos longitudinalmente.

Apresenta-se nos anexos I-1 e I-2, um esquema geral da estrutura onde é apresentada a numeração das barras, dos nós e das molas da estrutura, considerados no RM.

Na Tabela 5, a título de exemplo, encontra-se uma saída tipo do RM2004 com as propriedades geométricas da barra 256. As características são calculadas automaticamente pelo programa com base na parametrização a três dimensões dos vários elementos da obra.

**TABELA 5 - PROPRIEDADES  
GEOMÉTRICAS DE UMA SECÇÃO TIPO DA  
PONTE**



**FIGURA 42 - MODELO ESTRUTURAL GLOBAL CRIADO EM RM2004**

### III.2.1.2. Ações

Seguidamente, far-se-á uma breve caracterização das ações consideradas na modelação estrutural da obra.

#### III.2.1.2.1. Peso Próprio

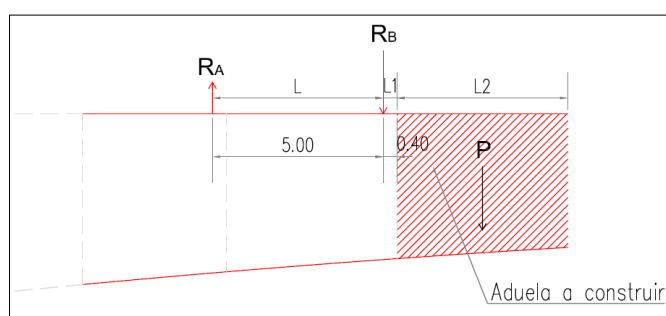
Com o conhecimento do comprimento de cada troço e, ainda, do peso específico do betão, foram criados automaticamente os carregamentos para todas as fases, correspondentes às betonagens e às entradas em carga dos pilares e tabuleiros.

#### III.2.1.2.2. Cargas devidas aos cimbrs

Nas zonas construídas por avanços sucessivos, considerou-se que o peso do cimbre é de 700 kN e que as suas reações na posição de betonagem estão distanciadas de 5,00 metros, estando uma delas colocada a 0,40 metros da extremidade da última aduela executada. Estes pesos foram introduzidos no cálculo para que possamos ter as envolventes de esforços durante as fases construtivas. Nas zonas construídas tramo a tramo, o cavalete não introduz esforços na estrutura. Na tabela seguinte, são apresentadas as reações do carro de avanço colocadas na extremidade da aduela anterior à aduela em construção.

**TABELA 6 - REAÇÕES DO CARRO DE AVANÇO, INCLUINDO COFRAGEM E BETÃO**

Reacção na Aduela	$L_{\text{tramo}}$ (m)	L1 (m)	L2 (m)	p (kN)	$R_A/p$	$R_B/p$	$R_A$	$R_B$
0	5.00	0.40	3.70	1824	-0.45	1.45	-821	2645
1	5.00	0.40	3.70	1732	-0.45	1.45	-779	2511
2	5.00	0.40	4.20	1861	-0.50	1.50	-931	2792
3	5.00	0.40	4.20	1759	-0.50	1.50	-880	2639
4	5.00	0.40	4.20	1665	-0.50	1.50	-833	2498
5	5.00	0.40	5.00	1874	-0.58	1.58	-1087	2961
6	5.00	0.40	5.00	1772	-0.58	1.58	-1028	2800
7	5.00	0.40	5.00	1686	-0.58	1.58	-978	2664
8	5.00	0.40	5.00	1616	-0.58	1.58	-937	2553
9	5.00	0.40	5.00	1564	-0.58	1.58	-907	2471
10	5.00	0.40	5.00	1530	-0.58	1.58	-887	2417
11	5.00	0.40	5.00	1512	-0.58	1.58	-877	2389



**FIGURA 43 - REAÇÕES DO CARRO DE AVANÇO, INCLUINDO COFRAGEM E BETÃO**

### III.2.1.2.3. Pré-esforço

Os traçados dos cabos de pré-esforço definidos para o cálculo, foram feitos de acordo com as peças desenhadas, tendo-se em seguida determinado automaticamente as forças nos mesmos. Com base nestes elementos foram efetuados os carregamentos para o programa de cálculo das fases construtivas.

O pré-esforço foi definido em função do tipo de estrutura, ações, faseamento construtivo, e de modo a tirar o melhor partido possível dos cabos que são correntes no mercado. Consoante o processo construtivo, existem as seguintes famílias de cabos:

- Cabos parabólicos – Tramo a tramo (Viaduto)

São cabos com andamento parabólico que se aproximam da face superior do tabuleiro nas zonas sobre os apoios e que se aproxima da face inferior do tabuleiro nas secções do vão. Em geral, e nesta obra, abrangem o comprimento de um tramo, do quinto de vão de um tramo ao quinto de vão do tramo seguinte, e são colocados com a construção dos sucessivos tramos, após a betonagem.

- Cabos superiores – Avanços sucessivos (Ponte)

São os cabos dispostos na face superior do tabuleiro, e colocados à medida que vão sendo executadas as sucessivas aduelas.

- Cabos de solidarização – Avanços sucessivos (Ponte)

A função destes cabos é a de estabelecer a continuidade do tabuleiro e resistir aos esforços introduzidos pelas ações variáveis, restante carga permanente e fenômenos diferidos dos materiais.

Os cabos de pré-esforço de solidarização foram tensionados em duas fases, no caso dos tramos extremos (P7-P8 e P9-P10) e em três fases, no caso do tramo central (P8-P9), de acordo com a seguinte sequência:

**Tramos Extremos P7 – P8 e P9 – P10 (Figura 24):**

**1ª Fase:** Depois de betonada a aduela de fecho do tramo, e logo após os 15 MPa de resistência foram tensionados os pares de cabos I08', I09' e C7 desse tramo, pré-esforçados com 50% da tensão de esticamento. Este pré-esforço teve como objetivo confinar a zona recentemente betonada.

**2ª Fase:** Quando o betão atingiu uma resistência mínima de 35 MPa, foram tensionados os restantes cabos, pré-esforçados com a totalidade da tensão de esticamento prevista no projeto de pré-esforço e foram retensionados os três pares de cabos tensionados na 1ª fase, perfazendo a totalidade da tensão de esticamento prevista no projeto de pré-esforço.

**Tramo Central P8 – P9 (Figura 25):**

**1ª Fase:** Depois de betonada a aduela de fecho do tramo, e logo após os 15 MPa de resistência foram tensionados os dois pares de cabos mais curtos desse tramo, pré-esforçados com 50% da tensão de esticamento. Este pré-esforço teve como objetivo confinar a zona recentemente betonada.

**2ª Fase:** Quando o betão atingiu uma resistência mínima de 35 MPa, foram tensionados os restantes cabos, pré-esforçados também com 50% da tensão de esticamento e foram retensionados os dois pares de cabos tensionados na 1ª fase, perfazendo a totalidade da tensão de esticamento prevista no projeto de pré-esforço para estes dois pares de cabos mais curtos.

**3ª Fase:** Após a aplicação da restante carga permanente, foram tensionados os restantes cabos do tramo central, isto é, foram retensionados os cabos pré-esforçados a 50% na 2ª fase, pré-esforçando-os na totalidade da tensão de esticamento prevista no projeto de pré-esforço.

Na figura seguinte apresentam-se os dados provenientes das tabelas de cálculo do RM2004, referentes às tensões e forças instaladas no cabo nº 101 antes e após a contabilização das perdas diferidas. Os valores antes da ocorrência das perdas diferidas, já incluem as perdas instantâneas.

ELEM	ZP	TND	LC500 Sig-tot	LC1000 Sig-tot	LC500 Ptot	LC1000 Ptot
Barra	Cabo		[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]
101	1	101	1055744.56	974848.92	19003.40	17547.28
102	2	101	1080519.86	984229.92	19449.36	17716.14
103	1	101	1108101.82	979978.93	19449.31	17621.62
103	2	101	1108101.82	963422.78	19945.83	17341.61
103	1	101	1108100.65	961754.24	19945.81	17311.58
104	2	101	1136062.18	978770.75	20449.12	17617.87
104	1	101	1136062.18	978770.75	20449.12	17617.87
104	2	101	1161499.96	1009724.22	20907.00	18175.04
105	1	101	1161499.96	1009724.22	20907.00	18175.04
106	2	101	1184126.03	1049544.84	21314.27	18891.81
106	1	101	1184126.03	1049544.84	21314.27	18891.81
107	2	101	1203358.06	1088775.27	21660.45	19597.95
107	1	101	1203428.03	1090815.89	21661.70	19634.69
108	2	101	1216952.98	1120255.02	21905.15	20164.59
108	1	101	1216948.88	1125780.05	21905.08	20264.04
109	2	101	1254917.96	1162235.08	22588.52	20920.23
109	1	101	1254910.36	1162222.29	22588.39	20920.00
110	2	101	1184183.71	1092903.81	21315.31	19672.27
110	1	101	1184180.78	1087279.24	21315.25	19571.03
	2	101	1170601.57	1058044.05	21070.83	19044.79

**LEGENDA**

  - LC1000 - Pré-esforço após as perdas diferidas  
  - LC500 - Pré-esforço antes das perdas diferidas

FIGURA 44 - SAÍDA DO RM2004 COM AS TENSÕES E FORÇAS NO CABO 101

**III.2.1.2.4. Restante carga permanente**

Viga de bordadura:  $2 \times 0,1095 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5,50 \text{ kN/m}$



Passeio:	$2 \times 0,2085 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	10,50 kN/m
Lancis:	$2 \times 0,0862 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	4,30 kN/m
Guarda-corpos:	$2 \times 1,00 \text{ kN/m}$	=	2,00 kN/m
Perfis metálicos de segurança:	$2 \times 0,50 \text{ kN/m}$	=	1,00 kN/m
Tapete betuminoso:	$0,08\text{m} \times 11\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	22,00 kN/m
Enchimento nas zonas retas:	$0,9409 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	23,50 kN/m
<b>Total</b>			<b>= 70,00 kN/m</b>

### III.2.1.2.5. Fluência, Retração e Relaxação

Os dados fornecidos ao programa para avaliar os efeitos de fluência e retração na estrutura foram os seguintes:

- Humidade relativa: 70%;
- Módulo de elasticidade para o aço passivo: 200 GPa;
- Betão C35/45 no tabuleiro da ponte;
- Betão C30/37 no tabuleiro dos viadutos;
- Betão C30/37 nos pilares;
- Datas de entrada em carga: Pilares: 28 dias;

Tabuleiro: 3 dias.

Os restantes elementos necessários para calcular os fenómenos diferidos do betão e relaxação dos aços de pré-esforço constam na definição da estrutura, das secções e do pré-esforço.

As funções usadas para definir as curvas da fluência e retração, foram as propostas no CEB-FIP78

### III.2.1.3. Esforços e Verificação da Segurança

O programa permite que sejam apuradas as perdas instantâneas e deferidas, o pré-esforço útil em cada cabo, os esforços (momentos fletores, momentos torsores, esforços transversos, esforços axiais), tensões e as deformações (deslocamentos, rotações e flechas), para todas as secções dos tabuleiros e pilares, durante as fases construtivas e a longo prazo.

#### III.2.1.3.1. Esforços durante as fases construtivas

Foram determinados em computador os diagramas de esforços e tensões para cada uma das fases de construção consideradas.

Foram determinados em computador os diagramas de esforços, do nº I-2 ao I-55, um para cada uma das fases consideradas e a envolvente de tensões para as mesmas fases, no entanto, por economia de espaço apresentam-se apenas os desenhos nº I-31, I-33, I-36, I-48, I-50, I-52, I-53, I-54 e I-55.

Nas folhas de cálculo nº III-1 à III-10 são apresentados estes resultados para a fase correspondente ao fim da fase construtiva, imediatamente após a colocação da restante carga permanente, e para a fase correspondente aos 8000 dias (tempo =  $\infty$ ).

Nas folhas de cálculo nº III-11 à III-14 apresenta-se a envolvente de tensões de todas as fases construtivas até aos 8000 dias, representando-se a mesma graficamente no desenho nº I-56.

São apresentados apenas os resultados para os vãos do viaduto desde o pilar P3 ao pilar P5 e para a totalidade da ponte, ou seja, entre o pilar P7 e o pilar P10.

### III.2.1.3.2. Verificação da Segurança

A verificação da segurança durante a fase construtiva foi feita por análise dos níveis de tensões máximas e mínimas que ocorrem durante a execução do tabuleiro, verificando-se se estão dentro dos limites impostos no Eurocódigo.

#### III.2.1.3.2.1. Verificação da tensão máxima de tração no betão

Conforme se pode observar no desenho I-56, em anexo, onde se representa o diagrama envolvente de tensões de todas as fases construtivas para os tabuleiros, todas as secções nas fibras onde passam cabos de pré-esforço se encontram comprimidas, donde se conclui que se encontra verificada a segurança.

#### III.2.1.3.2.2. Verificação da tensão máxima de compressão no betão

De acordo com o preconizado em 5.10.2.2 – “Limitação da Tensão no Betão” do Eurocódigo - Parte 1, os valores máximos das tensões de compressão permitidas são iguais a  $0.60 \times f_{ck}(t)$ , sendo que:

#### EQUAÇÃO 1 - EC2 -PARTE 1- (3.1.2 RESISTÊNCIA DO BETÃO)

$$\begin{aligned} f_{ck}(t) &= f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} && \text{para } 3 \text{ d} < t < 28 \text{ d} \\ f_{ck}(t) &= f_{ck} && \text{para } t \geq 28 \text{ d} \end{aligned}$$

#### EQUAÇÃO 2 - TENSÃO DE ROTURA DO BETÃO EM VÁRIAS IDADES

$$\begin{aligned} f_{cm}(t) &= \beta_{cc}(t) f_{cm} \\ \beta_{cc}(t) &= \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \end{aligned}$$

em que:

$f_{cm}(t)$  tensão média de rotura do betão à compressão à idade de  $t$  dias;

$f_{cm}$  tensão média de rotura aos 28 d de idade, de acordo com o Quadro 3.1;

$\beta_{cc}(t)$  coeficiente que depende da idade do betão  $t$ ;

$t$  idade do betão, em dias;

$s$  coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R)

$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43

Logo:

**TABELA 7 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO AOS 5, 7 E 28 DIAS**

<b>t (dias)</b>	<b>Betão</b>	<b><math>\sigma_c</math> (MPa)</b>
5	C30/37	12.55
7		13.87
28		30.00*
5	C35/45	14.83
7		16.32
28		35.00*

\* se  $t \geq 28$ ,  $\sigma_c = f_{ck}$

$$\sigma_c = 0.6 \times \left( e^{s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right]} \times f_{cm} - 8 \right)$$

Como se pode constatar no desenho de cálculo I-56, referente à envolvente de tensões de todas as fases de construção até aos 8000 dias, a tensão máxima de compressão é de 15,09 MPa e ocorre na barra 219, como se pode verificar na folha de cálculo III-13. Esta tensão surge na fase de construção nº 52, aquando da execução do pré-esforço de solidarização, ou seja, a capacidade de resistência do betão à compressão nesta fase já era superior à tensão registada devido à maturidade do betão, como se pode constatar na Tabela 7. Nos diagramas de tensões de cada fase de construção evidencia-se que as tensões instaladas nas secções são cerca de metade da resistência do betão aos 5 dias de maturidade, ver Tabela 7. Desta forma, encontra-se verificada a tensão máxima de compressão no betão.

## III.2.2. Verificação da Segurança na Direção Longitudinal para a Fase de Serviço

### III.2.2.1. Considerações Gerais

A verificação da segurança do tabuleiro para as combinações de ações far-se-á para as seguintes situações limites de funcionamento da obra:



A verificação será feita para os estados limites de utilização e últimos de rotura.

### III.2.2.2. Ações

Na fase de serviço, além das ações consideradas anteriormente, têm-se ainda as seguintes:

#### III.2.2.2.1. Ações Permanentes

As ações do peso próprio, restante carga permanente, pré-esforço e os efeitos devidos à fluência e retração, já foram referidas anteriormente, no capítulo da verificação da segurança do tabuleiro na fase construtiva.

#### III.2.2.2.2. Ações Variáveis

##### III.2.2.2.2.1. Variações uniformes de temperatura

Considerou-se para o tabuleiro e pilares duas variações uniformes de temperatura nas secções de +20 °C e -20 °C.

##### III.2.2.2.2.2. Variações diferenciais de temperatura

Admitiram-se no cálculo dois gradientes térmicos nos tabuleiros:

- Um, correspondente a um diferencial de +10 °C entre as fibras extremas dos tabuleiros;
- Outro, correspondente a um diferencial de -5 °C entre as fibras extremas dos tabuleiros.

As ações variáveis aplicadas ao modelo foram as seguintes:

- UDL – Carga uniformemente distribuída (*Uniform Distributed Load*)
- TS – Par de cargas concentradas (*Tandem System*)
- CL – Carga de simulação de multidão (*Crowd Loading*)
- $q_{fk}$  – Carga uniformemente distribuída em passeios
- Frenagem

As ações atrás descritas, seguindo as recomendações do Eurocódigo (Tabela 4.4a – Eurocódigo 1 – Parte 2), foram aplicadas segundo os seguintes grupos:

- $gr1a = UDL + TS + q_{fk}$
- $gr2 = UDL + TS + Frenagem$
- $gr4 = CL + q_{fk}$

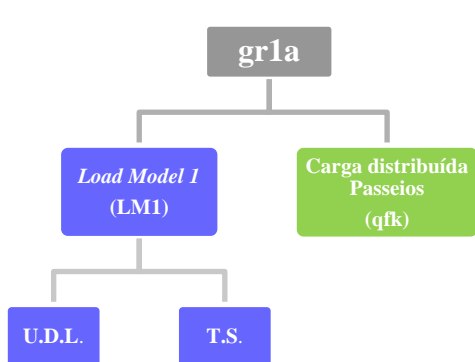


FIGURA 45 - ESQUEMA DE CARGA DO GRUPO GR1A

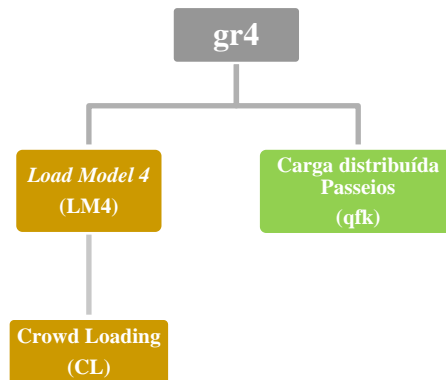


FIGURA 46 - ESQUEMA DE CARGA DO GRUPO GR4

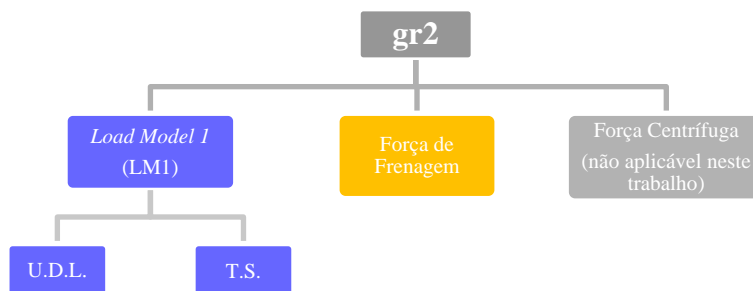


FIGURA 47 - ESQUEMA DE CARGA DO GRUPO GR2

O Eurocódigo define que as cargas UDL e TS sejam distribuídas por vias (*Lanes*), na Tabela 4.1, Eurocódigo 1 – Parte 2. Estas vias são definidas tendo em conta a largura da plataforma viária, o que no caso específico desta obra, foi dividida em 3 vias de 3 metros de largura, sobrando uma faixa de 2 metros de largura (*Remaining Area*).

Assim:

**EQUAÇÃO 3 - DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS (*LANES*)**

$$\text{Se: } w (= 11 \text{ metros}) \geq 6m \rightarrow n_1 = n^\circ \text{ inteiro } \left(\frac{w}{3}\right) \rightarrow n_1 = 3$$

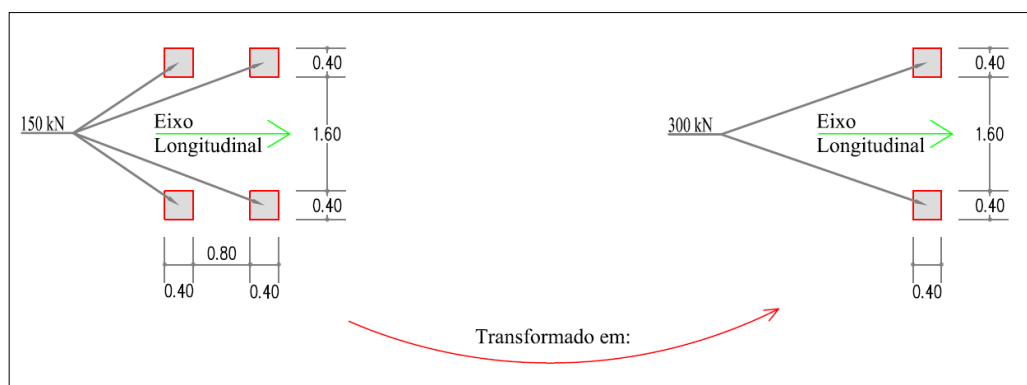
Em que:

$n_1 \rightarrow$  número de vias (*lanes*)

$w \rightarrow$  largura da faixa de rodagem (*carriageway*) = 11 metros

O que significa que para o presente caso, temos 3 vias (*Lanes*) com 3 metros de largura cada e com uma faixa restante com 2 metros de largura (*Remaining área*). Ver a Figura 49 - Esquema de distribuição do grupo Gr1a para Análise Longitudinal.

A sobrecarga TS (ver 4.3.2 *Load Model 1*, do Eurocódigo 1, Parte 2), constituída por 4 cargas distribuídas por 2 eixos, no caso de vãos superiores a 10 metros poderão ser simplificadas para 2 cargas distribuídas por 1 eixo em que a carga passa a assumir o dobro do valor anterior. A figura seguinte exemplifica esta simplificação para o caso das sobrecargas aplicadas à via 1 (*Lane 1*). Os valores na Via 2 e Via 3 (*Lane 2 e Lane 3*) assumem os valores de 200kN e 100kN, respetivamente, por carga concentrada.



**FIGURA 48 - SIMPLIFICAÇÃO PARA VÃOS SUPERIORES A 10 METROS APLICADA À *LANE 1***

A figura seguinte exemplifica a distribuição das sobrecargas regulamentares pelo tabuleiro da viga caixão agrupadas segundo o grupo designado por gr1a. Na figura seguinte apresenta-se, igualmente, as sobrecargas uniformemente distribuídas nas respetivas vias (*Lanes*) e passeios, incluindo a quantificação das mesmas, segundo o preconizado no EC1.

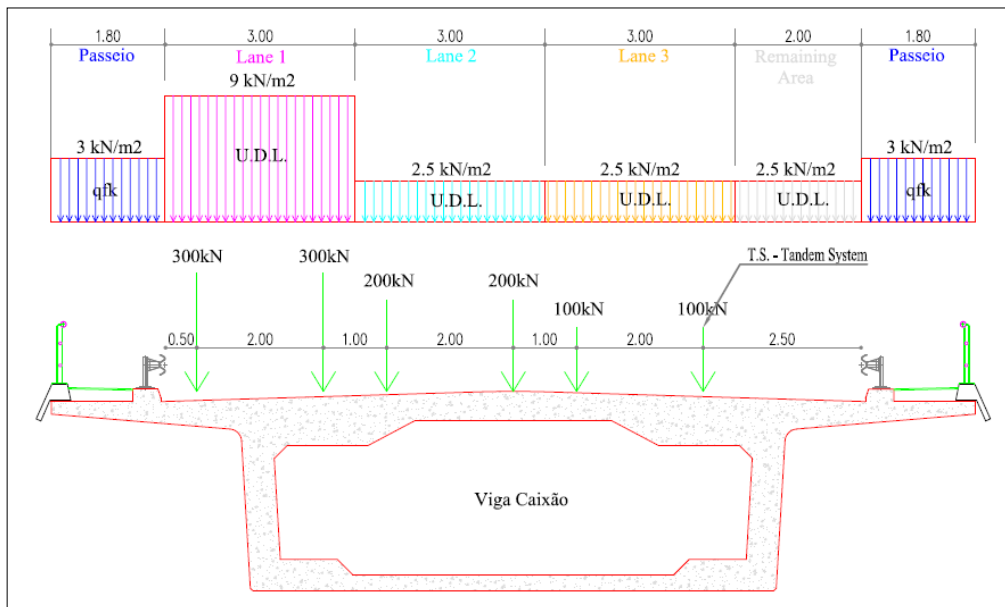


FIGURA 49 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE LONGITUDINAL

O grupo designado por gr2 difere do anterior, pela ausência da carga uniformemente distribuída nos passeios e acrescenta a sobreposição do efeito da frenagem.

Os valores da força de frenagem (Eurocódigo 1 – Parte 2, Alínea 4.4.1 – *Braking and acceleration forces*) a aplicar ao tabuleiro são definidos em função do comprimento carregado e da largura da Via 1 (*Lane 1*).

Atendendo que:

**EQUAÇÃO 4- DEFINIÇÃO DAS SOBRECARGAS HORIZONTAIS - FRENAGEM**

$$Q_{lk} = 0.60 \times \alpha_{Q1} \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_1 \times L$$

$$180 \text{ (kN)} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ (kN)}$$

No nosso caso temos:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN} \rightarrow \text{Carga Concentrada TS na Via 1 (Lane 1)}$$

$$q_{1k} = 9.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Carga Distribuída UDL na Via 1 (Lane 1)}$$

$$w_1 = 3 \text{ metros} \rightarrow \text{Largura da Via 1}$$

$L$  = Comprimento carregado. Definido automaticamente pelo programa de cálculo.

$\alpha_{Q1}$  e  $\alpha_{q1} = 1 \rightarrow$  Intensidade de trânsito da Classe 1 = Trânsito Pesado Internacional

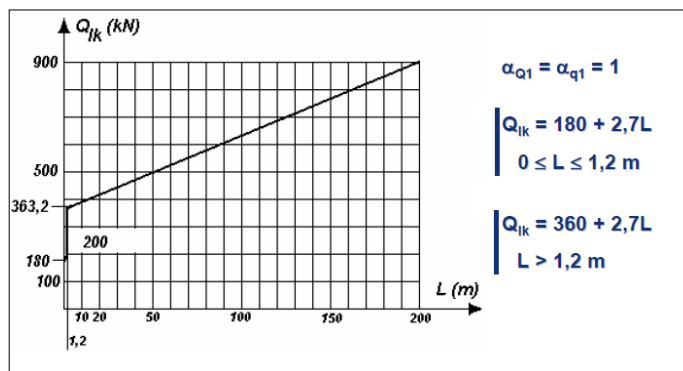


FIGURA 50- GRÁFICO DA VARIAÇÃO DA FORÇA DE FRENAGEM E SEUS LIMITES INFERIORES E SUPERIORES

As sobrecargas foram dispostas no tabuleiro por forma a produzirem os efeitos mais desfavoráveis nos elementos em estudo. No caso do programa de cálculo em causa, durante o cálculo das linhas de influência, esta distribuição é executada de forma automática ao longo dos tramos da estrutura para o cálculo dos esforços (momentos fletores, esforços transversos e esforços normais) nos apoios ou nos vãos.

#### III.2.2.2.4. Ações que introduzem esforços de torção nos tabuleiros

Para analisar os tabuleiros à torção recorreu-se também ao programa RM2004.

Visto que, na zona do tabuleiro em caixão (onde podem existir esforços significativos de torção), a obra se desenvolve, em planta, num alinhamento reto foi considerada, para a análise do tabuleiro à torção, apenas a ação das sobrecargas regulamentares atuando sobre metade da faixa de rodagem.

### III.2.2.3. Esforços Característicos

#### III.2.2.3.1. Esforços e tensões finais resultantes do processo construtivo utilizado

##### III.2.2.3.1.1. Entrada em serviço da obra. Ações permanentes

Admitindo que a ponte entra em serviço imediatamente após a colocação da restante carga permanente, obtiveram-se os esforços, deslocamentos e tensões nas diversas secções. Apresentam-se nas folhas de cálculo, em anexo, III-1 a III-5 os esforços e tensões para esta fase, apenas para os tramos representativos. No desenho I-54 apresentam-se os diagramas de tensões, momentos fletores e esforço transversal da fase final de construção. Não se apresentam no presente trabalho as folhas de cálculo referente aos deslocamentos, por questões de economia de espaço, no entanto, na figura seguinte apresenta-se um gráfico representativo dos deslocamentos devido à carga permanente e restante carga permanente (100), à ação de pré-esforço (500), aos efeitos diferidos (600) e no tempo infinito com o acumulado de todas as ações (1000).

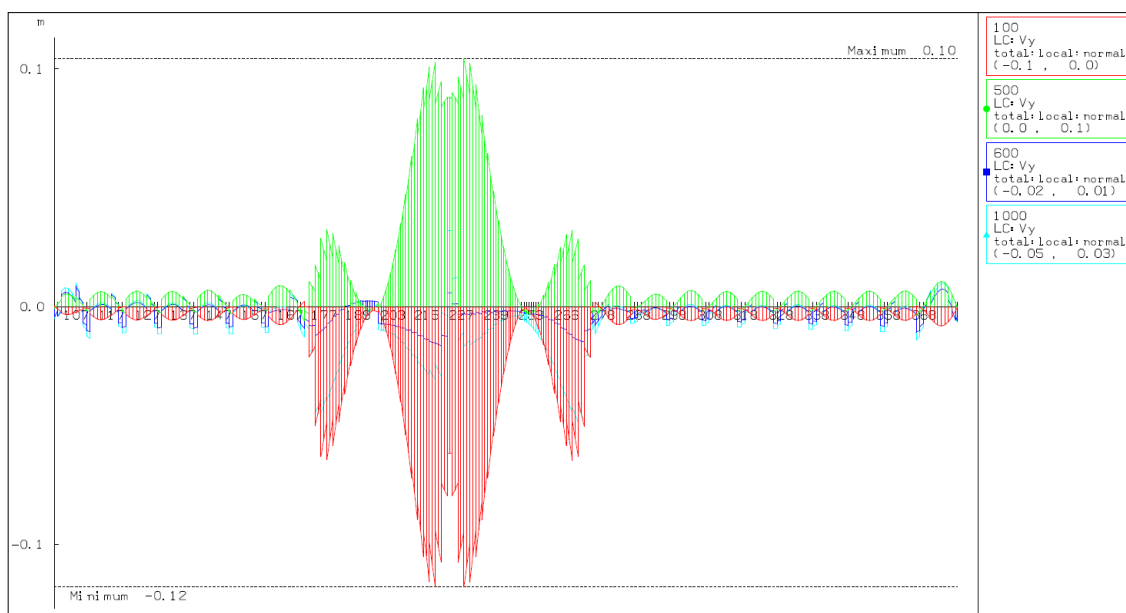
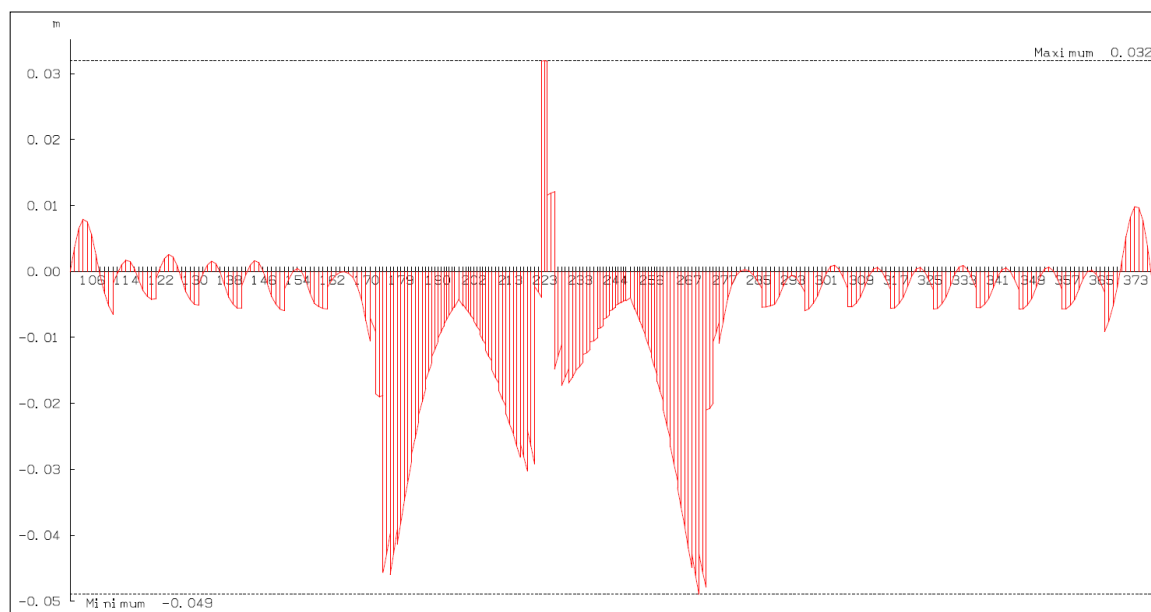


FIGURA 51 - GRÁFICO DE REPRESENTATIVO DE DESLOCAMENTOS DOS TABULEIROS CONSIDERANDO VÁRIAS CASOS DE CARGA (METROS)

Nas folhas de cálculo III-6 a III-10 esforços e tensões para o horizonte de 8000 dias (22 anos), que se escolheu como representativo da situação já estabilizada da obra, depois de processadas todas as perdas de pré-esforço e considerados os efeitos devidos aos fenómenos de fluência e de retração.

No desenho I-55 estão representados os valores dos momentos fletores, tensões e esforços transversos aos 8000 dias.

A Figura 51 representa para o caso de carga 1000, os deslocamentos para a fase estabilizada de 8000 dias.



**FIGURA 52 - GRÁFICO DE REPRESENTATIVO DE DESLOCAMENTOS DOS TABULEIROS PARA OS 8000 DIAS (METROS)**

### III.2.2.3.2. Esforços devidos às variações uniformes de temperatura

Os valores máximos dos esforços e tensões característicos devidos à variação uniforme de temperatura de  $+20^{\circ}\text{C}$  estão apresentados graficamente no desenho nº I-57.

### III.2.2.3.3. Esforços devidos às variações diferenciais de temperatura

Os valores máximos dos esforços e tensões característicos devidos às variações diferenciais de temperatura estão apresentados graficamente no desenho nº I-58 e I-59.

### III.2.2.3.4. Esforços devidos às sobrecargas regulamentares

O programa carrega automaticamente as linhas de influência com as ações regulamentares descritas anteriormente, e pesquisa os diagramas envolventes de esforços devidos a estas ações. Apresenta-se nos desenhos I-60, I-61 e I-62 os diagramas de tensões, momentos e esforços transversos devidos às sobrecargas regulamentares, e que representam os seguintes grupos de carga, (TS+UDL+Qfk), (TS+UDL+Fren) e (*Crowd Loading*) respetivamente.

### III.2.2.3.5. Momentos torsores obtidos no modelo tridimensional

Nas folhas de cálculo III-22 e III-33 apresentam-se os valores dos momentos torsores devido à ação das sobrecargas, carregando apenas meia faixa de rodagem (entre o passeio e o eixo teórico da secção transversal do caixão).

### III.2.2.3.6. Deslocamentos dos tabuleiros

Apresentam-se no quadro seguinte os deslocamentos longitudinais dos tabuleiros no eixo teórico da diretriz, para as várias ações consideradas.

**TABELA 8 -DESLOCAMENTOS LONGITUDINAIS DO TABULEIRO - MÓDULO NORTE**

<b>Pilar</b>	<b>CP + RCP + PE + EF.DIFERIDOS [cm]</b>	<b>VUT + VDT [cm]</b>
E1	15.74	9.30
P01	14.87	8.80
P02	14.16	8.10
P03	13.31	7.40
P04	12.51	6.60
P05	11.73	5.90
P06	10.89	5.20
P07	9.29	4.60
P08	5.84	3.00
P09	0.43	0.30
P10	2.41	1.20
P11	3.55	1.90
P12	4.53	2.60
P13	5.46	3.30
P14	6.48	3.90
P15	7.73	4.70
P16	8.49	5.40
P17	9.28	6.10
P18	10.11	6.80
P19	10.55	7.50
P20N	11.68	8.20



### III.2.2.4. Verificação da segurança

#### III.2.2.4.1. Verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização

##### III.2.2.4.1.1. Estado limite de descompressão

O estado limite de descompressão será verificado segundo a expressão que o Eurocódigo 0 (EN1990:2002/A1 - 2005) define para a combinação Quase-permanente e que tem a seguinte configuração genérica:

**TABELA 9 - VALORES DE CÁLCULO DE AÇÕES PARA A COMBINAÇÃO QUASE-PERMANENTE (TABELA A2.6 – EC0 – EN1990:2002/A1)**

Combinação	Ações Permanentes $G_d$		Pré-esforço	Ações Variáveis $Q_d$
	Desfavorável	Favorável		
Quase-permanente	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{2,j}Q_{k,j}$
$\sum_{i \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,j}Q_{k,j}$				

Assim, e após aplicação das regras de combinação especificadas no EC0, o estado limite de descompressão será verificado para a seguinte combinação de ações:

##### EQUAÇÃO 5- EXPRESSÃO PARA A VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO

$$G + P + 0.5 \times T_k$$

G – Valores característicos das Cargas Permanentes (PP + RCP)

P – Esforços hiperstáticos devidos ao pré-esforço

$T_k$  – Ações de temperatura (VDT ou VUT)

Considera-se satisfeito o estado limite de descompressão se não existirem, nas secções do elemento, trações ao nível da fibra extrema por onde passam os cabos de pré-esforço.

As tensões são fornecidas diretamente do programa e calculadas através da expressão da flexão composta com as características geométricas das secções brutas de betão.

No desenho de cálculo I-64 representam-se graficamente os diagramas envolventes das tensões para as situações correspondentes ao instante em que a obra entra em serviço e aos 8000 dias.

Como se pode verificar pelos resultados apresentados, todas as secções por onde passam cabos de pré-esforço estão comprimidas pelo que se consideram verificada a segurança, revelando que os cabos de pré-esforço adotados são suficientes.

### III.2.2.4.1.2. Estado limite de largura de fendas

O estado limite de abertura de fendas foi verificado segundo a expressão que o Eurocódigo 0 (EN1990:2002/A1 - 2005) define para a combinação Frequente e que tem a seguinte configuração genérica:

**TABELA 10 - VALORES DE CÁLCULO DE AÇÕES PARA A COMBINAÇÃO FREQUENTE (TABELA A2.6 – EC0 – EN1990:2002/A1)**

Combinação	Ações Permanentes $G_d$		Pré-esforço	Ações Variáveis $Q_d$	
	Desfavorável	Favorável		Variável Base	Outras
Frequente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$P$	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
$\sum_{i \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}$					

Assim, e após aplicação das regras de combinação especificadas no EC0, o estado limite de abertura de fendas foi verificado para as seguintes combinações de ações:

**EQUAÇÃO 6- EXPRESSÕES PARA A VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FENDAS**

- Combinação 1

$$G + P + (0.75TS + 0.40UDL + 0.4qfk) + 0.50Tk$$

- Combinação 2

$$G + P + 0.75gr4 + 0.50Tk$$

- Combinação 3

$$G + P + 0.60Tk$$

G – Valores característicos das Cargas Permanentes (PP + RCP)

P – Esforços hiperstáticos devidos ao pré-esforço

(TS + UDL + qfk = gr1a) – Sobrecarga regulamentar

(CL=gr4) – Sobrecarga regulamentar

As tensões são fornecidas diretamente do programa e calculadas através da expressão da flexão composta com as características geométricas das secções brutas de betão.

Conforme se pode verificar nos desenhos I-65 e I-66, onde estão representados graficamente os diagramas de tensões para as situações referidas anteriormente, a tensão de tração máxima apresenta sempre um valor inferior a  $f_{ctm}$ , como se poderá verificar na Tabela 11, pelo que se considera garantida a segurança.

**TABELA 11 – EXCERTO DO QUADRO 3.1 DO EC2 – CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO DO BETÃO**

Classes de Resistência do Betão (Quadro 3 - EC2)						
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2

### III.2.2.4.2. Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência

### III.2.2.4.2.1. Momentos Fletores

#### III.2.2.4.2.1.1. *Momentos fletores atuantes de cálculo*

Foram calculados dois diagramas, sendo um correspondente à fase de entrada em serviço da obra, e o outro após processados os efeitos diferidos do betão e as perdas de pré-esforço, aos 8000 dias.

Os momentos fletores atuantes de cálculo foram obtidos a partir dos momentos fletores característicos anteriormente determinados multiplicando-os pelos coeficientes de segurança regulamentares, como indicado no Eurocódigo 0 (EN1990:2002/A1 - 2005), e que tem a seguinte configuração genérica:

**TABELA 12 - VALORES DE CÁLCULO DE AÇÕES PARA A COMBINAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS [TABELA A2.4 (B) – EC0 – EN1990:2002/A1]**

Combinação	Ações Permanentes		Pré-esforço	Ação Variável Base	Restantes Ações Variáveis
	Desfavorável	Favorável			
Fundamental	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$					

Assim, e após aplicação das regras de combinação especificadas no EC0, os estados limites últimos foram verificados para as seguintes combinações de ações:

#### EQUAÇÃO 7- EXPRESSÕES PARA A VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

- Combinação 1 – Ação Variável Base Sobrecargas do grupo gr1a  

$$(1.35 G_{sup} + 1.00 G_{inf}) + P + G_2 + 1.35 \times gr1a + 1.50 \times 0.60 \times T_k$$
- Combinação 2 – Ação Variável Base Sobrecargas do grupo gr2  

$$(1.35 G_{sup} + 1.00 G_{inf}) + P + G_2 + 1.35 \times gr2 + 1.50 \times 0.60 \times T_k$$
- Combinação 3 – Ação Variável Base Sobrecargas do grupo gr4  

$$(1.35 G_{sup} + 1.00 G_{inf}) + P + G_2 + 1.35 \times gr4 + 1.50 \times 0.60 \times T_k$$
- Combinação 4 – Ação Variável Base Temperatura  

$$(1.35 G_{sup} + 1.00 G_{inf}) + P + G_2 + 1.50 \times T_k + 1.35 (0.75TS + 0.40UDL + 0.4q_{fk})$$

$G_{sup}$  e  $G_{inf}$  – Valores característicos das Cargas Permanentes (PP + RCP)

P – Esforços hiperstáticos devidos ao pré-esforço

$G_2$  - Esforços devido aos efeitos de Fluência e Retração

(TS + UDL +  $q_{fk} = gr1a$ ) – Sobrecarga regulamentar

(TS + UDL + Frenagem = gr2) – Sobrecarga regulamentar

(CL=gr4) – Sobrecarga regulamentar

$T_k$  – Ações de temperatura (VDT ou VUT)

As envolventes de momentos fletores atuantes de cálculo correspondentes à entrada da obra em serviço e aos 8000 dias constam dos desenhos de cálculo nº I-67 a I-70.

#### III.2.2.4.2.1.2. *Momentos fletores resistentes de cálculo*

---

A verificação da segurança das secções em relação aos estados limites últimos de resistência foi efetuada pelo mesmo programa de cálculo automático utilizado para o cálculo dos esforços atuantes. O programa processa o cálculo do momento fletor resistente de secções de betão armado e de betão armado pré-esforçado, sujeitas a flexão simples e a flexão composta com compressão ou com tração.

As hipóteses de deformação admitidas são as descritas a seguir e correspondem às prescrições do Regulamento do CEB, do REBAP e do Eurocódigo 2 (Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1, NP EN1992-1-1/2010):

- As secções permanecem planas;
- As armaduras sofrem as mesmas variações de deformação que o betão adjacente;
- Não é considerada a resistência do betão à tração;
- O encurtamento máximo do betão é de 3,5%;
- A extensão máxima de armadura passiva é de 10%. O seu encurtamento máximo será limitado a 3,5%;
- A deformação total das armaduras ativas é avaliada tendo em conta o alongamento prévio que corresponde ao valor representativo da força de pré-esforço e à variação do alongamento para além do alongamento prévio.
- O valor representativo tomado para a força de pré-esforço na verificação da capacidade resistente da secção corresponde apenas à parcela isostática, tomada como esforço resistente. A parcela hiperstática é considerada como atuante.

Foram calculados os momentos resistentes para todas as secções do tabuleiro e traçaram-se os diagramas destes sobrepostos aos atuantes nos desenhos de cálculo nº I-67 a I-70. Como se pode constatar os momentos resistentes são sempre superiores aos momentos atuantes de cálculo pelo que se considera garantida a segurança. Significa assim que a armadura resistente considerada no modelo foi corretamente quantificada. A análise às folhas de cálculo permite observar que o dimensionamento das armaduras está a ter em conta a entrada em cedência das mesmas, estimulando a ductilidade da estrutura, essencial no comportamento de estruturas de betão armado minimizando-se ao máximo a probabilidade de ocorrência de roturas frágeis em elementos estruturais de maior importância. Assim sendo, a armadura de resistência à flexão longitudinal necessária nas faces tracionadas é de 49,10 cm<sup>2</sup>.

Nas folhas de cálculo III-15 a III-21 apresenta-se, a título de exemplo, o cálculo da capacidade resistente para as secções do pilar P8 e do meio vão entre o pilar P8 e o pilar P9, dispensando-se a apresentação exaustiva de todas as secções por economia de espaço.

#### **III.2.2.4.2.2. Esforços transversos e de torção**

##### **III.2.2.4.2.2.1. Considerações gerais**

Os coeficientes de combinação utilizados são os mesmos que foram adotados para a determinação dos momentos fletores atuantes de cálculo.

Aos valores dos esforços transversos atuantes de cálculo, determinados automaticamente, foi descontada a parcela devida ao efeito de Resal, efeito favorável sobretudo junto aos apoios onde a inclinação da face inferior dos tabuleiros é bastante acentuada.

Existem duas situações distintas que podem ser condicionantes na verificação de segurança:

- Esforço transversal máximo com momentos torsores associados;
- Momento torsor máximo e esforço transversal associado.

Os esforços transversos máximos foram obtidos colocando as sobrecargas em toda a largura da faixa de rodagem e os momentos torsores máximos obtêm-se carregando apenas meia faixa de rodagem.

- Verificação da segurança para esforços transversos máximos e momentos torsores associados

---

Nas folhas de cálculo III-22 a III-27, constam os dados e os resultados para a verificação da segurança para a situação de esforços transversos máximos. No desenho de cálculo nº I-74 representa-se graficamente a área de armadura necessária, verificando-se que em todas as secções dos tabuleiros as armaduras existentes são sempre superiores à exigida no cálculo, pelo que se considera verificada a segurança.

- Verificação da segurança para momentos torsores máximos e esforços transversos associados

Nas folhas de cálculo nº III-28 a III-33, constam os dados e os resultados para a verificação da segurança para a situação de momentos torsores máximos e esforços transversos associados. No desenho de cálculo nº I-74 representa-se graficamente a área de armadura necessária, verificando-se que em todas as secções dos tabuleiros as armaduras existentes são sempre superiores à exigida no cálculo, pelo que se considera verificada a segurança.

---

### III.2.3. Verificação da segurança dos tabuleiros na direção transversal

#### III.2.3.1. Considerações Gerais

O tabuleiro vigado é constituído por uma plataforma única com 14,60 m de largura, composta por duas vigas longitudinais ligadas superiormente por uma laje de betão armado.

O tabuleiro da ponte é constituído por uma plataforma única com 14,60 m de largura, do tipo caixão, cuja secção é de altura variável.

Neste trabalho académico, para efeitos de verificação da segurança da análise transversal, foi estudado apenas o tabuleiro da ponte. Em contexto real de trabalho, naturalmente, o tabuleiro vigado também deveria ser verificado.

A secção transversal da viga caixão é composta por uma laje superior com 0,30 m de espessura, duas almas com 0,50 m, da aduela 0 até à aduela 12. A laje inferior é de espessura variável, desde 1,00 m junto aos pilares até 0,25 m nas aduelas 12. Nas aduelas de encabeçamento existem dois septos com uma espessura de 0,80 m, sendo os principais responsáveis pela transferência de esforços tabuleiro-pilares. A dimensão dos esquadros superiores é de 2,24 m da aduela 0 até à aduela 12.

A referida análise foi efetuada com base num modelo tridimensional de elementos finitos recorrendo-se para isso ao programa de cálculo automático SAP2000. As características mecânicas dos elementos assim como as suas dimensões foram dadas de acordo com o especificado nos desenhos de construção.

Foi efetuado um modelo representando a totalidade do tabuleiro da ponte. Deste modo foi possível aferir os maiores esforços que aparecem na secção de encastramento e a meio vão das lajes entre almas para as secções condicionantes do tabuleiro, nomeadamente a meio vão e junto ao apoio.

O modelo estrutural encontra-se representado graficamente na Figura 53.

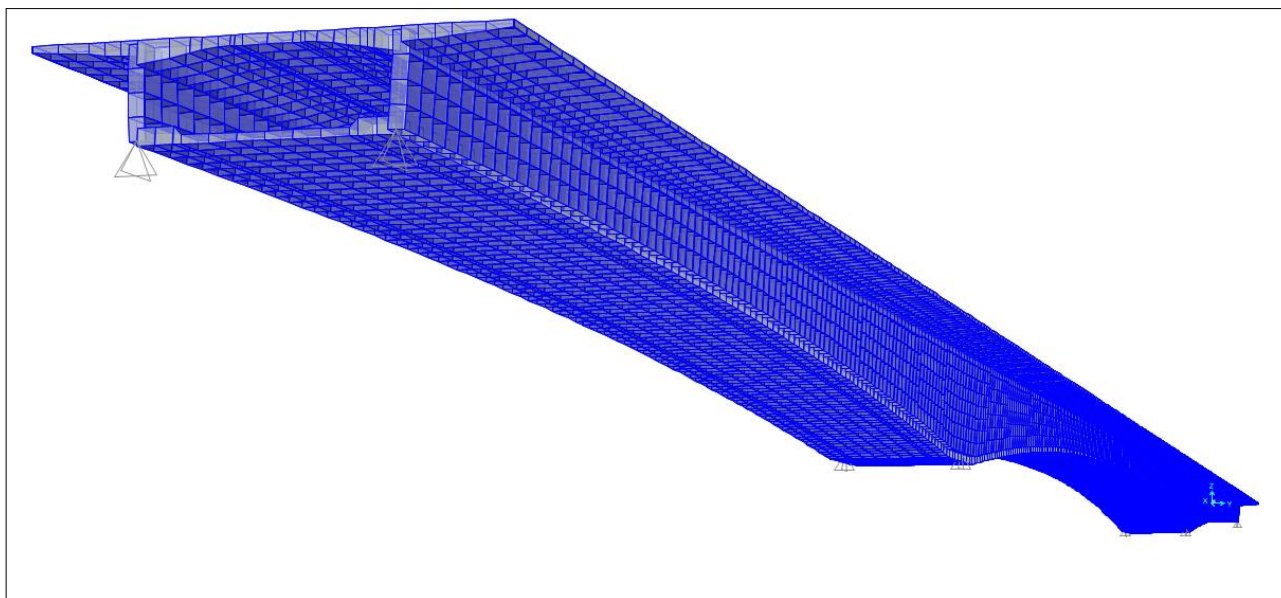


FIGURA 53 - MODELO TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS EM SAP2000 PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO DA PONTE

### III.2.3.2. Ações

Seguidamente, far-se-á uma breve caracterização das ações consideradas na modelação estrutural da obra.

#### III.2.3.2.1. Ações permanentes

- Peso Próprio
- Restante Carga Permanente

Viga de bordadura	$0,1095 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	2,75 kN/m
Passeio:	$0,2085 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	5,25 kN/m
Lancis:	$0,0862 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	2,15 kN/m
Guarda-corpos:	1,00 kN/m	=	1,00 kN/m
Perfis metálicos de segurança:	0,50 kN/m	=	0,50 kN/m
Tapete betuminoso:	$0,08 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	2,00 kN/m <sup>2</sup>

A distribuição espacial das ações destes elementos foi feita de acordo com a verdadeira disposição destes, na laje do tabuleiro, indicada nos desenhos de construção.

#### III.2.3.2.2. Ações Variáveis

A disposição e os valores das cargas já foram explicados anteriormente, na alínea referente às “Sobrecargas regulamentares” na página 53.

Para análise da secção transversal do tabuleiro, foram utilizados os esquemas de carregamento apresentados da Figura 54 - Esquema de distribuição do grupo gr1a para análise transversal da laje central (Gr1a-Laje-MV) à Figura 57, no sentido de obter os esforços transversais mais condicionantes, ao nível de esforços transversos e momentos fletores, na laje superior entre almas e nas consolas.

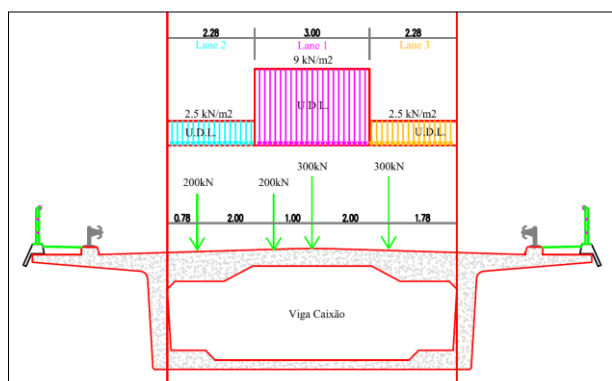


FIGURA 54 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DA LAJE CENTRAL (GR1A-LAJE-MV)

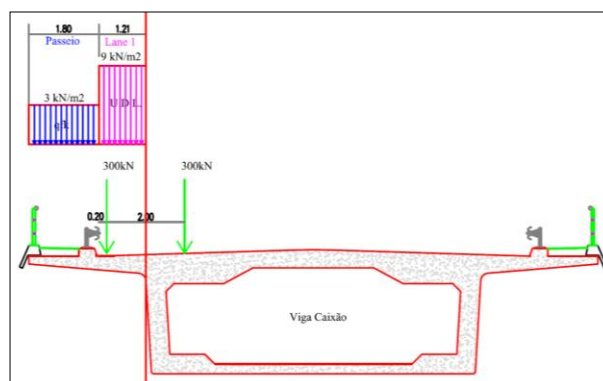


FIGURA 55 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DA CONSOLA (GR1A-CONSOLA-MV)

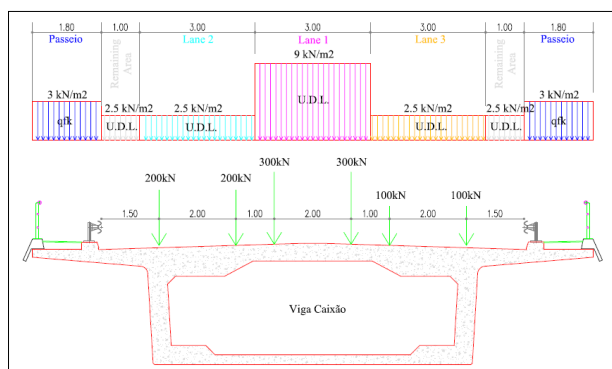


FIGURA 56 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE TRANSVERSAL (GR1A-CENTRO-MV)

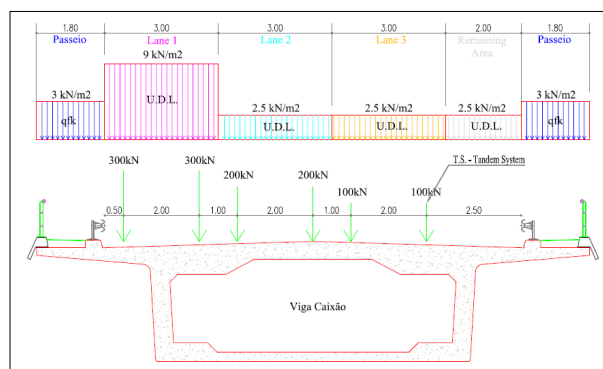
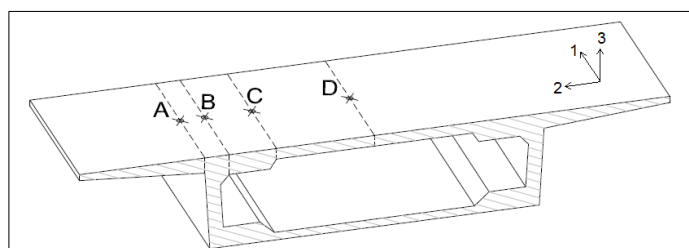


FIGURA 57 - ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO GRUPO GR1A PARA ANÁLISE TRANSVERSAL (GR1A-LANCIL-MV)

### III.2.3.3. Secções Analisadas

As secções analisadas foram as mais significativas em termos de esforços e estão indicadas na Figura 58. Na Tabela 13 - Esforços característicos. Momentos fletores (kNm/m) são apresentados os esforços característicos das secções analisadas provenientes do modelo em SAP2000. Podem-se observar os esforços devidos aos carregamentos das sobrecargas regulamentares e que estão representados nas figuras apresentadas atrás.

Os resultados dos esforços característicos obtidos em SAP2000 estão representados graficamente nos desenhos de cálculo apresentados em anexo e nas tabelas seguintes.



#### Legenda:

- A) Secção de encastramento da consola nas almas;
- B) Secção de encastramento da laje nas almas;
- C) Secção de transição da laje entre almas;
- D) Secção de meio vão da laje entre almas.

FIGURA 58 - SECÇÕES ANALISADAS NO TABULEIRO EM CAIXÃO

TABELA 13 - ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS. MOMENTOS FLETORES (kNm/m)

Secção	Esforços	Peso Próprio	Restante Carga Permanente	S.C. Regulamentares [TS+ UDL+Q <sub>fk</sub> < > grupo Gr <sub>1a</sub> ]			
				Carregamento segundo a:			
				Figura 54	Figura 55	Figura 56	Figura 57
A	M <sub>transv</sub>	-34,01	-19,99	-48,25	-102,38	-52,61	-109,64
	M <sub>long</sub>	36,87	11,97	13,95	9,13	20,92	27,02
B	M <sub>transv</sub>	-41,15	-22,11	-102,16	-79,14	-102,97	-144,82
	M <sub>long</sub>	59,24	11,83	41,91	36,15	43,21	46,16
C	M <sub>transv</sub>	-4,01	-2,08	-31,56	6,40	15,91	44,07
	M <sub>long</sub>	19,03	3,08	36,80	8,97	80,03	68,86
D	M <sub>transv</sub>	8,88	5,31	121,81	-1,5	43,72	74,41
	M <sub>long</sub>	13,42	3,21	116,04	1,68	60,04	76,77

O pré-esforço longitudinal comprime todo o tabuleiro pelo que, estando do lado da segurança, não se considerou o esforço normal segundo essa direção.

TABELA 14 - ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS, ESFORÇO TRANSVERSO (kN/m)

Secção	Esforços	Peso Próprio	Restante Carga Permanente	S.C. Regulamentares [TS+ UDL+Q <sub>fk</sub> < > grupo Gr <sub>1a</sub> ]			
				Carregamento segundo a:			
				Figura 54	Figura 55	Figura 56	Figura 57
A	V <sub>transv</sub>	14,20	7,1	15,4	84,8	0,7	114,6
B	V <sub>transv</sub>	10,30	4,5	94,5	33,9	44,1	88,5
C	V <sub>transv</sub>	11,98	7,4	84,0	6,0	118,1	39,1

### III.2.3.4. Verificação da segurança ao estado limite último de resistência

#### III.2.3.4.1. Considerações gerais

Utilizou-se a combinação 1, referente à aplicação das sobrecargas preconizadas no gr1a, por ser a mais gravosa para a análise transversal,

#### EQUAÇÃO 8- EXPRESSÕES PARA A VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

- Combinação 1 – Ação Variável Base Sobrecargas do grupo gr1a

$$1.35 \times G + 1.35 \times gr1a$$

$G_{sup}$  e  $G_{inf}$  – Valores característicos das Cargas Permanentes (PP + RCP)

(TS + UDL +  $q_{fk}$  = gr1a) – Sobrecarga regulamentar

### III.2.3.5. Verificação da segurança na direção transversal do tabuleiro em caixão

Na tabela seguinte está indicada a armadura adotada, tendo como referência a armadura de cálculo. Apresenta-se também o momento fletor resistente que é em todas as secções, superior ao momento fletor atuante. O momento fletor atuante foi cálculo segundo a combinação anteriormente referida.

	Secção	Msd (kN.m)	d (m)	As Cálculo (cm <sup>2</sup> /m)	b (m)	Armadura Adotada	As Adotado (cm <sup>2</sup> /m)	Mrd (kN.m)
Transversal	A	<b>-220,91</b>	0,40	13,19	1,00	Ø 16 // 0,15	13,40	<b>-224,34</b>
	B	<b>-280,91</b>	0,65	10,11	1,00	Ø 16 // 0,15	13,40	<b>-370,07</b>
	C	<b>-50,83</b>	0,25	4,78	1,00	Ø 12 // 0,20	5,65	<b>-59,88</b>
	D	<b>95,16</b>	0,25	9,13	1,00	Ø 16 // 0,20	10,05	<b>104,33</b>
Longitudinal	A	<b>102,41</b>	0,40	5,99	1,00	Ø 10 // 0,10	7,85	<b>133,56</b>
	B	<b>158,26</b>	0,65	5,65	1,00	Ø 10 // 0,10	7,85	<b>218,93</b>
	C	<b>137,89</b>	0,25	13,50	1,00	Ø 16 // 0,10	20,11	<b>198,82</b>
	D	<b>113,27</b>	0,25	10,96	1,00	Ø 12 // 0,10	11,31	<b>116,72</b>

**Dados:**  
 $f_{cd} C_{35/45} = 23,3$  MPa  
 $f_{ctm} C_{35/45} = 3,2$  MPa  
 $f_{syd} A_{500} = 435$  MPa  
 $f_{yk} A_{500} = 500$  MPa

---

# IV. Construção da Ponte da Muxima

---

## IV.1. Processos construtivos

A participação do mestrando na construção da obra permitiu tomar contato com o que melhor se faz no universo das construtoras portuguesas, e num contexto incomparavelmente mais complexo quando comparado com o nosso território português. No entanto, foi possível, com muito esforço e empenho de todos, atingir a excelência em termos de rendimentos, antecipando o prazo previsto em cerca de 4 meses. A conclusão prevista da obra era Dezembro de 2010, e foi concluída a Setembro do mesmo ano. É digno de nota o acompanhamento constante e a disponibilidade total do projetista, com frequentes visitas à obra nas suas fases mais sensíveis, permitindo tomar as decisões certas no imediato, cruciais para o cumprimento de prazos, em segurança e com qualidade.

Apresenta-se neste capítulo os principais aspetos construtivos envolvidos na construção da ponte. Serão apontados alguns aspetos relativos à dimensão e condições do estaleiro adaptado às exigências de uma obra desta envergadura e num contexto Africano, Angolano.

### IV.1.1. Ponte provisória – *Jetty*<sup>2</sup>

Os processos envolvidos nos trabalhos a realizar no rio, nomeadamente na construção das fundações indiretas, dos maciços de encabeçamento das estacas, dos pilares, das aduelas zero da ponte e a eventual circulação de veículos pesados entre margens, exigiu a construção de uma ponte provisória em estrutura laminar metálica.

A ponte-cais foi constituída, em termos funcionais, por dois *jetty* distintos como se pode constatar na Figura 60 - Planta geral do *Jetty*. O *jetty* 1 refere-se à ponte propriamente dita e fazia a ligação entre as margens do rio. O pavimento deste era composto por vigas de madeira, permitindo o aligeiramento da estrutura e o aumento da capacidade carga. Os *jetty* 2, eram materializados por plataformas adjacentes ao *jetty* 1, sendo o pavimento destes em lajes de betão armado, adequado à realização de manobras por parte dos equipamentos pesados.

O *jetty* foi construído por avanços, a partir da margem direita, lado de Catete, em direção à margem esquerda, lado Muxima, no sentido da terra para o rio, ou seja, o equipamento foi colocado em cima de uma parte da plataforma já executada e foi-se avançando na direção do rio. As plataformas eram apoiadas sobre estacas vibrocavadas constituídas por tubos metálicos com diâmetro de 720mm. Os tubos foram preenchidos com areia e selados com um rolhão de betão no topo, por forma a confinar a areia e permitir a mobilização da resistência de ponta, habilitando assim a plataforma a suportar as sobrecargas dos equipamentos.

Os tubos foram cravados, tendo em conta uma penetração suficiente em camada competente, de forma a garantir a capacidade de carga da estrutura.

Em termos de comprimento dos tubos, desde o topo até à ponta cravada, a variação estava compreendida entre os 16,7 metros nas margens até aos 40 metros nas zonas com camadas competentes mais profundas.

---

<sup>2</sup> (*Jetty* = Ponte-Cais) **Wikipedia:** “A *jetty* is any of a variety of structures used in river, dock, and maritime works that are generally carried out in pairs from river banks, or in continuation of river channels at their outlets into deep water; or out into docks, and outside their entrances; or for forming basins along the sea-coast for ports in tideless seas. The term derived from the French word *jetée*, “thrown”, and signifies something thrown out.”



FIGURA 59 - FOTOGRAFIA GERAL DE EXECUÇÃO DO JETTY

#### IV.1.1.1. Fases de execução do Jetty

As operações necessárias para a montagem de um *jetty* (aplicável para o *jetty* 1 e *jetty* 2) são as seguintes:

- Implantação topográfica dos eixos dos tubos, com equipamento de apoio de sistemas guia concebidos para o efeito, perfeitamente estabilizados em batelões;
- Introdução de um primeiro troço de tubo metálico com 10 m (ou 12 m, no caso dos tubos com este comprimento) com recurso ao vibrocavador hidráulico (ICE 815C – *Internacional Construction Equipment*);
- Verificação da verticalidade e posicionamento do tubo metálico;
- Introdução do segundo troço de tubo metálico com realização de soldadura *in situ*, assim que a cravação atinge profundidade prevista;
- Verificação da implantação, após cravação do tubo até à cota desejada;
- Corte dos tubos metálicos para acerto da cota de topo destes com maçarico;
- Enchimento dos tubos com areia e execução do tamponamento em betão com 1 metro de altura, no topo dos mesmos;
- Após a cravação dos dois primeiros alinhamentos de tubos (no sentido de terra para o rio), segue-se a montagem da plataforma de *jetty* (estrutura metálica e lajes em madeira).

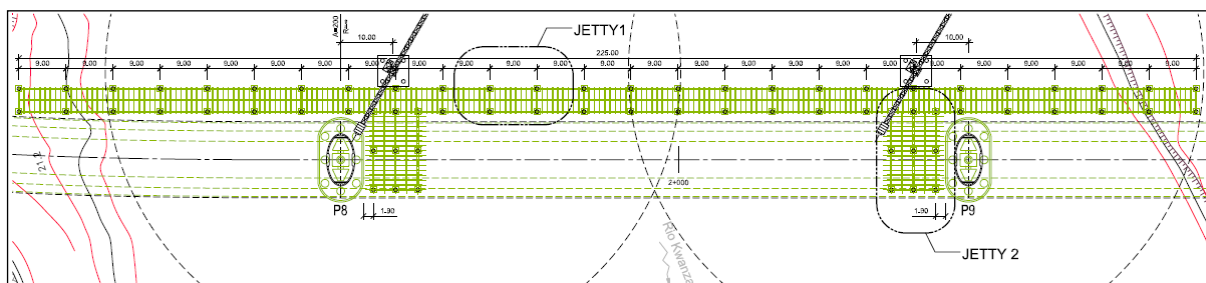
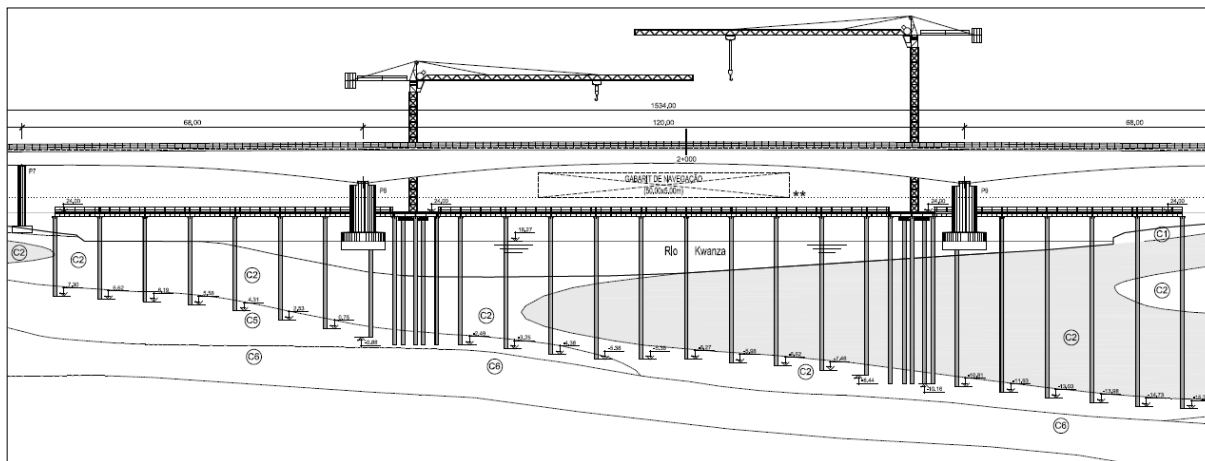


FIGURA 60 - PLANTA GERAL DO JETTY



**FIGURA 61 - PERFIL GERAL DO JETTY**

LEGENDA	
C1	TERRA VEGETAL ARGILOSA.
C2	DEPÓSITOS HETEROGÊNEOS CONSTITUÍDOS ESSENCIALMENTE POR LODOS MAIS OU MENOS ARENOSOS E ARGILAS CINZENTO ESCURAS, MOLES A DÚRIS (EM REGRA SPT $\approx 2$ a 15, OCORRENDO ALGUNS VALORES SUPERIORES) E POR AREIAS FINAS A MÉDIAS MAIS OU MENOS LODOSAS, MUITO SOLTAS A MEDIANAMENTE COMPACTAS (EM REGRA SPT $\approx 2$ a 24, OCORRENDO ALGUNS VALORES SUPERIORES).
C3	AREIAS FINAS A MÉDIAS POR VEZES LODOSAS OU ARGILOSAS, MEDIANAMENTE COMPACTAS A COMPACTAS (EM REGRA SPT $\approx 20$ a 46, OCORRENDO ALGUNS VALORES INFERIORES E SUPERIORES).
C4	AREIAS FINAS A MÉDIAS ACASTANHADAS E ACINZENTADAS, MUITO COMPACTAS (SPT > 60).
C5	ARGILAS ACINZENTADAS E ACASTANHADAS, POR VEZES SILTOSAS, DE CONSISTÊNCIA VARIÁVEL (SPT $\approx 14$ a 50, OCORRENDO ALGUNS VALORES SUPERIORES).
C6	ARGILAS ACINZENTADAS E ACASTANHADAS, POR VEZES SILTOSAS E ARENOSAS, MUITO RÍLIS (SPT > 60).
	ZONAS DO COMPLEXO C2 COM SPT = 2

#### IV.1.2. Fundações Indiretas

As fundações são constituídas por estacas em betão armado que, devido às condições geológicas do local, foram realizadas com recurso a lamas bentoníticas para estabilização das paredes do furo. No caso das estacas a realizar no leito do rio, o tubo moldador foi do tipo perdido.

Foram executadas 107 estacas de betão armado na ponte e nos viadutos de acesso com 1500mm de diâmetro, das quais 89 com recurso a fluidos estabilizadores e as restantes (18) com encamisamento metálico definitivo. Foram ainda executadas 28 estacas com 1000mm de diâmetro, com recurso a fluidos estabilizadores.

A seguir faz-se uma breve explanação das fases de execução dos seguintes métodos construtivos utilizados, nomeadamente:

- Furação com recurso a fluidos estabilizadores;
- Furação com recurso a encamisamento metálico definitivo.

---

#### IV.1.2.1. Estacas Viadutos - Furação com recurso a fluidos estabilizadores

##### IV.1.2.1.1. Fases de execução

As operações necessárias para a realização de uma estaca são as seguintes:

- Implantação topográfica do eixo da estaca;
- Colocação do tubo-guia metálico com o diâmetro da estaca;
- Verificação da verticalidade e posicionamento do tubo-guia;
- Furação da estaca à rotação com recurso a fluidos estabilizadores tixotrópicos (bentonite);
- Limpeza do fundo da estaca e medição da sua profundidade, após atingida a cota prevista do pé da estaca;
- Reciclagem das lamas bentoníticas;
- Colocação das armaduras providas de espaçadores;
- Colocação da coluna de betonagem até ao fundo do furo da estaca e respetivo funil de betonagem;
- Betonagem da estaca com controlo permanente das cotas do betão até à cota superior de betonagem, em sincronização com a subida controlada da coluna de betonagem. Em simultâneo, procede-se a bombagem das lamas bentoníticas;
- Retirada do tubo-guia.



FIGURA 62 - EQUIPAMENTO DE FURAÇÃO E TUBO GUIA



FIGURA 63 - BETONAGEM DE ESTACA



FIGURA 64 - COLOCAÇÃO DE ARMADURA



FIGURA 65 – FRENTE SUL



**FIGURA 66 - FURAÇÃO COM RECURSO A PERLONGA NAS ESTACAS MAIS PROFUNDAS POR EXCEDER A CAPACIDADE MÁXIMA DE PERFURAÇÃO DO BATE ESTACAS**

#### **IV.1.2.2. Estacas Ponte - Furação com recurso a encamisamento metálico definitivo**

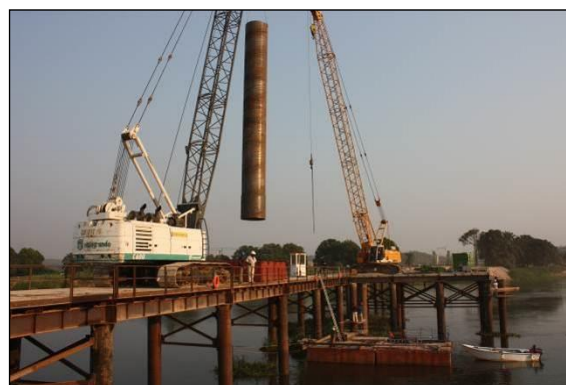
##### **IV.1.2.2.1. Fases de execução**

As operações necessárias para a realização de uma estaca foram as seguintes:

- Implantação topográfica do eixo da estaca;
- Colocação do tubo metálico definitivo com recurso a vibrocavador hidráulico;
- Verificação da verticalidade e posicionamento do tubo metálico definitivo;
- Verificação da implantação, após cravação do tubo até à cota desejada;
- Furação da estaca à rotação até ser atingida a profundidade desejada;
- Limpeza do fundo da estaca e medição da sua profundidade, após atingida a cota prevista do pé da estaca;
- Colocação das armaduras providas de separadores;
- Colocação da coluna de betonagem até ao fundo do furo da estaca e respetivo funil de betonagem;
- Betonagem da estaca pela técnica de betão submerso.



**FIGURA 67 – VIBRO CRAVAÇÃO DO ENCAMISAMENTO PERDIDO DAS ESTACAS DOS PILARES DO RIO E EXECUÇÃO DE SONDAGENS**



**FIGURA 68 – TRANSPORTE DE TUBOS  $\Phi$  1500MM DAS ESTACAS DOS PILARES DO RIO**



**FIGURA 69 – VIBROCRAVAÇÃO DOS TUBOS DE ENCAMISAMENTO DEFINITIVO**



**FIGURA 70 – VISTA GERAL SOBRE A FRENTE DO PILAR P8**



**FIGURA 71 – FURAÇÃO NO INTERIOR DOS TUBOS**



**FIGURA 72 - FURAÇÃO E COLOCAÇÃO DE ARMADURA**

#### **IV.1.2.3. Ensaios de integridade das estacas**

Foram realizados ensaios de integridade sónica nas estacas dos encontros norte e sul, ou seja, nas estacas de Ø1000mm.

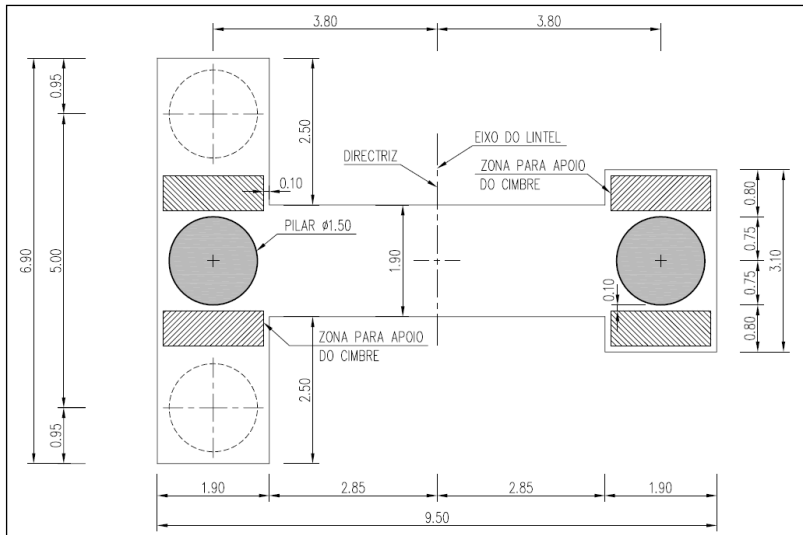
Para execução deste ensaio é colocado um pequeno sensor na cabeça da estaca, sendo aplicado de seguida uma pancada através da utilização de um martelo padrão. A integridade das estacas é aferida através das ondas de propagação.

Na ponte e viadutos de acesso com estacas Ø1500mm foram executados ensaios de diagrafia sónica (*Cross-Hole*).

Estes ensaios consistem na análise contínua, ao longo da estaca, da velocidade do som, entre uma sonda de emissão de vibrações ultrassónicas que foi previamente colocada num tubo de auscultação cheio de água e uma sonda de receção colocada num outro tubo igualmente repleto de água. O sinal recebido é então transmitido a um osciloscópio que o memoriza e produz uma diagrafia à medida que as sondas percorrem a estaca.

#### **IV.1.2.4. Lintéis de Fundação | Alterações de projeto**

No que diz respeito aos viadutos de acesso, ocorreu apenas uma alteração no redimensionamento do maciço de encabeçamento das estacas no pilar 38M, devido ao facto de não ter sido possível implantar a estaca na zona prevista. Esta impossibilidade deveu-se à existência de uma estaca de uma ponte antiga que foi demolida no local de implantação da nova estaca. Assim, optou-se pela execução das estacas P38AM e P38BM em substituição da P38M. Não obstante, estas novas estacas atingiram a mesma profundidade do que a inicialmente preconizada.



**FIGURA 73 - ALTERAÇÃO AO MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO DAS ESTACAS DO PILAR P38**



**FIGURA 74 - SANEAMENTO DAS ESTACAS DO VIADUTO**



**FIGURA 75 - ESTACAS SANEADAS E BETÃO DE LIMPEZA**



**FIGURA 76 - BETONAGEM DE LINTEL COM RECURSO A AUTOBOMBA**



**FIGURA 77 - LINTEL DE FUNDAÇÃO**

### IV.1.3. Ensecadeira | Maciço de Encabeçamento

Devido à quantidade e complexidade das atividades, sequenciais e em simultâneo, para a execução da ensecadeira, faz-se uma abordagem resumida deste processo construtivo.

Na figura seguinte percebe-se a envolvente espacial do maciço de encabeçamento (na cota de construção *in situ* e na cota final dentro de água) em relação à ponte e ao *jetty* 2.

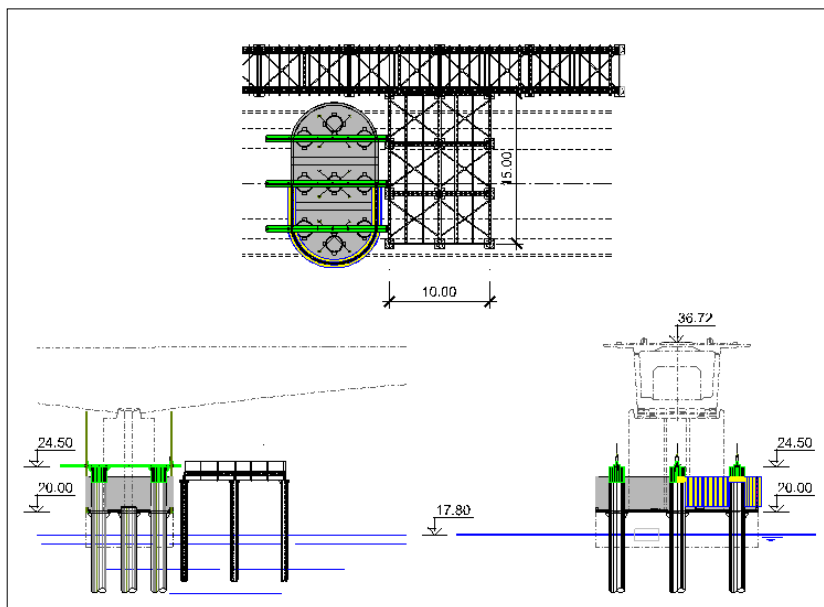


FIGURA 78 - ESQUEMA DA PONTE, ENSECADIRA E JETTY COM RESPECTIVAS COTAS ALTIMÉTRICAS

A execução da ensecadeira compreendeu uma série de atividades preparatórias que são apresentadas seguidamente:

- Execução das pré-lajes pré-fabricadas;
- Fabrico da estrutura metálica de apoio provisório das pré-lajes;
- Fabrico dos painéis de cofragem das paredes;
- Execução dos trabalhos de preparação, corte e moldagem da armadura para a laje de fundo, paredes, maciço de encabeçamento e arranques do pilar definitivo e provisórios;
- Verificação do sistema hidráulico de suspensão;
- Realização de vários ensaios para o aperfeiçoamento da técnica de selagem submersa da ligação estaca/ensecadeira;
- Aprovisionamento das selas para a passagem dos cabos do sistema de equilíbrio.



FIGURA 79 - EXECUÇÃO DAS PRÉ-LAJES EM ESTALEIRO

Após a análise cuidadosa de todas as situações possíveis, foi iniciada a execução do maciço de encabeçamento das estacas que comportou as seguintes fases:

#### IV.1.3.1. Colocação das lajes pré-fabricadas

As lajes foram colocadas sobre os cachorros provisórios previamente soldados às estacas, de modo a permitir a execução da casca do maciço fora do leito do rio. A dimensão das pré-lajes teve em linha de conta a capacidade do equipamento de elevação e do *Jetty*.



FIGURA 80 - COLOCAÇÃO DAS LAJES PRÉ-FABRICADAS

#### IV.1.3.2. Execução das vigas de solidarização das pré-lajes

A execução das vigas compreendeu a seguinte sequência de atividades:

- Colocação prévia de cofragem, com recurso a andaime sobre os batelões;
- Colocação de Armadura;
- Betonagem.

Nesta fase executou-se, em simultâneo, o acrescento dos tubos das estacas, diâmetro 1500mm, que constituíram a base de suporte dos pórticos de suspensão da ensecadeira. Este trabalho é visível na Figura 82.

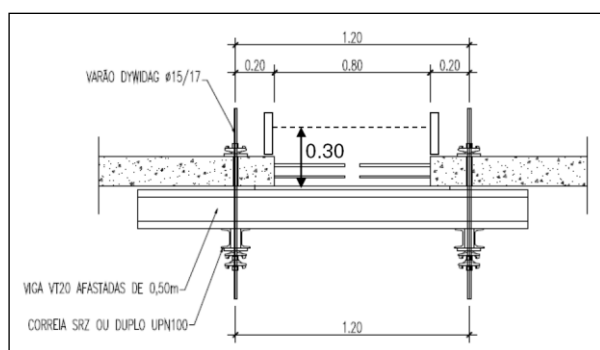


FIGURA 81 - SISTEMA DE COFRAGEM DAS VIGAS DE UNIÃO DAS PRÉ-LAJES



FIGURA 82 - EXECUÇÃO DAS VIGAS DE SOLIDARIZAÇÃO DAS PRÉ-LAJES E PROLONGAMENTO DOS TUBOS DAS ESTACAS

### IV.1.3.3. Execução das paredes da ensecadeira

A execução das paredes da ensecadeira foi executada em fases e seguiu a seguinte sequência:

- Montagem de armadura;
- Cofragem exterior;
- Cofragem interior;
- Betonagem;
- Repetiu-se a sequência anterior para a 2ª fase betonagem;
- Descofragem e remoção das plataformas de trabalho;
- Selagem dos negativos das barras de esforço da *dywidag*.

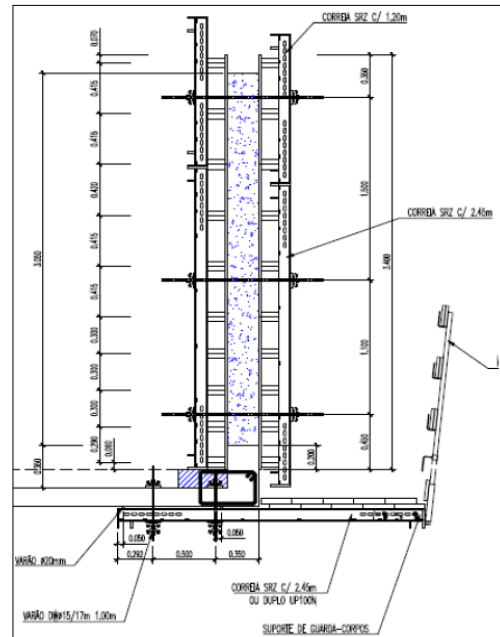


FIGURA 83 – ESQUEMA DA COFRAGEM DAS PAREDES E PLATAFORMA DE TRABALHO



FIGURA 84 – MONTAGEM DA COFRAGEM DAS PAREDES. ARMADURAS



FIGURA 85 – DESCOFRAGEM DAS PAREDES DA ENSECADDEIRA



FIGURA 86 - PAREDES DA ENSECADDEIRA EXECUTADAS

duas

de

pré-

---

#### IV.1.3.4. Elevação da ensecadeira e colocação do sistema de vedação

Após atingida a resistência de  $f_{cd}=20\text{MPa}$  nas vigas e paredes da ensecadeira procedeu-se às seguintes atividades:

- Elevação da ensecadeira com recurso ao sistema hidráulico;
- Remoção dos cachorros provisórios;



FIGURA 87 - ELEVAÇÃO DA ENSECADDEIRA COM OS CACHORROS PROVISÓRIOS RETIRADOS

- Colocação do sistema de vedação, que consistiu essencialmente na execução de uma estrutura metálica a reforçar uma manga de borracha. Esta estrutura foi fixada às saliências criadas na parte inferior das pré-lajes, durante a fase de pré-fabricação, e concebida de forma a deslizar pelos tubos na fase de abaixamento da ensecadeira.



FIGURA 88 - SISTEMA DE VEDAÇÃO

#### IV.1.3.5. Abaixamento da ensecadeira e selagem submersa

Esta atividade consistiu no seguinte:

- Colocação de estrutura metálica de travamento, contra o sentido de escoamento do rio;
- Descida da ensecadeira, com recurso ao sistema hidráulico;
- Alinhamento e travamento da ensecadeira na posição de projeto, com apoio topográfico.





**FIGURA 91 - ARMADURA DA LAJE DE FUNDO E LPN150 SOLDADOS**

#### **IV.1.3.7. Desmontagem do sistema de suspensão e saneamento das Estacas**

Após atingida a resistência de  $f_{cd}=15\text{MPa}$  no betão da laje complementar, seguiram-se as seguintes atividades:

- Remoção do sistema de suspensão (sistema hidráulico e estrutura metálica);
- Corte e remoção dos tubos metálicos das estacas;
- Saneamento da cabeça das estacas.



**FIGURA 92 - SANEAMENTO DAS ESTACAS**

#### IV.1.3.8. Betonagem do Maciço de Encabeçamento das Estacas

Esta fase envolveu as seguintes atividades:

- Montagem da armadura do maciço de encabeçamento, incluindo os arranques do pilar do rio e dos quatro pilares provisórios;
- Colocação das selas metálicas para o pré-esforço de equilíbrio;



FIGURA 93 - MONTAGEM DE ARMADURA E SELAS DE APOIO AO SISTEMA DE EQUILÍBRIO



FIGURA 94 - MONTAGEM DA ARMADURA DE CONTINUIDADE DOS PILARES

- Betonagem do maciço por fases, a saber:
  - 1ª Etapa: 1,5m de altura, 173 m<sup>3</sup> de Betão;
  - Após atingida a resistência  $f_{cd}=10\text{Mpa}$ , iniciámos a 2ª Etapa com 1,7m de altura e 200 m<sup>3</sup> de Betão.



FIGURA 95 - BETONAGEM DO MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO



FIGURA 96 - BETONAGEM CONCLUÍDA

#### IV.1.4. Encontros

Os moldes de cofragem utilizados nas fundações e elevações dos encontros fazem parte do sistema TRIO do fabricante de sistemas de cofragem, a PERI.

As armaduras foram preparadas pelo sector técnico; cortadas e dobradas no estaleiro. A montagem das mesmas foi realizada *in situ* com o apoio de uma auto-grua e/ou grua auto-montante.

As betonagens das elevações das paredes foram realizadas a balde, no entanto, a betonagem da viga estribo foi realizada por intermédio de autobomba.

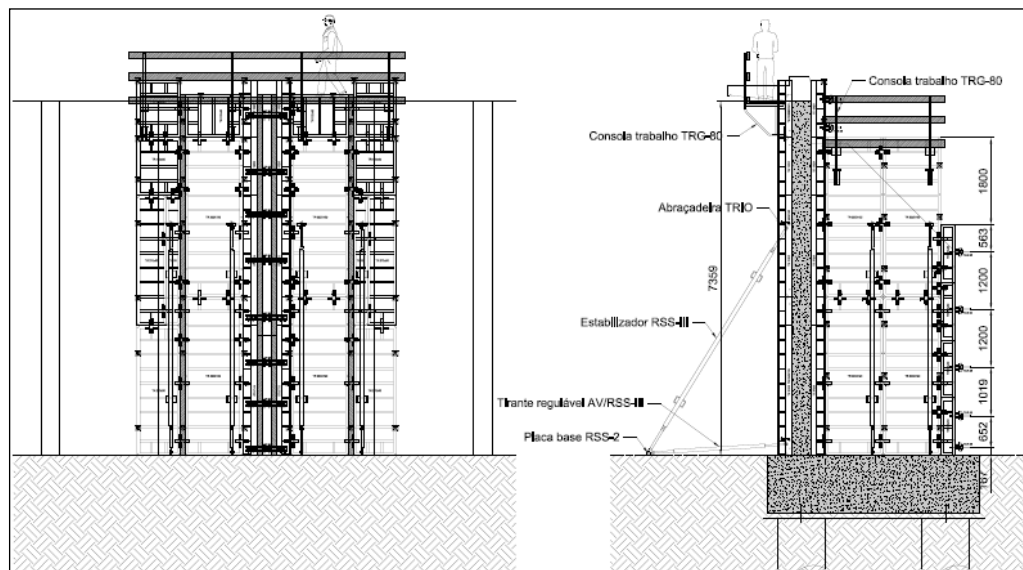


FIGURA 97 - MÓDULO TIPO UTILIZADO NA ELEVAÇÃO DOS ENCONTROS



FIGURA 98 – TARDOZ DO ENCONTRO E1



FIGURA 99 – TARDOZ DO ENCONTRO E2



FIGURA 100 - BETONAGEM DE PAREDES DO E1 COM BALDE



FIGURA 101 - BETONAGEM DE VIGA ESTRIBO DO E1 COM BOMBA

## IV.1.5. Pilares

### IV.1.5.1. Pilares da Ponte

Os pilares P8 e P9 da ponte foram executados imediatamente após a conclusão das fundações, recorrendo a um conjunto de cofragem. Após a conclusão do pilar P8, a cofragem rodou para a execução do pilar P9.

Em termos gerais, os pilares foram executados em quatro elevações, sendo a última diferente das elevações correntes. A diferença baseou-se essencialmente no modo de fixação da cofragem devido ao maciço (capitel) e consequente inexistência dos muros para a amarração como nas elevações anteriores. A cofragem das elevações foram convenientemente apoiadas no cimbra montado para o efeito, que simultaneamente serve de plataforma de trabalho.

As betonagens foram executadas com apoio de uma autobomba.

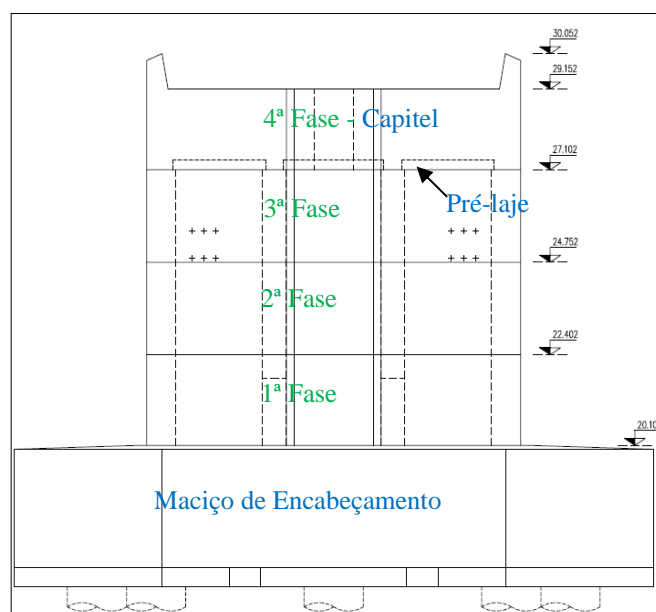
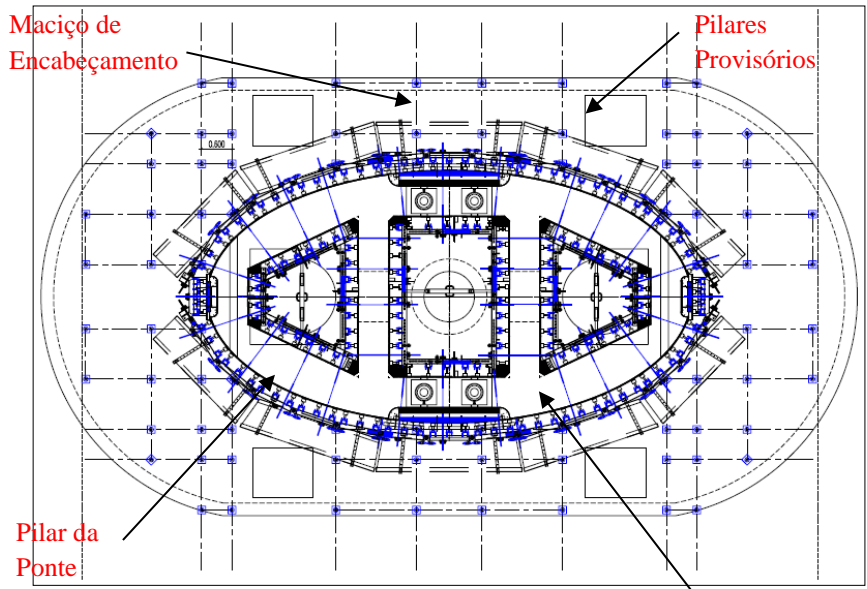


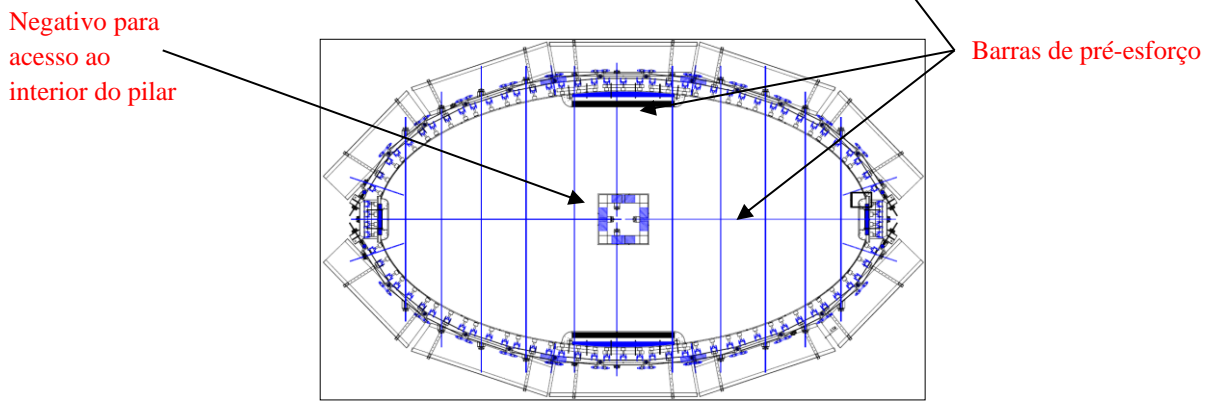
FIGURA 102 – ELEVAÇÕES PARA EXECUÇÃO DO PILAR

Na Figura 103, é apresentada a disposição dos apoios do cimbre e da cofragem das três primeiras elevações (elevações correntes), tal como as ligações interiores da cofragem.

Na Figura 104, apresentam-se as ligações materializadas por barras de pré-esforço da *Dywidag* para a execução do capitel.



**FIGURA 103 - DISPOSIÇÃO DE CIMBRE E ELEVAÇÕES CORRENTES DOS PILARES**



**FIGURA 104 - COFRAGEM DA ELEVAÇÃO DO CAPITEL DO PILAR DA PONTE**



**FIGURA 105 – ARMAÇÃO DA 2ª ELEVAÇÃO**



**FIGURA 106 - COFRAGEM DA 3ª ELEVAÇÃO**



**FIGURA 107 - 3ª ELEVÇÃO CONCLUÍDA**



**FIGURA 108 - PRÉ-LAJES COLOCADAS E NEGATIVO PARA ACEDER AO INTERIOR DO PILAR**



**FIGURA 109 - ARMADURA DO CAPITEL CONCLUÍDA**



**FIGURA 110 - PILAR CONCLUÍDO E 1ª FASE DOS PILARES PROVISÓRIOS CONCLUÍDOS**

#### **IV.1.5.2. Pilares dos Viadutos**

Foram utilizados quatro conjuntos de moldes metálicos circulares ( $\Phi$  1500mm) com 4,5 metros de comprimento (3,00m + 1,50m) para a execução dos pilares do viaduto.

A estereotomia adotada permitiu que os troços de betonagem de cada pilar, de cima para baixo, tivessem sempre 4,40 metros, deste modo a variabilidade da altura dos pilares foi acertada na base dos pilares, conferindo um aspeto estético diferenciador.

A primeira elevação dos pilares foi iniciada logo após a execução do aterro dos lintéis de fundação, iniciando-se a montagem da plataforma de trabalho, empalme das armaduras pré-fabricadas e colocação da cofragem para a betonagem do troço de acerto.



**FIGURA 111 - PRÉ-FABRICAÇÃO DE ARMADURAS DOS PILARES**



**FIGURA 112 – ARMAÇÃO DA CABEÇA DO PILAR**



**FIGURA 113 - BETONAGEM DE PAREDES DO E1 COM BALDE**



**FIGURA 114 – FRENTE DO VIADUTO SUL**

#### **IV.1.6. Tabuleiro dos Viadutos**

Foi executado um procedimento específico de execução dos tabuleiros do viaduto, denominado por PRT7-TAB - Execução dos tabuleiros dos viadutos, onde se definiram os seguintes aspetos:

- Ensaio de carga ao solo para apoio do cimbre;
- Montagem do cimbre apoiado no solo, contínuo ou descontínuo;
- Preparação da plataforma de trabalho sobre o cimbre e colocação dos carris para deslize da cofragem;
- Avanço dos módulos de cofragem do tramo anterior, posicionamento e execução dos fechos;
- Controlo topográfico da geometria do tabuleiro;
- Montagem da armadura passiva;
- Confirmação topográfica da geometria do tabuleiro;
- Execução do pré-esforço – Fase 1;
  - Montagem das bainhas;
  - Fixação das ancoragens à cofragem;
- Betonagem contínua do tramo com recurso a equipamento de bombagem;
- Confirmação topográfica da geometria do tabuleiro;
- Execução do pré-esforço – Fase 2;
  - Enfiamento dos cordões, colocação dos pratos e cunhas;
  - Tensionamento dos cabos;
  - Selagem dos blocos de ancoragem e injeção dos cabos;
- Descofragem e descimbramento.

A cofragem do tabuleiro era constituída por módulos de cofragem de dimensões variáveis, de modo a permitir modelar a geometria do tabuleiro do viaduto. O comprimento dos módulos era variável entre 2,0 e 4,0 metros.

O sistema de cofragem utilizado foi da PERI, e era constituído por:

- Correias SRU 120;
- Vigas GT24 e VT20;
- Tensores de regulação STANDARD PERI;
- Guarda-corpos de segurança;
- Contraplacado marítimo com 21mm de espessura.

No sentido de se poder movimentar os módulos para o tramo seguinte, estes estavam equipados com um sistema de rodas que permitiam, após o desaperto dos prumos para a descofragem, a sua movimentação sobre carris metálicos, executados em perfis UPN140, e reposicionados para a betonagem do tramo seguinte.



**FIGURA 115 - COFRAGEM DOS FUNDOS DE VIGA**



**FIGURA 116 – MONTAGEM DOS MÓDULOS DE COFRAGEM DESLIZANTE**



**FIGURA 117 – MÓDULOS DESLIZANTES DA COFRAGEM INFERIOR**



**FIGURA 118 – ASPETO DA COFRAGEM CONCLUÍDA**



**FIGURA 119 - VISTA SOBRE A FRENTE DE CIMBRA DESCONTÍNUO EM FASE DE BETONAGEM**



**FIGURA 120 – SISTEMA DE AMARRAÇÃO DO TABULEIRO AO PILAR DE JUNTA**

O corte e a moldagem das armaduras foram executados no estaleiro central. A armadura das vigas foi pré-fabricada na frente de obra sobre cavaletes montados para o efeito, permitindo elevados rendimentos na armação de um tramo.



**FIGURA 121 - PRÉ-FABRICAÇÃO DA ARMADURA DAS VIGAS**



**FIGURA 122 - COLOCAÇÃO DA ARMADURA DAS VIGAS DO VIADUTO COM APOIO DE GRUA AUTOMONTANTE**

As betonagens foram executadas por uma autobomba e/ou ao recurso das bombas estacionárias. Qualquer que fosse o tipo de bomba utilizada houve sempre a preocupação de ter uma bomba de reserva. A vibração do betão na aplicação foi garantida por vibradores de agulha de alta-frequência, com diâmetros adequados às peças a betonar, normalmente de 58mm de diâmetro.



**FIGURA 123 – BETONAGEM DO TRAMO DE FECHO DO VIADUTO**



**FIGURA 124 – BETONAGEM COM AUTOBOMBA**



**FIGURA 125 - EXECUÇÃO DO FECHO DO VIADUTO SUL, LOCALIZADO NO TRAMO P34/P35, ENTRE O 1/5 VÃO DOS TRAMOS ADJACENTES**

#### IV.1.6.1. Cimbra apoiado no solo

Foram adotados dois sistemas distintos de cimbra ao solo, um sistema de cimbra contínuo com uma estrutura de prumos distribuídos em quadrícula denominado por sistema *Cuplok* e por um cimbra descontínuo recorrendo a colunas BB20 e asnas BB70.

O sistema de cimbra descontínuo foi utilizado em duas frentes, primeiramente do encontro E1 ao pilar P7 e posteriormente rodou para realizar os tramos do pilar de junta P20-Sul até ao fecho realizado entre os pilares P34-P35. Este sistema descontínuo era constituído por três conjuntos (15,00 m + 11,25 m) de asnas BB70 e colunas BB20 e um conjunto de cofragem para a execução dos tramos de tabuleiro. Deste modo era possível avançar com a montagem da plataforma do tramo seguinte para, posteriormente, avançar com os módulos de cofragem após a descofragem do tramo anterior.

O sistema de cimbra contínuo foi, analogamente, utilizado em duas frentes, passando da frente do pilar de junta P20-Norte ao pilar P10, para a frente que teve início no encontro E2 e que se desenvolveu até ao fecho realizado entre os pilares P34-P35. Este foi executado com recurso a três tramos completos de *Cuplok* e um conjunto de cofragem.



FIGURA 126 - TRANSPORTE DE UM MÓDULO DE CIMBRE TIPO *CUPLOCK*, EVITANDO DESMONTAGENS DESNECESSÁRIAS E MOROSAS.



FIGURA 127 - TRANSPORTE DE UM MÓDULO DE ASNAS PARA INÍCIO, EVITANDO DESMONTAGENS DESNECESSÁRIAS E MOROSAS



FIGURA 128 – CIMBRE CONTÍNUO



FIGURA 129 - CIMBRE DESCONTÍNUO

#### IV.1.6.2. Ensaio de Placa

A capacidade de carga do solo foi aferida em todos os tramos com recurso a ensaios de placa. No caso dos cimbres contínuos estes foram realizados a 1/2 vão e a 1/5 do vão. No cimbra descontínuo os ensaios de placa foram realizados apenas na zona do apoio intermédio, visto que o apoio das colunas BB20 se cumpria diretamente sobre o lintel de fundação, que foi concebido exclusivamente para este efeito.

Os ensaios consistiram na realização de dois ciclos de carga. No primeiro ciclo, a carga de ensaio foi atingida através de 4 patamares de carga, seguindo-se a descarga. No segundo ciclo, atingiu-se cerca de 2/3 da carga de ensaio através de 3 patamares de carga, seguindo-se a descarga.



FIGURA 130 - ENSAIO DE PLACA

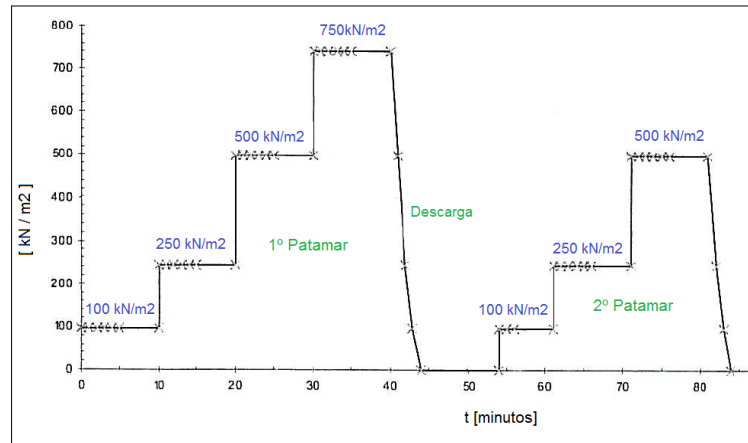


FIGURA 131 - PROGRAMA DE ENSAIO – PATAMARES DE CARGA EM FUNÇÃO DO TEMPO

#### IV.1.7. Ponte

Com a antecedência desejada, e para todas as atividades envolvidas na construção da obra, foram preparados procedimentos exaustivos de modo a antecipar e preparar minuciosamente todos os pormenores e métodos de construção. A título de exemplo apresenta-se a seguir uma listagem dos procedimentos de execução criados para as atividades que estão diretamente ligados à execução da ponte:

- PRT32-ADUELA\_ZERO – Execução de aduela de encabeçamento (aduela 0);
- PRT33-CARRO\_AVANÇO – Montagem dos carros de avanço;
- PRT34-SISTEMA\_EQUIL – Sistema de equilíbrio de consolas;
- PRT35-CONT\_GEOM\_PONTE – Controlo de geometria da ponte;
- PRT36-BET\_ADUELAS\_PONTE – Betonagem das aduelas;
- PRT37-FECHO\_PONTE – Execução de aduelas de fecho;
- PRT38-DES\_CARRO\_AVANÇO – Desmontagem dos carros de avanço;
- PRT40-DEM\_PILARES\_PROV – Demolição dos pilares provisórios.

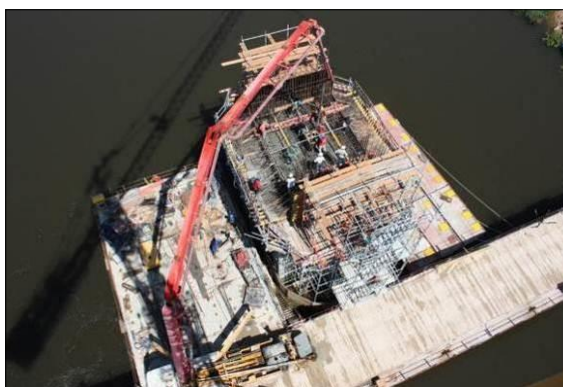
##### IV.1.7.1. Fases de execução da Aduela 0

- Montagem dos aparelhos de apoio com precisão topográfica;
- Implantação topográfica;
- Montagem de cimbra apoiado no maciço de encabeçamento;
- Montagem da cofragem da laje de fundo e das paredes laterais;
- 1ª Fase – Laje de fundo;
  - Montagem de armaduras;
  - Betonagem;
- 2ª Fase – Paredes laterais;
  - Montagem de armaduras;
  - Colocação das bainhas;
  - Fixação das ancoragens do pré-esforço transversal à cofragem;

- Fecho da cofragem interior;
- Betonagem;
- Descofragem;
- 3ª Fase – Laje superior e consolas;
  - Montagem de cimbre;
  - Montagem da cofragem;
  - Montagem de armaduras;
  - Colocação das bainhas do pré-esforço longitudinal;
  - Controlo topográfico da geometria;
  - Betonagem;
  - Tensionamento do pré-esforço transversal;
  - Descofragem.



**FIGURA 132 - MONTAGEM DA COFRAGEM DE FUNDO**



**FIGURA 133 - BETONAGEM DA LAJE DE FUNDO**



**FIGURA 134 - COFRAGEM DAS PAREDES E SEPTOS**



**FIGURA 135 – DESCOFRAGEM DAS PAREDES CONCLUÍDA**



FIGURA 136 - BETONAGEM DA LAJE SUPERIOR



FIGURA 137 - ADUELA 0 CONCLUÍDA

#### IV.1.7.2. Restantes aduelas da ponte

A construção da ponte pelo método de avanços sucessivos com recurso a carros de avanço foi objeto de exaustivo planeamento e análise, desde o dimensionamento do acondicionamento da estrutura metálica dos carros de avanço de forma a adaptá-los às características da ponte em questão e da verificação minuciosa de todos os elementos que os constituem, designadamente, os sistemas hidráulicos, as cofragens, as ligações soldadas e os restante elementos de ligação, mitigando e/ou anulando situações anómalas detetadas.

As armaduras foram cortadas e moldadas no estaleiro central, à semelhança do viaduto. Uma nota importante foi o facto de se ter optado pela pré-fabricação das armaduras dos maciços de ancoragem do pré-esforço de solidarização, permitindo um avanço considerável no ciclo de execução de uma aduela.

As betonagens foram garantidas por uma bomba estacionária, acoplada a uma linha de betonagem com bifurcação, permitindo a betonagem simultânea do par de aduelas, garantindo o equilíbrio estático das consolas adjacentes.

As volumetrias de cada par de aduelas a betonar foram as que seguem nas Tabela 15 e Tabela 16.

TABELA 15 - VOLUMETRIAS DE CADA PAR DE ADUELAS DA FRENTE P8

P8	TRAMOS	Comp. (m)	Volumes (m3)			
			Laje de Fundo (m3)	Paredes (m3)	Laje Superior (m3)	Total (m3)
	ADUELA 1	3,70	30,93	16,76	27,31	150,00
	ADUELA 2	3,70	27,30	15,39	27,31	140,00
	ADUELA 3	4,20	29,04	15,96	31,00	152,00
	ADUELA 4	4,20	26,51	14,49	31,00	144,00
	ADUELA 5	4,20	23,86	13,15	31,00	136,00
	ADUELA 6	5,00	26,00	14,10	36,90	154,00
	ADUELA 7	5,00	23,45	12,65	36,90	146,00
	ADUELA 8	5,00	21,65	11,45	36,90	140,00
	ADUELA 9	5,00	19,60	10,50	36,90	134,00
	ADUELA 10	5,00	17,35	9,75	36,90	128,00
	ADUELA 11	5,00	16,85	9,25	36,90	126,00
	ADUELA 12	5,00	17,00	9,10	36,90	126,00
	FECHO P8-P7	4,00	13,24	7,24	29,52	100,00
				SUBTOTAL		1.776,00

TABELA 16 - VOLUMETRIAS DE CADA PAR DE ADUELAS DA FRENTE P9

P9	TRAMOS	Comp. (m)	Volumes (m3)			
			Laje de Fundo (m3)	Paredes (m3)	Laje Superior (m3)	Total Real (m3)
	ADUELA 1	3,70	30,93	16,76	27,31	150,00
	ADUELA 2	3,70	27,30	15,39	27,31	140,00
	ADUELA 3	4,20	29,04	15,96	31,00	152,00
	ADUELA 4	4,20	26,51	14,49	31,00	144,00
	ADUELA 5	4,20	23,86	13,15	31,00	136,00
	ADUELA 6	5,00	26,00	14,10	36,90	154,00
	ADUELA 7	5,00	23,45	12,65	36,90	146,00
	ADUELA 8	5,00	21,65	11,45	36,90	140,00
	ADUELA 9	5,00	19,60	10,50	36,90	134,00
	ADUELA 10	5,00	17,35	9,75	36,90	128,00
	ADUELA 11	5,00	16,85	9,25	36,90	126,00
	ADUELA 12	5,00	17,00	9,10	36,90	126,00
	FECHO P9-P10	4,00	13,24	7,24	29,52	100,00
	FECHO PONTE	4,00	13,24	7,24	29,52	100,00
				SUBTOTAL		1.876,00



### IV.1.7.3. Fechos da ponte com o viaduto

A execução dos fechos foi efetivada com recurso aos carros de avanço (CAV).

O primeiro fecho (P8-P7) foi realizado pelo CAV cor-de-laranja. Este, CAV1\_Catete, foi desmontado logo após a conclusão da 2ª fase do pré-esforço de solidarização.

O segundo e terceiro fechos foram executados pelo CAV de cor verde. O CAV2\_Muxima e o CAV2\_Catete foram desmontados após a conclusão da execução dos respetivos fechos.

A sequência de fechos foi a seguinte, de acordo com o projeto de Controlo de Geometria:

- 1º Fecho – Tramo 8 – Entre os pilares P7 e P8;
- 2º Fecho – Tramo 10 – Entre os pilares P9 e P10;
- 3º Fecho – Tramo 9 – Entre os pilares P8 e P9;

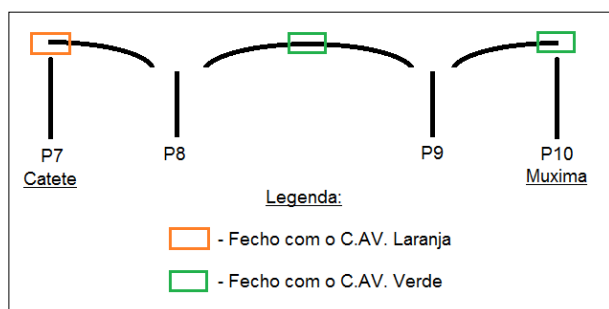


FIGURA 138- ESQUEMA DOS FECHOS REALIZADOS NA PONTE

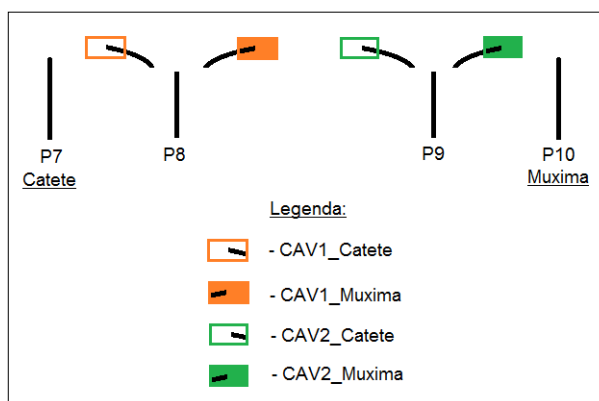


FIGURA 139 - ESQUEMA DA DESIGNAÇÃO DOS CARROS DE AVANÇO

Apresenta-se de seguida a sequência das principais atividades da frente do pilar P8:

- Pré-esforço do par de aduelas 12 (última antes da aduela de fecho);
- Avanço do CAV1\_Catete para a aduela 12;
- Desmontagem de plataforma dianteira do CAV1\_Muxima e recuo para a aduela anterior (Aduela 10) para não colidir com o CAV2\_Catete;
- Apoio do aparelho de fecho na consola do P7 (1/5 de vão);
- Travamento do aparelho de fecho;
- Execução da armadura, cofragem e pré-esforço;
- Betonagem;
- Pré-esforço de solidarização – 1ª Fase;
- Pré-esforço de solidarização – 2ª Fase;
- Desativação do sistema de equilíbrio de consolas da VSL;
- Desativação dos macacos hidráulicos do sistema de equilíbrio de consolas (permaneceram no local caso fossem necessários para algum acerto da consola de meio vão);
- Desmontagem do CAV1\_Catete;
- Desmontagem do CAV1\_Muxima ficou montado até à execução do fecho final, servindo de lastro para o equilíbrio da consola na cota desejada;

As atividades da frente do pilar P9 seguiram a mesma sequência do pilar P8, com a diferença de o CAV2\_Catete ter realizado o fecho central.

Apresenta-se a seguir a sequência das principais atividades na execução do fecho final:

- Avanço do CAV2\_Catete para aduela 12;
- Apoio do aparelho de fecho na consola do P8;
- Travamento do aparelho de fecho com 4 perfis HEB400 e carris do carro;
- Armadura, cofragem e pré-esforço;
- Betonagem;
- Pré-esforço de solidarização – 1ª Fase;
- Pré-esforço de solidarização – 2ª Fase;
- Desmontagem do CAV1\_ Muxima e CAV2\_ Catete.

As diferenças altimétricas das duas consolas opostas na véspera do fecho central estão resumidas nas tabelas seguintes. Verifica-se que, considerando a cota do eixo da viga caixão, a diferença era de cerca de 15mm. Considerando a média das cotas das almas, a diferença era cerca de 11mm.

**TABELA 17 - DIFERENÇAS ALTIMÉTRICAS ENTRE CONSOLAS OPOSTAS A MEIO VÃO**

**16-07-2010 - 7h00m**

		<b>Consola P8-AD12-M</b> Depois de colocação de Contrapesos e aperto do Aparelho de Fecho		<b>Delta</b>	<b>Consola P9-AD12-C</b> Depois de colocação de Contrapesos e aperto do Aparelho de Fecho	
		<b>P8E12</b>			<b>P9E12</b>	
<b>Eixo (B2)</b>	Teórico	36,821	0,008	0,000	0,015	36,821
	Real	36,813	-0,008	0,015		36,828
		<b>Consola P8-AD12-M</b> Depois de colocação de Contrapesos e aperto do Aparelho de Fecho		<b>Delta</b>	<b>Consola P9-AD12-C</b> Depois de colocação de Contrapesos e aperto do Aparelho de Fecho	
		<b>P8E12</b>			<b>P9E12</b>	
<b>Almas (A1&amp;A2)</b>	Teórico	36,821	0,003	0,000	0,011	36,821
	Real	36,824	0,003	0,011		36,835



**FIGURA 140 - FECHO P7-P8**



**FIGURA 141 - FECHO P9-P10**



**FIGURA 142 - FECHO CENTRAL**



**FIGURA 143 - FECHO CENTRAL**



**FIGURA 144 - INCREMENTO ESTRUTURAL DA PONTE**



**FIGURA 145 - INCREMENTO ESTRUTURAL DA PONTE**



**FIGURA 146 - INCREMENTO ESTRUTURAL DA PONTE**



**FIGURA 147 - INCREMENTO ESTRUTURAL DA PONTE**



**FIGURA 148 - VISTA INTERIOR DA VIGA-CAIXÃO  
SOBRE A CONSOLA OPOSTA**



**FIGURA 149 - VISTA SOBRE VÃO CENTRAL**



FIGURA 150 - VISTA GERAL



FIGURA 151 - VISTA GERAL E DESMONTAGEM DO JETTY

#### IV.1.8. Betuminoso

O tapete betuminoso foi fabricado e fornecido pela central de betão betuminoso da Tecnovia, a sua aplicação esteve a cargo do subempreiteiro contratado, a Moldaterras, e a coordenação foi gerida pela Teixeira Duarte Engenharia, S.A..

No sentido de obter uma panorâmica geral das cotas do tabuleiro, foi realizado um levantamento topográfico exaustivo do tabuleiro da ponte e viadutos de acesso. Os perfis levantados distavam 5 metros entre si e em 3 pontos transversais, junto ao lancil e ao eixo. Este levantamento deu lugar a um plano de manchas que serviu de base para a decisão de se realizarem três fases de pavimentação distintas:

- 1ª Fase – Enchimento prévio das depressões com argamassa betuminosa com espessura variável até ao limite de 40mm;
- 2ª Fase – Camada de regularização com betão betuminoso, garantindo que nas zonas mais desfavoráveis se aplique uma camada mínima de 25mm;
- 3ª Fase – Camada de desgaste com betão betuminoso constante com mínimo de 30mm.

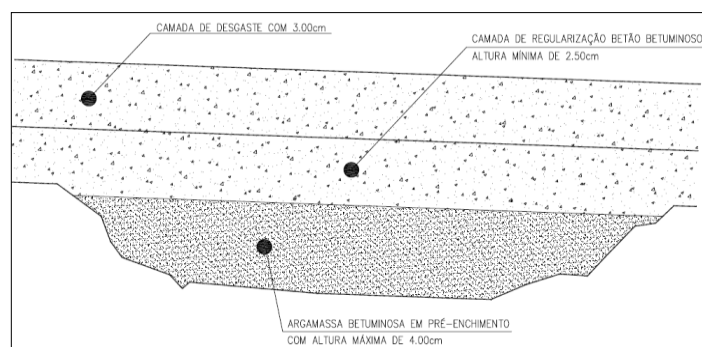


FIGURA 152 - ESQUEMA DA ESTRATÉGIA DE PAVIMENTAÇÃO ADOTADA

---

Apresentam-se de seguida de forma simplificada as fases gerais de execução;

- Limpeza prévia, por intermédio de ar comprimido e escovagem com recurso a uma miniescavadora com rolo-escova;
- Rega de colagem nas zonas de pré-enchimento;
- Pré-enchimento das depressões com argamassa betuminosa;
- Rega de colagem para receção da camada de regularização;
- Camada de regularização com betão betuminoso;
- Rega de colagem para receção da camada de desgaste;
- Camada de desgaste com betão betuminoso.



**FIGURA 153 – COMPACTAÇÃO DA CAMADA DE DESGASTE**



**FIGURA 154 - ESPALHAMENTO DA CAMADA DE DESGASTE**



**FIGURA 155 - EXECUÇÃO DE JUNTA A QUENTE**



**FIGURA 156 - VISTA FINAL**

## IV.1.9. Aparelhos de apoio, dissipador viscoso e juntas de dilatação

Os aparelhos de apoio, os dissipadores viscosos e as juntas de dilatação foram fornecidos pela VSL, Sistemas Portugal, S.A.

### IV.1.9.1. Aparelhos de apoio

A montagem dos aparelhos de apoio foi realizada pela Teixeira Duarte Engenharia, S.A., sob a supervisão dos técnicos responsáveis da VSL. Como se verifica numa das figuras, foi concebido um sistema para a execução dos negativos necessários para a instalação posterior dos aparelhos de apoio, evitando-se más práticas como corte do betão e do aço através de carotagem.

Foram instalados 96 aparelhos de apoio em obra, sendo as suas características gerais as que seguem:

**TABELA 18 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS APARELHOS DE APOIO DO MÓDULO NORTE**

MÓDULO NORTE												
APARELHOS DE APOIO DO TIPO "POT-BEARING"												
APOIO	TIPO	FORÇAS VERTICAIS				FORÇAS HORIZONTAIS				DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES		n° Ap.
		ELS		ELU		ELS		ELU		dlong.máx. (mm)	rot. máx. (rad.)	
		NMáx. (kN)	NMin. (kN)	NMáx. (kN)	NMin. (kN)	FLong. (kN)	FTransv. (kN)	FLong. (kN)	FTransv. (kN)			
E1	U	3750	1000	4500	750	----	350	----	450	± 400	0.02	2
P1	U	7500	3000	11000	3250	----	750	----	1100	± 400	0.02	2
P2, P3, P4, P19	U	7500	3000	11000	3250	----	750	----	1100	± 350	0.02	8
P5, P16, P17, P18	U	7500	3000	11000	3250	----	750	----	1100	± 300	0.02	8
P6, P11 a P15	F	7500	3000	11000	3250	750	750	1100	1100	----	0.02	12
P7, P10	F	6500	1750	10000	1750	650	650	1000	1000	----	0.02	4
P8	U*	30000	20000	37500	20000	----	3000	4500	6000	± 125	0.02	2
P9	F	30000	20000	37500	20000	3000	3000	4500	6000	----	0.02	2
P20N	U	3750	1000	4500	750	----	350	----	450	± 350	0.02	2

\* - OS APARELHOS DE APOIO DO PILAR P8 FUNCIONARÃO COMO UNIDIRECCIONAIS PARA ACÇÕES LENTAS E COMO FIXOS PARA ACÇÕES RÁPIDAS.

**TABELA 19 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS APARELHOS DE APOIO DO MÓDULO SUL**

MÓDULO SUL												
APARELHOS DE APOIO DO TIPO "POT-BEARING"												
APOIO	TIPO	FORÇAS VERTICAIS				FORÇAS HORIZONTAIS				DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES		n° Ap.
		ELS		ELU		ELS		ELU		dlong.máx. (mm)	rot. máx. (rad.)	
		NMáx. (kN)	NMin. (kN)	NMáx. (kN)	NMin. (kN)	FLong. (kN)	FTransv. (kN)	FLong. (kN)	FTransv. (kN)			
P20S	U	3750	1000	4500	750	----	350	----	450	± 300	0.02	2
P41 a P43	U	7500	3000	11000	3250	----	750	----	1100	± 350	0.02	6
P36 a P40	U	7500	3000	11000	3250	----	750	----	1100	± 300	0.02	10
P44, P45	U	7500	3000	11000	3250	----	750	----	1100	± 400	0.02	4
P21 a P35	F	7500	3000	11000	3250	750	750	1100	1100	----	0.02	30
E2	U	3750	1000	4500	750	----	350	----	450	± 400	0.02	2



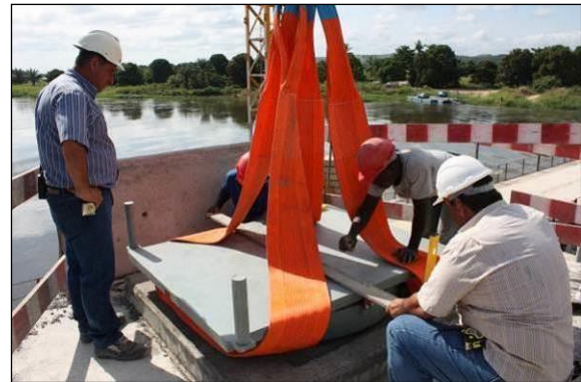
**FIGURA 157 – GABARIT PARA COLOCAÇÃO DE APARELHO DE APOIO**



**FIGURA 158 - MONTAGEM DE APARELHO DE APOIO EM PILAR DO VIADUTO**



**FIGURA 159 - SELAGEM DE APARELHO DE APOIO ENCONTRO E1 COM ARGAMASSA DE RETRAÇÃO COMPENSADA**



**FIGURA 160 – MONTAGEM APARELHO DE APOIO DA PONTE NO PILAR P8**

#### IV.1.9.2. Juntas de Dilatação

Devido à indefinição do dono de obra relativamente à empreitada dos acessos e para não comprometer a garantia das juntas de dilatação dos dois encontros, foi montada apenas a junta de dilatação do pilar P20. A montagem das juntas de dilatação do encontro E1 e do encontro E2 protelou-se para a fase de execução dos acessos à ponte.

A montagem da junta ficou a cargo dos técnicos especializados da VSL.



FIGURA 161 – MONTAGEM DA JUNTA DE DILATAÇÃO DO PILAR DE JUNTA P20



FIGURA 162 – JUNTA DE DILATAÇÃO DO PILAR P20

As especificações técnicas das juntas são apresentadas no quadro seguinte:

TABELA 20 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS JUNTAS DE DILATAÇÃO

POSIÇÃO	Tipo de Dispositivo	Refer.	Deslocamento					Viés $\alpha$ (g)	Pré-compr. (mm)	Junta Estrut. (na Montagem)		Quant. (m.l.)
			Longitudinal			Transversal				Min (mm)	Máx (mm)	
			Abert. (mm)	Fecho (mm)	Ampl. (mm)	Abert. (mm)	Fecho (mm)					
E1 (Catete)	TRANSFL.	2400	300	300	600	0	0	100	0	20	620	11,15
E2 (Muxima)	TRANSFL.	2800	350	350	700	0	0	100	0	20	720	11,15
P20 (Pil. Junta)	TRANSFL.	4400	550	550	1100	0	0	100	0	20	1120	11,15

**Deslocamentos:** Deslocamentos a efectuar pela junta de dilatação exigidos no projecto de execução.

**Longitudinal:** Na direcção do eixo longitudinal do tabuleiro.

**Transversal:** Na direcção normal ao eixo longitudinal do tabuleiro.

**Viés:** Ângulo formado pelo eixo da junta com o eixo longitudinal do tabuleiro.

**Pré-compr.** Pré-compressão (Deslocamento inicial) imposto no dispositivo durante a montagem.

**Junta estrutural:** Dimensão máxima/mínima da junta entre as superfícies de betão estrutural, durante a montagem, à temperatura média

**Quantidade:** Medida ao longo da faixa de rodagem

---

## IV.1.10. Acabamentos

### IV.1.10.1. Serralharias

As serralharias, nomeadamente, os guarda-corpos, as guardas de segurança, os alçapões de proteção ao acesso ao interior dos pilares da ponte, as escadas de acesso ao interior dos pilares da ponte, os respiradores colocados em cada aduela da ponte, as gárgulas, foram adjudicadas à empresa portuguesa Metalgalva, Irmãos Silvas, S.A..



**FIGURA 163 – GUARDA CORPOS, GUARDAS DE SEGURANÇA E SUMIDOURO**



**FIGURA 164 – ALÇAPÃO DE ACESSO AO INTERIOR DOS PILARES DA PONTE**



**FIGURA 165 - MONTAGEM DA ESCADA DE ACESSO**

---

#### IV.1.10.2. Vigas de Bordadura

As vigas de bordadura foram pré-fabricadas no estaleiro, a sua colocação em obra cumpriu-se com o auxílio de uma retroescavadora e uma ferramenta concebida para o efeito.



FIGURA 166 - MOLDES DE FABRICO EM SÉRIE DE VIGAS DE BORDADURA



FIGURA 167- COLOCAÇÃO DAS VIGAS DE BORDADURA

#### IV.1.10.3. Passeios e Lancis

A execução dos passeios seguiu a seguinte sequência de trabalhos:

- Assentamento e alinhamento das vigas de bordadura;
- Fixação dos chumbadouros nos lancis para as guardas de segurança tendo em conta o alinhamento das vigas de bordadura;
- Colocação dos tubos para o poste de iluminação nos lancis;
- Betonagem dos lancis;
- Colocação dos 4 alinhamentos de tubo PVC rígido,  $\Phi$  110mm;
- Execução da cofragem das caixas técnicas nos passeios;
- Betonagem do passeio;
- Execução de esquartelamento;
- Colocação de tampas de betão armado nas caixas técnicas.



FIGURA 168 - BETONAGEM DE LANCIL



FIGURA 169 – COFRAGEM DESLIZANTE



FIGURA 170 - TUBAGEM E CAIXA TÉCNICA

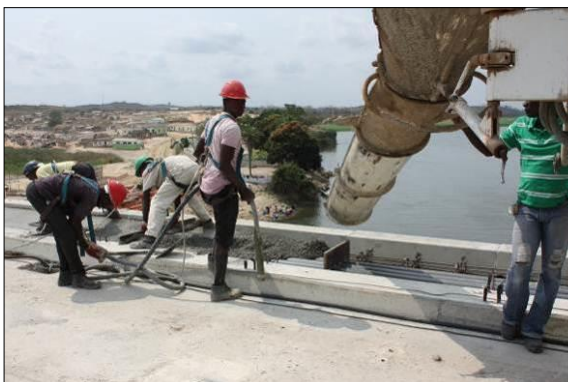


FIGURA 171 - BETONAGEM DE PASSEIO

#### IV.1.11. Instrumentação da ponte

É importante registar que a ponte está a ser objeto de uma monitorização por parte do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e do Laboratório de Engenharia de Angola.

Para além da instrumentação instalada, também foram executados ensaios de carga, dinâmicos e estáticos.

Apresenta-se de seguida um resumo dos equipamentos instalados para as monitorizações em curso:

Designação:	Quantidade:
Clinómetro elétrico	2
Célula de pressão para o nivelamento hidrostático	8
Extensómetro de corda vibrante no interior do betão	16
Extensómetro com <i>termístor</i> no interior do betão	8
Termómetro elétrico de resistência	19
Provetes compensadores Termo higrométricos	12
Provetes compensadores de fluência	6
Sensor de temperatura e humidade relativa do ar	1
Sonar automático para registo de erosões localizadas	2
Hidrómetro para registo de níveis de água	1
<i>Datalogger</i>	2
Painéis Solares	1
Modem GSM	1
Estação Meteorológica	1

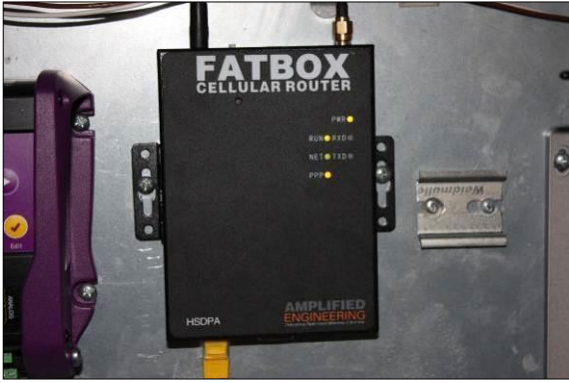


FIGURA 172 - MODEM GSM



FIGURA 173 - DATALOGGER - "MÃE"

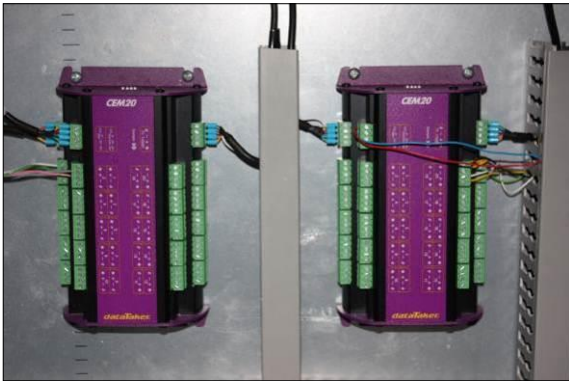


FIGURA 174 - DATALOGGER - UNIDADES EXPANSIVAS



FIGURA 175 - CLINÓMETRO ELÉTRICO



FIGURA 176 - PROJETOS COMPENSADORES PARA CÁLCULO DA FLUÊNCIA E RETRAÇÃO

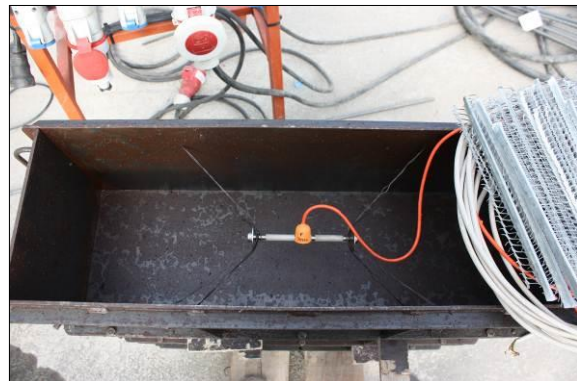


FIGURA 177 - EXTENSÓMETRO EM PROJETE COMPENSADOR



FIGURA 178 - SENSOR DE TEMPERATURA E HUMIDADE RELATIVA DO AR



FIGURA 179 - EXTENSÓMETRO DO INTERIOR DO BETÃO



**FIGURA 180 - TERMÓMETROS NO INTERIOR DO BETÃO**



**FIGURA 181 - UNIDADE DE RESERVA DE ENERGIA ELÉTRICA**



**FIGURA 182 - CÉLULAS DE PRESSÃO PARA NIVELAMENTO HIDROSTÁTICO**



**FIGURA 183 - SONAR AUTOMÁTICO PARA REGISTO DE EROSÕES LOCALIZADAS, COLOCADO NO MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO DO PILAR P8**



**FIGURA 184 - ESTAÇÃO METEOROLÓGICA E PAINÉIS SOLARES**



**FIGURA 185 - ENSAIO DE CARGA ESTÁTICA**

## IV.2. Estaleiro

O estaleiro encontrava-se dividido, fundamentalmente, em duas áreas distintas:

- Estaleiro industrial principal;
- Estaleiro social.

O estaleiro ocupou uma área de aproximadamente 32 000,00 m<sup>2</sup> (3,2 Hectares).

Foram instaladas as necessárias redes de abastecimento de água, estação de tratamento de água, saneamento básico com recurso a fossas sépticas, rede elétrica com produção via geradores e internet via satélite.

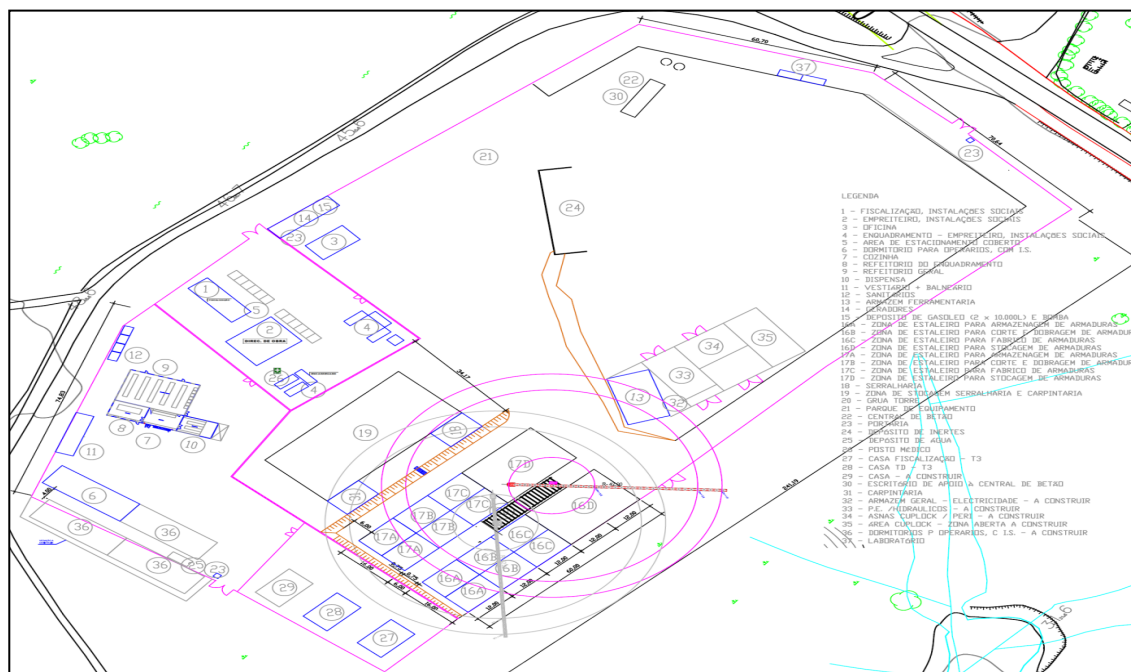


FIGURA 186 - PLANTA GERAL DE ESTALEIRO

### IV.2.1. Estaleiro Social

O Estaleiro Social foi constituído essencialmente pelos escritórios da direção de obra da Teixeira Duarte, da Fiscalização / Dono de Obra, pelos dormitórios e pelo refeitório.

A ocupação máxima em termos de dormidas em estaleiro era de 240 camas. Os 4 dormitórios acolhiam 224 Homens, ou seja, 56 operários a pernoitarem em 2 beliches por quarto. O enquadramento (Encarregados) dispunha de 8 dormidas em obra, distribuídos por um pré-fabricado T3 e um T5. Os quadros (Engenheiros) e a fiscalização encontravam-se distribuídos em dois pré-fabricados de tipologia T4.



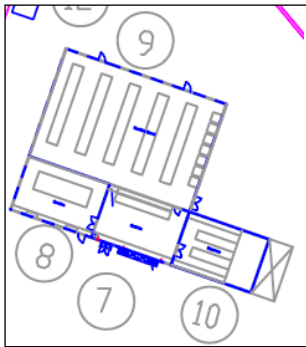
FIGURA 187 – ESCRITÓRIOS, ZONA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

#### Legenda:

1	Escritórios Fiscalização
2	Escritórios Direção Obra
4	Apontadoria
26	VSL/COC/Enfermaria/Enc. Geral



FIGURA 188 – VISTA AÉREA DA ZONA DE ESCRITÓRIOS



Legenda:	
9	Refeitório Geral
8	Refeitório Enquadramento
7 / 10	Cozinha

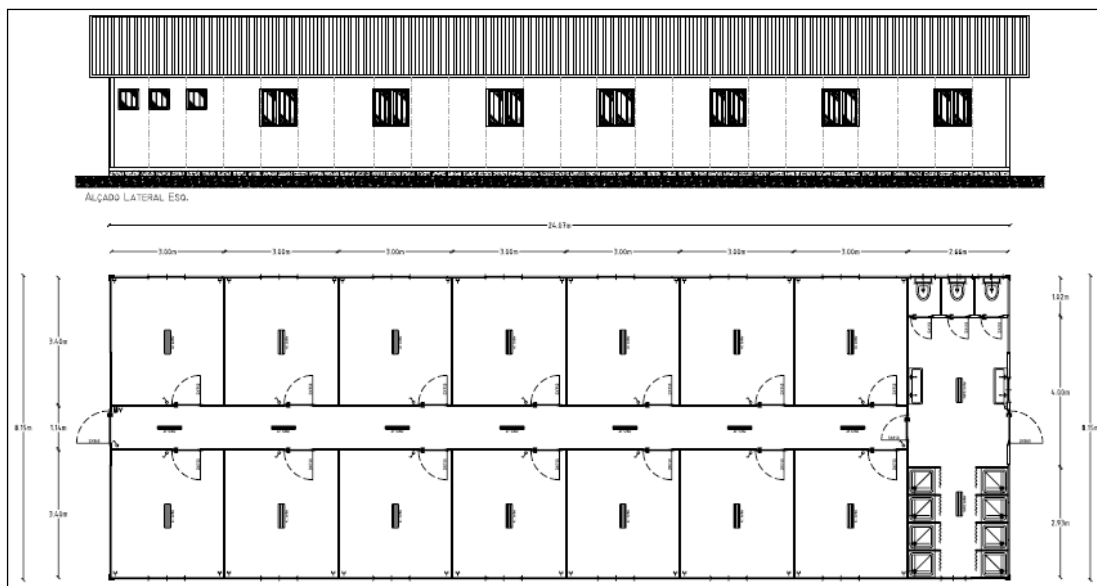
FIGURA 189 - REFEITÓRIO GERAL / REFEITÓRIO ENQUADRAMENTO / COZINHA



FIGURA 190 - REFEITÓRIO, SANITÁRIOS E BALNEÁRIOS



FIGURA 191 - MONTAGEM DAS CASAS E DOS DORMITÓRIOS



**FIGURA 192 – DORMITÓRIO PRÉ-FABRICADO PARA ALBERGAR OPERÁRIOS**

Para além das instalações anteriormente referidas, localizadas no estaleiro, foram alocadas à obra cinco moradias para o restante enquadramento afeto à presente empreitada, para além do alojamento cedido pela base de vida, pertencente à Teixeira Duarte, em Viana, que dista cerca de 70km da obra.

Foi montado um posto de primeiros socorros com a afetação de um enfermeiro e de uma ambulância a tempo inteiro.

O refeitório foi provido dos necessários equipamentos, dimensionado em função da carga máxima de mão-de-obra adstrito à empreitada (450 trabalhadores) e dos horários de escalonamento de refeições.

Foram concebidas instalações sanitárias e balneários, com capacidade de utilização dimensionada tendo como base as anteriores premissas.

Foi colocado ao serviço dos trabalhadores um conjunto de transportes, constituídos por 2 autocarros de 50 lugares, 4 autocarros, 2 de 30 lugares e os outros 2 de 15 lugares. Este serviço permitiu garantir o transporte dos trabalhadores que não pernoveram na obra. Salienta-se que a distribuição foi na ordem dos 50% a pernover em obra, contra uma percentagem idêntica a utilizar os transportes referidos anteriormente, Apresenta-se de seguida um quadro referente a Dezembro de 2009, que representou o dimensionamento da distribuição do pessoal pelos transportes.

**TABELA 21- DISTRIBUIÇÃO DE PESSOAL PELOS TRANSPORTES E ESTALEIRO A 16-12-2009**

<b>CARGAS DE MÃO DE OBRA O10125</b>				
<b>FRENTE</b>	<b>INSCRITOS</b>	<b>PRESENCAS EM 16-12-2009</b>	<b>TAXA PRESENCAS ( % )</b>	<b>AUSÊNCIAS</b>
ESTALEIRO	56	37	66%	19
FRENTE AÇO	32	24	75%	8
PONTE	25	16	64%	9
ACABAMENTOS	10	2	20%	8
REALOJAMENTOS	24	20	83%	4
VIADUTO	48	35	73%	13
PRÉ-ESFORÇO	14	14	100%	0
COC	68	59	87%	9
DIVERSOS : SE's	78	54	69%	24
<b>TOTAL</b>	<b>355</b>	<b>261</b>	<b>74%</b>	<b>94</b>

<b>CIRCUITO DOS AUTOCARROS O10125</b>				
<b>VIATURA</b>	<b>LOTAÇÃO</b>	<b>OCUPAÇÃO 16-12-2009</b>	<b>TAXA OCUPAÇÃO ( % )</b>	<b>ORIGEM</b>
ANGOREAL 1	45	45	100%	SONANGALP
ANGOREAL 2	45	43	96%	ESTALAGEM
ANGOREAL 3	45	40	89%	FRESCANGOL
CIVILIAN 1	30	14	47%	BASE VIANA
CIVILIAN 2	30	20	67%	PETRANGOL
URVAN 1	15	11	73%	GRAFANIL
<b>TOTAL</b>	<b>210</b>	<b>173</b>	<b>82%</b>	

<b>DORMIDAS EM OBRA O10125</b>				
<b>AFFECTAÇÃO</b>	<b>LOTAÇÃO ( CAMAS )</b>	<b>OCUPAÇÃO 16-12-2009</b>	<b>TAXA OCUPAÇÃO ( % )</b>	<b>DISPONIVEL</b>
COC	84	34	40%	50
OPUBLICA + DIVERSOS	112	54	48%	58
<b>TOTAL</b>	<b>196</b>	<b>88</b>	<b>45%</b>	<b>108</b>

#### **IV.2.2. Estaleiro Industrial**

Para além dos estaleiros de apoio nas frentes de obra, foi concebido um estaleiro industrial onde ficaram estabelecidos os centros de apoio à produção, nomeadamente:

- Estaleiro de ferro para armazenamento, corte, dobragem e moldagem de armaduras;
- Carpintaria para apoio aos trabalhos de cofragem, gerido pelo COC (Centro Operacional de Cofragem e Pré-Esforço – Subsetor da Teixeira Duarte, SA);
- Serralharia situada nas imediações da carpintaria;
- Oficina mecânica;
- Sector do combustível, depósitos de gasóleo com a capacidade total de 20 000 litros;
- Zona de geradores;
- Ferramentaria;
- Armazém geral.

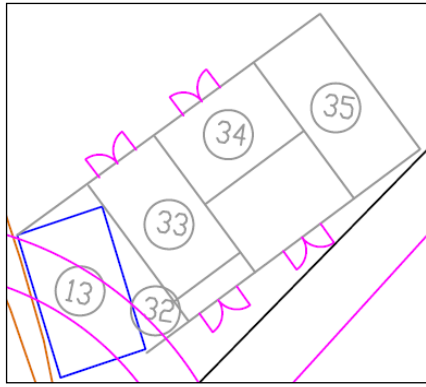


FIGURA 193 - ARMAZÉM E FERRAMENTARIA

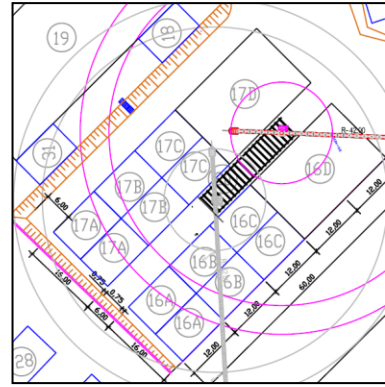


FIGURA 194 – ESTALEIRO DO FERRO

Legenda:	
13	Ferramentaria
16 e 17	Estaleiro do ferro
18	Carpintaria
31	Serralharia
32	
33	Armazém geral
34	
35	



FIGURA 195- ARMAZÉM GERAL



FIGURA 196 - CENTRAL DE BETÃO



FIGURA 197 - ESTALEIRO DO FERRO



FIGURA 198 - SERRALHARIA

### IV.2.3. Estaleiro Frente de Rio

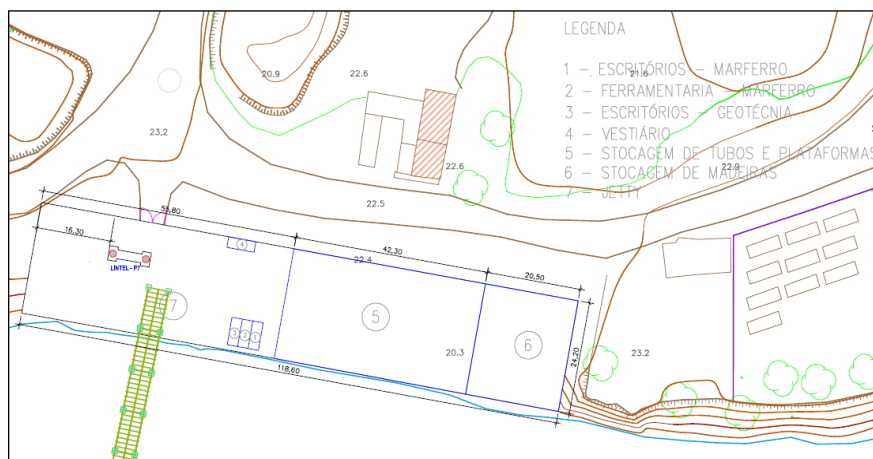


FIGURA 199 - ESTALEIRO DA FRENTE DE RIO

## IV.3. Planeamento de Obra

### IV.3.1. Organograma

Considerou-se adequada para as características da empreitada em questão um organograma estruturado seguindo os seguintes setores:

- Geotecnia e fundações;
- Produção (ponte e viadutos de acesso);
- Logística, controle e planeamento;
- Qualidade;
- Cofragens e cimbres afecta ao Centro Operacional de Cofragem, (C.O.C.) da Teixeira Duarte, S.A.;
- Produção de betão incluindo laboratório afecta à Betangola;
- Serviços administrativos, ficaram a cargo um técnico administrativo de produção, tendo também a seu cargo toda gestão do estaleiro social;
- Coordenação de higiene e segurança, ficou a cargo de um engenheiro civil e de um técnico de segurança;
- Serviços técnicos, abrangendo a preparação e métodos de trabalho, topografia e medições.



### IV.3.2. Plano de Trabalhos

O conjunto de atividades que englobou o plano de trabalhos foi executado com o objetivo de concluir a empreitada em Agosto de 2010, antecipando o prazo anteriormente previsto de Dezembro de 2010.

#### IV.3.2.1. Reconhecimento Geotécnico



FIGURA 201 - CAMPANHA DE SONDAGENS

TABELA 22 - QUANTIDADE DE SONDAGENS EXECUTADAS

Quantidade	69 Sondagens
Comprimento Total Executado	3 447,93 ml
Profundidade Máxima	74,60 ml

#### IV.3.2.2. Estacas

Na execução das estacas foram mobilizadas duas equipas e respetivo equipamento, uma para a execução das estacas do viaduto e outra para as estacas da ponte, cujo início ocorreu 13/12/2008 prevendo a sua finalização a 28/11/2009.

##### IV.3.2.2.1. Estacas $\Phi$ 1500 mm

TABELA 23 - QUANTIDADE E RENDIMENTOS DE ESTACAS DE  $\Phi$  1500MM

Quantidade	89 Estacas
Comprimento Total Executado	4 821,70 ml
Comprimento Médio	54,18 ml
Comprimento Máximo	74,50 ml
Ciclo de Trabalho	1 Estaca = 2 dias

##### IV.3.2.2.2. Estacas $\Phi$ 720 mm – Vibrocavadas

TABELA 24 - QUANTIDADE DE ESTACAS DE 720MM DO JETTY

Comprimento Total Executado	2 927,87 ml
Comprimento Médio	33,27 ml
Comprimento Máximo	43,70 ml

#### IV.3.2.3. Maciços de encabeçamento e lintéis de fundação

##### IV.3.2.3.1. Viaduto

A betonagem dos lintéis de fundação tinham início previsto para 10 de Fevereiro de 2009 e iniciaram-se a 18 de Março, a última betonagem estava prevista para 08 de Outubro de 2009 e ocorreu a 24 de Outubro de 2009.

O rendimento médio ( $\eta$ ) foi de:

$$\eta = 3,0 \text{ dias / maciço}$$

TABELA 25 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS LINTÉIS DE FUNDAÇÃO DO VIADUTO

**TRAVESSAS VIADUTO - NORTE e SUL**

TRAVESSAS	BETONAGEM		TRAVESSAS	BETONAGEM	
	PREVISTA	REALIZADA		PREVISTA	REALIZADA
LT1	10-Fev-09	18-Mar-09	LT24	07-Jul-09	10-Jul-09
LT7	17-Mar-09	18-Mar-09	LT25	11-Jul-09	27-Jul-09
LT2	16-Fev-09	21-Mar-09	LT26	16-Jul-09	14-Jul-09
LT3	21-Fev-09	21-Mar-09	LT27	21-Jul-09	14-Jul-09
LT4	27-Fev-09	24-Mar-09	LT28	25-Jul-09	18-Jul-09
LT5	05-Mar-09	27-Mar-09	LT29	30-Jul-09	30-Jul-09
LT6	11-Mar-09	24-Mar-09	LT30	04-Ago-09	01-Ago-09
LT10	13-Jun-09	03-Ago-09	LT31	08-Ago-09	15-Ago-09
LT11	06-Jun-09	15-Mai-09	LT32	13-Ago-09	12-Ago-09
LT12	30-Maio-09	26-Set-09	LT33	18-Ago-09	13-Ago-09
LT13	22-Maio-09	30-Mai-09	LT34	22-Ago-09	18-Ago-09
LT14	14-Maio-09	03-Jun-09	LT35	28-Set-09	05-Set-09
LT15	06-Maio-09	03-Jun-09	LT36	01-Set-09	03-Set-09
LT16	28-Abr-09	07-Jul-09	LT37	08-Out-09	12-Set-09
LT17	20-Abr-09	04-Jul-09	LT38	03-Out-09	08-Out-09
LT18	11-Abr-09	24-Jun-09	LT39	29-Set-09	17-Set-09
LT19	03-Abr-09	12-Jun-09	LT40	24-Set-09	22-Set-09
LT20N	26-Mar-09	20-Jun-09	LT41	19-Set-09	24-Out-09
LT20S	18-Jun-09	20-Jun-09	LT42	15-Set-09	22-Out-09
LT21	23-Jun-09	20-Jun-09	LT43	11-Set-09	19-Out-09
LT22	27-Jun-09	30-Jun-09	LT44	08-Set-09	15-Out-09
LT23	02-Jul-09	03-Jul-09	LT45	04-Set-09	12-Out-09

Este facto deveu-se à sobreposição de atividades que compõem a execução das sapatas e maciços, nomeadamente no que concerne à operação de montagem das armaduras. De referir que se encontra excluído neste prazo o saneamento da cabeça das estacas e respetivos ensaios dinâmicos, assim como a execução do betão de limpeza.

#### IV.3.2.3.2. Ponte

A betonagem dos maciços de encabeçamento tinham início previsto para 21 de Dezembro de 2009 e realizou-se a 30 de Dezembro de 2009, a última betonagem estava prevista para 20 de Janeiro de 2010 e ocorreu a 27 de Janeiro de 2010.

O rendimento médio diário ( $\eta$ ) foi de:

$$\eta = 33,0 \text{ dias / maciço}$$

**TABELA 26 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS LINTÉIS DE FUNDAÇÃO DA PONTE**

MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO		
DESIGNAÇÃO	BETONAGEM	
	Conclusão	
	Prevista	Realizada
Pilar P8	21-Dez-09	30-Dez-09
Pilar P9	20-Jan-10	27-Jan-10

#### IV.3.2.4. Pilares

##### IV.3.2.4.1. Pilares do Viaduto

A betonagem dos pilares tinham início previsto para 21 de Fevereiro de 2009 e iniciou-se a 16 de Abril de 2009, a última betonagem estava prevista para 29 de Setembro de 2009 e ocorreu a 30 de Outubro de 2009.

O rendimento médio ( $\eta$ ) foi de:

$$\eta = 5,40 \text{ dias / Pilar (Altura média = 7,9ml)}$$

**TABELA 27 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS PILARES DO VIADUTO NORTE**

PILARES VIADUTO NORTE		
PILARES	BETONAGEM	
	PREVISTA	REALIZADA
P1	21-Fev-09	16-Abr-09
P2	27-Fev-09	25-Abr-09
P3	05-Mar-09	27-Abr-09
P4	17-Mar-09	15-Mai-09
P5	17-Mar-09	18-Mai-09
P6	23-Mar-09	14-Mai-09
P7	28-Mar-09	30-Abr-09

**TABELA 28 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS PILARES DO VIADUTO SUL**

PILARES VIADUTO SUL					
PILARES	BETONAGEM		PILARES	BETONAGEM	
	PREVISTA	REALIZADA		PREVISTA	REALIZADA
P10	23-Jun-09	12-Ago-09	P28	04-Ago-09	31-Jul-09
P11	16-Jun-09	30-Mai-09	P29	03-Ago-09	06-Ago-09
P12	09-Jun-09	03-Out-09	P30	13-Ago-09	15-Ago-09
P13	01-Jun-09	16-Jun-09	P31	18-Ago-09	20-Ago-09
P14	23-Mai-09	19-Jun-09	P32	22-Ago-09	19-Ago-09
P15	15-Mai-09	26-Jun-09	P33	27-Ago-09	24-Ago-09
P16	07-Mai-09	16-Jul-09	P34	01-Set-09	28-Ago-09
P17	29-Abr-09	08-Jul-09	P35	05-Set-09	12-Set-09
P18	21-Abr-09	03-Jul-09	P36	10-Set-09	21-Set-09
P19	13-Abr-09	27-Jun-09	P37	17-Set-09	30-Set-09
P20N	04-Abr-09	01-Jul-09	P38	13-Set-09	15-Out-09
P20S	27-Jun-09	08-Jul-09	P39	08-Set-09	28-Set-09
P21	02-Jul-09	14-Jul-09	P40	03-Set-09	06-Out-09
P22	27-Jun-09	20-Jul-09	P41	29-Set-09	30-Out-09
P23	02-Jul-09	25-Jul-09	P42	24-Set-09	28-Out-09
P24	07-Jul-09	30-Jul-09	P43	21-Set-09	26-Out-09
P25	11-Jul-09	05-Ago-09	P44	17-Set-09	22-Out-09
P26	16-Jul-09	11-Ago-09	P45	14-Set-09	19-Out-09
P27	21-Jul-09	24-Jul-09			

#### IV.3.2.4.2. Pilares da Ponte

A betonagem da 1ª fase dos pilares da ponte tinham início previsto para 08 de Janeiro de 2010 e iniciou-se a 13 de Janeiro de 2010, a betonagem da 4ª e última fase de betonagem do pilar P9 estava prevista para 26 de Fevereiro de 2010 e ocorreu a 22 de Fevereiro de 2010.

O rendimento médio ( $\eta$ ) foi de:

$$\eta = 21 \text{ dias} / \text{Pilar (Altura média} = 9,0 \text{ m)}$$

**TABELA 29 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS PILARES DA PONTE**

PILARES PONTE		
DESIGNAÇÃO	BETONAGEM	
	Conclusão	
	Prevista	Realizada
Pilar P8 – 1.ª Elevação	08-Jan-10	13-Jan-10
Pilar P8 – 2.ª Elevação	15-Jan-10	18-Jan-10
Pilar P8 – 3.ª Elevação	22-Jan-10	23-Jan-10
Pilar P8 – Capitel	29-Jan-10	03-Fev-10
Pilar P9 – 1.ª Elevação	05-Fev-10	31-Jan-10
Pilar P9 – 2.ª Elevação	12-Fev-10	06-Fev-10
Pilar P9 – 3.ª Elevação	19-Fev-10	12-Fev-10
Pilar P9 – Capitel	26-Fev-10	22-Fev-10



#### IV.3.2.5. Encontros

Os rendimentos da execução dos encontros não são apresentados, em virtude destes não representarem uma atividade crítica e por isso terem sido construídos espaçados no tempo de acordo com a disponibilidade dos painéis de cofragem. A única condicionante foi a conclusão da viga estribo com a antecedência necessária para que a sua resistência atingisse a tensão característica definida em projeto e o espelho da viga estribo, determinado pela compressão dos provetes cúbicos de betão recolhidos durante a betonagem. Estas condições são importantes para o início da execução dos tramos de tabuleiro e para o travamento do tabuleiro ao encontro.

TABELA 30 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS ENCONTROS

ENCONTROS		
	Início Real	Conclusão Real
Encontro E1	18-Abr-09	14-Set-09
Encontro E2	05-Set-09	05-Dez-09

#### IV.3.2.6. Tabuleiros

##### IV.3.2.6.1. Tabuleiros do Viaduto

Conforme referido anteriormente, os viadutos foram executados utilizando dois sistemas de cimbres ao solo, contínuos e descontínuos, três conjuntos de cembre *Cuplock* (viaduto sul) e três conjuntos de asnas BB70 e colunas BB20 (Viaduto Norte e Sul), respetivamente.

TABELA 31 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE MONTAGEM DE CIMBRES APOIADOS NO SOLO

MONTAGEM E DESMONTAGEM - CIMBRES		
TRAMOS	INÍCIO	CONCLUSÃO
ASNAS – FRENTE E1 AO P7	15-06-09	01-12-09
ASNAS – FRENTE P20S AO FECHO P35-P34	09-10-09	11-05-10
CUPLOCK – FRENTE P20N AO P10	15-07-09	25-01-10
CUPLOCK – FRENTE E2 AO FECHO P35-P34	27-11-09	20-05-10

O ciclo de produção dos tramos dos tabuleiros considerado no cálculo do prazo de execução é, para um vão de 30 m, o seguinte:

- Fase 1 – Montagem de cembre – Duração: 13 dias;
- Fase 2 – Montagem de cofragem – Duração: 6 dias;
- Fase 3 – Montagem de armaduras e pré-esforço – Duração: 3 dias;
- Fase 4 – Betonagem – Duração: 0,50 dias;
- Fase 5 – Presa do betão – Duração: 1 dia;
- Fase 6 – Pré-esforço – Duração: 0,50 dias;
- Fase 7 – Descofragem de abas e costelas – Duração: 1 dia;
- Fase 8 – Descofragem dos fundos – Duração: 1 dia;
- Fase 9 – Descimbramento e limpeza – Duração: 4 dias;

Perfazendo um ciclo médio de 7 dias.

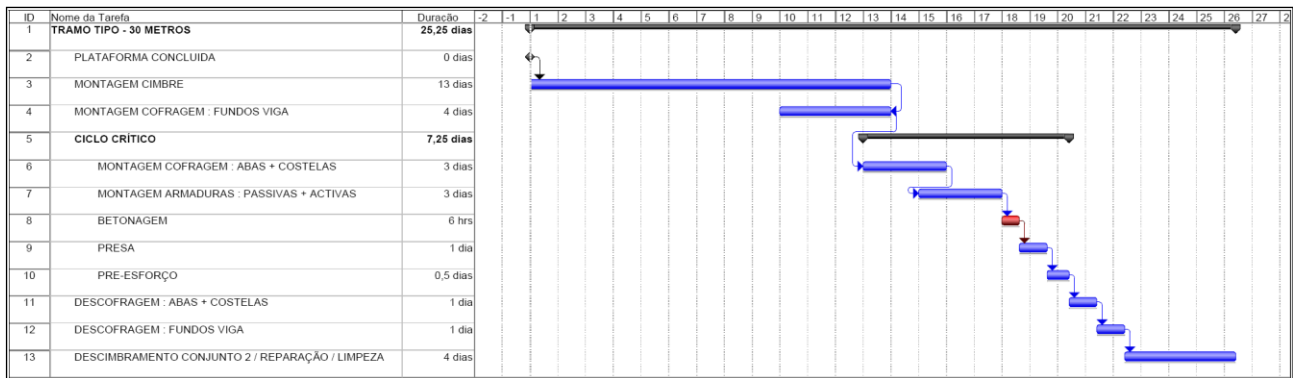


FIGURA 202- PLANEAMENTO PARCIAL DE 1 TRAMO TIPO DE VIADUTO (30METROS)

Como se poderá verificar nas tabelas apresentadas a seguir, no mês de Março de 2010 betonaram-se 7 tramos.

TABELA 32 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS TABULEIROS DO VIADUTO NORTE

TABULEIROS VIADUTO NORTE		
TRAMOS	BETONAGEM	
	PREVISTA	REALIZADA
1º Tramo (E1 – P1)	18-Mai-09	29-Jul-09
2º Tramo (P1 – P2)	05-Jun-09	14-Ago-09
3º Tramo (P2 – P3)	24-Jun-09	27-Ago-09
4º Tramo (P3 – P4)	13-Jul-09	09-Set-09
5º Tramo (P4 – P5)	31-Jul-09	22-Set-09
6º Tramo (P5 – P6)	19-Ago-09	06-Out-09
7º Tramo (P6 – P7)	07-Set-09	26-Out-09

TABELA 33 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS TABULEIROS DO VIADUTO SUL – MÓDULO NORTE

TABULEIROS VIADUTO SUL		
Módulo Norte – P20N-P10		
TRAMOS	BETONAGEM	
	PREVISTA	REALIZADA
1º Tramo (P20N – P19)	01-Jul-09	25-Ago-09
2º Tramo (P19 – P18)	20-Jul-09	08-Set-09
3º Tramo (P18 – P17)	07-Ago-09	19-Set-09
4º Tramo (P17 – P16)	26-Ago-09	29-Set-09
5º Tramo (P16 – P15)	14-Set-09	10-Out-09
6º Tramo (P15 – P14)	02-Out-09	20-Out-09
7º Tramo (P14 – P13)	21-Out-09	30-Out-09
8º Tramo (P13 – P12)	17-Nov-09	13-Nov-09
9º Tramo (P12 – P11)	05-Dez-09	23-Nov-09
10º Tramo (P11 – P10)	14-Dez-09	17-Dez-09

TABELA 34 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DOS TABULEIROS DO VIADUTO SUL – MÓDULO SUL

Módulo Sul – P20S-E2		
TRAMOS	BETONAGEM	
	PREVISTA	REALIZADA
<b>Frente Norte – P20S-P34</b>		
1º Tramo (P20S – P21)	30-Nov-09	30-Nov-09
2º Tramo (P21 – P22)	11-Dez-09	14-Dez-09
3º Tramo (P22 – P23)	13-Jan-10	07-Jan-10
4º Tramo (P23 – P24)	25-Jan-10	22-Jan-10
5º Tramo (P24 – P25)	06-Fev-10	03-Fev-10
6º Tramo (P25 – P26)	17-Fev-10	13-Fev-10
7º Tramo (P26 – P27)	01-Mar-10	24-Fev-10
8º Tramo (P27 – P28)	12-Mar-10	05-Mar-10
9º Tramo (P28 – P29)	24-Mar-10	15-Mar-10
10º Tramo (P29 – P30)	05-Abr-10	23-Mar-10
11º Tramo (P30 – P31)	17-Abr-10	31-Mar-10
12º Tramo (P31 – P32)	28- Abr -10	12-Abr-10
13º Tramo (P32 – P33)	11-Mai-10	21-Abr-10
14º Tramo (P33 – P34)	01-Jun-10	30-Abr-10
<b>Frente Sul – E2-P35</b>		
1º Tramo (E2 – P45)	21-Jan-10	30-Jan-10
2º Tramo (P45 – P44)	03-Fev-10	11-Fev-10
3º Tramo (P44 – P43)	13-Fev-10	20-Fev-10
4º Tramo (P43 – P42)	23-Fev-10	27-Fev-10
5º Tramo (P42 – P41)	06-Mar-10	10-Mar-10
6º Tramo (P41 – P40)	17-Mar-10	19-Mar-10
7º Tramo (P40 – P39)	27- Mar -10	27-Mar-10
8º Tramo (P39 – P38)	07- Abr -10	07-Abr-10
9º Tramo (P38 – P37)	17- Abr -10	17-Abr-10
10º Tramo (P37 – P36)	28- Abr -10	24-Abr-10
11º Tramo (P36 – P35)	08- Mai -10	04-Mai-10
12º Tramo (P35 – P34)	19- Mai -10	11-Mai-10
Fecho		

---

Os rendimentos médios ( $\eta$ ) foram de:

$$\eta \text{ Médio Cimbra} = 3,53 \text{ m}^3/\text{Hh}$$

$$\eta \text{ Médio Cofragem} = 0,25 \text{ m}^2/\text{Hh}$$

$$\eta \text{ Médio Pré-Esforço} = 7,60 \text{ Kg}/\text{Hh}$$

$$\eta \text{ Médio Aço} = 17,10 \text{ Kg}/\text{Hh}$$

#### IV.3.2.6.2. Tabuleiro da Ponte

A execução da aduela de encabeçamento do pilar P8 iniciou-se a 09 de Fevereiro de 2010 e foi concluída a 13 de Março de 2010. No pilar P9, a execução da aduela 0 deu-se entre 26 de Fevereiro de 2010 e 27 de Março de 2010.

O rendimento médio atingido na execução das aduelas de encabeçamento ( $\eta$ ) foi de:

$$\eta = 28 \text{ dias} / \text{Aduela 0}$$

TABELA 35 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DAS ADUELAS DE ENCABEÇAMENTO (ADUELA 0)

DESIGNAÇÃO	ADUELA 0	
	Conclusão	
	Prevista	Realizada
Pilar P8	03-Mar-10	13-Mar-10
Pilar P9	31-Mar-10	27-Mar-10

O ciclo de produção médio para a construção das aduelas correntes que variam entre os 3,70 metros e os 5,00 metros foi o seguinte:

- Fase 1 – Tensionamento dos cabos da aduela anterior – Duração: 0,50 dia;
- Fase 2 – Avanço do carro (Inclui operações de cofragem) – Duração: 1 dia;
- Fase 3 – Montagem de aço e pré-esforço – Duração: 2,50 dias;
- Fase 4 – Execução dos topos de cofragem – Duração: 0,50 dias;
- Fase 5 – Betonagem – Duração: 1,00 dia;
- Fase 5 – Presa do betão – Duração: 0,50 dia;
- Fase 6 – Pré-esforço – Duração: 0,50 dia;



Perfazendo um ciclo médio de 6 dias por aduela.



**FIGURA 203 - PLANEAMENTO PARCIAL DE 1 ADUELA TIPO**

**TABELA 36 - DATAS PREVISTAS E EFETIVAS DE EXECUÇÃO DAS ADUELAS CORRENTES DA PONTE**

ADUELAS DA PONTE		
DESIGNAÇÃO	Conclusão	
	Prevista	Realizada
<b>FRENTE PILAR 8</b>		
Aduela 1	08-Abr-10	03-Abr-10
Aduela 2	20-Abr-10	16-Abr-10
Aduela 3	27-Abr-10	23-Abr-10
Aduela 4	04-Mai-10	03-Mai-10
Aduela 5	11-Mai-10	10-Mai-10
Aduela 6	18-Mai-10	17-Mai-10
Aduela 7	25-Mai-10	24-Mai-10
Aduela 8	01-Jun-10	31-Mai-10
Aduela 9	08-Jun-10	04-Jun-10
Aduela 10	15-Jun-10	12-Jun-10
Aduela 11	22-Jun-10	17-Jun-10
Aduela 12	29-Jun-10	24-Jun-10
Aduela Fecho (P7-P8)	06-Jul-10	01-Jul-10
<b>FRENTE PILAR 9</b>		
Aduela 1	06-Mai-10	19-Abr-10
Aduela 2	18-Mai-10	28-Abr-10
Aduela 3	25-Mai-10	08-Mai-10
Aduela 4	01-Jun-10	15-Mai-10
Aduela 5	08-Jun-10	22-Mai-10
Aduela 6	15-Jun-10	29-Mai-10
Aduela 7	22-Jun-10	04-Jun-10
Aduela 8	29-Jun-10	11-Jun-10
Aduela 9	06-Jul-10	16-Jun-10
Aduela 10	13-Jul-10	22-Jun-10
Aduela 11	20-Jul-10	26-Jun-10
Aduela 12	27-Jul-10	01-Jul-10
Aduela Fecho (P9-P10)	05-Ago-10	17-Jul-10



---

## V. Conclusões

---

Toda a experiência vivida em volta desta obra representa em termos gerais uma confirmação do fascínio que este tipo de obras suscita a quem deseja fazer da Engenharia Civil a sua vida. A experiência permitiu sentir na pele a responsabilidade e as enormes competências que são exigidas aos intervenientes de todo um processo que se inicia na fase de concurso, passando pelas diversas fases de projeto; a importância do acompanhamento da construção e uma postura proactiva da construção por parte do projetista e a complexidade de meios envolvidos na construção, com as infindáveis variáveis que poderão prejudicar o sucesso, onde é essencial um esforço adicional na previsão de possíveis contrariedades.

Durante a fase construtiva o mestrando teve a oportunidade de tomar contacto com todos os processos constituintes desta fase. As funções desempenhadas, tanto nas frentes dos viadutos a norte e a sul como na frente da ponte, foram abrangentes, passando pelo apoio à gestão da empreitada com o cliente, nomeadamente na elaboração de autos de medição, na preparação e participação nas reuniões de obra, pelo apoio à comunicação com o projetista nas diversas questões de ordem técnica e no acompanhamento da produção, no apoio à conceção e dimensionamento de soluções técnicas fiáveis para os processos construtivos, ao nível do planeamento de obra, do controlo de custos, do aprovisionamento de materiais, da gestão de meios humanos e de equipamentos, no controlo da qualidade com a natural definição de procedimentos executivos para as mais variadas atividades construtivas, nas preocupações ao nível da higiene e segurança dos estaleiros e da obra e demais questões necessárias para o normal funcionamento da mesma. Os métodos construtivos envolvidos na construção da obra nunca tinham sido, na sua maioria, utilizados no território Angolano, embora largamente testados em território português. O território Angolano, que apresenta enormes carências até ao nível de fornecimento de materiais e equipamentos básicos, obrigaram à sua importação a partir de Portugal e África do Sul, com uma antecedência nunca inferior a 6 meses, obrigando a uma planificação minuciosa das necessidades da obra. Para se ter uma ideia da logística envolvida, o número de contentores que foram expedidos a partir de Portugal, com equipamento e material para a obra, rondou os 140, não contando com o cimento e o aço passivo que felizmente tinha razoável oferta no mercado local. Dada a situação do país, vindo de um cenário de 30 anos de guerra civil, a mão-de-obra especializada era inexistente. Foi por isso necessário o deslocamento das mais variadas especialidades, como eletricitas, canalizadores, carpinteiros, armadores de ferro, encarregados, chefes de equipa a partir de Portugal. Foi possível, gradualmente, formar pessoal local que aos poucos foram aprendendo o ofício e na sua maioria foram, posteriormente, aproveitados para outras obras, dada a responsabilidade e dedicação demonstrados. Com o desenrolar da obra os rendimentos foram melhorando, apesar de serem consideravelmente inferiores aos praticados em Portugal. Permitindo que o atraso face ao planeamento inicial da obra fosse sendo recuperado, sendo que no final até se antecipou a data do fecho do tramo final, demonstrando enorme eficácia na otimização dos recursos.

O desenvolvimento da construção da obra foi despertando no mestrando uma curiosidade crescente relativamente à análise estrutural deste tipo de obra, utilizando os conceitos e metodologias não adquiridos durante a licenciatura e que foram desenvolvidos ao longo de anos de experiência a conceber pontes de elevada qualidade técnica e estética por parte do gabinete onde teve o privilégio de ser recebido para a execução do trabalho.

Embora não tenha sido desenvolvido no presente trabalho por não constituir o principal objetivo, é evidente que o dimensionamento completo da estrutura deverá englobar o estudo detalhado e dimensionamento dos restantes elementos, após a análise do tabuleiro que foi o foco principal do trabalho apresentado. Resumidamente, as fases seguintes seriam:

- Analisar as fundações indiretas, respetivos maciços de encabeçamento e pilares, criando para isso um modelo de elementos finitos de barra com a simulação dos terrenos de fundação feito pela introdução de molas com a rigidez adequada;
- Dimensionamento dos encontros, que se resume à análise dos muros de suporte e respetivos contrafortes, da viga estribo que suporta de forma localizada em dois aparelhos de apoio as ações provenientes do tabuleiro e fundação indireta com respetivo maciço de encabeçamento;
- Dimensionamento dos aparelhos de apoio e juntas de dilatação;

- A análise da estrutura face à atuação do sismo.

Com a realização do presente trabalho o mestrando adquiriu e desenvolveu competências ao nível da utilização programas de cálculo específicos e de alguma complexidade, utilizados na verificação da segurança estrutural de obras de arte especiais. Teve a oportunidade de aprofundar, dentro dos objetivos do trabalho, o conhecimento das normas europeias que regulamentam este tipo de estruturas, tais como o Eurocódigo 0 na definição das combinações a considerar para os diversos estados limite, o Eurocódigo 1 para a adoção das ações relevantes e o Eurocódigo 2 para a definição e/ou dimensionamento dos elementos constituintes das estruturas de betão armado e pré-esforçado (neste nosso caso os tabuleiros). Ficou a sensação que será necessária uma enorme dedicação extra para lá deste trabalho para dominar toda a informação que se encontra dispersa pelos vários volumes que compõem as normas europeias, desde o Eurocódigo 0 ao Eurocódigo 8.

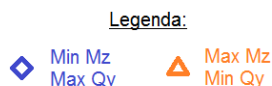
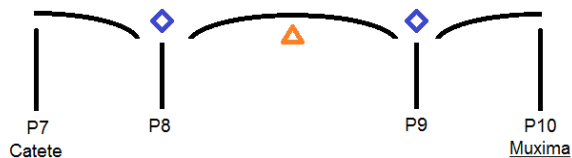
As diferenças que advêm da adoção de ações e suas combinações segundo as SATCC, utilizadas no projeto de execução original, relativamente às dos Eurocódigos foram evidentes. No entanto, convém referir que para a execução do presente estudo procedeu-se à elaboração de um modelo longitudinal totalmente novo, que naturalmente origina, só por si, ligeiras diferenças nas características mecânicas dos elementos, nos traçados de cabos, etc. A somar ao exposto, no projeto original na análise transversal do tabuleiro, dada a grande experiência acumulada no dimensionamento e observação do comportamento de numerosas obras deste tipo, a verificação de segurança dos tabuleiros foi efetuada, simplificada, com os esforços obtidos nos ábacos de superfícies de influência de Homberg-Ropers, o que também não é o ideal para se tirar ilações. Estes detalhes conduzem, sempre, a variações em termos de esforços devidos às ações permanentes, ao pré-esforço e às sobrecargas. Para clarificar, sumariamente, estas considerações, apresenta-se no quadro seguinte, não só uma comparação dos esforços principais obtidos da envolvente dos Estados Limite Últimos, mas também uma comparação entre os dois regulamentos ao nível das sobrecargas rodoviárias já afetadas pelos respetivos fatores de combinação e de majoração regulamentares. Entende-se que em ambas as abordagens atrás referidas, e na análise transversal, o Eurocódigo consegue ser mais exigente, apesar da diferença não ser expressiva nas quantidades de armadura longitudinal e transversal. Note-se que a armadura adotada do projeto original era suficiente em qualquer das situações.

Para ser possível uma análise detalhada, com o objetivo de se identificar a verdadeira grandeza e origem das diferenças, seria capital partir-se de uma base comum, isto é, o modelo para a análise longitudinal e o modelo para a análise transversal deveriam ser os mesmos para os dois regulamentos. Apesar das vicissitudes apontadas, o presente estudo permite ganhar razoável sensibilidade ao nível destes dois regulamentos.

*\* Esforços provenientes apenas das sobrecargas rodoviárias afetados dos coeficientes de majoração*

		Sobrecarga	* MAX Mz (kN.m)	* Qy associado (kN)			
Projeto Original - SATCC		NA	<b>43 338</b>	263	gr1a	<b>46 991</b>	423
		NC	<b>61 746</b>	378	gr2	<b>39 417</b>	419
		NB36	<b>18 653</b>	373	gr4	<b>38 570</b>	15
			<b>* MIN Mz (kN.m)</b>	<b>* Qy associado (kN)</b>		<b>* MIN Mz (kN.m)</b>	<b>* Qy associado (kN)</b>
		NA	<b>-105 320</b>	4 254	gr1a	<b>-125 578</b>	5 029
		NC	<b>-77 635</b>	-6 356	gr2	<b>-102 875</b>	4 100
		NB36	<b>-32 579</b>	1 174	gr4	<b>-115 630</b>	4 728
			<b>* MAX Qy (kN)</b>	<b>* Mz associado(kN.m)</b>		<b>* MAX Qy (kN)</b>	<b>* Mz associado(kN.m)</b>
		NA	<b>4 881</b>	-94 202	gr1a	<b>5 318</b>	-110 142
		NC	<b>6 373</b>	-78 589	gr2	<b>4 388</b>	-87 440
		NB36	<b>1 687</b>	-5 490	gr4	<b>4 730</b>	-115 630

T.F.M. - Eurocódigo



**Coefficientes de majoração:**

<b>SATCC</b>		$\gamma$
Cargas Permanentes		1.20 ou 1.00
Sobrecarga NA		1.50
Sobrecarga NC & NB36		1.20
<b>Eurocódigo 0</b>		$\gamma$
Cargas Permanentes		1.35 ou 1.00
Sobrecargas gr1a & gr2 & gr4		1.35

Projeto Original	Combinação:	** MAX Mz (kN.m)	** Qy associado (kN)	T.F.M. - Eurocódigo	Combinação:	** MAX Mz (kN.m)	** Qy associado (kN)
	E.L.U.	<b>220 853</b>	352		E.L.U.	<b>224 307</b>	492
		** MIN Mz (kN.m)	** Qy associado (kN)		** MIN Mz (kN.m)	** Qy associado (kN)	
E.L.U.	<b>-816 503</b>	34 996	E.L.U.	<b>-940 811</b>	39 459		
		** MAX Qy (kN)	** Mz associado(kN.m)		** MAX Qy (kN)	** Mz associado(kN.m)	
E.L.U.	<b>36 778</b>	-767 864	E.L.U.	<b>39 748</b>	-925 374		

\*\* Esforços provenientes dos Estados Limites Últimos

Relativamente ao futuro, como foi referido anteriormente a obra está a ser monitorizada pelo LNEC, os dados são enviados para Lisboa via GSM, com o acompanhamento no terreno por parte do LEA e deslocações periódicas de técnicos do LNEC. Pretende-se, assim, iniciar a acumulação de dados relevantes deste tipo de estruturas naquele território para futuros estudos de comportamento das obras e dos seus materiais constituintes. Por outro lado, será possível aferir as premissas consideradas na execução do projeto e consequências que daí advieram, face às previstas, nomeadamente, em termos de deformações a meio vão e rotações nos apoios. Vai ser possível avaliar a evolução da retração e fluência do betão e a consequente redistribuição de esforços, a monitorização da temperatura exterior e a temperatura no interior do betão, as variações de humidade do ar, as erosões no leito do rio junto às estacas, os níveis de água do rio e a velocidade do vento. É por isso indispensável que se dê especial atenção à manutenção dos equipamentos instalados, promovendo assim uma recolha e análise contínua de dados essenciais para este tipo de obras, que continuarão a ser construídos em Angola dadas as necessidades de mobilidade em tão extenso território.



---

## VI. Referências Bibliográficas

---

- ✂ Computers & Structures Inc., (1998), “*SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures*”, Berkeley, Califórnia, USA.
- ✂ Computers & Structures Inc., (Abril 2009), “*CSI Bridge Integrated 3-D Bridge Design Software*”, Berkeley, Califórnia, USA.
- ✂ Designers’ Guide To Eurocode 1, (2010), “*Actions on Bridges*”, J.-A. Calgaro, M. Tschumi e H. Gulvanessian, EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 TO -1-7 & EN 1990 ANNEX A2
- ✂ Eurocódigo, (Dezembro 2005), “*Basis of structural design*”, EN 1990:2002/A1.
- ✂ Eurocódigo, (2009), “*Bases para o projeto de estruturas*”, EN 1990:2009.
- ✂ Eurocódigo 1, (Setembro 2003), “*Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*”, EN 1991-2.
- ✂ Eurocódigo 2, (2010), “*Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*”, EN 1992-1-1:2010.
- ✂ Eurocode 2, (Maio 2008), “*Worked Examples*”, European Concrete Platform ASBL, Bélgica
- ✂ ISEL (2006/2007), “*Folhas de Apoio às Aulas de Pontes e Viadutos*”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- ✂ Service d’études techniques des routes et autoroutes, (2003), “*Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*”, Ministère de l’Équipement des Transports du Logement du Tourisme et de la Mer, França
- ✂ REBAP, “*Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*”, Decreto-Lei n.º 349- C/83, de 30 de Julho.
- ✂ RSA, “*Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e de Pontes*”, DL n.º 235/83 de 31 de Maio, Porto Editora.
- ✂ TDV Professional Bridge Engineering Software (Janeiro 2005), “*User Guide*”, Austria.

### Sítios da Internet consultados

- ✂ Sítio 1:” *Bridge Design to Eurocodes - Worked examples*”; <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/>.
- ✂ Sítio 2:” *Computers and Structures, Inc.*”, <http://www.csiberkeley.com/>.

---

## VII. Anexos

---

Numeração de barras, molas e	RM2004
Faseamento construt	
Esforços no final da fase construt	
Tensões no final da fase construt	
Esforços aos 8000 c	
Tensões aos 8000 c	
Envolvente de tensões de todas as fases até aos 8000 c	
Estado limite último – Momentos fletores resister	
Estado limite último – Esforço transverso máximo e momento torsor associ	
Estado limite último – Momento torsor máximo e esforço transverso associ	

DESENHOS DE CÁLCULO

Fases construtivas 30; 32; 35; 47; 49; 51;	RM2004
Fase construtiva 53 – Final da fase construt	
Fase construtiva 54 – Momentos fletores / Esforços transversos / Tensões 8000 c	
Envolvente de Tensões durante a fase construtiva (PP+PPE+R	
VUT (+20	
VDT (+10 / 0	
VDT (-5 / 0	
Sobrecargas TS+UDL+Qfk = G	
Sobrecargas TS+UDL+Fren = C	
Sobrecargas	
Estados Limites de Utilização – Descompres	
Estados Limites de Utilização – Largura de fendas (Combinaçã	
Estados Limites de Utilização – Descompressão (Combinaçã	
Final da Fase Construtiva – Estados Limites Últimos – Gr1a ou Gr2 ou CL (Combinaçã	
Final da Fase Construtiva – Estados Limites Últimos – Temperatura (Combinaçã	
8000 Dias – Estados Limites Últimos – Gr1a ou Gr2 ou CL (Combinaçã	
8000 Dias – Estados Limites Últimos – Temperatura (Combinaçã	
Armadura de Esforço Transverso e Tor	

M22 – Dead-Meio V	SAP2000
M22 – RCP-Meio V	
M22 – Gr1a-Laje-Meio V	
M22 – Gr1a-Consola-Meio V	
M22 – Gr1a-Centro-Meio V	
M22 – Gr1a-Lancil-Meio V	
M11 – Dead-Meio V	
M11 – RCP-Meio V	
M11 – Gr1a-Laje-Meio V	
M11 – Gr1a-Consola-Meio V	
M11 – Gr1a-Centro-Meio V	
M11 – Gr1a-Lancil-Meio V	
Vista global da deformação devido ao Peso Próp	