

REABILITAÇÃO GEOTÉCNICA DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA: ENSCADEIRAS PARA REFORÇO DOS EMBASAMENTOS DOS PILARES

RICARDO JORGE DE MATOS FORTE

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

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

Coorientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

FEVEREIRO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Mulher Cristiana, e às minhas filhas Carolina e Madalena

Não há atalhos para o sucesso, só trabalho duro.

Eng. Rui Furtado

AGRADECIMENTOS

Durante todo o processo de recolha de elementos, estudo e elaboração deste estudo, existiram algumas pessoas que sempre me apoiaram e incentivaram, pelo que merecem o meu reconhecimento.

As primeiras palavras de agradecimento são dirigidas à minha mãe, Maria Adelaide, e ao meu pai, Carlos, pelos valores que me transmitiram, bem como pelo apoio e incentivo na busca permanente de conhecimento visando a minha valorização pessoal e profissional.

À minha mulher Cristiana, pelo seu apoio incondicional.

Às minhas pequenas princesas, Carolina e Madalena, pelos serões e fim-de-semana em que o “seu papá”, não lhes pode dedicar a sua atenção plena.

Ao Professor Doutor Viana da Fonseca, pela sua disponibilidade e apoio na elaboração deste estudo, pela magnífica orientação prestada.

Ao Professor Doutor António Topa Gomes, pela sua disponibilidade e orientação.

Por último, não posso deixar de agradecer à minha entidade empregadora a empresa Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A.. pela minha evolução profissional. Deixo ainda uma palavra de agradecimento a todos os colegas da empresa que participaram ativamente para o sucesso da empreitada descrita nesta dissertação. Uma palavra de apreço ao meu colega e amigo Rui Rodrigues, com o qual partilhei o desafio de realizar essa grande obra de engenharia que foi a empreitada de reforço e reabilitação das fundações da ponte Internacional de Valença.

RESUMO

O presente trabalho encontra-se centrado na apresentação dos trabalhos de reforço e reabilitação levados a cabo nas fundações da centenária ponte Internacional de Valença. Será apresentada e descrita a ponte Internacional de Valença, as condições de fundação dos seus pilares, e as patologias que a ponte apresentava e que levaram à realização da empreitada de reforço e reabilitação.

Serão apresentados os trabalhos efetuados nos pilares, nomeadamente a consolidação dos terrenos sob os pilares com recurso à técnica de jet-grouting e a substituição da chapa metálica do caixão pneumático da construção do embasamento, por uma “casca” de betão armado. Para a realização desse trabalho, foi necessário conceber, fabricar e instalar uma enorme ensecadeira metálica (com a altura de um prédio de 5 andares).

De forma a contextualizar o trabalho, foi efetuada uma pesquisa bibliográfica visando a apresentação da técnica de fundação por caixões, uma técnica pouco divulgada, embora tenha sido aplicada na execução das fundações de algumas das mais importantes e famosas pontes fluviais do mundo. Serão ainda descritas as construções das fundações de três obras de arte emblemáticas (Ponte 25 de Abril, Ponte Ferroviária de S. João e a Ponte Queensferry Crossing, ainda em construção), as quais foram executadas por fundação direta no maciço.

Por último, serão apresentadas as conclusões deste estudo vislumbrando linhas para o desenvolvimento de futuros estudos no âmbito deste tema.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações pela técnica de caixões, Ensecadeiras metálicas, Consolidação de terrenos pela técnica de jet-grouting, Reforço de embasamentos de pilares, Proteção contra erosão de fundações.

ABSTRACT

The present Master's thesis is centered in the presentation of structural reinforcement and rehabilitation works carried out on the foundations of the centennial Valença's International Bridge (VIB). Here, will be presented and described: the VIB itself, its columns and foundations conditions, and the detected pathologies which promoted the execution of the structural reinforcement and rehabilitation works.

Hereby, are presented the works carried out on the columns, i.e. Jet-grouting technique used for soil's consolidation under the columns, and the substitution of the steel sheet of the pneumatic caisson used on the footing's construction over a reinforced concrete collar. To accomplish such works it was necessary to design, construct and install an enormous steel caisson (as a building of five storeys height).

Firstly, it was developed a literature research with the purpose of contextualize the present thesis and to introduce the caisson's foundations technique. Although, the caisson's foundation is a little known technique, it has been used in some of the most significant and famous river bridges in the world. As so, here are presented three emblematic briges, which their foundations were executed directly on the bedrock: "25 de Abril" Bridge, "S. João" Railway Bridge and Queensferry Crossing Bridge (this one still is under construction).

Finally, the author enlightens the conclusions of the present thesis and points out some lines of future research developments on the studied subject.

KEYWORDS: Caisson's Foundation, Steel Caisson, Jet-grouting, Structural Reinforcement, Bridge Abutments Scour Protecion.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. ÂMBITO E OBJECTIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2

2. FUNDAÇÕES DE PONTES PELA TÉCNICA DE CAIXÕES	5
2.1. INTRODUÇÃO À TÉCNICA DE FUNDAÇÕES DE PONTES POR CAIXÕES	5
2.1.1. OS PRIMEIROS USOS	5
2.1.2. PRIMEIRA UTILIZAÇÃO DE CAIXÕES COM AR COMPRIMIDO	6
2.1.3. OS DIFERENTES TIPOS DE “CAIXÕES”	7
2.1.3.1 Caixões Abertos	7
2.1.3.2 Caixões Fechados	9
2.1.3.3 Caixões a Ar Comprimido	11
2.1.4. VANTAGENS DA TÉCNICA DE FUNDAÇÕES POR “CAIXÕES”	14
2.1.5. DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE FUNDAÇÕES POR “CAIXÕES”	14
2.1.6. ALGUMAS PONTES E ESTRUTURAS NOTÁVEIS COM FUNDAÇÕES PELA TÉCNICA DE “CAIXÕES”	14
2.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE CONSTRUÇÃO DE FUNDAÇÕES COM RECURSO A “CAIXÕES” DE AR COMPRIMIDO - ÉPOCA DA CONSTRUÇÃO DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA	19
2.3 EXEMPLOS RECENTES DA TÉCNICA DE EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES DE PONTES FLUVIAIS, SEM RECURSO A ESTACAS	24
2.3.1. A PONTE 25 DE ABRIL	24
2.3.2. A PONTE DE S. JOÃO	29
2.3.3. A NOVA PONTE DO RIO FORTH - QUEENSFERRY CROSSING	32
2.4 AS LIMITAÇÕES DA ANTIGA TÉCNICA DE FUNDAÇÕES POR CAIXÕES DE AR COMPRIMIDO	36

3. DESCRIÇÃO DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA E APRESENTAÇÃO DA ENSECADEIRA UTILIZADA NO REFORÇO E REABILITAÇÃO DOS EMBASAMENTOS DOS PILARES	37
3.1. A PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA	37
3.1.1. APRESENTAÇÃO E DESCRIÇÃO DA PONTE	37
3.1.2. DESCRIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO DOS PILARES DO LEITO DO RIO MINHO	42
2.1.2.1 Pilar P2 e P5	44
2.1.2.2 Pilar P3 e P4	45
3.1.3. DESCRIÇÃO DAS PRINCIPAIS PATOLOGIAS DETETADAS NOS PILARES DA PONTE	45
3.1.4. DESCRIÇÃO DOS PRINCIPAIS TRABALHOS LEVADOS A CABO PARA REFORÇO E REABILITAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE	46
3.2. APRESENTAÇÃO DA ENSECADEIRA UTILIZADA PARA OS TRABALHOS DE REFORÇO DO EMBASAMENTO DOS PILARES	46
 4. REABILITAÇÃO E REFORÇO DOS EMBASAMENTOS DOS PILARES DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA	 55
4.1. OS TRABALHOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO REALIZADOS NOS EMBASAMENTOS DOS PILARES DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA	55
4.1.1. OS TRABALHOS PREPARATÓRIOS – CAIS DE EMBARQUE, MEIOS FLUTUANTES E ESTALEIRO DE JET	58
4.2. OS TRABALHOS DE CONSOLIDAÇÃO DOS TERRENOS SOB OS PILARES	61
4.2.1. BREVE DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE CONSOLIDAÇÃO DE TERRENOS POR JET-GROUTING	61
4.2.2. A CONSOLIDAÇÃO DOS TERRENOS SOB OS PILARES DA PONTE	64
4.2.2.1 Ensaio Prévio à Consolidação dos Terrenos em Redor dos Pilares - As Colunas de Ensaio Realizadas	68
4.2.2.2 Os trabalhos realizados em cada pilar	70
4.2.2.3 O controlo de qualidade realizado às colunas de jet-grouting	73
4.3. OS TRABALHOS DE REFORÇO E REABILITAÇÃO DOS EMBASAMENTOS DOS PILARES	76
4.3.1. A ENSECADEIRA METÁLICA UTILIZADA PARA A REALIZAÇÃO DOS TRABALHOS	76
4.3.1.1 A ensecadeira- fabrico, transporte e pré-montagem	76
4.3.1.2 As operações de colocação da ensecadeira na água e o transporte fluvial até Valença	78
4.3.1.3 A montagem da ensecadeira em redor do primeiro pilar	81
4.3.1.4 A desmontagem da ensecadeira e a movimentação para o pilar seguinte	85

4.3.1.5 Os trabalhos de execução de proteção à erosão dos embasamentos dos pilares	87
4.3.2. OS TRABALHOS REALIZADOS NOS EMBASAMENTOS E FUSTES DOS PILARES.....	89
4.4. BREVE DESCRIÇÃO DOS RESTANTES TRABALHOS DE REFORÇO E REABILITAÇÃO REALIZADOS	98
 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
5.1. CONCLUSÕES.....	105
5.2. NOTA FINAL	106
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107
 ANEXOS	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Imagem da primeira ponte de Westminster (Inglaterra)	5
Fig. 2.2 – Desenho do caixão metálico inventado e utilizado por Jules Triger	6
Fig. 2.3 – Imagem do afundamento de um caixão aberto metálico	8
Fig. 2.4 – Imagem do estaleiro de prefabricação de caixões fechados	10
Fig. 2.5 – Imagem da colocação de um caixão fechado, no qual se pode visualizar a ensecadeira provisória	11
Fig. 2.6 – Esquema de funcionamento de um moderno caixão a ar comprimido	12
Fig. 2.7 – Imagem da escavação no interior de uma câmara de pressão com recurso a robots, neste caso a escavação da ponte Arco-Íris em Tóquio	13
Fig. 2.8 – Imagem da escavação abaixo do gume cortante do caixão de ar comprimido	13
Fig. 2.9 – Imagem da ponte de Eads	15
Fig. 2.10 – Imagem da ponte de Brooklyn	15
Fig. 2.11 – Imagem da ponte Ferroviária do Forth	15
Fig. 2.12 – Imagem da Torre Eiffel	16
Fig. 2.13 – Imagem da ponte do Quebec	16
Fig. 2.14 – Imagem da ponte D. Ana após a data da sua inauguração	17
Fig. 2.15 – Imagem da ponte Golden Gate	17
Fig. 2.16 – Imagem da ponte 25 de Abril	18
Fig. 2.17 – Imagem da ponte Edgar Cardoso	18
Fig. 2.18 – Imagem da ponte Arco-Íris	19
Fig. 2.19 – “Caixão” a flutuar no rio, com a representação da estrutura de guiamento do mesmo	20
Fig. 2.20 – “Caixão” a fundar-se na lâmina de água do rio, com a representação da estrutura de guiamento do mesmo	20
Fig. 2.21 – O “caixão” pousado sobre o fundo do rio	21
Fig. 2.22 – O sistema de remoção das terras do interior do caixão utilizado na ponte de Brooklyn	22
Fig. 2.23 – À medida que a profundidade de escavação vai aumentando, surgem com mais frequência os casos de doença descompressiva	22
Fig. 2.24 – Ao serem atingidos os extratos rochosos, a escavação encontra-se concluída e procede-se ao enchimento das câmaras e tubos de ar comprimido com betão	23
Fig. 2.25 – Dados finais da ponte de Eads, a construção dos caixões demorou 7 meses, empregou 600 trabalhadores, foram empregues 40.000 toneladas de betão	24
Fig. 2.26 – Fundação das torres da ponte 25 de Abril	25
Fig. 2.27 – Desenhos do caixão utilizado para a execução da fundação da torre Sul	26

Fig. 2.28 – Imagem do lançamento ao rio do primeiro troço do caixão da torre Sul	27
Fig. 2.29 – Esquema de posicionamento do primeiro troço do caixão da torre Sul / Imagem sobre a área de trabalhos do caixão da torre Sul	27
Fig. 2.30 – Esquema de afundamento do caixão da torre Sul	28
Fig. 2.31 – Desenhos do caixão utilizado para a execução da fundação da torre Norte	29
Fig. 2.32 – Imagem da plataforma metálica para construção da ensecadeira	30
Fig. 2.33 – Imagem exterior da ensecadeira metálica	30
Fig. 2.34 – Imagem do interior da ensecadeira, após a remoção de água	31
Fig. 2.35 – Imagem do interior da ensecadeira, durante as operações de saneamento do granito decomposto	31
Fig. 2.36 – Esquema com a metodologia de fundação utilizada em cada pilar ou torre da Queensferry Crossing	32
Fig. 2.37 – Esquema de fundação da torre Sul da Queensferry Crossing	33
Fig. 2.38 – Imagem da chegada dos caixões ao estuário do Forth, passado sobre a centenária ponte ferroviária do Forth	33
Fig. 2.39 – Imagem do afundamento do caixão no rio Forth	34
Fig. 2.40 – Imagem da escavação no interior do caixão	35
Fig. 2.41 – Esquema da betonagem do fundo do caixão, também é visíveis as colunas de jet de selagem do fundo do caixão	35
Fig. 3.1 – Imagem da ponte Internacional de Valença dos finais do século XIX	41
Fig. 3.2 – Alçado da ponte – Vista de jusante	41
Fig. 3.3 – Planta da ensecadeira metálica	48
Fig. 3.4 – Vista do “esqueleto” metálico da ensecadeira e rolhão de fundo	48
Fig. 3.5 – Corte da ensecadeira metálica	49
Fig. 3.6 – Corte da saia metálica do fundo da ensecadeira metálica	50
Fig. 3.7 – Operações de pré-montagem da ensecadeira	51
Fig. 3.8 – Esquema de posicionamento dos balões para o transporte fluvial da ensecadeira	51
Fig. 3.9 – Esquema de rotação da ensecadeira em redor do pilar	52
Fig. 3.10 – Esquema de injeção de calda de cimento por tubo TM	53
Fig. 3.11 – Modelação 3D das duas metades da ensecadeira unidas pelas <i>norsas</i>	54
Fig. 4.1 – Fase 0 - Embasamento Existente	56
Fig. 4.2 – Fase 1 - Execução de colunas de jet-grouting	56
Fig. 4.3 – Fase 2 - Dragagem do leito do rio (areias) em redor do embasamento do pilar	57
Fig. 4.4 – Fase 4 - Montagem da ensecadeira no embasamento do pilar / Remoção da chapa metálica do caixão pneumático / Execução do novo embasamento em betão armado	57

Fig. 4.5 – Fase 5 - Desmontagem da ensecadeira e rotação para o pilar seguinte	58
Fig. 4.6 – Fase 6 - Reposição do leito do rio / Execução dos tapetes de enrocamento.....	58
Fig. 4.7 – Vista aérea da área dos trabalhos, com a localização do cais provisório	59
Fig. 4.8 – Esquema da disposição de contentores marítimos utilizada para a construção do cais provisório da empreitada	59
Fig. 4.9 – Desenho do cais construído para apoio à empreitada	60
Fig. 4.10 – Dispositivos do sistema de monotorização topográfica implementado: em cima à esquerda bases de centragem forçada, em cima à direita alvos topográficos, em baixo marco topográfico de centragem forçada	61
Fig. 4.11 – Esquema de execução de colunas de jet-grouting	62
Fig. 4.12 – Solução de jet-groutng executada no pilar P2	65
Fig. 4.13 – Solução de jet-groutng executada no pilar P3	66
Fig. 4.14 – Solução de jet-groutng executada no pilar P4	67
Fig. 4.15 – Solução de jet-groutng executada no pilar P5	68
Fig. 4.16 – Localização da zona onde foram realizadas as colunas de ensaio.....	69
Fig. 4.17 – Inspeção a uma coluna de ensaio realizada.....	70
Fig. 4.18 – Montagem da cércea em redor de uma dos pilares / Pormenor da poleia metálica da cércea.....	71
Fig. 4.19 – Desenho de preparação com a numeração das colunas de jet-grouting a executar, neste caso no pilar P5 e P3	72
Fig. 4.20 – Posicionamento do conjunto plataforma flutuante / sonda hidráulica.....	73
Fig. 4.21 – Execução de coluna de jet-grouting.....	73
Fig. 4.22 – Recolha de amostras / Coroa utilizada para a realização das carotagens.....	74
Fig. 4.23 – Localização dos carotes para recolha de amostras.....	74
Fig. 4.24 – Acondicionamento das amostras recolhidas	75
Fig. 4.25– Trabalhos de pré-montagem da ensecadeira metálica no cais de Goian	77
Fig. 4.26 – Desenho da escora horizontal da ensecadeira / Posicionamento da escora antes da betonagem da “cinta” de betão armado e após a betonagem da cinta	77
Fig. 4.27 – “Espigão metálico” / Saia metálica pintada com epóxido e cachorro metálico para reação dos macacos	78
Fig. 4.28 – Colocação na água de metade da ensecadeira / Enchimento dos balões de flutuação	79
Fig. 4.29 – Operação de rotação da ensecadeira – 1ª fase / 2ª fase	79
Fig. 4.30 – Operação de rotação da ensecadeira – 3ª fase / 4ª fase	80
Fig. 4.31 – Operação de rotação da ensecadeira – 5ª fase / 6ª fase	80

Fig. 4.32 – Transporte fluvial de metade da ensecadeira / As duas metades da ensecadeira ancoradas junto à ponte	81
Fig. 4.33 – Dragagem de areias em redor do pilar / Batelão a ser carregado com a areia dragada pela bomba de sucção-repulsão	81
Fig. 4.34 – Desenho do andaime suspenso montado em cada um dos pilares da ponte	82
Fig. 4.35 – Perfil da dragagem efetuada no pilar P2, para a colocação da ensecadeira	82
Fig. 4.36 – Movimentação da primeira metade da ensecadeira até ao pilar / Operação de rotação da primeira metade da ensecadeira.....	83
Fig. 4.37 – Esquema de ligação de ferrolhos do “rolhão” de fundo ao embasamento do pilar	83
Fig. 4.38 – Esquema de posicionamento da auto-bomba e auto-betoneira sobre o capitel do pilar na plataforma rodoviária da ponte.....	84
Fig. 4.39 – Vista sobre a ensecadeira, fase de montagem do escoramento superior.....	84
Fig. 4.40 – Vista sobre a ensecadeira após ter sido removida a água do seu interior	85
Fig. 4.41 – Movimento vertical da ensecadeira para desprendimento do “rolhão” de fundo / Abertura da ensecadeira para atravessamento do pilar	86
Fig. 4.42 – Movimentação da ensecadeira entre pilares / Abertura da ensecadeira para instalação no novo pilar	86
Fig. 4.43 – Atravessamento do pilar / “Fecho” da ensecadeira e preparação para a sua descida e posicionamento na cota pretendida	87
Fig. 4.44 – Solução de proteção contra erosão e infraescavações executada no pilar P4	87
Fig. 4.45 – Solução monitorização contra infra-escavações (boias coloridas) executada no pilar P4 ..	88
Fig. 4.46 – Realização de aterro com a areia anteriormente dragada em redor de um pilar	89
Fig. 4.47 – Transporte de enrocamento até ao pilar / Descarga do enrocamento em redor do pilar	89
Fig. 4.48 – Corte da chapa metálica do caixão pneumático / Escovagem ao grau St3 do esqueleto metálico do caixão.....	90
Fig. 4.49 – Desenhos do embasamento de betão armado construído	91
Fig. 4.50 – Pormenor da armadura de reforço na zona da escora metálica / Pormenor da armadura na zona da escora, onde já se encontra colocado o poliestireno expandido de forma ao betão não ligar à escora.....	92
Fig. 4.51 – Planta de preparação da cofragem para o pilar P5	93
Fig. 4.52 – Levantamentos dos desaprumos de pilar P5.....	94
Fig. 4.53 – Desenho da escora com macaco na ponta, para permitir a remoção e recolocação das escoras da ensecadeira / Escora em operação.....	95
Fig. 4.54 – Esquema do array dos sensores óticos de temperatura	95
Fig. 4.55 – Montagem do “array” de fibra óptica no embasamento do pilar / Calha de proteção ao mesmo.....	96
Fig. 4.56 – Localização das injeções para consolidação do embasamento do pilar P2.....	96

Fig. 4.57 – Realização de injeção de preenchimento e consolidação no pilar P2.....	97
Fig. 4.58 – Pormenor da armaduras de reforço colocada no embasamento e varão dywidag	97
Fig. 4.59 – Trabalhos de refecimento de juntas e injeção com calda.....	98
Fig. 4.60 – Planta das estruturas de betão armado para amarração dos LUDs aos encontro – Lado português.....	99
Fig. 4.61 – Corte das estruturas para instalação dos LUD's – Lado português	99
Fig. 4.62 – Realização de colunas de jet-grouting	100
Fig. 4.63 – Execução de furação para colocação das ancoragens / Realização de ensaios de receção de ancoragens.....	100
Fig. 4.64 – Descravação de rebites / Aspeto final da corda após reforço	101
Fig. 4.65 – Perspetiva do “agrafo” / Estrutura metálica de reforço entre os “agrafos”	101
Fig. 4.66 – Aspeto da ligação superior do “agrafo” à ponte / Estrutura metálica de ligação às vigas de betão armado	101
Fig. 4.67 – Aspeto do Lock-up device já colocado.....	102
Fig. 4.68 – Furação por carotagem para a instalação das barras de pré-esforço / Tamponamento do “nicho”.....	102
Fig. 4.69 – Execução da furação à roto-percussão a partir da plataforma ferroviária / Tensionamento de ancoragem.....	103
Fig. 4.70 – Aspeto final dos aparelhos de apoio dos tramos de margem.....	103
Fig. 4.71 – Aspeto dos novos aparelhos de apoio dos pilares	104

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1 – Unidades lito-estratigráficas no local da ponte Internacional de Valença	43
Quadro 4.1 – Faseamento construtivo para a reabilitação e reforço dos embasamentos dos pilares..	55
Quadro 4.2 – Principais vantagens e desvantagens da técnica de tratamento de solos por recurso a colunas de jet grouting	63
Quadro 4.3 – Parâmetros adotados nas colunas de ensaio	69
Quadro 4.4 – Parâmetros adotados nas colunas em redor dos pilares	70

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde o início da humanidade que os rios sempre se apresentaram como uma barreira natural à liberdade de movimentação. O homem sempre sentiu necessidade de os transpor, seja por uma questão de busca de alimento, de abrigo ou simplesmente para explorar novos territórios. As primeiras passagens de cursos de água terão surgido de forma natural, derivado à queda de troncos sobre esses cursos, processo prontamente imitado pelo homem, surgindo então pontes feitas de troncos de árvores ou pranchas e também de pedras, usando suportes muito simples e traves mestras.

O período romano foi um período dourado no que toca à construção de pontes. Os romanos, magníficos construtores, descobrem o efeito de arco, e constroem pontes em cantaria de pedra bastante sólidas e com boa capacidade resistente, algumas das quais chegaram aos nossos dias, resistindo a séculos de cheias e outras agressões provocadas pela natureza.

No entanto, face às limitações técnicas que existiram até ao século XIX, as pontes eram preferencialmente construídas em vales acentuados e zonas de caudais pouco acentuados e com pouca profundidade, pois, à época, a dificuldade de execução das fundações de pilares no interior do leito dos rios era um entrave. Só com a revolução industrial, no século XIX, e com o surgimento de ligas de aço, bem como a emergência e desenvolvimento da técnica de fundação de pilares por caixão com ar comprimido, surgem os primeiros pilares fundados no leito de grandes rios, alguns dos quais chegam a atingir profundidades bastante significativas, na ordem dos 30 metros.

Muitas das pontes construídas em finais do século XIX e no princípio do século XX surgem com a necessidade de atravessar rios face à grande expansão do transporte ferroviário que ocorreu à época. Uma parte das quais tem-se mantido em funcionamento até aos nossos dias, contudo apresentam limitações estruturais, bem como degradação de alguns elementos, o que em diversos casos obriga a que a circulação ocorra de uma forma condicionada.

Com o objetivo de reparar as patologias e de contrariar a degradação dos elementos, evitando, assim, a perda de capacidade resistente da estrutura das referidas pontes, tem sido levado a cabo, pela entidade responsável pelo sistema viário e rodoviário português (IP – Infraestruturas de Portugal, S.A. - empresa resultante da fusão de Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E. e EP – Estradas de Portugal, S.A.), um número considerável de empreitadas de reabilitação e reforço destas obras de arte. Nestas empreitadas, além da correção de patologias e de se tentar contrariar a degradação das estruturas, também têm sido executados trabalhos de reforço, a fim de as adaptar às exigências atuais.

1.2. ÂMBITO E OBJETIVOS

Nesta dissertação serão abordados os trabalhos de reforço e reabilitação dos embasamentos dos pilares da ponte Internacional de Valença, levados a cabo entre 2011 e 2013, promovidos pela Rede Ferroviária Nacional - REFER, E.P.E. (atual IP - Infraestruturas de Portugal, S.A.) e realizados pela empresa Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A., onde o autor desta tese desempenhou as funções de diretor de obra.

Serão descritos os trabalhos de reforço e reabilitação realizados nos embasamentos dos pilares da ponte, sendo dado um ênfase especial à ensecadeira metálica de grandes dimensões desenvolvida pelo gabinete de estudos e projetos da Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A., que permitiu a realização das operações de remoção da chapa metálica dos caixões pneumáticos da construção da ponte e a execução do novo embasamento em betão armado.

De igual modo serão descritos, ainda, os trabalhos de consolidação dos terrenos sob os embasamentos dos pilares, os quais foram realizados com recurso à técnica de *jet-grouting*.

Por último, serão apresentados os restantes trabalhos da empreitada, a fim de que o leitor possa ficar inteirado das ações de reforço e reabilitação executados no decorrer dos trabalhos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos. A estrutura foi definida desta forma, pois considera-se a mais adequada para a abordagem dos assuntos propostos. Nos primeiros capítulos da dissertação é realizada uma abordagem da técnica antiga e da atual de fundações, pela técnica de caixões. São ainda, apresentadas algumas pontes recentes, cujas fundações foram executadas sem recurso a estacas.

Nos restantes capítulos apresenta-se a ponte Internacional de Valença, descrevem-se as condições da sua fundação, a ensecadeira metálica utilizada para os trabalhos nos pilares e os trabalhos de reforço e reabilitação que foram executados nos pilares.

No capítulo 1 é feita a introdução ao tema da presente dissertação, bem como serão apresentados os objetivos propostos e estabelecida a sua organização.

No capítulo 2 são descritas as várias técnicas de construção de fundações por caixões, são listadas pontes famosas que tiveram as suas fundações executadas com recurso a esta técnica e descreve-se a técnica de caixões pneumáticos utilizada à época da construção da ponte Internacional de Valença. Por último, apresentam-se três pontes recentes cujas fundações não foram realizadas com recurso a estacas - a ponte 25 de Abril, sobre o rio Tejo; a ponte ferroviária de S. João, sobre o rio Douro; e a ponte Queenferry Crossing, na Escócia, cuja conclusão se encontra prevista para 2017.

O capítulo 3 apresenta e descreve a ponte Internacional de Valença, as condições de fundação, as patologias que a ponte apresentava e os principais trabalhos desenvolvidos na empreitada de reforço e reabilitação; apresenta-se, ainda, a ensecadeira metálica utilizada para os trabalhos da empreitada.

No capítulo 4, efetua-se uma breve descrição da técnica de consolidação de terrenos por *jet-grouting*, sendo de seguida apresentados os trabalhos de consolidação realizados nos terrenos sob os embasamentos dos pilares. Seguidamente, descreve-se todo o processo de transporte, montagem, desmontagem e rotação pelos pilares da ensecadeira metálica utilizada nos trabalhos de reforço dos embasamentos; são também descritos os trabalhos realizados no seu interior. São ainda descritos, de uma forma sucinta, os restantes trabalhos levados a cabo na empreitada.

Finalmente, no capítulo 5 têm lugar as observações finais quanto às principais conclusões da presente dissertação e apontam-se referências para desenvolvimentos futuros.

2

FUNDAÇÕES DE PONTES PELA TÉCNICA DE CAIXÕES

2.1. INTRODUÇÃO À TÉCNICA DE FUNDAÇÕES DE PONTES POR CAIXÕES

2.1.1. OS PRIMEIROS USOS

Os primeiros caixões utilizados na construção de fundações de pilares em pontes fluviais foram provavelmente grandes “caixotões” feitos em madeira, ou pranchas de madeira, sobre os quais eram colocadas as pedras de alvenaria que davam forma e iriam materializar o embasamento do pilar da ponte.

À medida que as pedras de alvenaria iam sendo colocadas no interior do “caixotão” de madeira, o mesmo ia sendo afundado pela ação do peso. Com o afundamento do “caixotão” e atendendo à profundidade do leito do rio, poderia haver a necessidade de ampliar as suas paredes verticais. A construção do pegão da ponte encontrava-se concluída quando o caixotão de madeira atingia o fundo do rio, podendo assim dar-se continuidade à construção do pilar acima do nível da água.

O primeiro registo da técnica de caixões aplicada a uma ponte surge com a construção da primeira ponte de Westminster em Londres – Inglaterra (figura 2.1), iniciada em 1738, e concluída em 1750. O ferro fundido foi a matéria-prima eleita para a construção dos caixões desta ponte.



Fig. 2.1 – Imagem da primeira ponte de Westminster, Inglaterra (retirado de https://en.wikipedia.org/wiki/Westminster_Bridge)

É ainda possível encontrar algumas referências às fundações da primeira ponte de Westminster, referindo que as mesmas nunca foram totalmente confiáveis, e que tendiam mesmo a oscilar. Aquando da remoção da velha ponte de Londres, em 1831, verificou-se um aumento da velocidade de escoamento do rio Tamisa, originando graves problemas de erosão nos pilares da ponte de Westminster, tornando-a instável, o que levou o Governo Inglês a providenciar a sua substituição.

2.1.2. PRIMEIRA UTILIZAÇÃO DE CAIXÕES COM AR COMPRIMIDO

A primeira utilização da técnica de caixões com ar comprimido data de 1839, sendo realizada pelo Geólogo francês Jacques Triger (1801-1867). Jacques Triger empregou a técnica de caixões com ar comprimido para ultrapassar um estrato de areias saturadas pela água do rio Loire, em Maine-et-Loire, por forma a conseguir aceder aos estratos de carvão que se encontravam sob o mesmo.

Jacques Triger, após debruçar o seu estudo sobre artigos acerca do uso de ar comprimido, ficou convencido que poderia socorrer-se do mesmo para alcançar os estratos de carvão. Porém, a grande invenção de Jacques Triger não foi o uso do ar comprimido, mas sim a da câmara de compressão, que permitia a passagem da zona comprimida (localizada no fundo do caixão) para a zona à pressão atmosférica (no exterior).

Desta forma, Jacques Triger construiu um tubo metálico, com 21 metros de comprimento e 1 metro de diâmetro, com três divisões (figura 2.2). No topo do tubo metálico, e à pressão atmosférica, situava-se a entrada de ar, a saída de água e a zona de descarga do material escavado no interior; na zona intermédia do tubo, situava-se a câmara de compressão, que permitia a entrada e saída de pessoas, de equipamentos e materiais da câmara de pressão onde era realizada a escavação para o exterior do tubo; na base do tubo encontrava-se a câmara de pressão (zona de escavação), onde a elevada pressão de ar impedia a entrada de água no tubo, permitindo a realização da escavação a seco.

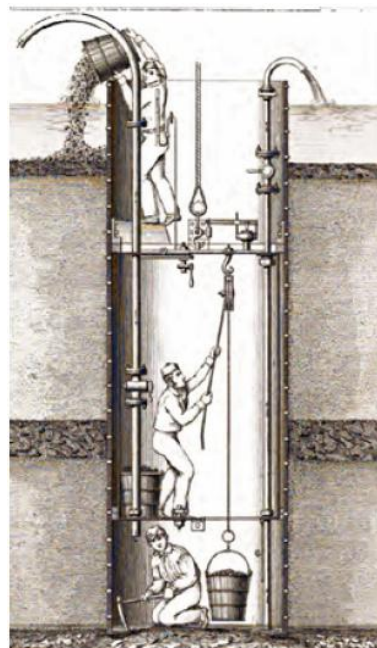


Fig. 2.2 – Desenho do caixão metálico inventado e utilizado por Jacques Triger (retirado de https://en.wikipedia.org/wiki/Jacques_Triger)

Com o desenvolvimento da escavação no interior da câmara de compressão do tubo, o mesmo ia descendo até ser atingido o extrato de carvão, possibilitando a exploração do filão de carvão através do tubo.

Com o advento do caixão com ar comprimido, surge também uma nova doença relacionada com os trabalhos realizados no interior da câmara de compressão, que ficou inicialmente conhecida por “doença dos caixões” (atualmente denominada por doença de descompressão), e que originou a morte ou invalidez de muitos trabalhadores que realizavam as tarefas de escavação no interior da câmara de compressão.

A técnica de caixões com ar comprimido, primeiramente utilizada na exploração do filão de carvão, rapidamente foi adaptada e empregue na construção de fundações de pontes fluviais por toda a Europa e Estados Unidos da América, permitindo que os pilares das pontes fossem construídos nos leitos de rios com caudais consideráveis, mesmo em época de estiagem, e atravessando os estratos de solos sedimentares e com baixa capacidade de carga, até se alcançar os estratos resistentes.

Tendo em conta o *boom* do caminho-de-ferro, nos meados do século XIX e a consequente necessidade de construção de pontes para a circulação de composições ferroviárias, podemos encontrar diversas pontes ferroviárias em que foi empregue esta técnica para a execução das fundações, como por exemplo a ponte ferroviária do Forth, e as pontes Eiffel em Viana do Castelo e a ponte Internacional de Valença.

2.1.3. OS DIFERENTES TIPOS DE CAIXÕES

2.1.3.1. Caixões Abertos

Os caixões abertos assemelham-se a uma caixa, aberta no fundo e no topo, podendo ser fabricados em aço (o material mais comum), ou em betão armado (não tão comum).

O caixão pode apresentar diversas formas. As mais comuns são a circular, quadrangular e retangular, embora possam existir outras formas, menos frequentes, como, por exemplo, a octogonal.

De forma a garantir a estabilidade das paredes do caixão, é essencial a existência de uma estrutura interior que permita resistir à pressão da água, quando esta for removida do seu interior.

A técnica de caixões abertos é mais utilizada quando se pretende fundar o pilar de uma ponte no leito de um rio, onde existe um substrato de areia ou lodos de reduzida espessura, encontrando-se o leito rochoso ou o extrato competente imediatamente após o estrato sedimentar.

A construção da estrutura do caixão poderá ocorrer em estaleiro de obra, habitualmente localizada junto às margens do rio onde se vai construir a ponte, ou poderá ser construído em fábrica, sendo posteriormente transportado até ao estaleiro de obra.

Após a conclusão da construção do caixão ou a sua chegada ao estaleiro da obra, dá-se início à fase de transporte para o local de fundação no leito do rio. O transporte do caixão pode ocorrer por flutuação, ou em batelão de transporte. Nos casos em que o transporte é efetuado por flutuação, é necessário colocar um fundo provisório no caixão, para permitir a flutuação; pode-se, também, aumentar a flutuabilidade da estrutura por intermédio de dispositivos de flutuação provisórios (por exemplo, balões de flutuação e/ou boias).

Quando o transporte é realizado com recurso a batelões de transporte, o caixão é colocado sobre a plataforma de carga do batelão e é então rebocado até ao local de fundação. Importa referir que, no caso de o transporte ser efetuado por batelão, será necessário providenciar uma grua para auxílio à descarga e afundamento do caixão.



Fig. 2.3 – Imagem do afundamento de um caixão aberto metálico (retirado de *Bridge Engineering Handbook – Construction and Maintenance* – p. 157)

Uma vez chegado ao local, o caixão é posicionado e dá-se início ao complexo procedimento de afundamento até ao leito do rio (figura 2.3). De forma a controlar o afundamento do caixão e a evitar desvios na posição durante este processo, é comum recorrer-se a estruturas metálicas fundadas sobre o leito do rio para guiar e garantir o seu correto posicionamento durante a descida.

A operação mais delicada de todo o processo construtivo ocorre durante o afundamento do caixão, uma vez que existe o risco de a estrutura se instabilizar e poder tombar. Por outro lado, o caixão poderá ser arrastado pela corrente e pousar sobre o leito com desvios em relação à posição pretendida.

Nos últimos metros das operações de descida da estrutura até ao leito do rio, os solos sedimentares existentes no leito poderão sofrer erosão e escavação, fruto do forte aumento da velocidade do escoamento sob o caixão. Assim, e de forma a evitar esta situação, deverá ser previamente colocada uma “manta” protetora da camada de sedimentos nesse local. Esta “manta” protetora poderá ser simplesmente uma manta geotêxtil coberta com uma camada de brita.

Com o caixão já apoiado sobre o leito do rio, dar-se-á início às operações de penetração nos estratos sedimentares, até que seja atingido o estrato competente ou leito rochoso. Para facilitar a sua penetração ao longo dos estratos sedimentares, recorre-se a diversas técnicas, que serão abordados de seguida.

Uma das formas utilizada para facilitar a penetração do caixão ao longo dos solos sedimentares, é o recurso ao *cutting edge* (bordo em forma de bisel), que é colocado na base do caixão ao longo de todo

o seu perímetro. Visando intensificar o poder penetrante do *cutting edge*, poderão ser instalados jatos de água de alta pressão na base das paredes laterais. A saída de água a alta pressão providenciada pelos jatos irá desagregar e liquidificar os solos, facilitando a ação penetrante do *cutting edge*. O caixão penetrará, assim, as camadas de solo sedimentar por ação do seu próprio peso. Além do mais, o seu poder penetrante poderá ser incrementado com recurso a macacos hidráulicos, que poderão fazer reação em ancoragens previamente realizadas no fundo do rio. Poderá ainda ser necessário recorrer à aplicação de vibração nas paredes do caixão, com vista a potenciar a sua penetração no solo.

De forma a reduzir o atrito, nas paredes laterais exteriores do caixão durante as operações de penetração no solo, poderão ser instalados jatos de água sobre pressão, saídas de ar comprimido e saídas de bentonite. A ação conjunta da água, ar e bentonite funciona como um lubrificante, reduzindo o atrito nas paredes laterais, o que facilitará a penetração do caixão no solo. À medida que a estrutura se vai afundando nos estratos de solos sedimentares, os solos do interior do caixão vão sendo removidos por dragagem, com o apoio de gruas equipadas com balde de maxilas.

O processo de penetração do solo é um processo contínuo que não deverá ser interrompido até que o caixão atinja a sua posição final. Caso o processo seja suspenso, o aumento da fricção e da tensão de corte do solo poderão dificultar o reinício das operações.

Todos os processos descritos anteriormente deverão ser escrupulosamente controlados, de forma a garantir o correto afundamento e penetração no solo pelo caixão, pois qualquer desvio poderá comprometer irremediavelmente o sucesso dessas operações.

Quando os estratos de fundação do caixão forem atingidos, deverá ser realizada a remoção completa dos solos e resíduos existentes no interior da estrutura, seguindo-se a betonagem submersa do seu fundo, recorrendo a uma coluna de betonagem Tremie. Após a cura do betão no fundo do caixão, a água será bombada do seu interior, podendo dar-se início aos trabalhos de execução do pilar, a seco.

2.1.3.2. Caixões Fechados

Os caixões fechados assemelham-se a uma caixa aberta apenas no topo. Relativamente aos materiais, os caixões podem ser construídos recorrendo a betão armado (mais comum) ou a aço.

No que concerne às formas, é frequente encontrarem-se caixões com forma prismática, dotados de uma base retangular, sobre a qual apoiam as paredes exteriores do caixão. É ainda possível encontrar-se caixões em forma de cilindro, cone ou sino.

Quando é necessária a construção de pontes com grande extensão, a técnica de fundações por caixões fechados é a técnica de eleição, uma vez que permite atingir elevados rendimentos na execução das fundações, reduzindo consequentemente os tempos de construção. Esta técnica também pode ser utilizada em locais onde, devido às condições meteorológicas, a janela temporal para a realização de trabalhos no leito do rio é reduzida.

O caixão vai-se apoiar sobre uma camada de enrocamento hidráulico, pelo que este tipo de construção não é adequado aquando da presença de extratos de camadas sedimentares (areias ou lodos) no leito do rio.



Fig. 2.4 – Imagem do estaleiro de prefabricação de caixões fechados (retirado de *Bridge Engineering Handbook – Construction and Maintenance* – p. 163)

A construção dos caixões ocorre geralmente em estaleiro, nas margens junto ao local onde se pretende construir a ponte. Quando se procede à construção de uma ponte com recurso a esta técnica, é comum encontra-se no estaleiro de construção um número considerável de caixões em *stock*, aguardando colocação (figura 2.4).

Previamente à colocação do caixão no leito do rio, é necessário efetuar a aplicação de uma camada de enrocamento hidráulico com uma espessura de 1,00 a 2,00 metros, que deverá ser nivelada de forma a apresentar as condições desejáveis para o assentamento da estrutura.

Os caixões podem ser transportados para o local de fundação de duas formas - ou por flutuação, ou por intermédio de batelões de transporte, equipados com gruas para a sua aplicação sobre a camada de enrocamento hidráulico.

Quando o caixão é transportado para o local por flutuação, deverão existir estruturas metálicas ou barcos de apoio que permitam que a operação de afundamento seja realizada sem que o caixão se desvie da posição prevista. Este processo inicia-se com o enchimento do caixão com água, o que permite o afundamento até repousar sobre o enrocamento previamente executado.

No caso de o caixão ser transportado para o local de afundamento por intermédio de batelão, equipado com grua, este inicia a sua descida ao longo da altura de água com o apoio da grua, até atingir o local de fundação (figura 2.5).



Fig. 2.5 – Imagem da colocação de um caixão fechado, no qual se pode visualizar a ensecadeira provisória (retirado de *Bridge Engineering Handbook – Construction and Maintenance* – p. 168)

Tanto numa como noutra situação, o posicionamento do caixão deverá ser monitorizado ao longo da descida, de forma a que a sua posição final se enquadre dentro das tolerâncias admissíveis.

Após a colocação do caixão na posição final, pode ocorrer o seu enchimento com betão, com recurso à coluna de betonagem Tremie (betonagem submersa).

De modo a garantir uma boa ligação do fundo do caixão à camada de enrocamento, procede-se, nessa zona, a uma injeção de *grout*.

Por vezes, e para que se possa dar seguimento aos trabalhos de construção do pilar a seco, é montada no topo dos caixões uma ensecadeira provisória, que será removida após a conclusão do pilar.

2.1.3.3. Caixões a Ar Comprimido

Os caixões a ar comprimido trabalham de acordo com o mesmo princípio de um copo vazio, que é introduzido na água voltado para baixo. Se nenhum ar sair do copo, pouca água irá entrar no seu interior. Os caixões pneumáticos têm uma câmara de pressão no seu fundo, na qual é introduzido ar à pressão de forma a impedir a entrada de água no interior dessa câmara, onde o solo é escavado.

Os caixões a ar comprimido podem ser feitos de aço (o material mais comum nas primeiras utilizações), ou podem ser produzidos em betão armado (mais comum nos nossos dias).

No que toca à forma, o caixão a ar comprimido pode ser circular, quadrado, retangular (formas mais comuns) ou poderá ter outras formas, menos comuns, como por exemplo a octogonal.

Nos nossos dias, o fabrico do caixão poderá ser realizado no estaleiro de obra, junto às margens do rio onde será construída a ponte, incluindo o compartimento da câmara de compressão. Após a conclusão da estrutura do caixão propriamente dita, será necessário instalar as estruturas pneumáticas que vão permitir a operação do caixão em regime de ar comprimido, nomeadamente os equipamentos de fornecimento de ar comprimido, os tubos e câmaras de compressão de entrada de pessoas e equipamentos, os tubos e câmaras de compressão de remoção de detritos de escavação e os equipamentos de escavação automatizados (figura 2.6).

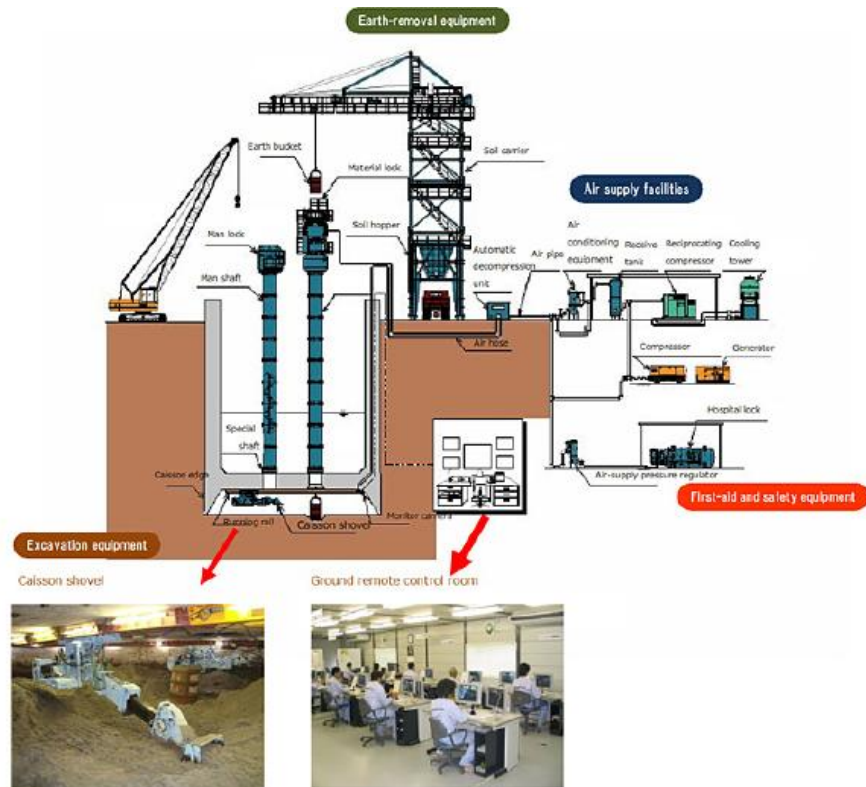


Fig. 2.6 – Esquema de funcionamento de um moderno caixão a ar comprimido (retirado de http://www.orsc.co.jp/english/tec/newm_v2/ncon02.html#02)

O transporte do caixão desde o estaleiro até ao local de fundação de cada um dos pilares pode ocorrer de duas formas - por flutuação, ou por transporte em batelões equipados com gruas auxiliares.

Uma vez no local, a estrutura é descida ao longo da lâmina de água até atingir o leito do rio, recorrendo às mesmas técnicas já descritas para os caixões abertos ou para os caixões fechados. No entanto, ao longo da descida já deverão estar sob pressão a câmara de pressão onde se vai realizar a escavação, os tubos e câmaras de compressão de entrada de pessoas e equipamentos e saída de resíduos de escavação, com o intuito de que estas zonas não sejam inundadas pela água do rio. A pressão do ar nestas zonas vai sendo aumentada à medida que o caixão se vai afundando.

Uma vez no leito do rio, dá-se início à escavação no interior da câmara de pressão. Nos últimos anos, e face ao desenvolvimento da medicina hiperbárica e das novas tecnologias, a escavação no interior da câmara de compressão de um caixão a ar comprimido é realizada com o auxílio de *robots*, reduzindo a presença humana no interior da câmara (figura 2.7).



Fig. 2.7 – Imagem da escavação no interior de uma câmara de pressão com recurso a robots, neste caso a escavação da ponte Arco-Íris, em Tóquio (retirado de *Bridge Engineering Handbook – Construction and Maintenance* – p. 161)

Uma vez que a pressão do ar no interior da câmara é igual à pressão da água nos solos que se está a perfurar, é possível escavar abaixo do *cutting edge* do caixão, permitindo assim uma boa penetração nos solos de fundação (figura 2.8).

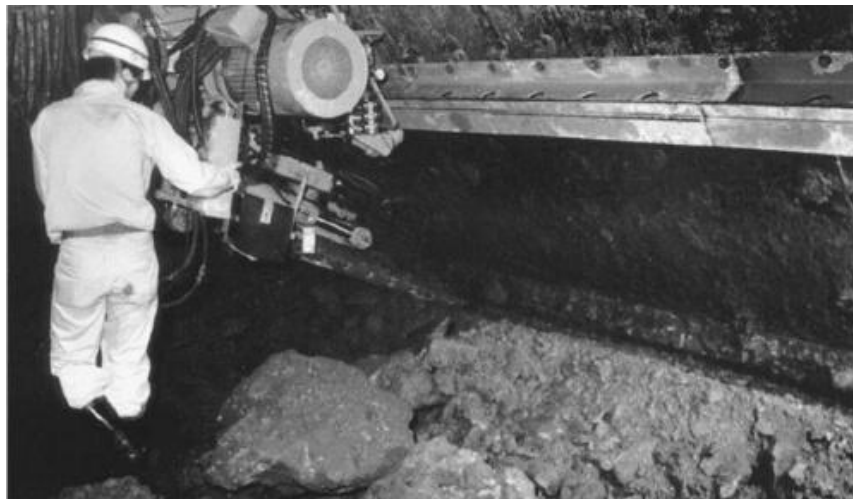


Fig. 2.8 – Imagem da escavação abaixo do gume cortante do caixão de ar comprimido (retirado de *Bridge Engineering Handbook – Construction and Maintenance* – p. 161).

Uma das principais características do caixão a ar comprimido é a existência de uma laje de selagem (“teto”) superior da câmara de compressão. Esta irá servir de base aos trabalhos de construção do pilar, possibilitando que os trabalhos de construção do pilar ocorram em simultâneo com o processo de escavação/afundamento do caixão. O aumento do peso do conjunto originado pela construção do pilar irá ser favorável ao afundamento do caixão.

Uma vez atingidos os terrenos competentes para a fundação do pilar da ponte, os equipamentos de escavação são removidos e é executada a betonagem de selagem da câmara de compressão, sendo o ar existente na câmara substituído por betão.

2.1.4. VANTAGENS DA TÉCNICA DE FUNDAÇÕES POR CAIXÕES

A técnica de fundações por caixões, apresenta inúmeras vantagens, de entre as quais salientam-se a possibilidade da sua utilização até grandes profundidades; a sua adaptação a fundações profundas dentro de água, onde a fundação deva ser prolongada abaixo do leito do rio, de modo a obter a estabilidade adequada; a execução dos trabalhos de construção dos pilares no interior do caixão serem realizados sem a presença de água, com claras vantagens ao nível da rapidez de execução e qualidade dos mesmos; a relativa facilidade na remoção de qualquer obstáculo que se encontre no solo durante a penetração do caixão; elevada rigidez e capacidade de carga do caixão, o que torna as fundações muito resistentes às forças sísmicas.

Relativamente aos caixões pneumáticos, apresenta vantagens no que concerne à possibilidade da realização de ensaios *in situ* para determinar a resistência efetiva dos estratos que se estão a atravessar; uma vez que a pressão de ar na câmara de compressão é mantida à mesma pressão das águas subterrâneas durante a escavação, os solos circundantes são muito pouco afetados (descomprimidos); os trabalhos de penetração do caixão nos solos podem ser realizados ao mesmo tempo que se desenrola a construção dos pilares da ponte.

2.1.5. DESVANTAGENS DA TÉCNICA DE FUNDAÇÕES POR CAIXÕES

Apesar da técnica de fundações por caixões apresentar as vantagens acima descritas, também existem desvantagens, que não podem deixar de ser mencionadas.

O recurso a esta técnica é um procedimento de construção bastante complexo, que implica uma monitorização contínua dos processos de afundamento dos caixões no rio e penetração do solo; por outro lado constata-se a escassez de profissionais qualificados e com experiência para a execução da técnica. No caso dos caixões abertos e fechados a sua execução implica o recurso a trabalho de mergulho, durante o afundamento do caixão. Uma vez que as betonagens dos caixões são submersas, a qualidade das mesmas poderá ficar comprometida. Os caixões são bastante suscetíveis à erosão, pelo que deverá ser sempre colocada uma proteção de enrocamento, assim como devem ser implementados sistemas de controlo de erosão.

No que concerne à técnica de caixão a ar comprimido, apresenta-se como uma técnica extremamente onerosa.

2.1.6. ALGUMAS PONTES E ESTRUTURAS NOTÁVEIS COM FUNDAÇÕES PELA TÉCNICA DE CAIXÕES

A Ponte de Eads, em Saint Louis (EUA), é uma ponte em arco metálico, que atravessa o rio Mississippi, na cidade de Saint Louis, cuja construção decorreu entre 1867 e 1874 e apresenta uma extensão total de 1964 metros. Os seus pilares foram fundados pela tecnologia de caixões a ar comprimido, cujo detalhe construtivo será descrito posteriormente neste trabalho.

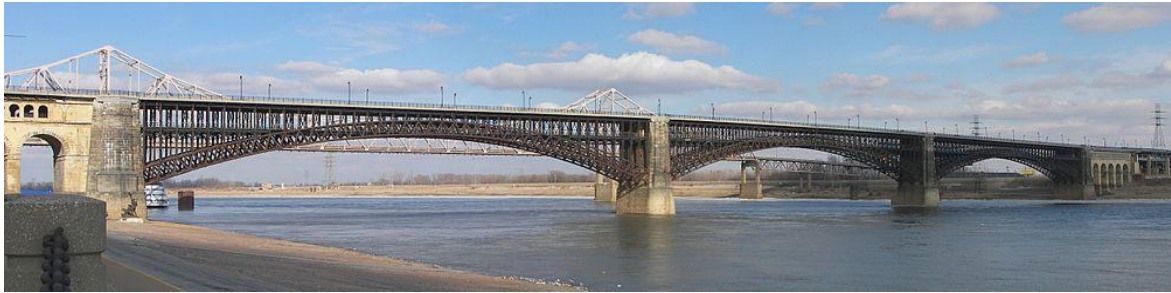


Fig. 2.9 – Imagem da ponte de Eads (retirado de https://en.wikipedia.org/wiki/Eads_Bridge)

A ponte de Brooklyn, em Nova Iorque (EUA), é uma das mais antigas pontes suspensas do mundo ainda em funcionamento. A sua construção foi iniciada em 1869 e ficou concluída em 1883, sendo a primeira ponte suspensa na qual foram utilizados cabos para a materialização da suspensão do tabuleiro. A ponte faz a travessia do Rio East, numa extensão de 1825 metros. A fundação das suas torres foi executada por caixões a ar comprimido, sendo o seu processo construtivo detalhado mais à frente neste trabalho.



Fig. 2.10 – Imagem da ponte de Brooklyn (retirado de https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_do_Brooklyn)

A ponte Ferroviária do Forth, em Edimburgo (Escócia), apresenta-se como uma monumental ponte metálica, com estrutura *cantilever*, construída entre 1882 e 1890, com um comprimento total de cerca de 14 km. Esta ponte encontra-se listada como património da humanidade da UNESCO, sendo que até à data a travessia ferroviária do rio Forth é feita por esta ponte, tendo uma circulação diária de mais de 150 comboios. A construção das suas fundações recorreu à técnica de caixões.



Fig. 2.11 – Imagem da ponte Ferroviária do Forth (retirado de <http://archineeringtalk.com/?p=404>)

Apesar de não ser uma ponte, a torre Eiffel, construída junto às margens do rio Sena, em Paris, entre 1886 e 1889, com uma altura de 324 metros, também tem as suas fundações construídas pela técnica dos caixões a ar comprimido.



Fig. 2.12 – Imagem da Torre Eiffel (retirado de <http://www.cienporciencurioso.com/en/the-eiffel-tower-and-its-curiosities/>)

A ponte do Québec, no Canadá, é uma ponte metálica com estrutura *cantilever*, construída entre 1903 e 1919, durante a construção da ponte houve vários colapsos, quer em virtude de fenómenos naturais, quer por mau dimensionamento da estrutura. A ponte faz a travessia do rio São Lourenço e detém, ainda hoje, o recorde para o vão central (549 metros) de ponte deste tipo. Também as fundações da ponte foram realizadas pela técnica de caixões.



Fig. 2.13 – Imagem da ponte do Québec (retirado de http://gigantesdomundo.blogspot.pt/2014_11_01_archive.html)

A ponte ferroviária D. Ana, sobre o Rio Zambeze, em Moçambique, apresenta uma extensão de 3,67 km e a sua construção decorreu entre 1930 e 1935 pela empresa inglesa Cleveland Bridge and Engineering Company. À data da sua inauguração, era a ponte ferroviária mais extensa do mundo. Foi destruída durante a guerra civil (1977-1992) que assolou este país, tendo sido reaberta e readaptada para trânsito rodoviário em 1996, retomando as suas funções iniciais em 2009. Presentemente, mantém o recorde da maior ponte ferroviária do continente africano. As fundações da ponte foram construídas pelo método dos caixões que, em alguns casos, atingiram a profundidade de 37 metros.



Fig. 2.14 – Imagem da ponte D. Ana após a sua inauguração (retirado de <https://delagoabayword.wordpress.com/category/arquitecturamocambique/historiadapontedonaana/>)

A ponte suspensa que atravessa a baía de São Francisco (USA), batizada como o nome de Golden Gate, é uma ponte suspensa de 2737 metros de comprimento, cuja construção foi iniciada em 1933 e concluída em 1937. É considerada uma das sete maravilhas do mundo moderno pela Sociedade Americana de Engenheiros Civis. As fundações das torres da ponte foram executadas com recurso à técnica de caixões.



Fig. 2.15 – Imagem da ponte Golden Gate (retirado de https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Golden_Gate)

A ponte 25 de Abril em Lisboa, é uma ponte rodoferroviária suspensa, que atravessa o rio Tejo junto à cidade de Lisboa. Construída entre 1962 e 1966, a ponte apresenta uma extensão total de 2278 metros. As fundações das suas torres foram executadas pelo método dos caixões, cujo processo de construção será abordado no subcapítulo 2.3.1.



Fig. 2.16 – Imagem da ponte 25 de Abril (retirado de https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_25_de_Abril)

A ponte Edgar Cardoso, na Figueira da Foz, foi a primeira ponte de tirantes construída em Portugal, foi projetada pelo Prof. Edgar Cardoso, e a sua construção decorreu de 1978 a 1982. Apresenta um desenvolvimento total de 1491 metros e faz a travessia do rio Mondego junto à cidade da Figueira da Foz. As fundações das torres da ponte foram realizadas com recurso a tecnologia de caixões abertos, que foram cravados no solo por pancadas até à “nega absoluta”, que ocorreu a uma profundidade de cerca de 50 metros.



Fig. 2.17 – Imagem da ponte Edgar Cardoso (retirado de <https://portugalfotografiaaerea.blogspot.com>)

A ponte Arco-Íris, em Tóquio, Japão, é uma ponte suspensa que atravessa a baía de Tóquio, a sua construção ocorreu entre 1987 e 1993, tem uma extensão total de 798 metros e um vão central de 580 metros. As fundações das torres desta ponte foram executadas com recurso a modernos caixões pneumáticos e com recurso a equipamentos de escavação robotizados no interior da câmara de compressão.



Fig. 2.18 – Imagem da ponte Arco-Íris (retirado de [https://en.wikipedia.org/wiki/Rainbow_Bridge_\(Tokyo\)](https://en.wikipedia.org/wiki/Rainbow_Bridge_(Tokyo)))

2.2. DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE CONSTRUÇÃO DE FUNDAÇÕES COM RECURSO A CAIXÕES DE AR COMPRIMIDO - ÉPOCA DA CONSTRUÇÃO DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA

De seguida, será descrita a técnica de fundações por ar comprimido, realizada à época de construção da ponte Internacional de Valença (1882-1886). A descrição deste processo terá como base o exemplo dos caixões de ar comprimido utilizados na ponte de Eads, sobre o rio Mississipi, em Saint Louis, EUA (1867-1874), bem como o utilizado na ponte de Brooklyn, sobre o rio East, em Nova Iorque, EUA (1869-1886).

A decisão de descrever o processo construtivo dos caixões, tendo como base as duas pontes mencionadas anteriormente, baseia-se no facto de existir bibliografia disponível sobre o processo construtivo de ambas, o que lamentavelmente não se verifica no caso da Ponte Internacional de Valença.

De acordo com a bibliografia consultada, na última metade do século XIX, a construção dos caixões a ar comprimido ocorria na margem do rio, com recurso a dois materiais, madeira e ferro fundido. A estrutura dos caixões era de madeira (que, como é sabido, é imputrescível e durável, desde que mantida permanentemente submersa) e revestida com placas de ferro fundido. Todas as estruturas pneumáticas do caixão eram construídas em ferro fundido, devido à elevada pressão de ar que teriam de suportar.

Após a conclusão da parte inferior do caixão, o mesmo era transportado com o auxílio de embarcações para a posição de afundamento. Com a estrutura em suspensão, eram cravadas estacas de madeira no fundo do rio, que criariam a estrutura de guiamento para o afundamento na lâmina de água do caixão, permitindo que o mesmo pousasse no leito do rio na posição pretendida (figura 2.19).

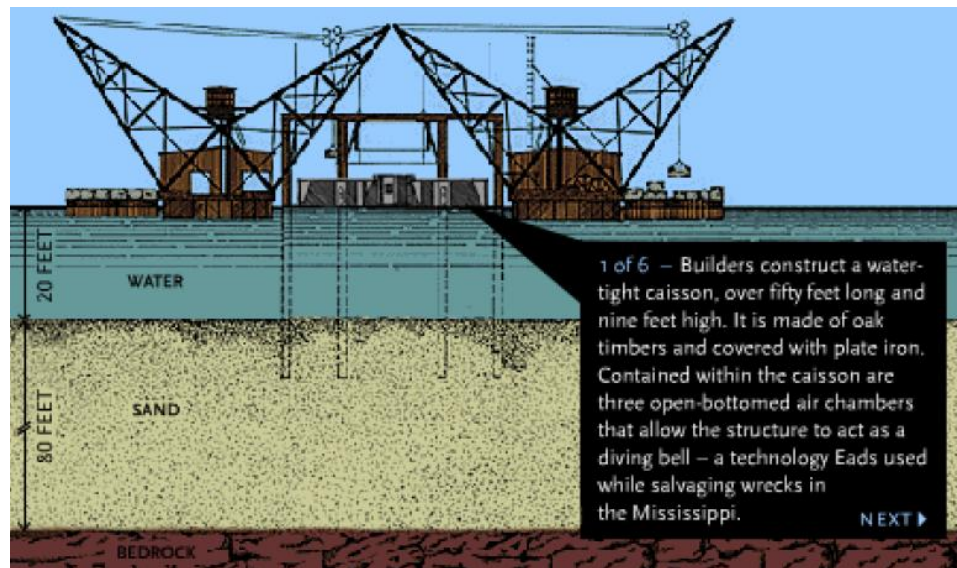


Fig. 2.19 – Caixão a flutuar no rio, com a representação da estrutura de guiamo (retirado de <http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge342/Eads%20Bridge.pdf>)

O afundamento do caixão até ao leito do rio ocorria com a construção da alvenaria de pedra do pilar, pelo que, à medida que eram colocados blocos de pedra sobre o caixão, o seu peso aumentava, levando a que afundasse até atingir o leito do rio. É de referir que, aquando da construção da alvenaria, eram construídos e instalados tubos metálicos para acesso à camara de compressão, bem como aumentadas as paredes laterais, de forma a permitir a colocação de novas camadas de alvenaria (figura 2.20).

A cantaria de construção do pilar era transportada a partir da margem através de embarcações, sendo a sua colocação no interior do caixão executada através de gruas e cadernais. A estrutura de guiamo permitia que o caixão nunca saísse da posição pretendida ao longo da descida.

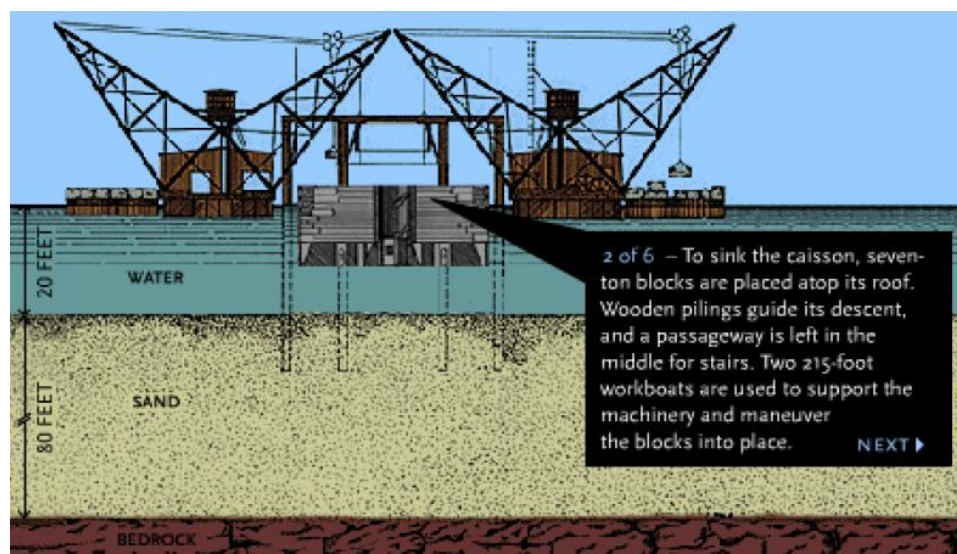


Fig. 2.20 – Caixão a fundar-se na lâmina de água do rio, com a representação da estrutura de guiamo (retirado de <http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge342/Eads%20Bridge.pdf>)

Quando o caixão atingia o leito do rio, o sistema pneumático do caixão era pressurizado, levando a que a água fosse expelida da câmara de compressão do fundo, criando, dessa forma, um compartimento estanque, no qual era possível desenvolver trabalhos de escavação (figura 2.21).

A pressão do ar no interior da câmara de compressão teria de ser em todo o instante igual à pressão da água, ou seja, com o aumento da profundidade de escavação, a pressão de ar teria de ser incrementada de forma a manter o compartimento estanque.

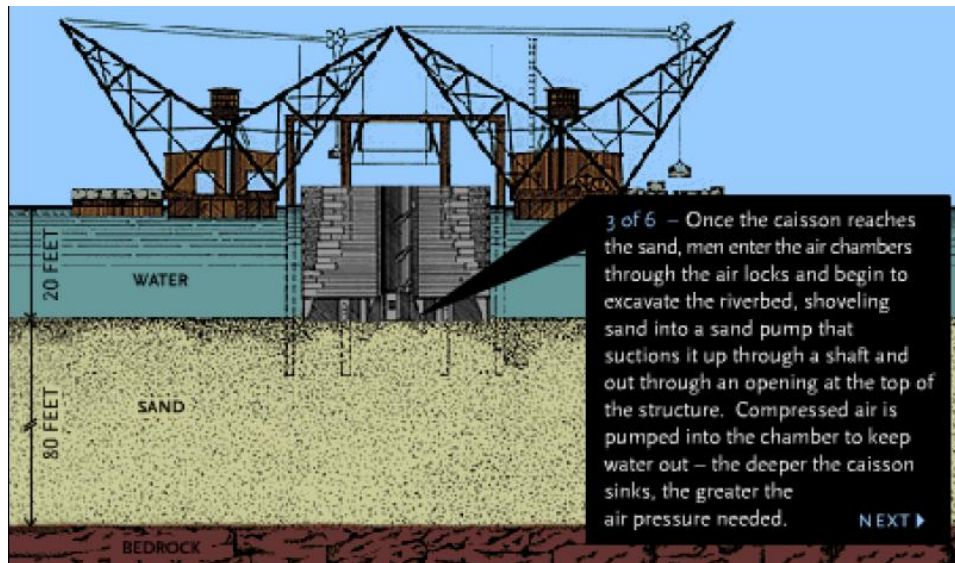


Fig. 2.21 – O caixão pousado sobre o fundo do rio (retirado de <http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge342/Eads%20Bridge.pdf>)

A escavação na área e perímetro do caixão era sempre realizada pelos trabalhadores. Os materiais escavados eram depositados em zonas previamente estabelecidas, a partir das quais era feita a sua remoção para o exterior.

A remoção dos materiais de escavação para o exterior do caixão ocorria de duas formas:

- no caso da ponte de Eads, o material foi removido do fundo do caixão com recurso a um sistema tipo *air-lift*, inventado pelo General William Sooy Smith, em 1859. Este sistema consistia na ligação de dois tubos, de diferentes diâmetros - um, de diâmetro reduzido, fazia a injeção de ar no extrato saturado com areias, pelo que o ar comprimido, ao sair pelo segundo tubo, arrastava a areia. Como o tubo de remoção das areias não poderia estar ligado diretamente ao exterior, pois causaria a descompressão imediata da câmara de compressão e sua inundação, havia diversos patamares de remoção de areia ao longo do caixão, com mais de 30 metros de altura;
- no caso da ponte de Brooklyn, o material era retirado do fundo do caixão por intermédio de um tubo cheio de água, no topo do qual se encontrava instalada uma grua que descia ao longo do tubo, removendo o material que se encontrava no fundo do caixão. A água que se encontrava no interior do tubo funcionava como um fecho hidráulico, impedindo a perda de pressão na câmara de compressão do caixão (figura 2.22).

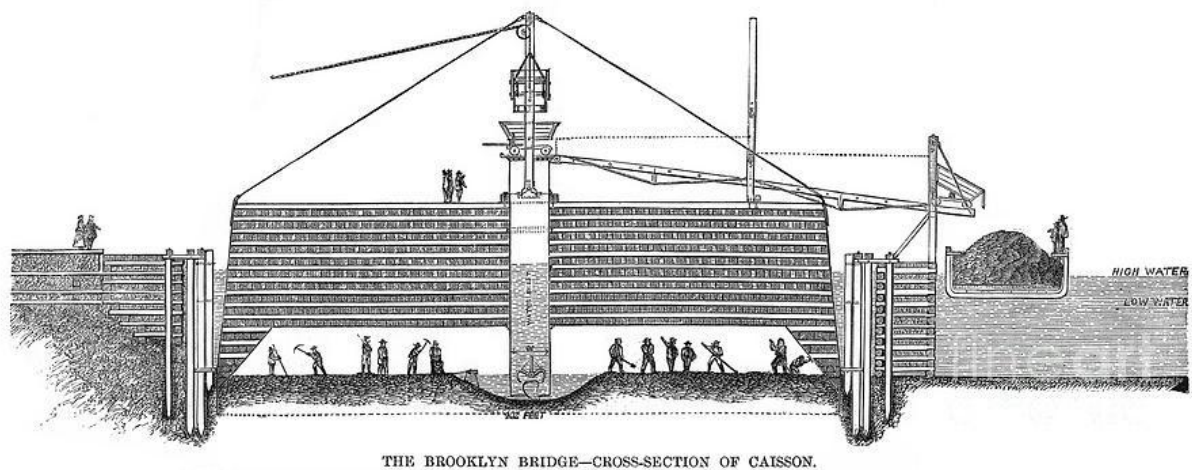


Fig. 2.22 – O sistema de remoção das terras do interior do caixão utilizado na ponte de Brooklyn (retirado de <http://images.fineartamerica.com/images-medium-large/2-brooklyn-bridge-caisson-granger.jpg>)

Com o aumento da profundidade de escavação no interior do caixão, e a necessidade de aumentar a pressão no interior da câmara, foram surgindo os primeiros sintomas da “doença dos caixões” (doença de descompressão), relacionada com o aumento do nitrogénio na corrente sanguínea. De forma a minimizar os efeitos da doença nos trabalhadores, apenas podiam trabalhar no interior dos caixões os homens mais fortes e aptos, e os períodos de trabalho no interior do caixão eram limitados, com períodos de descanso obrigatórios (figura 2.23).

Na ponte de Eads, 14 trabalhadores acabaram por morrer em resultado da doença, ficando muitos mais inválidos para o resto da vida. Na ponte do Brooklyn, 20 trabalhadores acabaram por morrer com doença descompressiva, sendo de referir que, no caso desta ponte, o engenheiro responsável pelo projeto e trabalhos da obra, Washington Roebling, ficou inválido em resultado da doença.

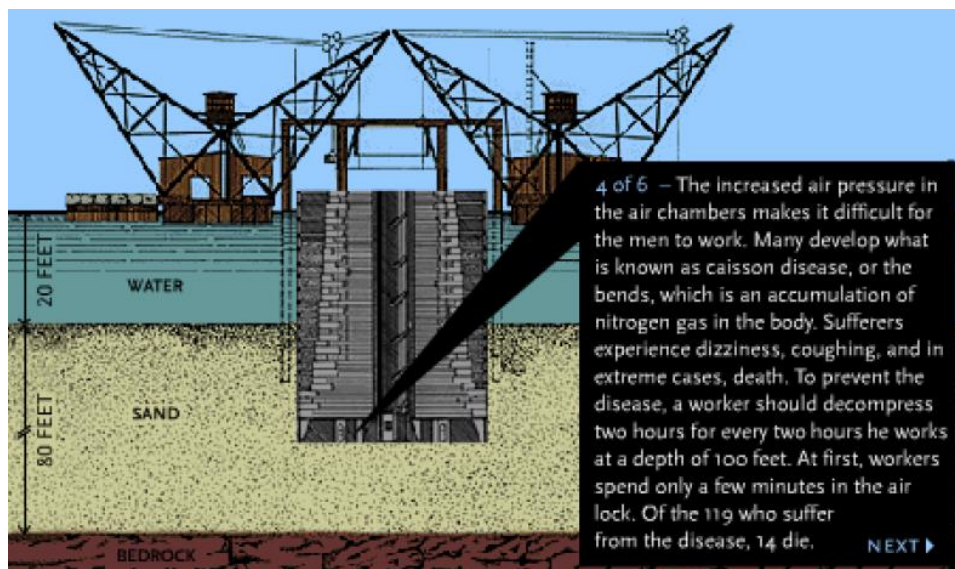


Fig. 2.23 – À medida que a profundidade de escavação vai aumentando, surgem com mais frequência os casos de doença descompressiva (retirado de <http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge342/Eads%20Bridge.pdf>)

Ao ser atingido o fundo rochoso, o trabalho de escavação encontra-se concluído. Iniciava-se a operação de selagem e enchimento da câmara de pressão com betão. O enchimento era executado de baixo para cima e, assim, todos os espaços de ar eram preenchidos. Após a desativação do sistema de ar comprimido, a água do rio ocupava os espaços vazios (figura 2.24).

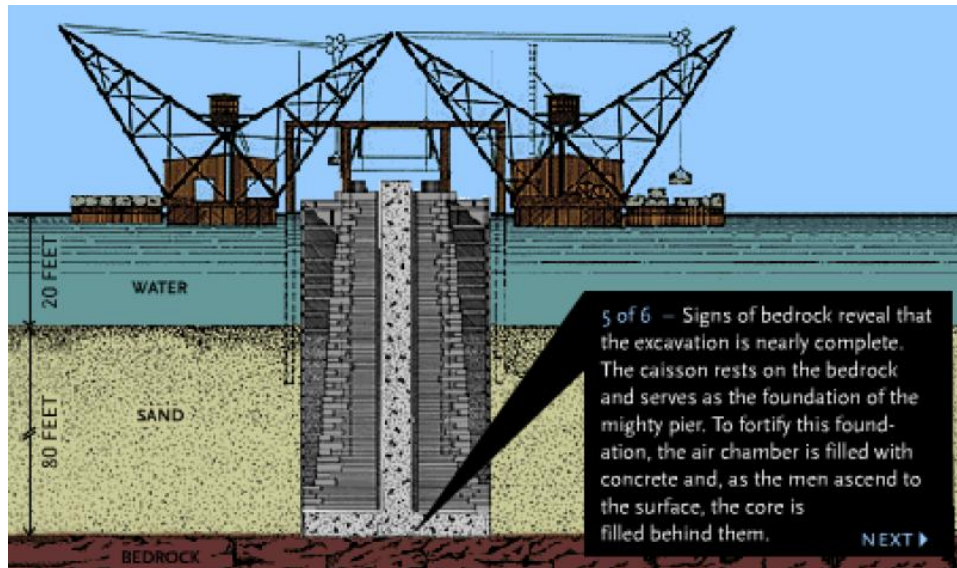


Fig. 2.24 – Ao serem atingidos os extratos rochosos, a escavação encontra-se concluída e procede-se ao enchimento das câmaras e tubos de ar comprimido com betão (retirado de <http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge342/Eads%20Bridge.pdf>)

No caso da ponte de Brooklyn, o caixão da margem de Brooklyn encontra-se fundado em rocha aos 13 metros de profundidade, enquanto que o caixão da margem de Manhattan, encontra-se fundado aos 32 metros, numa camada de areia. A decisão de fundar o pilar do lado de Manhattan numa camada de areia foi tomada pelo projetista Washington Roebling por várias ordens de razão. Por um lado, as profundidades de escavação atingidas nesse caixão eram tão grandes que os casos de doença descompressiva ocorriam diariamente (mais do que um caso por dia); por outro lado, após a análise do solo que se encontrava a essa profundidade, Washington Roebling verificou que o solo não se encontrava alterado e tinha uma forte capacidade resistente, pelo que os extratos poderiam servir de fundação à ponte.

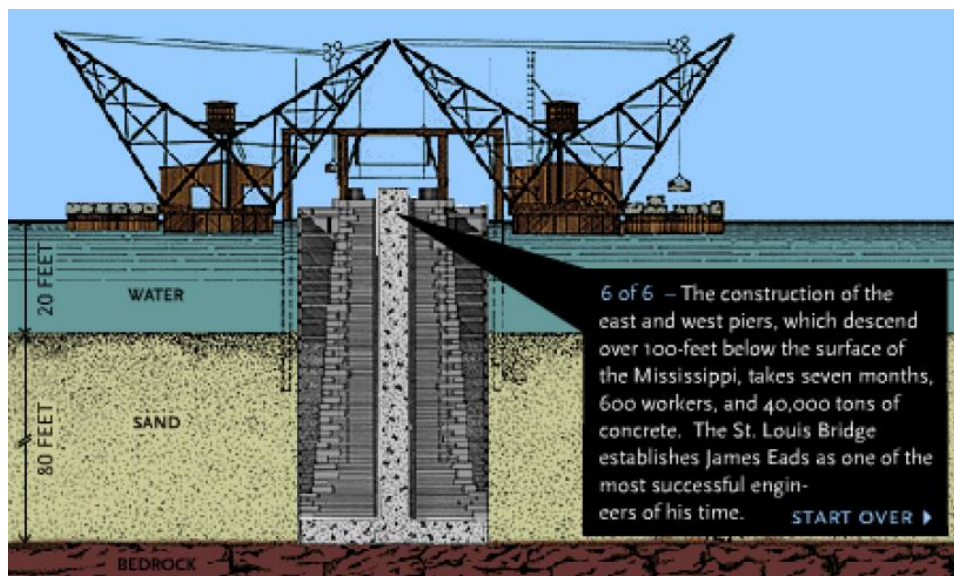


Fig. 2.25 – Dados finais da ponte de Eads: a construção dos caixões demorou 7 meses, empregou 600 trabalhadores, foram empregues 40.000 toneladas de betão (retirado de <http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge342/Eads%20Bridge.pdf>)

Com a conclusão dos trabalhos no caixão (abaixo da linha de água), encontram-se terminados os trabalhos da fundação do pilar, podendo iniciar-se os trabalhos de construção de cada uma dos pilares da ponte (figura 2.25).

2.3. EXEMPLOS RECENTES DA TÉCNICA DE EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES DE PONTES FLUVIAIS, SEM RECURSO A ESTACAS

2.3.1 – A PONTE 25 DE ABRIL

A ponte 25 de Abril, sendo a única ponte suspensa do nosso país, é um dos mais conhecidos *ex-libris* de Lisboa, que recentemente comemorou 50 anos de serviço. Teve as fundações das suas torres executadas pelo método dos caixões abertos, no caso da torre sul, o caixão assenta sobre a rocha basáltica a 82,5m abaixo do nível da preia-mar de águas vivas.

Construída entre 1962 e 1966 por um consórcio de empresas liderado pela empresa americana United States Steel Corporation, apresenta características semelhantes a outras pontes daquele país, como por exemplo a Golden Gate, em São Francisco. O projeto global pertenceu à empresa americana Steinman, de Nova Iorque, fundada pelo célebre projetista americano de pontes suspensas, David Steinman.

O tabuleiro situa-se a 70 m acima do nível da água, de modo a permitir a passagem, sem restrições, de navios de grande porte. As suas duas torres atingem 190 m de altura, o seu comprimento é de 2.278 m, com um vão central de 1.013 m.

A Ponte 25 de Abril foi projetada desde o início como uma ponte mista rodoferroviária, a realizar em duas fases. A fase rodoviária ficou concluída, com a inauguração, em 1966; e a ponte ficou desde logo preparada para a segunda fase, na qual os comboios circulariam em via dupla, pelo interior da viga de rigidez.

As duas torres da ponte suspensa encontram-se a cerca de 500m de cada margem e a 1013m uma da outra.

Como foi já referido anteriormente, a torre Sul (figura 2.26), implantada em pleno rio Tejo, possui uma fundação em betão armado, que assenta diretamente sobre a rocha basáltica 82,5m abaixo do nível de preia-mar de marés vivas. Para a construção dessa torre, foi necessário atravessar uma lâmina de água com 32,5m de altura, uma camada de lodo com 30m de espessura e, finalmente, uma camada de 20m de areias e pedras soltas. A execução desta gigantesca fundação foi executada com recurso à técnica de caixões abertos, como se descreve de seguida.



Fig. 2.26 – Fundação das torres da ponte 25 de Abril (retirado do livro *Ponte Salazar*, p. 78 e 79)

O caixão metálico utilizado na torre Sul apresentava, em planta, as dimensões $40 \times 23 \text{ m}^2$ (figura 2.27). No seu interior existiam 28 tubos ocos, com 4,70m de diâmetro, cuja função era servirem de câmara de dragagem, tendo também a função de servir de elementos auxiliares para a flutuabilidade e equilíbrio do caixão. Neste caso, eram previamente aplicadas cúpulas semiesféricas no topo de cilindro e posteriormente cada um destes era cheio com ar comprimido à pressão conveniente. No fundo do caixão, e ao longo do seu bordo exterior, encontra-se o *cutting edge*, que facilitava a penetração do caixão ao longo do solo.

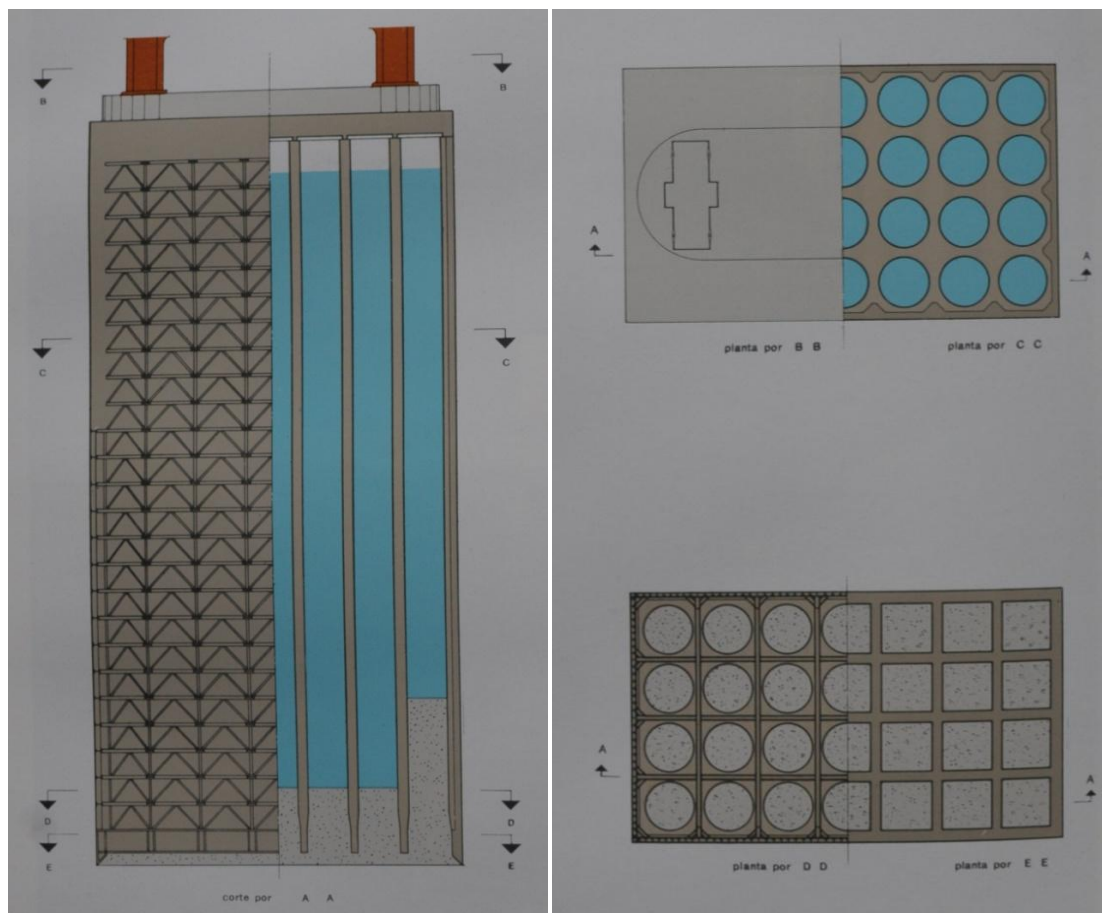


Fig. 2.27 – Desenhos do caixão utilizado para a execução da fundação da torre Sul (retirado do livro *Ponte Salazar*, p. 74)

A construção dos caixões metálicos ocorreu no estaleiro de apoio à empreitada, situado na margem Norte do rio. O primeiro troço do caixão tinha 12 metros de altura e pesava aproximadamente 1100 toneladas. Foi lançado ao rio por meio de uma carreira provisória (figura 2.28), especialmente instalada para o efeito, com as cúpulas semiesféricas colocadas no topo dos cilindros de forma a possuir maior flutuabilidade. Foi transportado até à posição de afundamento e ancorado ao leito do rio, por forma a conservar a sua posição, indiferente às correntes do rio (figura 2.29).



Fig. 2.28 – Imagem do lançamento ao rio do primeiro troço do caixão da torre Sul (retirado do livro *Ponte Salazar*, p. 73)

Após verificação do correto posicionamento do primeiro troço do caixão, foi realizada a betonagem parcial da zona exterior aos tubos do caixão metálico, aumentando-se assim o seu peso, provocando o seu afundamento. A betonagem foi interrompida quando o bordo superior do caixão se encontrava um pouco acima do nível das águas. A estrutura do caixão foi então acrescentada para cima, com a montagem de secções metálicas, cuja ligação foi executada por parafusos. O processo de acréscimo da estrutura metálica no topo do caixão foi realizado o número de vezes necessário até se atingir os estratos de fundação pretendidos.

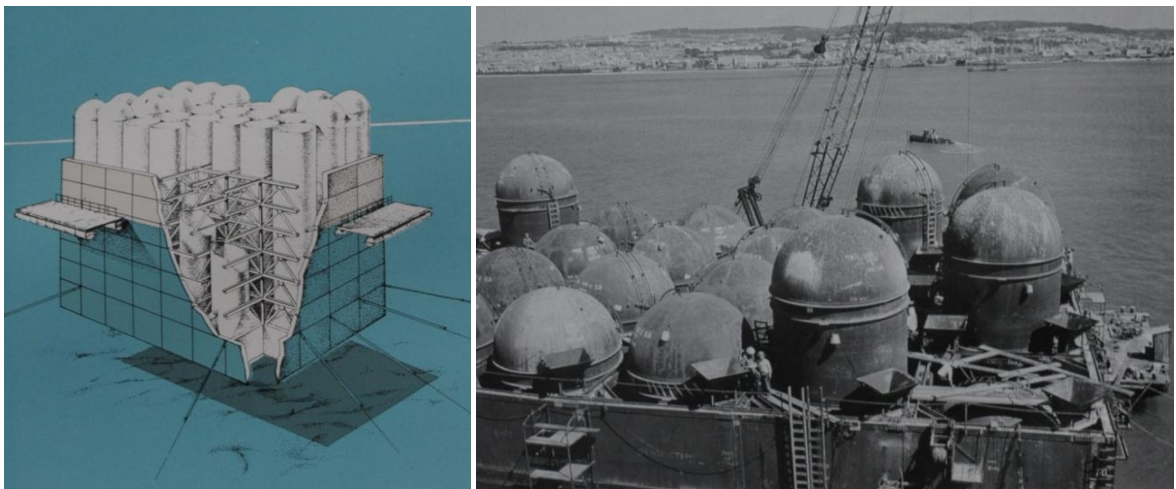


Fig. 2.29 – Esquema de posicionamento do primeiro troço do caixão da torre Sul (retirado do livro *Ponte Salazar*, p. 72) / Imagem sobre a área de trabalhos do caixão da torre Sul (retirado do livro *Ponte Salazar*, p. 73)

Sucessivas betonagens e acrescentos do caixão levaram-no a descer até ao fundo do rio e a atingir as primeiras camadas de lodo. A penetração do caixão ao longo dos lodos e areias foi facilitada pela ação cortante do *cutting edge*, ao mesmo tempo que ocorria a dragagem pelo interior dos tubos ocios, executada com recurso a guias sobre pontões flutuantes, munidas de balde de maxilas (figura 2.30).

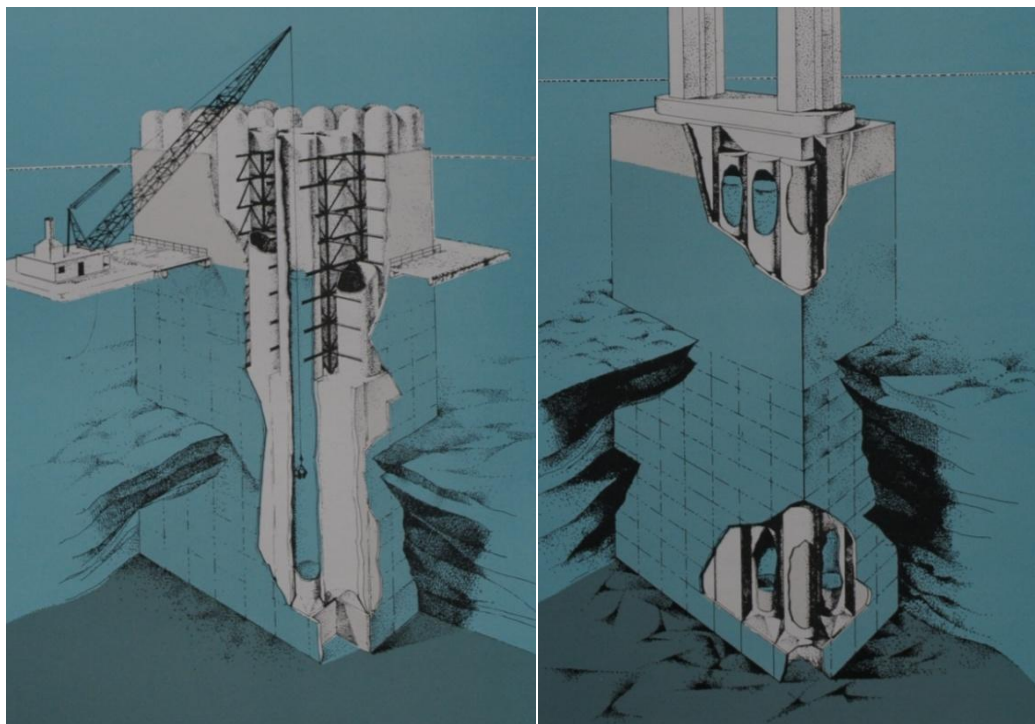


Fig. 2.30 – Esquema de afundamento do caixão da torre Sul (retirado do livro *Ponte Salazar*, p. 72)

Através da dragagem e de novos aumentos da altura e do peso do caixão, foram atingidos os extratos de rocha basáltica de fundação da ponte. Após ter sido atingida a cota de fundação, os tubos do interior do caixão foram cheios de betão de forma a ser realizada a sua selagem à rocha de fundação. A parte superior dos caixões é constituída por uma zona maciça de betão armado, com cerca de 7m de altura, na qual ficaram embebidas as estruturas metálicas de ligação às torres metálicas da ponte.

Após concluída, a torre Sul é uma estrutura com 273m (190,50m da torre metálica e os 82,50m do caixão da sua fundação).

No caso da torre Norte, e uma vez que a primeira camada de rocha se encontra a apenas 25m de profundidade, o caixão era de menores dimensões, possuindo apenas 21 cilindros ocos (figura 2.31). O processo de construção e afundamento foi realizado de forma similar à descrita para o caixão da torre Sul. No entanto, foi necessário resolver outro problema na execução desta fundação, pois a primeira camada de basalto apresentava-se bastante fraturada e tinha uma espessura máxima de 6m numa das extremidades do caixão, reduzindo-se até espessuras desprezíveis na outra extremidade e sob essa camada existia uma camada de tufos basálticos com uma espessura de cerca de 5m.

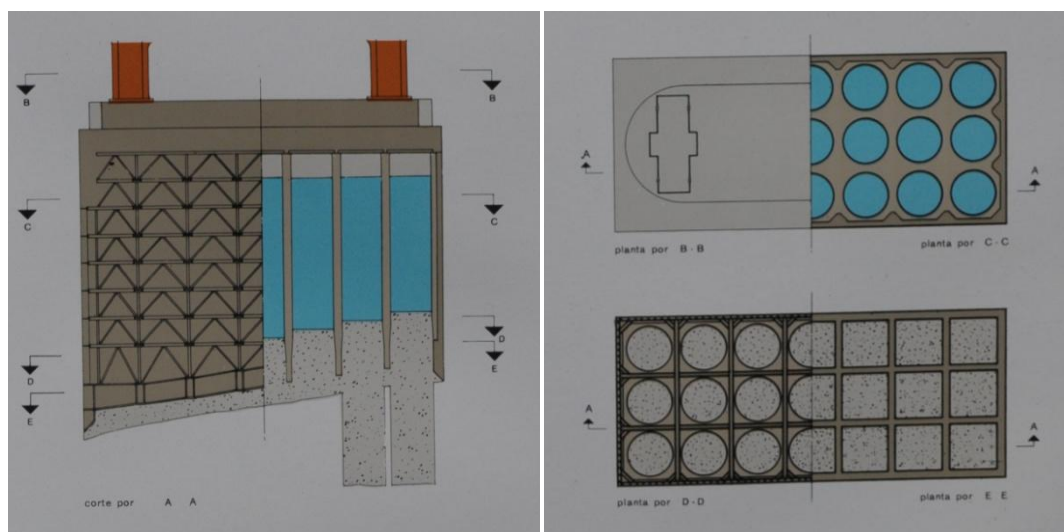


Fig. 2.31 – Desenhos do caixão utilizado para a execução da fundação da torre Norte (retirado do livro *Ponte Salazar*, p. 79)

De forma a ultrapassar este problema, foi decidido que o caixão de fundação teria um primeiro apoio na camada superior do basalto, o que originou a forma do caixão, visível na figura 2.31. Os seis tubos ocos das extremidades do caixão foram prolongados em betão maciço, através da primeira camada de basalto e da camada de tufo basáltico, até ao extrato de basalto são, garantindo-se, dessa forma, a estabilidade da fundação, quer quanto ao comportamento graças à ação das cargas verticais, quer quanto à ocorrência de deslocamentos, que poderiam resultar numa inclinação da torre Norte.

De referir que, apesar das grandes dificuldades para a execução das fundações das torres principais da ponte, agravadas pela forte corrente do estuário do rio nesta zona, os caixões ficaram perfeitamente verticais, e em planta, com desvios de apenas alguns centímetros em relação à posição teórica de projeto. O sucesso na execução destas fundações pode-se constatar pela verticalidade das torres principais da ponte.

2.3.2 – A PONTE DE S. JOÃO

A ponte ferroviária de S. João, sobre o rio Douro, foi o último projeto de grande relevância elaborado pelo Prof. Edgar Cardoso, e cuja construção decorreu entre 1984 e 1991, a cargo da FERDOURO. As fundações de ambos os pilares foram executadas no leito do rio Douro, nas proximidades das margens. Para a sua execução foram construídas duas ensecadeiras metálicas.

Esta magnífica ponte ferroviária em betão armado, com um comprimento total de 1030m, correspondendo 360 m ao viaduto sul e 170m ao viaduto norte, apresenta a forma de *Pi*, com um vão central de 250m, que ainda hoje é o recorde do mundo para pontes ferroviárias.

A montagem das ensecadeiras metálicas iniciou-se pelo fabrico e montagem, no leito do rio, de uma plataforma metálica de acesso, octogonal, com dois níveis de trabalho (figura 2.32). No interior dessa plataforma existia espaço suficiente para a montagem de uma ensecadeira metálica, de dupla saia na parte inferior, com 14 metros de diâmetro interior. A ensecadeira, que foi subdividida em sectores, foi montada no local em anéis, que foram sucessivamente descidos com a ajuda de quatro macacos hidráulicos, a partir do nível superior da plataforma metálica.



Fig. 2.32 – Imagem da plataforma metálica para construção da ensecadeira (retirado do livro *Edgar Cardoso – Engenheiro Civil*, p. 346)

O bordo inferior da ensecadeira foi previamente recortado de acordo com o perfil do extrato de granito e desenhado com base em sondagens realizadas para esse propósito. A dupla saia da ensecadeira formava, com os perfis verticais, células que foram preenchidas por betão submerso. No interior da saia foram realizadas ancoragens, que tinham por objetivo ligar a ensecadeira à rocha e impedir que a ensecadeira (figura 2.33) fosse arrastada pelas águas do rio Douro, em caso de cheias.

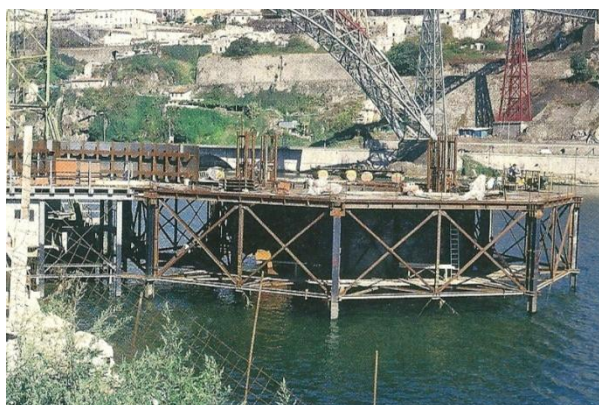


Fig. 2.33 – Imagem exterior da ensecadeira metálica (retirado do livro *Edgar Cardoso – Engenheiro Civil*, p. 346)

A selagem do fundo da ensecadeira foi obtida através de duas formas. No interior da ensecadeira, junto ao fundo, foram colocados por mergulhadores sacos de betão fresco. Pelo exterior da ensecadeira, junto ao fundo, foi realizada uma “gola” de sacos de betão fresco, tendo sido executada uma betonagem submersa entre a superfície exterior da ensecadeira e a “gola” de sacos de betão fresco.

Após se ter garantido a selagem da zona de ligação da ensecadeira ao maciço de granito, teve lugar a betonagem do “rolhão de fundo”/parte inferior do embasamento. Importa salientar que a betonagem foi realizada em duas fases - na primeira fase, uma betonagem submersa, terminando a betonagem a uma cota inferior à pretendida para o arranque do embasamento pilar. A segunda betonagem, já a seco, foi terminada à cota de arranque do embasamento do pilar (figura 2.34).



Fig. 2.34 – Imagem do interior da ensecadeira, após a remoção de água (retirado do livro *Edgar Cardoso – Engenheiro Civil*, p. 349)

De referir que, no pilar Norte da ponte, o granito de fundação encontrava-se muito alterado, tendo sido necessário realizar uma injeção de pré-consolidação da fundação, antes da selagem do fundo da ensecadeira. Para isso foram executados vários diques em forma de tanque, com sacos de betão fresco, a vários níveis, os quais foram cheios com betão submerso. Os alvéolos interiores da ensecadeira também foram preenchidos de betão submerso, depois de colocados pelo interior da ensecadeira sacos de betão fresco. A injeção da fundação foi realizada através dos tanques periféricos colocados no exterior da ensecadeira. Também, foram realizadas ancoragens para a ligação da ensecadeira à rocha, através dos alvéolos. Desta forma, foi possível colocar a seco o interior da ensecadeira e remover o granito decomposto que se encontrava no seu interior (figura 2.35). Nesta ensecadeira, a betonagem do “rolhão de fundo”/parte inferior do embasamento, foi realizada a seco e de uma só vez.



Fig. 2.35 – Imagem do interior da ensecadeira, durante as operações de saneamento do granito decomposto (retirado do livro *Edgar Cardoso – Engenheiro Civil*, p. 354)

2.3.3 – A NOVA PONTE DO RIO FORTH - QUEENSFERRY CROSSING

No estuário do rio Forth, nas proximidades de Edimburgo (Escócia), onde já no século XIX tinha sido construída a imponente ponte ferroviária do Forth, e no século XX a ponte suspensa rodoviária do Forth, está neste momento em fase avançada de construção, denominada de ponte de Queensferry Crossing. Quando estiver concluída, a ponte de Queensferry Crossing irá efetuar a substituição da atual ponte rodoviária do Forth, que apresenta problemas estruturais.

No que concerne à ponte de Queensferry Crossing, trata-se de uma ponte de tirantes, suportados por 3 torres, com um comprimento total de 2700 metros, em que as fundações das torres norte e sul foram executadas pelo método dos caixões abertos (figura 2.36).

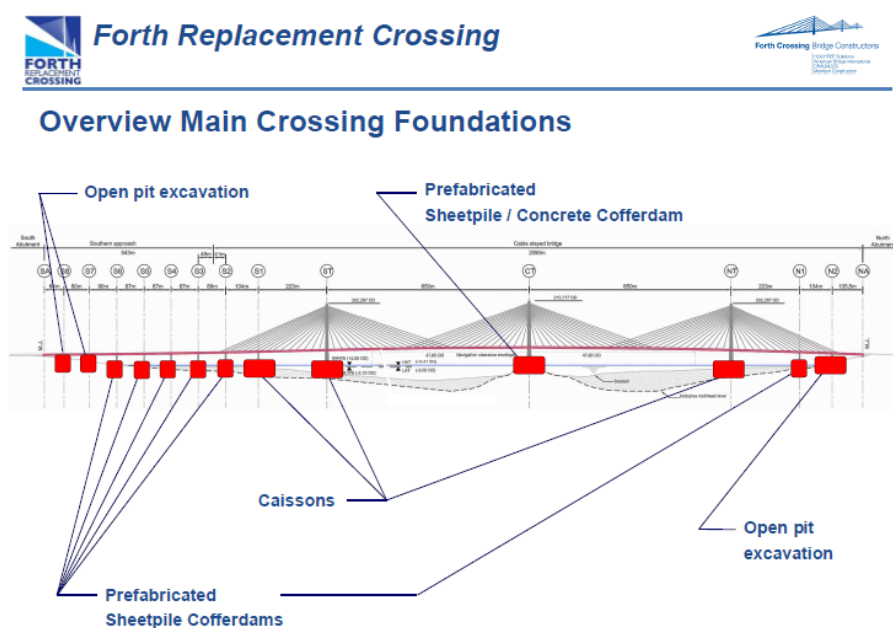


Fig. 2.36 – Esquema com a metodologia de fundação utilizada em cada pilar ou torre da Queensferry Crossing (retirado de http://www.iabse.dk/Mini-seminar_30maj2013/04-DLK%20Presentation%2030-05-2013.ppt%20%5BCompatibility%20Mode%5D.pdf)

Na construção das fundações desta ponte, foram utilizados caixões metálicos cilíndricos. O maior caixão tinha cerca de 30 metros de altura (a altura aproximada de um edifício de 8 pisos) e 30 metros de diâmetro, e um peso de 1200 toneladas. As paredes dos caixões são duplas, de forma a existir um anel com 1 metro de espessura que, numa primeira fase, funciona cheio de ar, para dar flutuabilidade ao caixão e, numa segunda fase, será cheio de betão para aumentar o peso do caixão e facilitar o seu afundamento no leito do rio. De forma a tornar possível a sua flutuação, no topo do caixão o anel é tamponado por uma chapa de aço (figura 2.37).

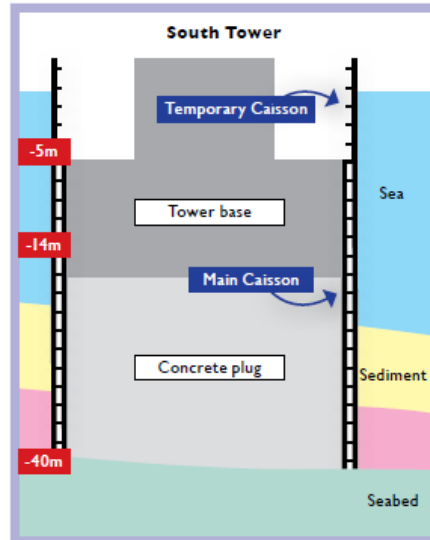


Fig. 2.37 – Esquema de fundação da torre sul da Queensferry Crossing (retirado de *Forth Replacement Crossing Project Update – August 2012*)



Fig. 2.38 – Imagem da chegada dos caixões ao estuário do Forth, passado sobre a centenária ponte ferroviária do Forth (retirado de http://www.iabse.dk/Mini-seminar_30maj2013/04-DLK%20Presentation%2030-05-2013.ppt%20%5BCompatibility%20Mode%5D.pdf)

Ao chegarem ao estuário do Forth (figura 2.38), os caixões foram colocados numa doca de forma a poderem ser pré-montadas e montadas algumas estruturas essenciais, tais como os sistemas de bombagem de fluidos, a ensecadeira temporária do topo dos caixões e os circuitos de iluminação. A montagem final dos caixões na doca também serviu para efetuar uma verificação final a toda a sua estrutura.

Os trabalhos de colocação dos caixões no local começaram com o transporte do caixão para o local de afundamento. Toda a operação de afundamento foi monitorizada por GPS, pois as tolerâncias de colocação eram de 250mm.

O caixão foi transportado para o local, por flutuação, através da insuflação de ar no interior do anel de 400m³, com recurso a uma grua flutuante.

Uma vez posicionado o caixão no rio Forth, iniciou-se o seu afundamento (figura 2.39). O sistema de bombas do caixão começou a encher o anel de água, permitindo que, lentamente, o caixão se afundasse. Quando a estrutura atingiu o leito do rio, sobre os depósitos aluvionares moles, afundou-se mais alguns metros nesse estrato.



Fig. 2.39 – Imagem do afundamento do caixão no rio Forth (retirado de http://www.iabse.dk/Mini-seminar_30maj2013/04-DLK%20Presentation%2030-05-2013.ppt%20%5BCompatibility%20Mode%5D.pdf)

Quando o caixão se encontrava pousado no leito do rio, removeu-se as tampas metálicas do topo do anel e deu-se início à operação de enchimento do anel com betão, de forma a aumentar o próprio peso do caixão e facilitar a restante tarefa de afundamento até ao leito rochoso. Todas as betonagens foram submersas e efetuadas com recurso à coluna de betonagem Tremie.

Após a conclusão da betonagem do anel do caixão, passou-se à fase seguinte do afundamento, que foi a escavação mecânica do interior do caixão, com recurso a gruas equipadas com balde de maxilas (figura 2.40). À medida que a escavação no interior progride, o caixão foi descendo e afundando-se no leito do rio, com recurso a jatos de água de grande pressão, atuando sobre o *cutting edge* do caixão e da injeção de bentonite nas paredes laterais de forma a reduzir a fricção. Durante a descida, o caixão foi constantemente motorizado de forma a garantir que a descida ocorre na vertical.



Fig. 2.40 – Imagem da escavação no interior do caixão (retirado de http://www.iabse.dk/Mini-seminar_30maj2013/04-DLK%20Presentation%2030-05-2013.ppt%20%5BCompatibility%20Mode%5D.pdf)

Uma vez atingido o leito rochoso de fundação das torres e pilares de cada caixão, deu-se início ao *jet-grouting* de selagem do fundo do caixão nos extratos de fundação, que impediu a entrada de água e de sedimentos no interior. Nesta fase foi instalada a ensecadeira temporária no topo dos caixões de forma a permitir a realização dos trabalhos das bases das torres e pilares a seco.

Com a selagem do fundo do caixão terminada, procedeu-se à última dragagem de limpeza dos detritos soltos no interior do caixão, dragagem executada por mergulhadores com recurso a *air-lift*.

Após conclusão da dragagem de limpeza do fundo dos caixões, deu-se início à betonagem submersa de 18.000m³ de betão, que serviu de base para a fundação das torres e pilares que foram construídas. A betonagem de cada caixão foi realizada em contínuo e demorou cerca de 2 semanas (figura 2.41).

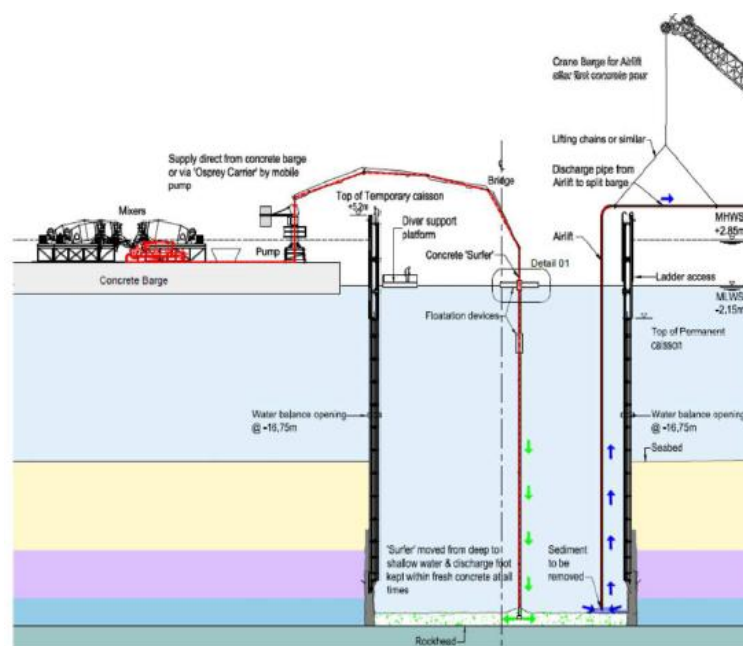


Fig. 2.41 – Esquema da betonagem do fundo do caixão, também são visíveis as colunas de *jet* de selagem do fundo do caixão (retirado de *Forth Replacement Crossing Project Update – August 2012*)

Após o betão ter adquirido a resistências necessárias, deu-se início à bombagem de água do interior do caixão, ficando assim uma base seca, que possibilitou o começo das tarefas de construção das bases das torres norte e sul e pilar S1 da Queensferry Crossing.

2.4. AS LIMITAÇÕES DA ANTIGA TÉCNICA DE FUNDAÇÕES POR CAIXÃO DE AR COMPRIMIDO

A antiga técnica de fundações por caixão de ar comprimido apresenta algumas limitações, que só nos últimos anos têm sido mais analisadas em virtude da degradação das fundações de algumas das pontes mais antigas onde a técnica foi empregue. Estas limitações são também decorrentes de alguns acidentes de colapsos de pilares em pontes centenárias, como é o caso do colapso do pilar da ponte de Penacova, em 1979, e do trágico colapso do pilar da Ponte Hintze Ribeiro, em Entre-os-Rios, no ano 2000.

Uma das primeiras dificuldades da técnica era a inexistência de sondagens geotécnicas nos estratos de solo onde se pretendia fundar os pilares, pois não era possível saber a capacidade resistência de cada estrato, nem a que profundidades se encontravam os estratos rochosos previamente à execução da fundação.

As profundidades de fundação do caixão também dificilmente poderiam ultrapassar os 30 metros devido ao rápido surgimento dos sintomas da doença dos caixões (doença descompressiva). Por exemplo, no mergulho recreativo, a profundidade máxima encontra-se limitada aos 30 metros, e a permanência a essa profundidade não pode exceder 15 minutos, devido ao risco da doença descompressiva. Deste modo, tendo o caixão atingido uma profundidade de 30 metros e caso ainda não tivessem sido atingidos estratos rochosos, o caixão teria de ser quase obrigatoriamente fundado a essa cota, pois o ser humano não tinha capacidade de continuar a escavar de forma a afundar o caixão.

Na execução das fundações com recurso a caixões de ar comprimido, poderiam ser atingidos estratos a profundidades reduzidas que, embora não fossem os ideais para fundar o pilar, seriam impossíveis de atravessar - por exemplo, estratos de rocha muito decomposta e estratos de cascalheira.

O caixão era revestido com placas de ferro fundido pelo que, com o passar dos anos, o material de revestimento do caixão poder-se-á degradar, podendo originar buracos e orifícios - quando esses buracos se encontram ao longo da lâmina de água do rio, dá origem à lavagem de finos do embasamento, e existe a possibilidade de surgirem buracos no interior do embasamento, comprometendo a sua capacidade resistente.

Quando o caixão atinge o estrato rochoso com as características necessárias para servir de fundação ao pilar, a câmara de compressão e tubos de acesso eram cheios com betão. O que se tem verificado é que o betão de enchimento dessas zonas apresenta vazios que, após a desativação do sistema de pressurização do caixão, são ocupados por água. No caso de existir um rompimento do revestimento metálico do caixão, a água pode circular por esses vazios, efetuando a lavagem dos finos e desagregando esse betão (que em regra geral apresenta baixa capacidade resistente).

No caso de caixões fundados em terrenos não rochosos e caso não exista enrocamento de proteção do embasamento do pilar, ou de o mesmo já ter sido arrastado pela água ao longo do tempo e não estar em condições de cumprir a sua função, o embasamento do pilar fica exposto à ação erosiva da água do rio onde se encontra fundado - nesse caso, a erosão pode originar uma cova de erosão numa das extremidades do pilar, podendo determinar a sua rotação e colapso.

3

DESCRIÇÃO DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA E APRESENTAÇÃO DA ENSECADEIRA UTILIZADA NO REFORÇO E REABILITAÇÃO DOS EMBASAMENTOS DOS PILARES

3.1. A PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA

3.1.1. APRESENTAÇÃO E DESCRIÇÃO DA PONTE

Os primeiros registos da pretensão de uma travessia definitiva do rio Minho surgem numa ata de reunião da alcaidaria de Tuy, datada de 5 de fevereiro de 1875, na qual se delibera que a Alcaidaria vai solicitar aos governos de Espanha e de Portugal a construção de uma ponte sobre o rio Minho a ligar os dois países.

Após a celebração do acordo entre os dois governos para a construção de uma travessia no rio Minho, foi decidido que a estrutura deveria ter um modelo idêntico ao adotado na ponte do rio Lima, em Viana do Castelo, ou seja, dois tabuleiros sobrepostos, uma dedicado ao trânsito ferroviário e outro dedicado ao trânsito rodoviário.

O primeiro projeto da ponte, elaborado pelo Engenheiro Espanhol Dom Pelayo Mancebo e Ágreba, acabaria por ser bastante idêntico ao projeto executado. Com efeito, no que toca às fundações, o projeto original, e tendo em linha de conta o perfil transversal de sondagens existente à época, previa a existência de rocha a profundidades superiores a 20 metros.

Deste modo, os pilares da projeto original foram concebidos pelo sistema tubular e seriam compostos, cada um, por duas colunas conjugadas e constituídas por anéis de ferro fundido, cheios de betão, com diâmetro de 3,60 m abaixo da linha de estiagem e 3,00 m acima desse nível. A fundação dos pilares deveria descer até atingir a rocha, sendo expectável atingir esse extrato aos 18 metros no pilar P2 (lado português) e 22 metros para o pilar P4 e P5 (lado espanhol). Relativamente ao pilar P3 (lado português), em que a sondagem não revelou a presença de rocha, iria ser fundado a uma profundidade de 22 metros, sobre uma camada de seixo.

O anúncio da construção da ponte foi publicado em 30 de maio de 1881. No entanto, a apresentação de propostas variantes esteve em aberto, desde que não prejudicassem os requisitos de solidez, economia e respeitassem as seguintes condições:

- a largura dos dois tabuleiros;
- a cota dos tabuleiros;
- a localização da obra de arte;
- não fossem alterados os vãos da ponte.

A receção e abertura às propostas ocorreu no dia 30 de julho desse mesmo ano. Ao concurso apresentaram-se seis empresas, com um total de 10 propostas (incluindo propostas variantes ao projeto original).

De todas as propostas apresentadas a concurso com projetos variantes, vale a pena referir o da empresa Belga Societé de Construction et de Ateliers de Wilbroeck, cujos projetos a concurso foram da autoria do Engenheiro Alemão Théophile Seyrig (autor do projeto da Ponte D. Luis I no Porto e coautor do projeto da Ponte Maria Pia no Porto, em conjunto com Gustave Eiffel) e que previam a substituição dos pilares metálicos a construir no fundo do rio por pilares de pedra fundados por caixões de ar comprimido. No entanto, as propostas desta empresa acabaram por ser excluídas por não considerarem alguns pressupostos obrigatórios do concurso (inalterabilidade de vãos e cotas dos tabuleiros). Na verdade, todas as propostas variantes acabariam por ser excluídas por não cumprirem alguns pressupostos, ou por haver dúvidas relativamente à sua estabilidade.

Após a análise de todas as propostas entregues para a execução do projeto original pelo júri do concurso, a proposta merecedora de adjudicação (era a proposta com mais baixo preço) foi a da empresa Belga Societé Anonyme de Constructions et Enterprise de Travaux Publics de Braine-Le-Comte, que contemplava a introdução das algumas melhorias, retiradas dos projetos alternativos da autoria do Engenheiro Théophile Seyrig, e sem acréscimo de custo da empreitada para os governos de Portugal e Espanha:

- introdução de painéis cheios na parte da rótula das vigas principais, superior aos pilares;
- reforço da ligação do tabuleiro superior com as vigas principais;
- substituição dos pilares metálicos tubulares por pilares de pedra fundados com caixões de ar comprimido.

A empresa Belga adjudicatária aceitou os termos, pelo que o contrato da empreitada foi assinado a 2 de novembro de 1881 e as obras tiveram início a 21 de novembro desse mesmo ano. O prazo para a execução dos trabalhos de construção da ponte seria de 18 meses.

O projeto definitivo da ponte foi, assim, da responsabilidade da firma adjudicatária, sendo elaborado a partir do projeto do Engenheiro Dom Pelayo Mancebo e Ágreba, pelo Engenheiro J. Bazan, que o melhorou de acordo com as benfeitorias impostas na adjudicação.

Importa aqui realçar a extrema mais-valia que foi para a longevidade da obra de arte a alteração, imposta pelos governos de Portugal e Espanha ao adjudicatário, dos pilares metálicos para pilares de pedra. Se a ponte tivesse sido construída de acordo com o projeto original, muito provavelmente não teria chegado aos nossos dias, fruto da corrosão metálica dos pilares, principalmente na zona em contacto com água do rio Minho que, naquela zona, é influenciada pelas marés, originando variações horárias da cota da água, mesmo em períodos de estiagem.

Os trabalhos tiveram início, do lado espanhol, com o arranque dos trabalhos do encontro de cantaria e a instalação de um cabo telegráfico submarino. Ainda durante o ano de 1881, tiveram início, também, os trabalhos dos encontros do lado de Portugal. Era expectável que as maiores dificuldades na execução das fundações fossem encontradas no lado português, uma vez que aí se situava a parte

navegável do rio e a profundidade de lâmina de água seria maior, pelo que os pilares a fundar nesta zona estariam mais expostos às correntes e trânsito fluvial.

O Engenheiro A. Luciano de Carvalho, na *Revista de Obras Públicas e Minas do Ano de 1886*, da Associação dos Engenheiros Cíveis Portuguezes, (páginas 25-26), descreve com bastante exatidão as fundações com recurso a caixões de ar comprimido:

“Com muita vantagem, pois, sob o duplo ponto de vista do aspecto e da duração da obra, e sem prejuízo, antes com lucro da empreitada, adotou a sociedade os pilares de pedra, e para a fundação pneumática do alicerce um caixão de chapa de ferro de systema ordinário com chaminé central, camara inferior de tecto horizontal e metallico, perímetro formado por duas linhas rectas paralelas concordadas por semi-circulos correspondentes aos talhamares, e bordas erguidas até ao nível da estiagem.

O tecto da camara inferior é escorado por vinte e duas consolas triangulares distribuídas interiormente em torno e contra as paredes, doze paralelas na parte recta, e dez convergentes nas semi-circunferencias.

Forma o seu vaigamento um systema de dezeseis vigotas de duplo T, sobre postas às escoras, e encadeadas por travesas também de duplo T, porém de menor altura, quadriculando perfeitamente a área do caixão.

Os intervalos do vagamento são preenchidos por formigão hidráulico, lançado e batido ao ar livre, e sobre este leito segue até ao nível da estiagem a alvenaria hydraulica do corpo do alicerce apenas interrompida pela chaminé ulteriormente cheia, como a camara interior, de formigão hidráulico.

Segundo prescrição sugerida pelos engenheiros hespanhoses, e em vista da oxidação que em prazo relativamente breve corroerá os anneis superiores, descobrindo o alicerce na parte mais sujeita á acção da corrente, a alvenaria hydraulica é revestida n’essa parte por fiadas de alvenaria aparelhada em número variável, conforme as circunstancias de cada pilar.

Registamos aqui a nota dos principaes elementos do caixão, que muito interessa conhecer para esclarecimento dos factos relativos á fundação dos pilares:

Comprimento – 9,700m;

Largura – 4,000m;

Berma de elegimento – 0,250m;

Superfície da secção horizontal – 35,360m²;

Perimetro – 23,966m;

Altura da camara inferior – 1,850m;

Altura até a primeira costura dos anneis – 2,200m;

Altura dos anneis -1,000m;

Espessuras de chapa:

- No cutelo de aço – 0,016m;

- Na parede e tecto da camara, e na parede das escoras – 0,006m;

- Nos anneis – 0,003m;

- Na parede das travessas -0,008m;

Altura das vigas – 0,700m;

Altura das travessas – 0,500m;

Vão máximo das vigas – 4,000m;

Relação da altura das paredes das vigas para o vão máximo – 0,175;

Diametro interior do tubo da chaminé – 0,900m;

Comprimento dos troços da chaminé em media – 3,000m;

Pezo da camara – 21,000ton;

Peso de cada anel – 0,900ton;

Peso do caixão com 21,00m – 358,100ton.

Os pilares tem na parte emergente a altura de 16,80m, dos quais 0,30m em elegimento ou soleira, 1,00m em soco, 14,50m em fuste, 1,00m em capitel; a sua espessura é de 3,30m imediatamente ao socco e de 2,60m no collo, d'ahi resultando o jorramento quase insivivel de 0,024m por metro, que a verticalidade invariável das linhas na decoração dos encontros não permitia augmentar.”

Ainda acerca das fundações, importa mencionar que em todos os quatro pilares e nos encontros de cada uma das margens, foram construídos forninhos. As portas dos forninhos dos pilares do lado português encontram-se orientadas para essa margem e situação idêntica ocorre do lado espanhol. A função dos forninhos seria a de possibilitar a inutilização da ponte (destruição das fundações) em caso de conflito bélico entre os dois países, e assim inutilizar uma infraestrutura que poderia ser utilizada pelo estado agressor para movimentação dos seus exércitos.

O lançamento da estrutura metálica da ponte teve início do lado de Espanha para o lado de Portugal, o que comprova que a execução do encontro e pilares do lado espanhol foi mais célere, face à menor dificuldade, do que a execução desses elementos do lado português.

O desenrolar da construção não correu como previsto, originando atrasos e levando o adjudicatário a solicitar várias prorrogações de prazo, com as seguintes alegações:

- aumento considerável do trabalho;
- avaria do navio que trazia as chapas do caixão do pilar P1, levando-o a ter de atracar para reparação, num porto inglês;
- inundações, em virtude da ocorrência de cheias no rio Minho;
- dificuldade no aprovisionamento dos materiais para a execução dos pilares em cantaria;
- construção dos forninhos nos pilares;
- condicionantes e suspensão do lançamento da estrutura metálica em virtude das situações acima mencionadas.

A construção da ponte ficou concluída no início de 1885, cerca de três anos após o seu começo - a duração dos trabalhos levou o dobro do tempo inicialmente previsto. As provas de carga da ponte foram realizadas em 10 de fevereiro de 1885, e como os resultados foram satisfatórios, foi efetuada a receção provisória da obra de arte.

Apesar da ponte se apresentar em condições de ser inaugurada em julho de 1885, o evento teria de aguardar mais alguns meses, face a um surto de cólera que tinha surgido em Espanha e que obrigou ao estabelecimento de um cordão sanitário.

A Ponte Internacional de Valença (figura 3.1), localizada ao PK 131+451 da linha do Minho, e que permite a travessia do rio Minho entre a cidade de Valença do Minho e a cidade de Tuy, fazendo a ligação entre Portugal e Espanha, foi inaugurada com pompa e circunstância a 25 de março de 1886.

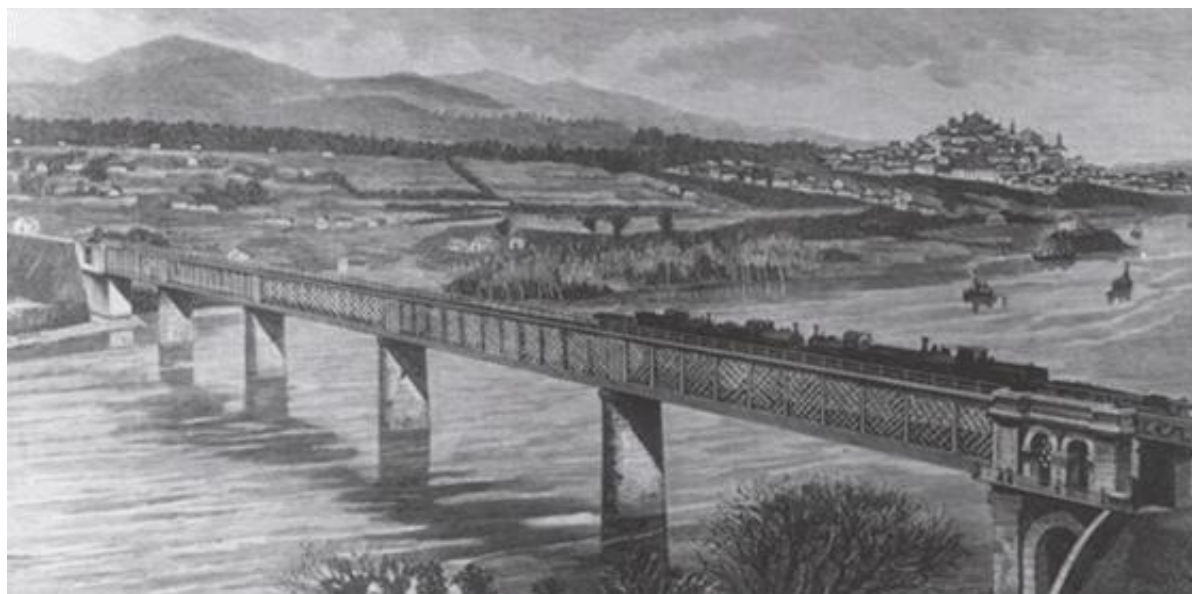


Fig. 3.1 – Imagem da ponte Internacional de Valença dos finais do século XIX (retirado de <http://bloguedominho.blogs.sapo.pt/47136.html>)

A ponte foi projetada e construída para tráfego misto ferroviário (tabuleiro superior) e rodoviário (tabuleiro inferior), função que ainda desempenha atualmente. É constituída por uma superestrutura em viga metálica de treliça de rótula múltipla com 5 tramos contínuos, cujo desenvolvimento total é de aproximadamente 333 metros (figura 3.2).

Os apoios no leito do rio Minho são pilares em cantaria com cerca de 15 m acima do nível da água, fundados diretamente pela técnica de caixões com ar comprimido através dos aluviões do rio Minho, atingindo-se o leito rochoso no caso dos pilares P2 e P5, ou um nível de cascalheiras de origem glaciária no caso dos pilares P3 e P4.

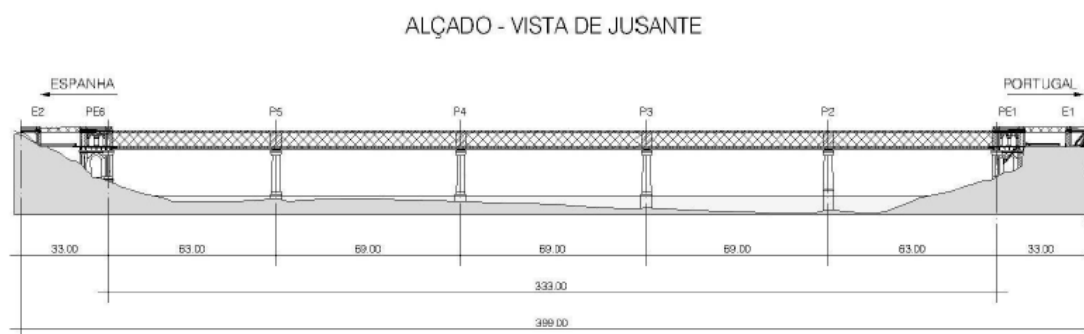


Fig. 3.2 – Alçado da ponte – Vista de jusante (retirado de desenho nº 03 do projeto de execução da empreitada de reforço e reabilitação das fundações da ponte)

Os aparelhos de apoio móveis originais da superestrutura da ponte são metálicos, constituídos por balanceiro superior e inferior, ligados por intermédio de uma rótula metálica. O balanceiro inferior

encontra-se apoiado sobre roletes metálicos que, por sua vez, podem rolar sobre uma placa metálica que se encontra sobre o capitel dos pilares. Os apoios móveis da estrutura encontram-se sobre os PE1, P2, P4, P5 e PE6.

No que toca ao aparelho fixo da superestrutura, ele repousa sobre o pilar P3 e é constituído por balanceiro superior e inferior, ligados por intermédio de uma rótula metálica. O balanceiro inferior encontra-se fixo ao capitel do pilar.

Os encontros de cantaria constituem construções por si só dignas de realce - a par da superestrutura principal, são os elementos mais marcantes desta obra de arte. São assim constituídos por um corpo inferior em alvenaria aparelhada, que deve a sua elegância ao vazamento que o atravessa transversalmente, sendo encimado por um arco de volta inteira que dá suporte ao tabuleiro rodoviário na sequência da superestrutura. A sua fundação é direta nos estratos de granito de ambas as margens do rio Minho.

São coroados pelos montantes de apoio dos tramos ocultos elegantes estribos montantes, constituídos por arcadas com dois arcos em cantaria, que ladeiam a plataforma rodoviária, onde superiormente se acomodam ainda os pequenos tramos metálicos de margem, ocultos, que dão continuidade à via-férrea e que permitem a inserção da via rodoviária inferior sob o seu alinhamento, na zona dos tramos extremos visíveis.

Estes apoiam-se, ainda, nos encontros extremos, em cofres de cantaria vazados longitudinalmente por um arco de volta inteira, que dão depois início ao aterro que suporta a via-férrea e onde se acomodam os aparelhos de dilatação da via, o dispositivo carrilador e o início dos contracarris.

Ao longo do vasto tempo de serviço desta centenária ponte, o aumento do tráfego automóvel e o aumento do peso dos veículos de transporte de mercadorias, a par do aumento da frequência e do peso rebocado pelas composições ferroviárias, associadas ao desgaste fruto da ação do passar dos anos pela ponte, foi originando variados trabalhos de manutenção, nomeadamente os trabalhos de pintura da estrutura metálica e outros de reforço e reabilitação, sem nunca ter sido alterada a estética da estrutura.

Dos trabalhos levados a cabo na ponte, ao longo dos anos, importa referir os seguintes:

- os trabalhos de reforço dos capitéis dos pilares e encontros, levados a cabo em 1976, em que se procedeu à cintagem desses elementos com lintéis de betão armado - projeto realizado pelo Prof. Edgar Cardoso e concretizado pela empresa SOREFAME;
- nos anos 2000-2001, foram levados a cabo trabalhos de reforço do tabuleiro metálico, de forma a adaptá-lo ao Regulamento de Segurança e Ações (RSA, 1984), com o projeto elaborado pela GRID e realizado pela empresa KOCH;
- e a última intervenção, levada a cabo entre 2011 e 2013, sucedeu quando foram realizados os trabalhos de reforço e reabilitação das fundações da ponte, incluindo a instalação de *lock-up devices* para transferência das ações de frenagem dos comboios e do sismo do tabuleiro metálico para os encontros, e a substituição de todos os aparelhos de apoio originais por *pot bearings*. O projeto foi realizado pela STRUCONCEPT, e os trabalhos realizados pela Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A., que serão descritos nesta dissertação.

3.1.2. DESCRIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO DOS PILARES NO LEITO DO RIO MINHO

O leito do rio Minho, na zona onde se insere a ponte Internacional de Valença, caracteriza-se por ser uma zona de baixo declive, onde o leito do rio tem uma largura considerável e onde as velocidades de

escoamento da água são baixas, o que origina depósitos aluvionares sedimentares que se podem ver nas zonas baixas, assim como podem originar a criação de ínsuas, que entretanto se apresentam cobertas de vegetação, ou estão até arborizadas.

Nesta zona, o rio Minho é ainda sensível às ações das marés derivadas da proximidade da foz do rio (a cerca de 45 km), o que faz variar a cota de água nessa zona ao longo do dia. Durante o Inverno, as chuvas e as consequentes cheias que se fazem sentir, reduzem ou anulam o efeito das marés e acabam por ser elas a determinar exclusivamente as variações do nível do rio.

No que respeita à geologia do local onde se insere a ponte Internacional de Valença, e tendo por base a companhia de sondagens realizada no ano de 2006 pela empresa TECNASOL, previamente ao projeto de reforço e reabilitação das fundações, foram encontradas as seguintes unidades lito-estratigráficas:

Quadro 3.1 – Unidades lito-estratigráficas no local da ponte Internacional de Valença

IDADE	FORMAÇÃO	LITOLOGIA
Recente	Aluviões-a	Areias siltosas, ligeiramente lodosas
		Silte arenoso
		Cascalheiras com matriz arenosa
Paleozoico	"Gnaisses de Gandra"	Granito gnaissico decomposto
		Granito gnaissico de grão fino

Recente (Aluviões-a)

Areias siltosas – essencialmente de grão médio a fino, por vezes lodosas, micáceas, de tons castanhos a amarelados, com ocorrência pontual de fragmentos de granito, seixo rolado de pequena dimensão ($D_{max}=20mm$) e restos conquíferos. Estes materiais foram reconhecidos em todas as sondagens.

Silte arenoso – foi reconhecido nas sondagens executadas mais próximo das margens, nomeadamente junto ao Pilar 2, 4 e 5, com especial expressão junto a estes dois últimos. Atingem espessuras na ordem dos 4-6m. Corresponde a silte arenoso de tonalidades cinzentas ou acastanhadas, pontualmente lodoso, tendo sido detetado subjacente às areias aluvionares.

Cascalheiras – correspondem a seixo rolado a subrolado e calhaus diversos, de natureza variada (granito, quartzo, quartzíticos, etc.), de tonalidades igualmente variadas, envoltos em matriz areno-siltosa, erodível pelo processo de furação. Estes materiais foram reconhecidos em praticamente todas as sondagens, ocorrendo, no entanto, de forma mais explícita e homogénea nas sondagens junto aos Pilares 3 e 4. Ocorrem subjacentemente às areias e siltes aluvionares e sobrejacentes ao granito gnaissico (maciço rochoso).

Paleozoico (Maciço rochoso)

Granito gnaissico decomposto – foi recuperado como areia siltosa, de grão fino, micácea, de cor amarelada a alaranjada, reconhecendo-se em praticamente todos os troços a estrutura original da rocha-mãe. Detetou-se essencialmente nas sondagens junto ao Pilar 2.

Granito gnaissico de grão médio a fino – foi intercetado em metade das sondagens executadas, subjacentemente às aluviões, desenvolvendo-se até às profundidades máximas prospetadas.

Caracteriza-se essencialmente por um granito gnaissico de grão médio a fino, com duas micas, de tons amarelados a esbranquiçados, apresentando também uma tonalidade acinzentada a acastanhada, encontrando-se muito alterado (W4-5) a medianamente alterado (W4-3). As fraturas apresentam-se desde muito próximas (F5) a medianamente afastadas (F3), com inclinações variando entre 30° e 90°, relativamente ao eixo da sondagem, oxidadas, rugosas e por vezes com preenchimentos argilosos castanhos a alaranjados. A percentagem de recuperação apresenta valores variáveis entre 40% e 100%. O índice de qualidade R.Q.D. (*Rock Quality Designation*) apresenta valores variáveis entre 10% e 80%, não havendo uma gama de valores mais representativa.

Os alicerces dos pilares da ponte que se encontram fundados no leito do rio Minho foram executados com recurso à técnica de caixões com ar comprimido, com recurso ao afundamento de um caixão metálico até se atingir os extratos competentes para a fundação da ponte. Nos casos dos pilares P2 e P5 (pilares mais próximos das margens) o afundamento do caixão terminou ao serem atingidos os extratos de granito; no caso dos pilares P3 e P4 (pilares centrais), o afundamento do caixão terminou quando se encontrou o extrato de cascalheira, extrato que se considerou como competente para as fundações desses pilares, também porque à época, e por limitações do sistema construtivo utilizado, o extrato não poderia ser atravessado.

Os caixotes metálicos utilizados para a execução do sistema construtivo das fundações eram constituídos por uma secção metálica com um comprimento de 9,70 metros e uma largura de 4,00 metros e 1,00 metro de altura, sendo circular nas extremidades. Cada secção possuía um “esqueleto” de cantoneiras metálicas, revestidas por uma chapa metálica; as ligações entre as diferentes secções metálicas eram efetuadas por intermédio da cravação de rebites a quente. À medida que o caixão ia primeiramente afundando na água do rio Minho e seguidamente penetrando no solo do leito, eram colocadas novas secções metálicas no seu topo, de forma a este ficar permanentemente fora de água. O afundamento/penetração do solo do caixão era conseguido através da escavação manual, realizada no interior da câmara de compressão e pela colocação de betão e pedras de granito no interior do caixão, que iam aumentando o seu próprio peso e assim facilitavam a descida do caixão ao longo do solo. Após atingir os extratos de fundação competentes, procedia-se ao enchimento das estruturas pneumáticas do caixão, com recurso a betão. Na zona superior do caixão foram colocadas algumas fiadas de alvenaria aparelhada, uma vez que se sabia que aquela era a zona onde o ferro do caixão seria mais rapidamente corroído.

3.1.2.1. Pilar P2 e P5

Os pilares P2 e P5, situados mais próximos das margens, foram fundados diretamente ao *bed-rock* granítico (гнаissico, de grão fino, de tons acinzentados claros – aparentemente da mesma natureza do das alvenarias da própria ponte, com estado de alteração semelhante, mas possivelmente mais fraturado, de resistência baixa). No caso do pilar P2, o caixão metálico utilizado para a sua construção teria uma altura de cerca de 15 metros; no caso do pilar P5, o caixão metálico teria uma altura de 20 metros. Até serem atingidos os extratos graníticos, foram atravessados extratos de material aluvionar (areias de grão fino a médio); no caso do pilar P2, o extrato de material aluvionar tem uma espessura de cerca de 10 metros; no caso do pilar P5, o extrato de material aluvionar apresenta uma espessura de cerca de 20 metros.

Os extratos aluvionares parecerem ser de natureza relativamente uniforme em toda a sua espessura, pouco compactos, dando a entender que poderá ser um material facilmente movimentável, pelo menos nas zonas mais superficiais do extrato, sobretudo em períodos de cheias, em que a velocidade de escoamento aumenta consideravelmente.

3.2.1.2. Pilar P3 e P4

Os pilares P3 e P4, mais centrais no rio, encontram-se fundados sobre uma camada de cascalheira de origem glacial, um tipo de material que, do ponto de vista da capacidade portante, parece ser garantidamente suficiente, se se mantiver confinado. No caso do pilar P3, o caixão metálico terá uma altura de 15 metros; no caso do pilar P4, o caixão metálico terá uma altura de 20 metros. Acerca das espessuras da camada de cascalheira sobre a qual repousam os pilares, a espessura de cascalheira sob o pilar P3 é de cerca de 8 metros; já no pilar P4 é de cerca de 2 metros, sendo que sob os estratos de cascalheira se encontra o *bed-rock* granítico.

Até serem atingidos os estratos graníticos foram atravessados estratos de material aluvionar (areias de grão fino a médio). No caso do pilar P3, o extrato de material aluvionar tem uma espessura de cerca de 12 metros; no caso do pilar P4, o extrato de material aluvionar apresenta uma espessura de cerca de 20 metros.

A situação de fundação do pilar P3, sobre o qual assenta a aparelho de apoio fixo da superestrutura da ponte, que se encontra sustentado numa camada de cascalheira de espessura considerável, configura uma situação de suscetibilidade precária face à ocorrência de infraescavações de grande significado na camada de aluvião superior.

3.1.3. DESCRIÇÃO DAS PRINCIPAIS PATOLOGIAS DETETADAS NOS PILARES DA PONTE

Através de uma campanha de inspeções à ponte foi possível encontrar as seguintes patologias que justificaram a intervenção de reforço a reabilitação que foi levada a cabo:

- elevado grau de desgaste na cantaria dos pilares;
- presença de uma significativa esfoliação superficial na cantaria dos pilares;
- chapa do caixão metálico na envolvente do embasamento dos pilares bastante danificada, tendo em alguns casos desaparecido por completo;
- inexistência de enrocamento de proteção à base dos pilares;
- estacas de madeira à vista, em redor de alguns pilares;
- existência de uma pequena inclinação no Pilar P2, no sentido do lado de Espanha;
- existência de uma extensa linha de fratura horizontal, com perda de material no Pilar P2 (lado português).

Verificaram-se, ainda, as seguintes anomalias nos aparelhos de apoio móveis que se sustentavam sobre os pilares P2, P4 e P5:

- alguma resistência ao movimento;
- acumulação de lixo nas superfícies horizontais;
- ausência de uma rótula que permita a articulação da superestrutura da ponte;
- ligeira distorção dos roletes provocada pelo seu funcionamento longitudinal e também com pequenas excentricidades longitudinais de instalação..

3.1.4. DESCRIÇÃO DOS PRINCIPAIS TRABALHOS LEVADOS A CABO PARA REFORÇO E REABILITAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE

Com o objetivo de corrigir as patologias detetadas nas fundações da ponte e de se proceder ao seu reforço e reabilitação, foram levados a cabo e inseridos na empreitada de “REFORÇO E REABILITAÇÃO DAS FUNDAÇÕES DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA AO PK 131,451 DA LINHA DO MINHO”, promovida pela REDE FERROVIÁRIA NACIONAL - REFER, E.P.E., cujos trabalhos decorreram entre dezembro de 2011 e dezembro de 2013, os seguintes trabalhos nos pilares:

- realização de consolidação dos terrenos sob o embasamento dos pilares por recurso à técnica de *jet-grouting*;
- remoção de cofragem metálica do caixão;
- execução de “casca” de betão armado em redor do embasamento;
- impermeabilização de superfícies de betão;
- realização de aterro com enrocamento na envolvente dos pilares;
- reabilitação das alvenarias de pedra do fuste do pilar;
- execução de elevações e substituição de aparelhos de apoio em pilares.

3.2. APRESENTAÇÃO DA ENSECADEIRA UTILIZADA PARA OS TRABALHOS DE REFORÇO DO EMBASAMENTO DOS PILARES

Conforme exigência do caderno de encargos da empreitada, os trabalhos a executar nos embasamentos dos pilares da ponte teriam de ser realizados a “seco”, ao abrigo de uma ensecadeira, cuja definição seria realizada pela empresa adjudicatária da empreitada.

E execução dos trabalhos nos embasamentos a “seco” e dentro da ensecadeira permitiria facilidade de acesso à zona dos trabalhos a todos os intervenientes - projetista, fiscalização e empreiteiro. Assim, asseguravam-se as condições para a realização de trabalhos com uma boa qualidade e evitava-se, também, ficar refém da mera observação e verificação dos trabalhos efetuados por mergulhadores, com base em registos de vídeo.

A possibilidade da adoção de uma ensecadeira através de soluções mais tradicionais, nomeadamente uma ensecadeira materializada em estacas prancha, foi abandonada devido a uma série de dificuldades/limitações, como a seguir se referirá.

Pelo facto de se tratar de uma intervenção numa obra já existente, a altura disponível entre a estrutura metálica da ponte e o nível da água é variável, podendo atingir, nas marés mais favoráveis, os 17-18m. O comprimento necessário das chapas de estaca-prancha a cravar de forma a conseguir-se o efeito de ficha teria de ser superior a 20 metros, pelo que não permitiria a cravação de uma estaca sob a ponte. Deste modo, seria necessário proceder à cravação das estacas-prancha em secções menores, obrigando à realização de uma ou mais soldaduras de emenda das secções de estaca-prancha sucessivas. No entanto, a realização dessa soldadura sobre meios flutuantes, e com uma parte da estaca-prancha suspensa numa grua, não asseguraria uma boa qualidade da soldadura, assim como a verticalidade da estaca-prancha emendada que, devido à grande esbelteza dos elementos, poderia originar encurvadura durante a sua cravação e poderia acarretar a quebra da soldadura.

Conforme já descrito, os embasamentos dos pilares P3 e P4 repousam sob um extrato de cascalheira, não sendo possível garantir o sucesso da cravação das estacas-prancha num extrato com essas características.

Após a conclusão dos trabalhos de reforço e reabilitação no interior da ensecadeira, esta seria removida pelo corte da parte superior das estacas-prancha, levando a que cada ensecadeira necessitasse de novas estacas-prancha (e assim não seria possível qualquer reaproveitamento do material).

Face ao acima exposto, foi estudada uma ensecadeira que pudesse ser montada em redor de cada um dos pilares e movida de um pilar para os outros, pelo gabinete de estudos e projetos da Teixeira Duarte – Engenharia e Construções, S.A., solução construtiva que teve como base a experiência adquirida com as ensecadeiras utilizadas nos trabalhos de reforço e reabilitação da ponte da Barra, em Aveiro, e da Ponte Eiffel, em Viana do Castelo.

A ensecadeira projetada para a realização dos trabalhos nos embasamentos dos pilares foi dimensionada de acordo com as profundidades de intervenção previstas no projeto de reforço e reabilitação - cerca de 10 metros abaixo da cota do zero hidrográfico, ZH, ou 13 metros abaixo do nível médio das águas previsto para Valença do Minho que revelaram um valor máximo de praia-mar de +3 metros. Tendo em conta a espessura da laje de fundo (1,00m), concebeu-se uma ensecadeira com uma altura total de quase 14 metros (3 + 10 + 1). Tratou-se, por isso, de uma altura excecionalmente elevada, dotando a estrutura de grande complexidade técnica e exigindo extrema responsabilidade durante a execução do seu projeto, construção, montagem e obra, desmontagem e reutilização.

Pretendeu-se desenvolver uma estrutura metálica de carácter modular que previsse a facilidade de transporte, montagem e reutilização nos vários pilares da ponte, de acordo com as exigências da obra.

A ensecadeira, de forma octogonal (não regular), foi ajustada à geometria dos pilares da ponte com dimensões máximas, em planta, de aproximadamente 16,3 x 10,2 m (figura 3.3). O afastamento ao pilar foi constante e de cerca de 2,5 metros, espaço que permitiu a colocação e operação dos meios humanos e técnicos necessários à realização dos trabalhos.

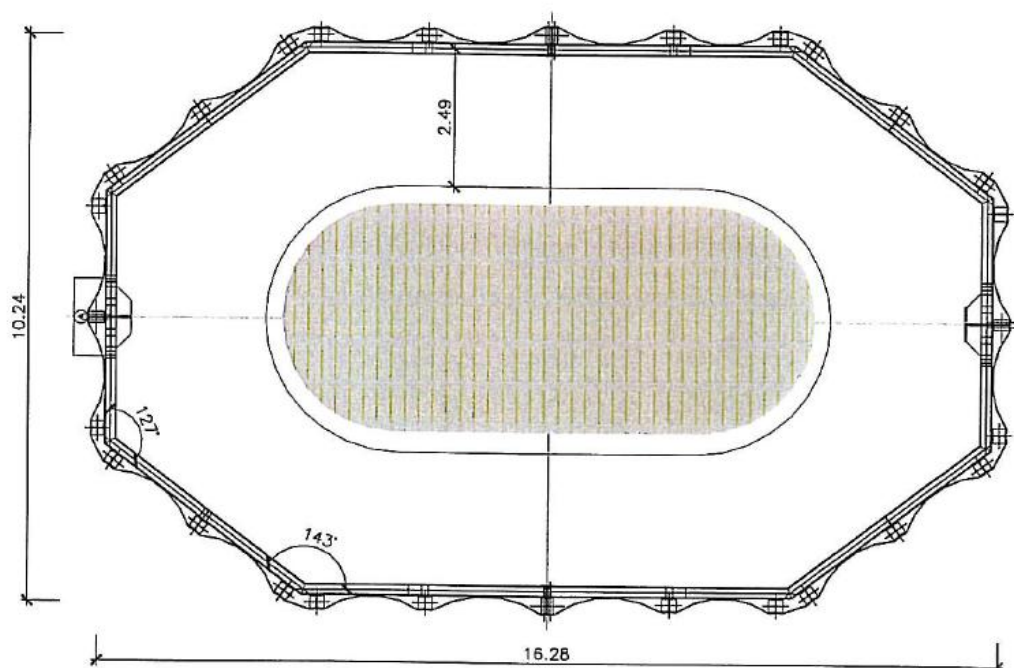


Fig. 3.3 – Planta da ensecadeira metálica (retirado do projeto da ensecadeira realizado pela Teixeira Duarte)

A estrutura principal da ensecadeira, constituída por uma grelha tridimensional de perfis metálicos que, funcionando tal como as balizas de um navio (figura 3.4), serviram de suporte a um revestimento em chapa metálica calandrada com 6mm de espessura, foi dimensionada para o valor do impulso hidrostático no vão entre perfis metálicos.

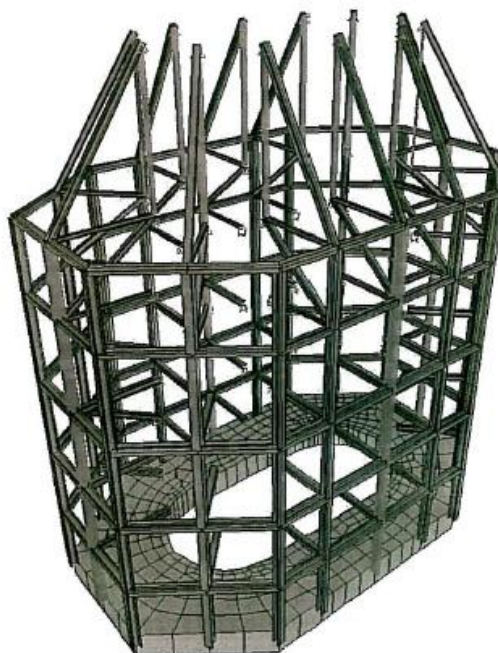


Fig. 3.4 – Vista do “esqueleto” metálico da ensecadeira e rolhão de fundo (retirado do projeto da ensecadeira realizado pela Teixeira Duarte)

A estrutura principal das paredes da ensecadeira era constituída por perfis HEB 260, que se encontram travados por 5 níveis de vigas de distribuição horizontal, materializados por perfis HEB260 nos 1º, 2º e 3º níveis de travamento e HEB200 nos 4º e 5º níveis de travamento (figura 3.5).

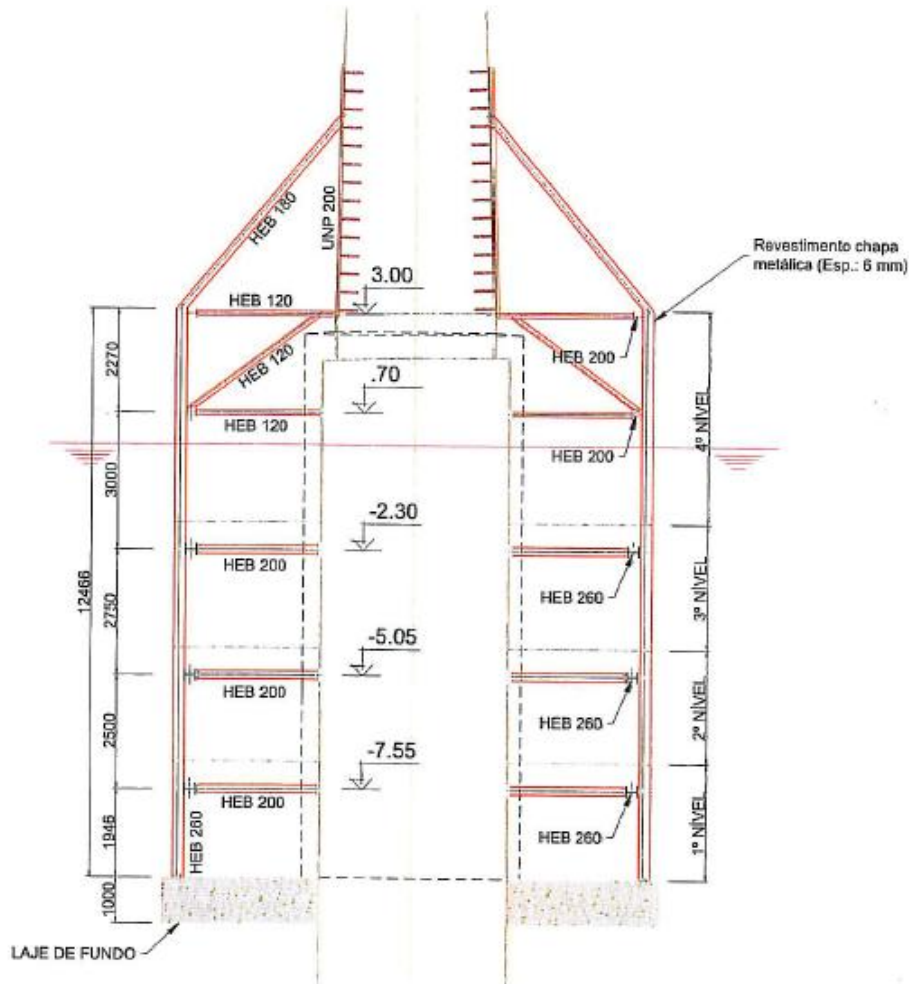


Fig. 3.5 – Corte da ensecadeira metálica (retirado do projeto da ensecadeira realizado pela Teixeira Duarte)

As escoras de travamento horizontal ao pilar de alvenaria de granito foram materializadas por perfis HEB 200, com exceção das do primeiro nível. Nesta zona, utilizou-se uma treliça metálica, executada com perfis de menor dimensão (HEB120 e HEB180), um vez que se tratava da zona com menor altura de água e, conseqüentemente, a menos esforçada (figura 3.5). Foi desenvolvido o cálculo referente ao processo de execução e à ordem de montagem da estrutura, tendo-se concluído que a montagem da ligação destas escoras ao pilar teria de ser executada, impreterivelmente, após o posicionamento da ensecadeira em torno do elemento a tratar e antes de se proceder à bombagem da água do seu interior.

O fundo da ensecadeira foi construído por uma laje de betão simples com 1,00m de espessura, uma vez que se tornava praticamente impossível realizar a betonagem submersa de um elemento armado. Como tal, optou-se pela betonagem de um elemento mais espesso, mas que evitasse a colocação de uma caixa de armaduras. Não obstante, a laje contava com o prolongamento dos varões que

constituíam os ferrolhos de ligação ao pilar, de modo a possuir alguma ductilidade e a aumentar o seu fator de segurança. Estes ferrolhos assegurariam a ligação da laje ao pilar e seriam constituídos por varões de diâmetro 20mm, dispostos em quincôncio e selados com buchas químicas do tipo HILTI, HIT-RE 500. O betão da laje de fundo seria contido por uma saia metálica que se encontra na base da ensecadeira (figura 3.6)

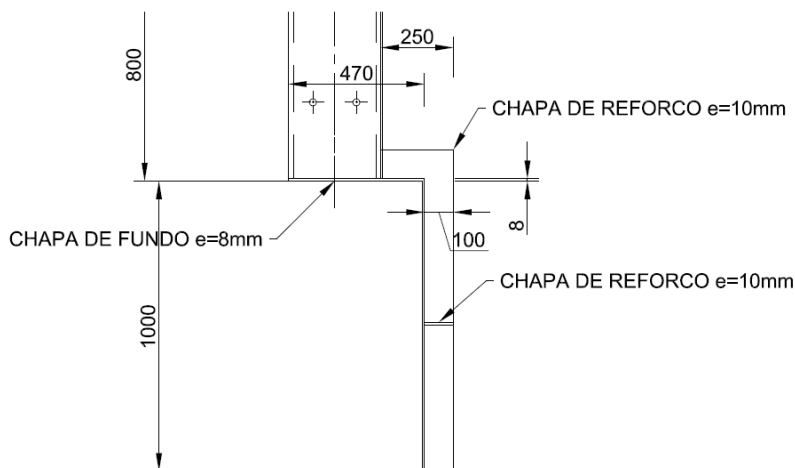


Fig. 3.6 – Corte da saia metálica do fundo da ensecadeira metálica

A execução da ensecadeira foi planeada em módulos estruturais, de acordo com as necessidades da obra. Este carácter modular da estrutura permitiu a execução de várias peças com dimensões ajustadas à facilidade de transporte, de elevação e de colocação em funcionamento. Para além disso, possibilitou-se uma grande adaptabilidade da própria estrutura às técnicas e meios empregues em fase de montagem, que só seriam verdadeiramente conhecidos aquando da sua montagem no local. Pretendeu-se, deste modo, desenvolver um projeto que permitisse dar resposta célere às dificuldades que certamente surgiriam, dado o carácter inovador da intervenção e a altura envolvida (nunca experimentada anteriormente).

A ensecadeira, em planta, apresentava-se dividida em quatro partes iguais e dividida em altura em cinco troços (um por cada nível), dando origem a 20 módulos. Os perfis verticais (HEB260) nas zonas de ligação seriam substituídos por dois perfis UNP320 (posteriormente aparafusados ao longo das almas).

Todos os módulos seriam iguais em planta, à exceção das zonas de ligação (que poderiam diferir ligeiramente nos pormenores de chapas de montagem). Os módulos eram diferentes em altura, pela sua dimensão e posição do nível de travamento.

Foram previstas ligações aparafusadas entre as partes, apenas para agilizar a montagem e pelas razões já evocadas relativas à sua adaptabilidade. Não obstante, e de acordo com o discutido com a equipa de obra, caso se verificasse oportuno, poderiam ser feitas, em estaleiro, ligações entre os vários perfis, uma vez que este tipo de ligação se apresentava mais vantajoso em termos estruturais por oferecer melhor garantia de execução.

A ensecadeira, pré-montada em estaleiro em duas metades (figura 3.7), permitia que se estabelecessem as ligações aparafusadas e soldadas entre os vários elementos que as constituíam. A união entre as

referidas metades foi estabelecida por intermédio de ligações aparafusadas e apertadas por forma a permitir a transmissão de esforços entre perfis das duas metades. O trabalho de aperto dos parafusos foi testado em estaleiro para, em fase de montagem *in situ*, ser efetuado com recurso a mergulhadores, antes de se proceder à bombagem da água do seu interior.



Fig. 3.7 – Operações de pré-montagem da ensecadeira

A estanquidade ao longo do perímetro das uniões, decorrente do aperto dos parafusos, foi obtida pelo esmagamento de fiadas de borracha de *neoprene*, colocadas em todas as chapas de ligação relevantes.

O transporte de cada uma das duas metades da ensecadeira (cada uma com cerca de 50 toneladas) foi executado por meios marítimos. A ensecadeira foi suspensa e colocada na água sendo depois transportada em posição horizontal, com recurso a uma embarcação e a balões de ar aplicados em olhais fixos e distribuídos uniformemente pela estrutura de modo a assegurar a flutuabilidade e estanquidade das peças (figura 3.8). As operações de transporte e manobra da estrutura foram concretizadas com controlo absoluto do posicionamento e pressão dos balões, que tiveram de ser constantemente ajustados às necessidades experimentadas.

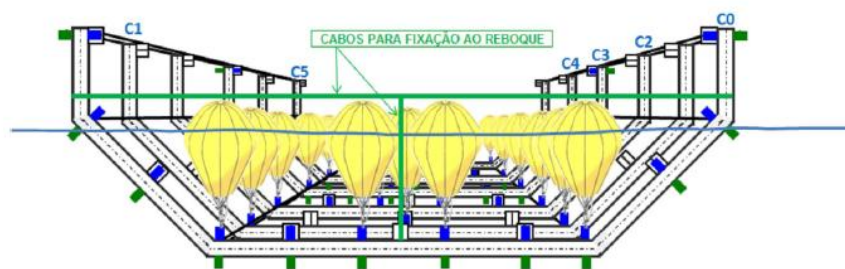
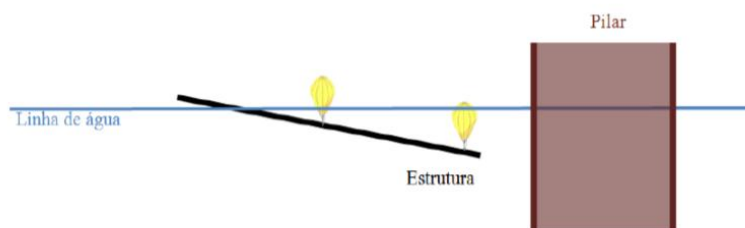


Fig. 3.8 – Esquema de posicionamento dos balões para o transporte fluvial da ensecadeira

Após o transporte até ao local, a rotação e posicionamento das metades em torno dos pilares (figura 3.9) a tratar foi executado com recurso a um sistema de suspensão adequado. Para o efeito, foram

previstos olhais de suspensão em todos os módulos estruturais, cujo posicionamento pôde ser redefinido e adaptado em fase de obra.

Fase 1 – Aproximação da ensecadeira do pilar.



Fase 2 – Rotação e verticalização da ensecadeira no pilar

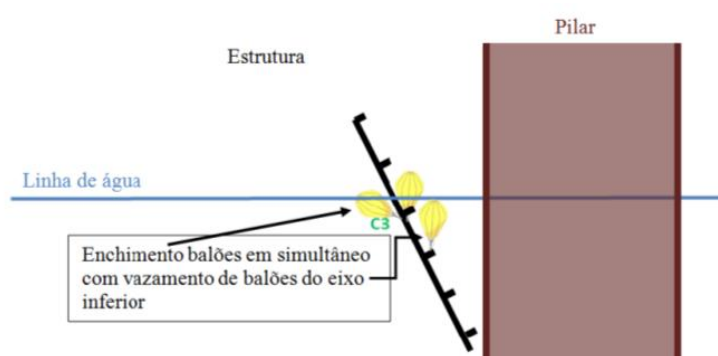


Fig. 3.9 – Esquema de rotação da ensecadeira em redor do pilar

Para facilitar o seu posicionamento relativo, essas duas metades foram dotadas de um sistema de chapas de convergência (inclinadas em planta para as posicionar corretamente) e de chapas de reação, para que fosse possível proceder à sua aproximação relativa.

Concluída a rotação e alinhamento de ambas as metades da ensecadeira, os mergulhadores executaram a união e aperto das peças, formando a ensecadeira em torno do pilar. No decorrer desta operação, as peças permaneceram sempre fixas pelos cabos e em estado de flutuabilidade neutra. Para isso, foi mantido o equilíbrio entre o peso próprio da estrutura (100 ton), a reação máxima nos ganchos metálicos (mantida a níveis inferiores a 10 ton) e a implosão dos balões.

Posteriormente, a estrutura foi descida para a sua posição final em redor do pilar por diminuição do volume dos balões, em função do nível de água presente na altura das operações.

Após o correto posicionamento, procedeu-se à execução da laje de fundo em betão C30/37 com 1,00m de espessura. A betonagem foi efetuada com recurso a duas mangueiras de bombagem de betão no interior da estrutura de modo a proceder-se à sua descarga, uma operação que foi acompanhada pelos mergulhadores. O betão formou um rolhão na estrutura e garantiu a estanquidade da ensecadeira.

Antes do início da bombagem da água do interior, procedeu-se à ligação do sistema de escoramento da ensecadeira ao pilar. Este sistema, conjuntamente com as forças de atrito geradas entre o pilar de alvenaria de granito, o betão da laje de fundo e as forças de corte, devido à existência de ferrolhos de ligação e tubos TM (tubos metálicos que podem ser injetados em múltiplas etapas ao longo do tubo, aplicando-se em cada etapa a pressão necessária para a abertura da válvula de manchete, permitindo a injeção de calda de cimento a alta pressão na zona exterior dessa manchete – figura 3.10), as quais selados com argamassa não retrátil, garantiu estabilidade à impulsão hidrostática (horizontal sobre as paredes da ensecadeira e vertical sobre a laje de fundo).

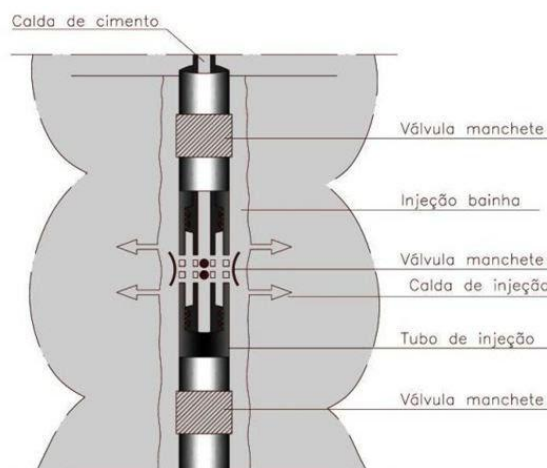


Fig. 3.10 – Esquema de injeção de calda de cimento por tubo TM

Nas ligações soldadas, o material de adição apresentava características superiores às do aço das peças a ligar e a espessura do cordão um valor igual ou superior a 0,70 da espessura do menor elemento a ligar. A inspeção das soldaduras foi efetuada em 100% das ligações de topo a topo (com recurso a ultrassons) e em 25% das ligações de canto (com recurso a líquidos penetrantes ou partículas magnéticas). As ligações aparafusadas foram executadas com parafusos M22 da classe 8.8.

A ensecadeira foi dimensionada para a situação de cheia máxima. Tendo em conta a conceção da própria estrutura, não se previu um dimensionamento para a situação inversa de existência de maior altura de água no interior relativamente ao exterior.

Deste modo, foram executados dois furos - bujões - convenientemente mantidos, que possibilitariam apenas a saída de água caso ocorresse diminuição do nível exterior.

Dado o carácter provisório da obra e a complexidade de execução associada à estrutura, não foi considerada a possibilidade de um impacto significativo de uma embarcação.

Esta questão foi avaliada, tendo-se aferido junto da equipa de obra que o tipo de tráfego presente no rio Minho é ligeiro, correspondente a pequenas embarcações de recreio, capazes de navegar nas alturas de água presentes (relativamente baixas, dado os níveis de assoreamento verificados). Para colmatar a eventualidade de algum embate a cotas superiores e, sobretudo, para aumentar os níveis de segurança em fase de utilização, foi sugerida à equipa de obra a colocação de defensas em torno da ensecadeira. As defensas poderiam ser materializadas pelo recurso a pneus que pretendem dissipar a energia de um possível embate de embarcação ligeira ou materiais trazidos pelo rio.

Foram acrescentados, em alguns módulos, cruces de travamento, materializadas por perfis UNP120, que pretendiam aumentar a rigidez de torção da estrutura.

Por forma a facilitar a movimentação da ensecadeira entre os pilares da ponte, as duas metades da ensecadeira eram unidas por duas *norsas* (figura 3.11), as quais funcionando com dobradiças de uma porta, permitiam a abertura e o fecho das duas metades da ensecadeira, fazendo com que esta funciona-se com uma “abraçadeira” aos pilares.



Fig. 3.11 – Modelação 3D das duas metades da ensecadeira unidas pelas *norsas*

4

REABILITAÇÃO E REFORÇO DOS EMBASAMENTOS DOS PILARES DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA

4.1. OS TRABALHOS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO REALIZADOS NOS EMBASAMENTOS DOS PILARES DA PONTE INTERNACIONAL DE VALENÇA

Neste capítulo serão descritos os principais trabalhos de reforço e reabilitação levados a cabo nos embasamentos dos pilares da ponte Internacional de Valença, nomeadamente os trabalhos de consolidação dos terrenos sob os pilares, a remoção das chapas metálicas do caixão pneumático e a execução de uma “casca” de betão armado realizada para a sua substituição.

Para a realização dos trabalhos de remoção das chapas metálicas do caixão pneumático, bem como para a execução da “casca” de betão armado de cintamento do embasamento, foi necessário recorrer a uma ensecadeira metálica, descrita no capítulo anterior. Neste capítulo serão descritas todas as operações que foram levadas a cabo para a montagem dessa ensecadeira em redor dos pilares, a sua desmontagem e rotação pelos pilares da ponte.

O faseamento construtivo, devidamente representado nas figuras 4.1 a 4.6, levado a cabo para a execução dos trabalhos, foi o seguinte:

Quadro 4.1 – Faseamento construtivo para a reabilitação e reforço dos embasamentos dos pilares

FASE	DESCRIÇÃO
0	Embasamento Existente
1	Execução de colunas de jet-grouting
2	Dragagem do leito do rio (areias) em redor do embasamento do pilar
3	Montagem da ensecadeira no embasamento do pilar / Remoção da chapa metálica do caixão pneumático / Execução do novo embasamento em betão armado
4	Desmontagem da ensecadeira e rotação para o pilar seguinte
5	Reposição do leito do rio / Execução dos tapetes de enrocamento

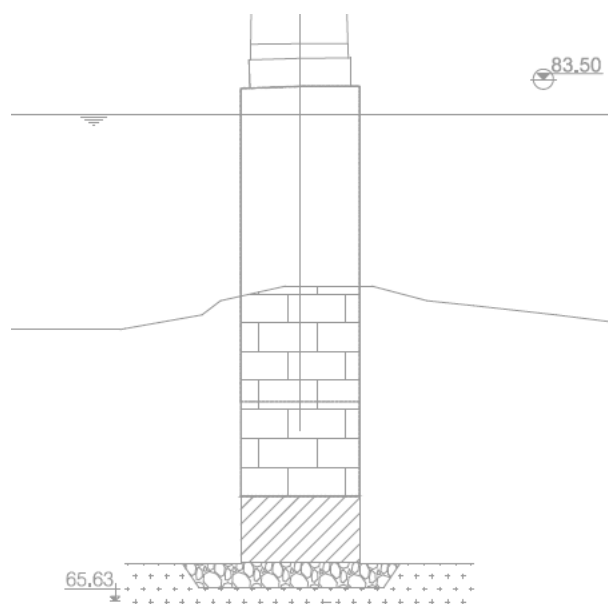


Figura 4.1 – Fase 0 - Embasamento Existente

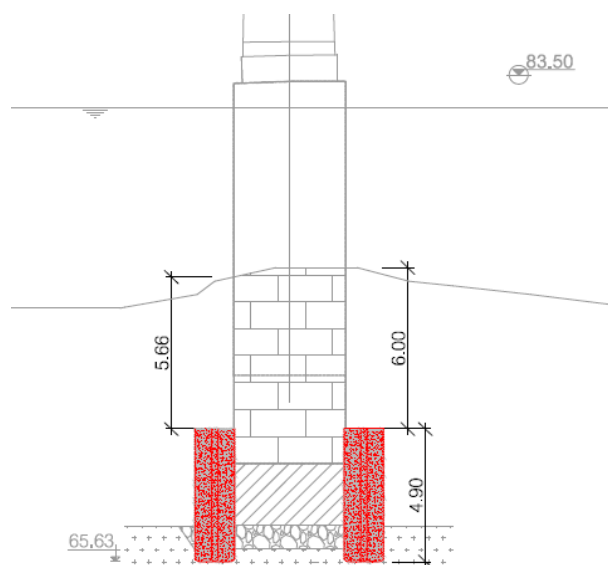


Figura 4.2 – Fase 1 – Execução de colunas de jet-grouting

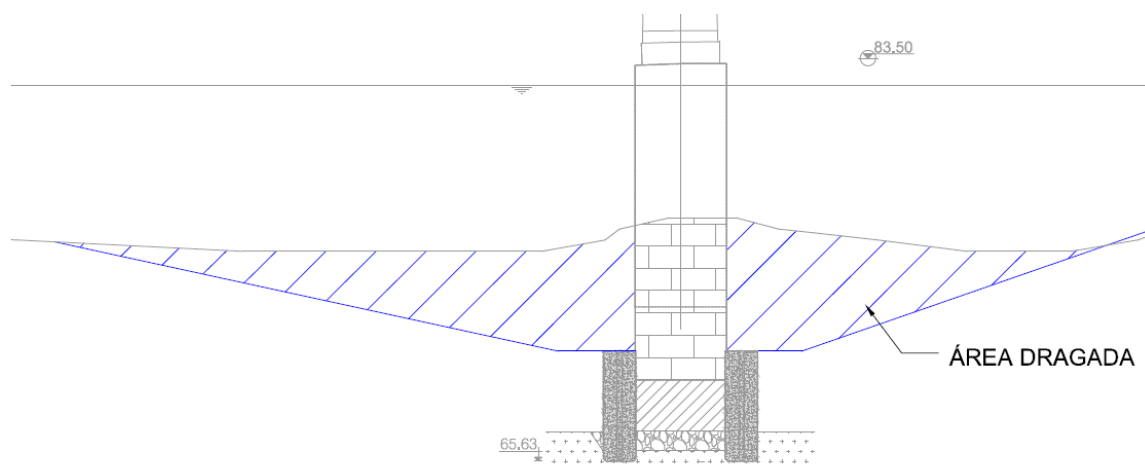


Figura 4.3 – Fase 2 – Dragagem do leito do rio (areias) em redor do embasamento do pilar

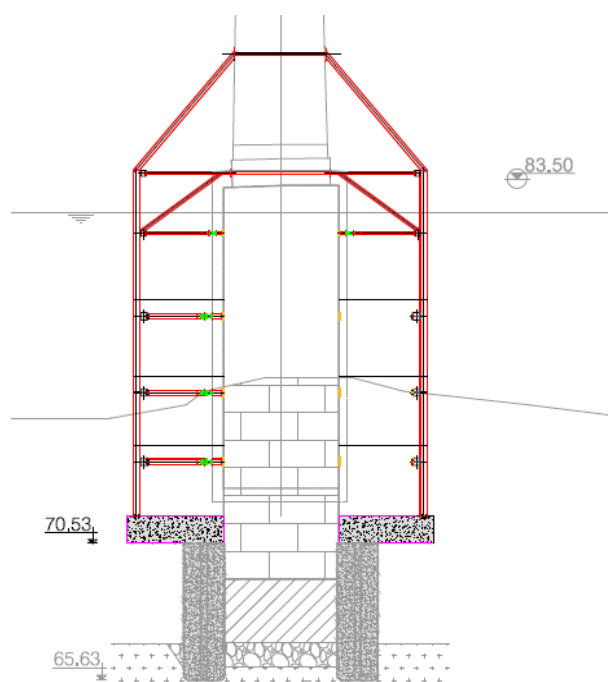


Figura 4.4 – Fase 4 – Montagem da ensecadeira no embasamento do pilar / Remoção da chapa metálica do caixão pneumático / Execução do novo embasamento em betão armado

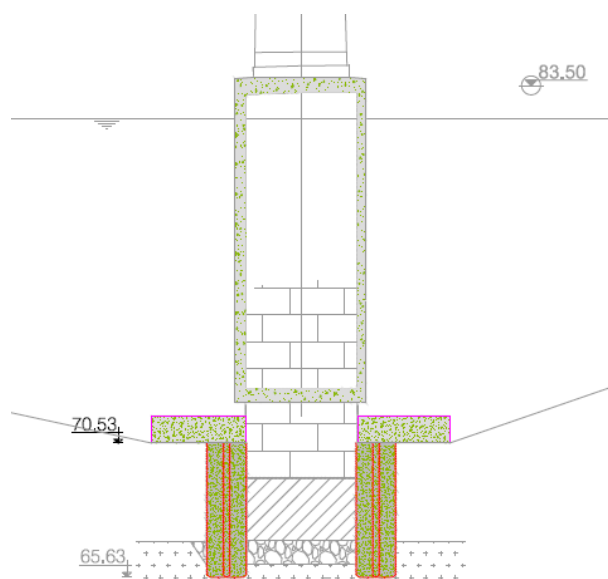


Figura 4.5 – Fase 5 – Desmontagem da ensecadeira e rotação para o pilar seguinte

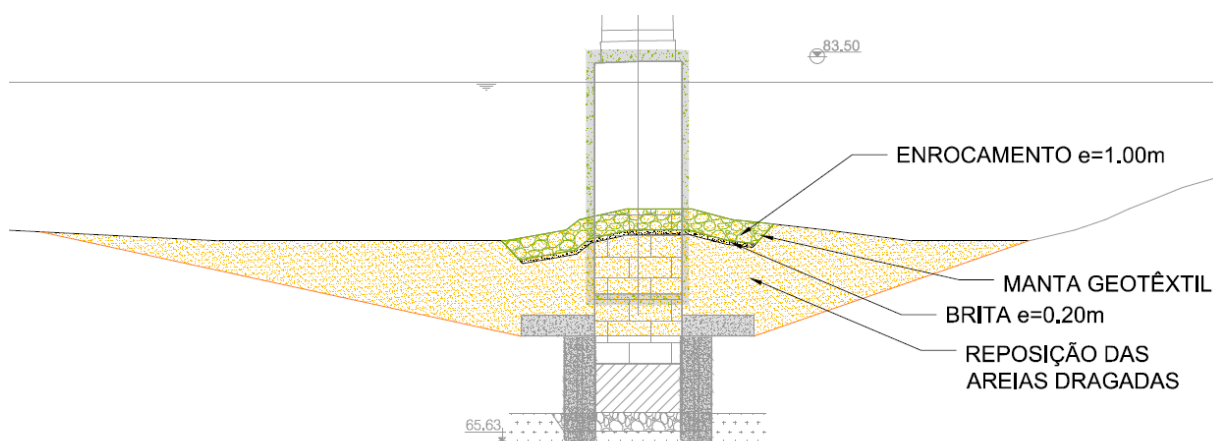


Figura 4.6 – Fase 6 – Reposição do leito do rio / Execução dos tapetes de enrocamento

No subcapítulo 4.4 será efetuada uma breve descrição dos restantes trabalhos de reforço e reabilitação levados a cabo na empreitada.

4.1.1. OS TRABALHOS PREPARATÓRIOS – CAIS DE EMBARQUE, MEIOS FLUTUANTES E ESTALEIRO DE *JET*

O estaleiro central da empreitada foi instalado na margem esquerda do rio Minho próximo do encontro do lado de Portugal.

Dada a natureza e localização dos trabalhos a realizar, foi necessário construir, mobilizar e colocar em operação algumas infraestruturas e equipamentos que permitiram a realização dos trabalhos da empreitada.

Em qualquer empreitada onde sejam realizados trabalhos em meio aquático, recorre-se a um cais que serve de apoio aos trabalhos a desenvolver. No caso da empreitada da ponte de Valença, uma vez que

nas imediações do local não se encontrava nenhum cais com as características necessárias para a realização do apoio à empreitada, foi essencial a construção de um cais provisório.

O cais provisório foi construído na margem portuguesa do rio Minho (figura 4.7), numa zona perto do estaleiro da empreitada e com bom acesso rodoviário, perto do antigo cais que permitia a travessia entre Valença e Tuy, e que deixou de ser utilizado após a construção da ponte Internacional de Valença.

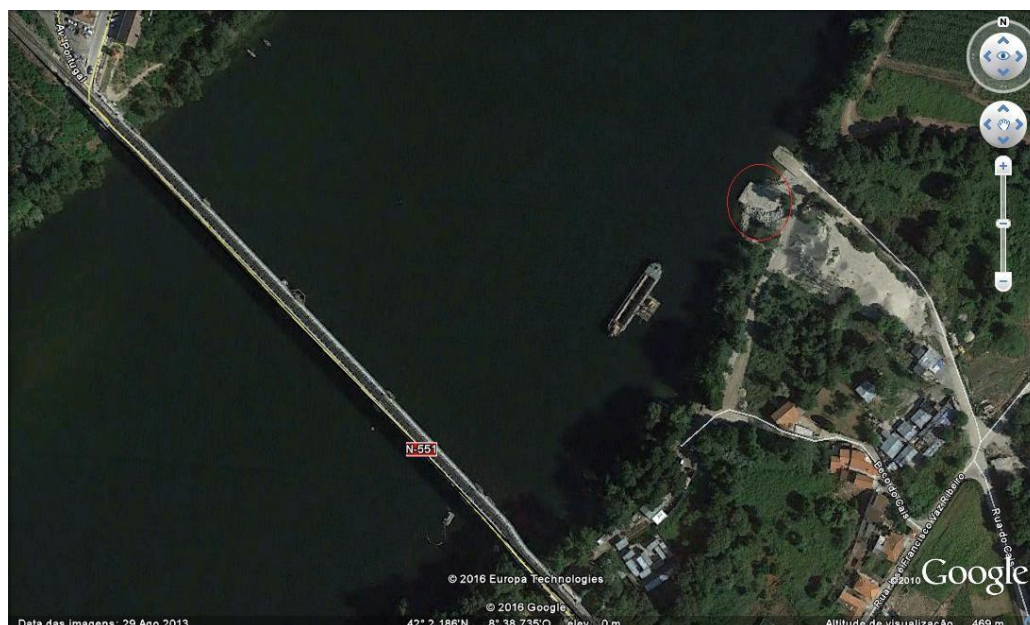


Fig. 4.7 – Vista aérea da área dos trabalhos, com a localização do cais provisório (retirado de Google Earth)

O cais provisório foi construído recorrendo-se a 4 contentores marítimos de 6 metros, conseguindo-se um cais com uma largura de plataforma de aproximadamente 12 metros e uma altura de aproximadamente 4,00 metros (um nível constituído por duas metades de um contentor marítimo cortado ao meio e outro nível constituído por três contentores marítimos de 2,6 metros de altura) (figura 4.8 e 4.9).

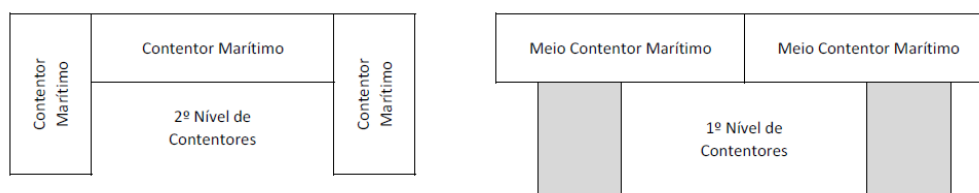


Fig. 4.8 – Esquema da disposição de contentores marítimos utilizada para a construção do cais provisório da empreitada

Antes dos contentores marítimos serem colocados na água, as portas foram soldadas e reforçadas. Foram abertas no topo “janelas”, que serviram para a colocação de agregados (rachão) durante a operação de colocação/afundamento do contentor. De forma a garantir a estabilidade da estrutura, os contentores foram ligados entre si através da colocação de perfis metálicos soldados no exterior.

O interior da área delimitada pelos contentores foi preenchido com rachão, bem como as faces laterais, de modo a proteger o cais da erosão provocada pelas correntes do rio.

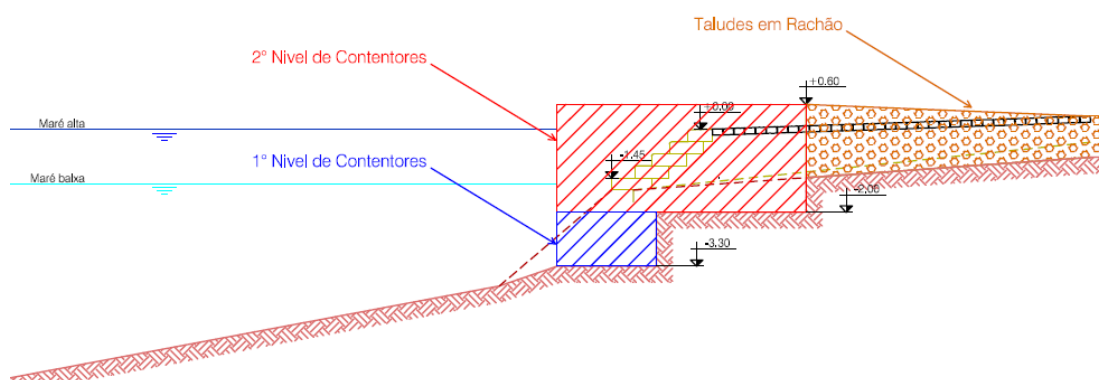


Fig. 4.9 – Desenho do cais construído para apoio à empreitada

Para a realização dos trabalhos nos embasamentos dos pilares da ponte, mobilizaram-se diversos equipamentos flutuantes. Assim sendo, para a execução do *jet-grouting*, foi necessário recorrer a um pontão modular com uma área de 12,16 x 11,87m e 1,20m de altura, equipado com estacas de fixação e com uma capacidade de carga de 22 toneladas. Este equipamento foi mobilizado por via terrestre, tendo sido colocado na água e posto a operar a partir do cais provisório. Sobre o pontão modular operou a sonda hidráulica que executou o *jet-grouting* em redor dos embasamentos dos pilares.

Para a movimentação do pontão flutuante nas águas do rio Minho, socorreu-se a um rebocador de 102CV. Este equipamento foi mobilizado por via terrestre, tendo sido também colocado na água a partir do cais provisório.

Os equipamentos específicos de *jet-grouting*, nomeadamente a central automática de fabrico de caldas, a bomba de injeção de alta pressão e o silo de cimento, ficaram instalados no estaleiro central. Como os trabalhos de *jet-grouting* iriam desenrolar-se nos embasamentos dos pilares, houve a necessidade de instalar uma linha de bombagem de calda de cimento em alta pressão ao longo do passeio jusante da ponte, o qual foi interdito à circulação de pessoas, descendo a linha pelo fuste de cada um dos pilares a intervir.

De forma a monitorizar o comportamento dos pilares ao longo dos trabalhos, foi concebido e instalado um sistema de monitorização topográfica na ponte. O sistema adotado passou pela construção de 4 marcos com base de centragem (figura 4.10) junto às margens (duas do lado de Portugal e outras duas do lado de Espanha, duas a montante e duas a jusante da ponte) e pela colocação de alvos topográficos nos topos dos pilares e pilares-encontro. O sistema era lido 3 vezes por semana, sendo assim possível identificar quaisquer possíveis assentamentos e/ou deslocamentos/deformações quer ao nível dos pilares, quer ao nível dos pilares-encontro da ponte.

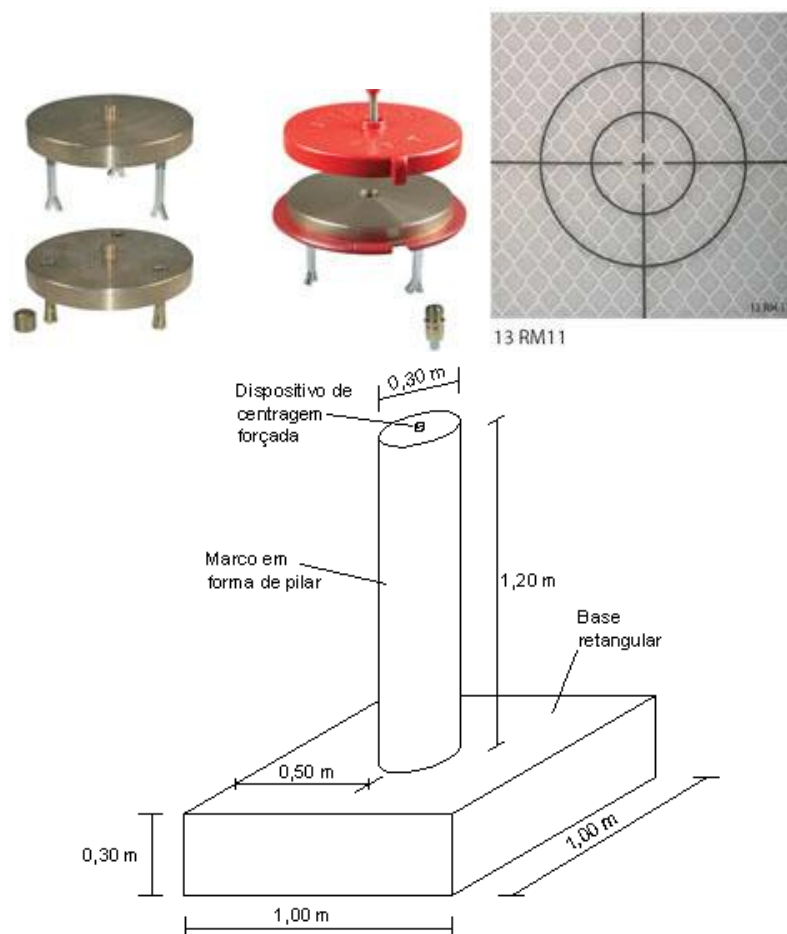


Fig. 4.10 – Dispositivos do sistema de monitorização topográfica implementado: em cima à esquerda bases de centragem forçada, em cima à direita alvos topográficos, em baixo marco topográfico de centragem forçada

4.2. OS TRABALHOS DE CONSOLIDAÇÃO DOS TERRENOS SOB OS PILARES

4.2.1. BREVE DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE CONSOLIDAÇÃO DE TERRENOS POR *JET-GROUTING*

O *jet-grouting* é uma técnica de melhoria de solos realizada diretamente no interior do terreno sem escavação prévia, recorrendo a uma vara com um ou mais jatos horizontais de alta pressão. A elevada energia cinética produzida, origina a desagregação da estrutura do terreno existente, permitindo a mistura do mesmo com a calda de cimento expelida a alta pressão pelos jatos. O resultado final é um solo com melhores características mecânicas e com menor permeabilidade do que o solo inicial.

Os primeiros sistemas de *jet-grouting*, foram desenvolvidos no Japão durante a década de 70 do século XX. A sua conceção teve como objetivo desenvolver uma técnica de tratamento de solos com baixas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos, através de injeções de calda de cimento. Em Portugal, as primeiras utilizações da técnica remontam à década de 90 do século XX, tendo sido a técnica utilizada com grande frequência nos trabalhos de ampliação do Metropolitano de Lisboa.

O processo físico do *jet-grouting* envolve, regra geral, as seguintes etapas:

- corte – a estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas resultantes são dispersas pela ação de um ou mais jatos horizontais de alta velocidade;
- mistura e substituição parcial – uma parte das partículas de solo é substituída, outra parte é misturada com a calda de cimento injetada a partir dos bicos de injeção;
- cimentação – as partículas de solo são aglutinadas entre si através do papel autoendurecedor da calda, formando um material consolidado.

O procedimento de execução de uma coluna de *jet-grouting* (figura 4.11) tem início pelo posicionamento da sonda hidráulica em posição nivelada e o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna a ser executada. Seguidamente, é executada a furação à rotação, utilizando água como fluido de limpeza do furo, até a vara atingir a profundidade da base da coluna a executar. A etapa seguinte é a execução da coluna de *jet-grouting* propriamente dita, que é conseguida através da conjugação do movimento rotacional e de ascensão da vara - ambos os movimentos são realizados a velocidade constante. A coluna de *jet-grouting* encontra-se concluída quando é atingido o nível superior da coluna.

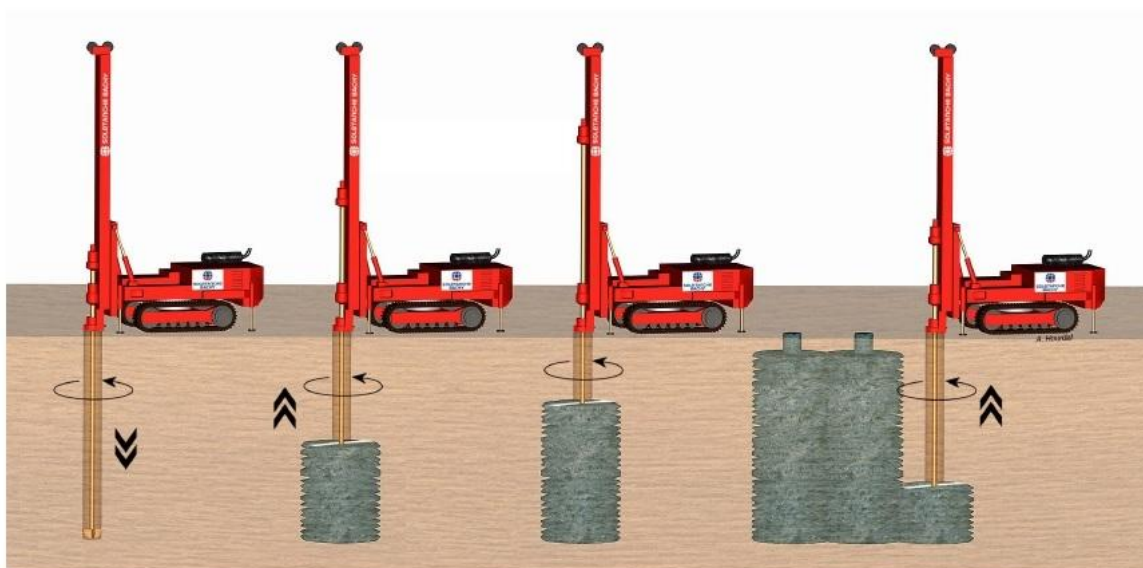


Fig. 4.11 – Esquema de execução de colunas de *jet-grouting* (adaptada de <http://www.bachysoletanche.com.hk/nindex.php?serial=32>)

A técnica de *jet-grouting* pode ser realizada recorrendo a três sistemas de injeção de calda distintos:

1. Sistema de jato simples (conhecido por JET1), que utiliza um ou mais jatos horizontais de elevada pressão de calda de cimento.
2. Sistema de jato duplo (conhecido por JET2), que difere do sistema de jato simples devido à utilização de um jato de ar comprimido a envolver o jato da calda.
3. Sistema de jato triplo, conhecido por JET3. O princípio deste sistema assenta na separação das ações de erosão e de mistura do solo desagregado com a calda de cimento. Este sistema é constituído por três jatos, jato de água, jato de ar e jato de calda de cimento.

A técnica de *jet-grouting* apresenta vantagens e inconvenientes, como se resume no quadro seguinte:

Quadro 4.2 – Principais vantagens e desvantagens da técnica de tratamento de solos por recurso a colunas de *jet-grouting*

Vantagens do <i>jet-grouting</i>
• Possibilidade de executar diversas geometrias, através de uma combinação de inserção de colunas; • Execução de tratamento com qualquer inclinação, iniciando as colunas e terminando nas cotas pretendidas; • Níveis de ruído baixos e ausência de vibrações durante a execução do processo; • Capacidade de tratar solos heterogéneos, desde que as camadas e parâmetros das mesmas sejam conhecidos, através da adaptação dos parâmetros do <i>jet</i> ao longo da subida da vara; • Técnica aplicável a uma gama extensa de solos.
Desvantagens do <i>jet-grouting</i>
• Variabilidade das características mecânicas do solo tratado; • Material de refluxo (lama de calda de cimento com solo que aflui à superfície pelo furo vertical), que aumenta à medida que se vão executando as colunas; • Dificuldade na remoção e transporte a vazadouro do material de refluxo.

Para o sucesso de um tratamento de solos pela técnica de *jet-grouting*, é fundamental uma criteriosa seleção dos parâmetros adequados ao terreno a tratar para que se obtenham os resultados pretendidos. Os principais parâmetros a determinar são:

- velocidade de subida da vara (m/min);
- velocidade de rotação da vara (rpm);
- relação água/cimento da calda de cimento;
- diâmetros dos bicos injetores;
- pressão (MPa) e caudal (l/min) da calda de cimento;
- pressão (MPa) e caudal (l/min) do ar (no sistema de JET 2 e 3);
- pressão (MPa) e caudal (l/min) da água (no sistema de JET 3).

De forma a validar os parâmetros definidos, é usual a execução de uma ou várias colunas de ensaio, com a variação de alguns parâmetros, para verificar quais os parâmetros que se adequam mais ao solo com vista à obtenção dos resultados pretendidos. Após as colunas terem obtido as resistências necessárias, é efetuada a remoção cuidada dos solos em seu redor, sendo possível observar e confirmar a geometria das colunas.

Após a análise das várias colunas de ensaios e das características mecânicas de cada uma, será selecionada a coluna que mais se adequa ao tratamento de solo pretendido. As restantes colunas serão realizadas com os mesmos parâmetros da coluna selecionada.

O controlo de qualidade dos solos tratados com recurso à técnica de *jet-grouting* é assim efetuado, controlando os seguintes aspetos:

- posicionamento da vara para o início de cada coluna;

- inclinação de cada uma das colunas;
- cota de início de cada uma das colunas;
- cota de fim de cada uma das colunas;
- verificação da continuidade dos parâmetros automáticos do dispositivo ao longo da execução de cada coluna (os parâmetros devem manter-se constantes e iguais aos da coluna de ensaios selecionada).

4.2.2. A CONSOLIDAÇÃO DOS TERRENOS SOB OS PILARES DA PONTE

Face às condições geotécnicas na zona da fundação dos pilares da ponte, verificou-se a necessidade de executar um tratamento dos solos que permitisse conferir confinamento ao terreno de suporte sob a base de cada um dos pilares, melhorando a sua capacidade resistente.

Dadas as características dos terrenos, foi definido que seriam executadas colunas de 800mm de diâmetro com recurso à tecnologia de *jet-grouting*, com um afastamento entre eixos de 0.65m e comprimentos totais variáveis (consoante cada pilar a intervir).

Esta tecnologia de consolidação de solos, permite a execução de elementos de solo-cimento, de forma semelhante à de um cilindro, e sem escavação prévia. Recorre-se, para isso, à ação dinâmica de um ou mais jatos de calda de cimento, ar e água, a alta velocidade, através de pequenos dispositivos na extremidade das varas de furação, que sofrem movimentos de translação e rotação.

No caso que se descreve, a tecnologia *jet-grouting* é perfeitamente aplicável aos terrenos. Deste modo, ao permitir a execução de colunas em torno do perímetro completo dos pilares, obtêm-se melhores garantias de confinamento dos terrenos existentes na fundação, com a vantagem de maior rapidez de execução relativamente à tecnologia de injeção.

Nos pilares P2 e P4 foram executadas duas fiadas de colunas secantes com a maior proximidade possível à face da fundação do pilar. Nos pilares P3 e P5, para além dessas duas fiadas, foram executados dez grupos de quatro colunas na periferia das primeiras, de modo a melhorar o comportamento global da camada de cascalheira (em especial no caso do pilar P3) e aumentar a ação de confinamento do terreno de fundação.

No caso do pilar P2, que apresentava uma inclinação com a vertical, e no caso dos pilares P3 e P4, que estavam fundados sobre um estrato de cascalheira, as colunas de *jet-grouting* foram levadas até à cota do rolhão de fundo da ensecadeira, que foi executado posteriormente em betão, obtendo-se dessa forma, um efeito de “cintagem” das colunas.

De seguida apresentam-se as peças desenhadas (figura 4.12 a 4.15) que ilustram a solução adotada para cada um dos pilares:

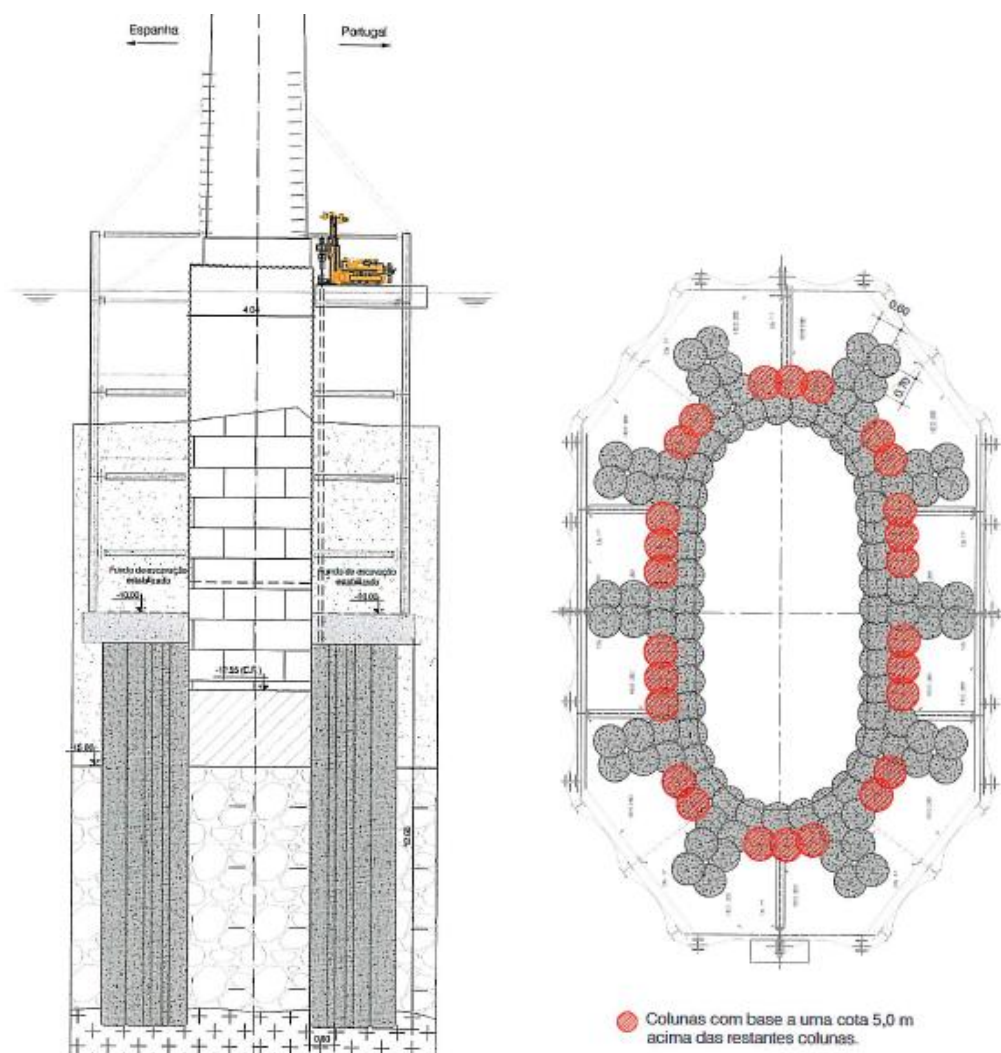


Fig. 4.13 – Solução de *jet-grouting* executada no pilar P3 (retirado de Nota Técnica elaborada pela Teixeira Duarte)

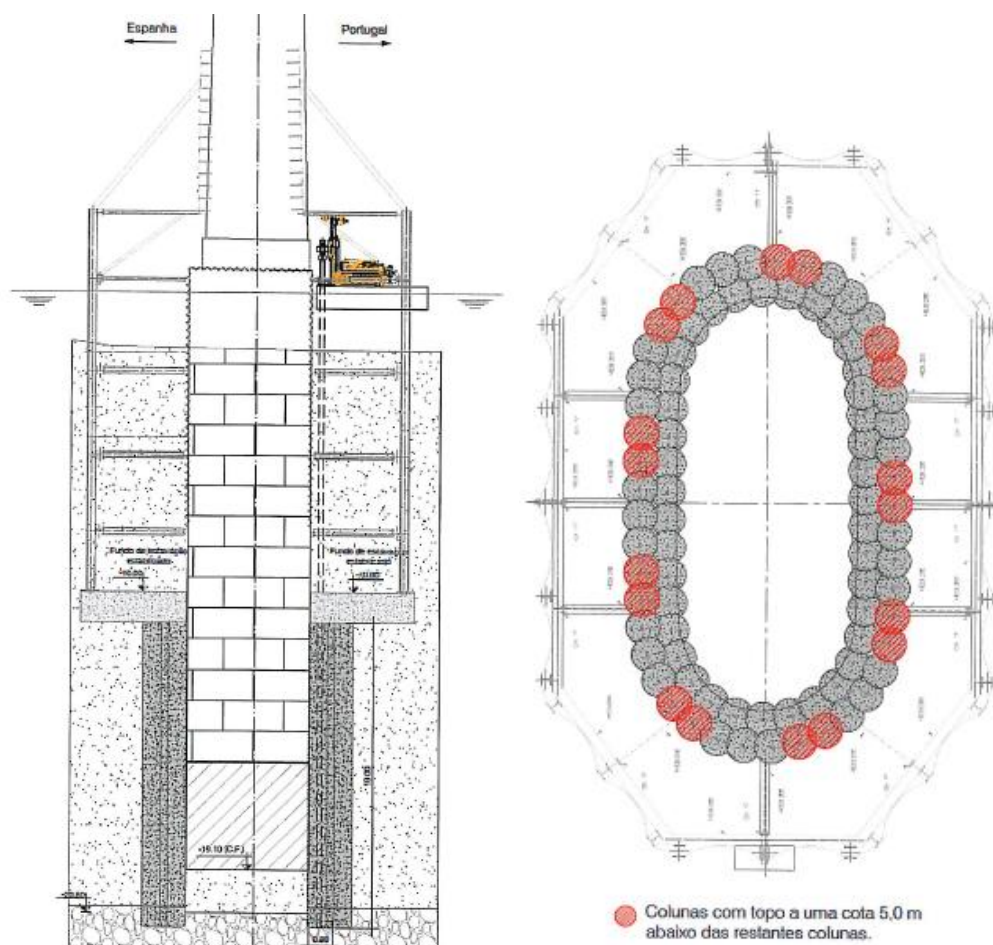


Fig. 4.14 – Solução de *jet-grouting* executada no pilar P4 (retirado de Nota Técnica elaborada pela Teixeira Duarte)

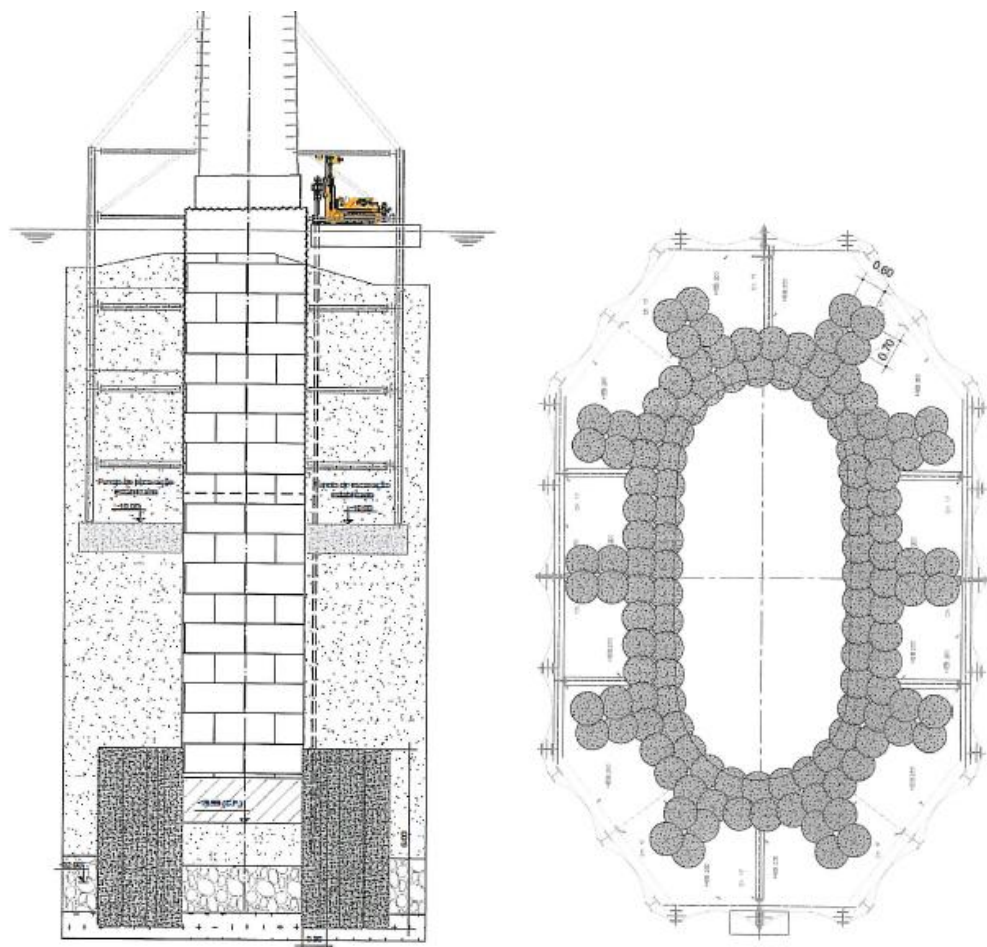


Fig. 4.15 – Solução de *jet-grouting* executada no pilar P5 (retirado de Nota Técnica elaborada pela Teixeira Duarte)

4.2.2.1. Ensaios Prévios à Consolidação dos Terrenos em Redor dos Pilares - as Colunas de Ensaio Realizadas

Face às condições geotécnicas das formações a atravessar e ao objetivo do tratamento de solo levado a cabo, deliberou-se recorrer à metodologia de JET 1, que consiste na injeção de calda de cimento a alta pressão através de um bico injetor, conforme descrito em 4.2.1.

Os parâmetros de execução foram definidos, a partir das premissas de projeto, numa fase prévia ao início dos trabalhos, tendo em conta os diâmetros a atingir e as condições geotécnicas do solo a tratar.

Relação dos parâmetros de tratamento do solo através desta tecnologia:

- pressão de injeção;
- caudal de injeção;
- velocidade de subida da vara;
- velocidade de rotação da vara;
- relação A/C da calda;
- densidade da calda;
- diâmetros dos bicos injetores.

Estes parâmetros foram aferidos com a realização de colunas de ensaio, executadas *in situ*, para que os parâmetros adotados fossem os mais adequados às condições dos solos efetivamente encontrados.

De acordo com os resultados obtidos na campanha de reconhecimento geotécnico, em que as 16 sondagens indicavam entre si alguma homogeneidade nos solos atravessados, pudemos concluir que os solos existentes junto à margem na zona do cais, pertenciam à mesma formação geotécnica daqueles que se encontram nos pilares da ponte, depósitos aluvionares de areia de grão médio a fino que constituem o leito do rio (ZG4).

As colunas de ensaio foram realizadas na margem esquerda do rio Minho (figura 4.16), a cerca de 200m a montante da ponte, junto a um cais existente (figura 4.10), já que os solos a tratar, do ponto de vista da energia de *jet-grouting* necessária para a realização das colunas, são semelhantes aos da base dos pilares.

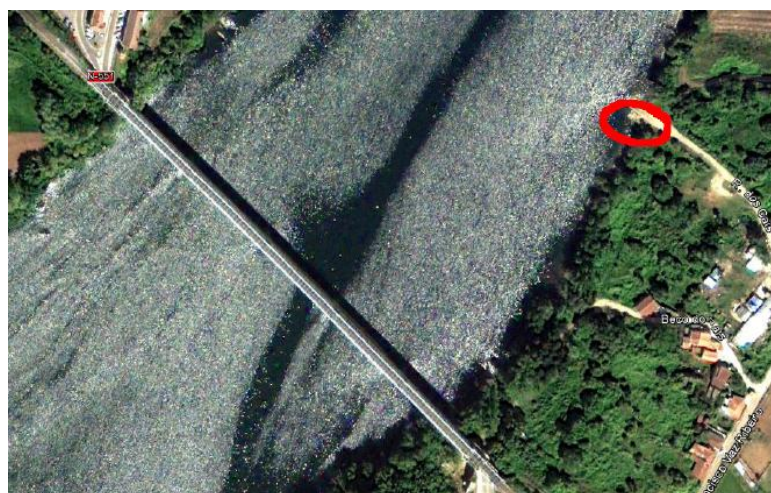


Fig. 4.16 – Localização da zona onde foram realizadas as colunas de ensaio (retirado e adaptado de Google Earth)

Foram realizadas quatro colunas de teste e em cada uma aferiu-se o conjunto de parâmetros a testar, de modo a validar as premissas do projeto.

Os parâmetros adotados em cada uma das colunas de ensaio encontram-se descritos no quadro seguinte:

Quadro 4.3 – Parâmetros adotados nas colunas de ensaio

	C1	C2	C3	C4
Pressão (bar)	400	400	350	350
Caudal (l/min)	180	190	220	220
Velocidade de subida (cm/min)	50	40	70	65
Velocidade de rotação (rpm)	20	20	30	30
C/A	0,7	0,7	0,7	0,7
Densidade da calda	1,38	1,38	1,38	1,38
Diâmetro dos bicos injetores (mm)	3	3	4	4

Com o objetivo de assegurar as resistências necessárias, decorreram alguns dias até que os terrenos em redor das colunas fossem cuidadosamente removidos, descobrindo-se as colunas de *jet-grouting*. Da inspeção visual, verificou-se que todas as colunas apresentavam bons resultados – foi possível constatar os seguintes diâmetros médios para cada uma das colunas:

- Coluna C1 – 1000mm;
- Coluna C2 – 1000mm;
- Coluna C3 – 1100mm;
- Coluna C4 – 1200mm.



Fig. 4.17 – Inspeção a uma coluna de ensaio realizada

Tendo em conta os bons resultados obtidos nas colunas de ensaio, foi decidido ajustar os parâmetros com base nos utilizados na coluna C1 e C2, tendo sido selecionados os seguintes:

Quadro 4.4 – Parâmetros adotados nas colunas em redor dos pilares

Parâmetros	
Pressão (bar)	400
Caudal (l/min)	200
Velocidade de subida (cm/min)	55
Velocidade de rotação (rpm)	20
C/A	0,7
Densidade da calda	1,38
Diâmetro dos bicos injetores (mm)	3

4.2.2.2 Trabalhos Realizados em Cada Pilar

Os trabalhos de realização das colunas de *jet-grouting* em redor dos pilares da ponte internacional de Valença apresentaram condições de execução bastante complexas:

- foram executadas no rio Minho, o que obrigou à utilização de uma plataforma flutuante, equipada com estacas de fixação, para melhorar a estabilidade. A sonda hidráulica foi posicionada sobre a plataforma e a movimentação da coluna anterior para a seguinte foi efetuada pela plataforma flutuante, propulsionada por um rebocador;
- elevada distância entre o estaleiro de *jet* e a localização da zona onde foram realizadas as colunas - no caso das colunas no pilar P5, a distância entre o estaleiro de *jet* e a posição da sonda hidráulica era de cerca de 320 metros;
- de forma a obter a geometria de consolidação prevista em redor de cada pilar, foi necessário montar uma cércea em seu redor de forma a conseguir um correto posicionamento do conjunto plataforma flutuante/sonda hidráulica para a execução das colunas de *jet-grouting*;
- após a conclusão de cada coluna, e de forma a que a execução da coluna seguinte não interferisse na anterior, procedia-se à movimentação da plataforma flutuante e à sua estabilização na posição da coluna seguinte, a qual não se podia encontrar nas imediações da coluna anterior;
- variação diária das marés, o que obrigava a uma atenção redobrada para o controlo das cotas de base e de topo de cada coluna de *jet*.

A execução das colunas de *jet-grouting* foi precedida de um trabalho de preparação com o intuito de conceber uma cércea que permitisse efetuar o posicionamento exato da vara da sonda hidráulica em cada uma das colunas a executar. Após análise de várias soluções, optou-se por conceber uma cércea em poleias metálicas amovíveis (figura 4.18), fixadas ao fuste do pilar, logo acima do embasamento. Sobre as poleias metálicas foram colocadas placas de contraplacado marítimo (um nível), com recortes para que a vara da sonda hidráulica pudesse encaixar e estabilizar na posição correta de cada coluna. Cada recorte da chapa de contraplacado marítimo tinha o número da coluna correspondente gravado. Como a geometria da solução de consolidação dos terrenos variava de pilar para pilar, foi necessário executar uma cércea diferente para cada um destes.



Fig. 4.18 – Montagem da cércea em redor de uma dos pilares - pormenor da poleia metálica da cércea

A numeração atribuída a cada coluna é importante para a execução do plano de trabalho diário, assim como para o registo da execução de cada coluna na parte diária de trabalhos, por forma a efetuar o controlo de qualidade dos trabalhos de consolidação (figura 4.19).

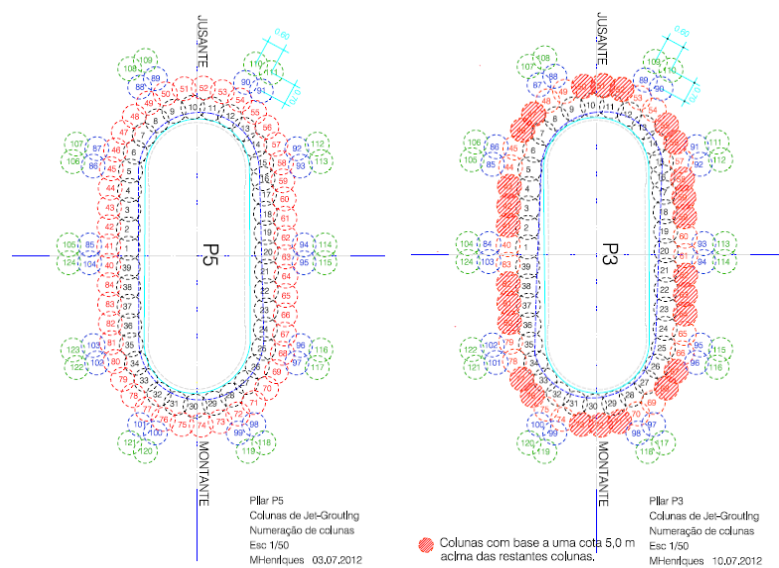


Fig. 4.19 – Desenho de preparação com a numeração das colunas de *jet-grouting* a executar, neste caso no pilar P5 e P3

A realização dos trabalhos de consolidação de terrenos em redor dos pilares teve início no pilar P5 e terminaram no pilar P2.

O procedimento seguido para a execução de cada coluna de *jet-grouting* foi o seguinte:

- 1) posicionamento do conjunto plataforma flutuante/sonda hidráulica no centro de cada coluna, conseguido com a ajuda da cércea (figura 4.20), descida das estacas de fixação da plataforma para a estabilização da mesma, permitindo a operação da sonda hidráulica. A fixação da plataforma flutuante era garantida por intermédio de estacas fixas ao fundo do rio, a plataforma podia deslizar na direção vertical ao longo das estacas, por forma a permitir os ajustes à variação da maré;
- 2) execução da furação até à cota da base da coluna, a furação foi executada com *trialeta* à rotação, utilizando água como fluido de limpeza do furo, no caso dos pilares P5, P4 e P2; no caso do pilar P3, e devido à espessura da camada de cascalheira a atravessar, a furação foi executada com *bit destrutivo*, à roto-percussão, utilizando igualmente água como fluido para limpeza do furo;



Fig. 4.20 – Posicionamento do conjunto plataforma flutuante / sonda hidráulica

- 3) execução da coluna de *jet-grouting* (figura 4.21), cujos parâmetros eram controlados por sistema computadorizado; a operação de injeção de calda terminava quando se atingia a cota de topo da coluna;
- 4) subida da vara de furação; subida das estacas de fixação da plataforma flutuante e movimentação do conjunto plataforma flutuante/sonda hidráulica até à posição da coluna seguinte.

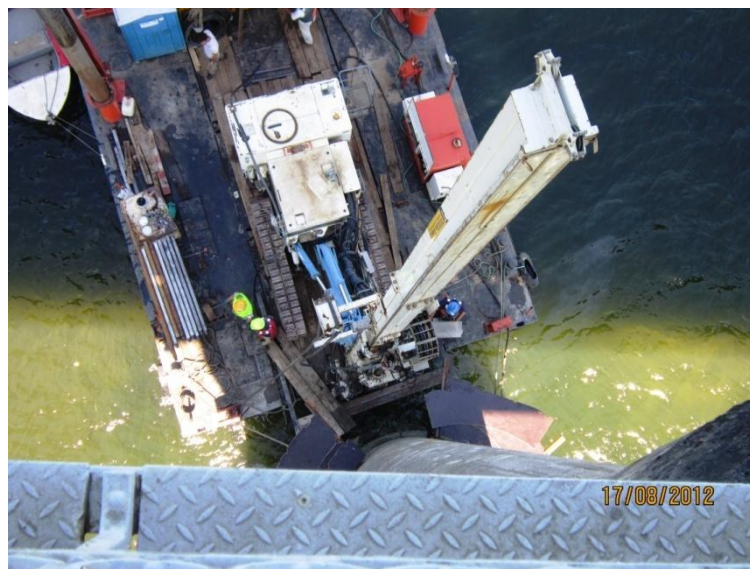


Fig. 4.21 – Execução de coluna de *jet-grouting*

4.2.2.3. Controlo de Qualidade Realizado às Colunas de *Jet-Grouting*

Com a finalidade de verificar a geometria do tratamento de solos por *jet-grouting* efetuado em redor dos pilares e com o intuito de confirmar se os parâmetros seleccionados para a execução das colunas de

jet-grouting seriam os apropriados, procedeu-se à recolha de amostras nas primeiras colunas realizadas no pilar P5.



Fig. 4.22 – Recolha de amostras/coróa utilizada para a realização das carotagens

Previamente à recolha de amostras das primeiras colunas de *jet-grouting* executadas no pilar P5 (figura 4.22), foram definidos, em conjunto com a fiscalização, os seguintes critérios para validação da solução:

- 1) as colunas de *jet-grouting* seriam iniciadas junto ao pilar P5, seguindo a metodologia prevista no projeto de execução; as colunas seriam executadas de acordo com os parâmetros definidos após análise das colunas de ensaio realizadas na margem do rio;
- 2) de forma a criar uma zona de tratamento, seriam executadas colunas do primeiro e segundo anel de consolidação em redor do pilar;
- 3) duas semanas após a execução da primeira coluna, seriam executadas duas recolhas de amostra por carotagens, localizadas no interior da “zona tratada”, com o comprimento total das colunas executadas e com o diâmetro mínimo de 90mm;

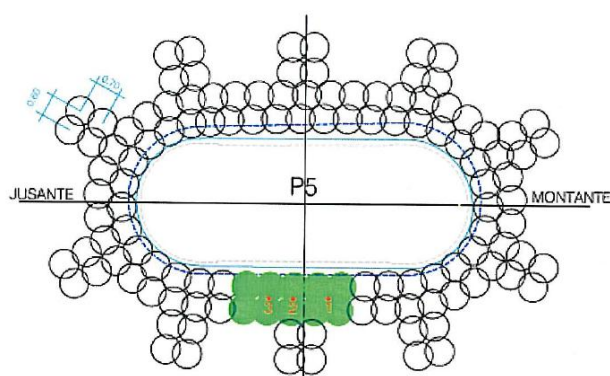


Fig. 4.23 – Localização dos carotes para recolha de amostras

- 4) após a análise das duas amostras extraídas, apresentaram-se as seguintes alternativas:

- a. se as amostras se apresentassem conformes, considerar-se-ia validada a solução de consolidação de solos executada, continuando-se o restante tratamento;
 - b. se uma das amostras não apresentasse conforme, seria realizada uma terceira recolha de amostra por carotagem, seguindo a mesma metodologia das anteriores;
 - c. se as duas amostras não se apresentassem conformes, não seria validada a solução em execução, sendo reajustados os parâmetros das restantes colunas a executar, voltando a validar-se as mesmas, pelo mesmo processo (carotagens); nesta situação, seria ainda realizado um reforço de colunas complementar à zona de tratamento já executada;
- 5) caso, fosse necessário recorrer à realização de uma terceira recolha de amostra por carotagem, existiriam as seguintes opções:
- a. se a amostra se apresentasse conforme, considerar-se-ia validada a solução de consolidação de solos executada, continuando-se o restante tratamento;
 - b. se a amostra não se apresentasse conforme, não seria validada a solução em execução, sendo reajustados os parâmetros das restantes colunas a executar, voltando a validar-se as mesmas, pelo mesmo processo (carotagens); nesta situação, seria ainda realizado um reforço de colunas complementar à zona de tratamento já executada;
- 6) Relativamente à localização dos carotes para recolha de amostras ficou definido o seguinte:
- a. o primeiro carote seria executado na intersecção de três colunas; se estivesse conforme, o segundo seria localizado na intersecção de outras três colunas; caso contrário, seria realizado na intersecção de duas colunas;
 - b. caso fosse necessário realizar um terceiro carote, este seria executado na intersecção de outras duas colunas.
- 7) Relativamente aos critérios de conformidade das amostras recolhidas, foi definida uma percentagem de recuperação entre 70% e 80% e um comprimento máximo não tratado de 0,40metros.



Fig 4.24 – Acondicionamento das amostras recolhidas

Após extração da primeira amostra (figura 4.24) foi possível aferir a existência de uma mistura de solo-cimento; no entanto, verificou-se a presença de partes não tratadas com comprimentos superiores a 0,40m. Por uma questão de disponibilidade de frente de trabalho, a recolha foi efetuada numa zona entre quatro colunas onde, em planta, os fustes são tangentes (figura 4.23).

A segunda amostra foi recolhida a partir de um carote localizado na interseção entre duas colunas - verificou-se que a amostra apresentava uma consistência superior à primeira, obedecendo aos critérios de conformidade, nomeadamente com uma percentagem de recuperação superior a 70% e comprimentos não tratados inferiores a 0,40m.

Tendo em conta os resultados obtidos nas duas primeiras amostras, avançou-se para a realização da terceira recolha - o carote para esta recolha foi realizado na interseção entre duas colunas, verificando-se resultados semelhantes aos da segunda amostra, e onde os critérios de conformidade foram cumpridos.

No que concerne ao resultado final, e embora a primeira amostra não cumprisse os critérios de conformidade, a segunda e terceira amostra apresentavam-se conformes, pelo que se concluiu que os parâmetros adotados estavam corretos para a realização da geometria de tratamento pretendido em redor dos pilares. Deste modo, foi possível continuar os trabalhos de execução de colunas de *jet-grouting*.

4.3. OS TRABALHOS DE REFORÇO E REABILITAÇÃO DOS EMBASAMENTOS DOS PILARES

4.3.1. A ENSECADDEIRA METÁLICA UTILIZADA PARA A REALIZAÇÃO DOS TRABALHOS

4.3.1.1. A Ensecadeira – Fabrico, Transporte e Pré-montagem

A ensecadeira metálica, utilizada para manter a seco os embasamentos dos pilares da ponte durante os trabalhos, foi fabricada numa oficina metalomecânica localizada na zona de Lisboa; o fabrico foi efetuado por módulos, permitindo o seu transporte até ao local.

Dado tratar-se de uma estrutura metálica de dimensões impressionantes, com uma altura equivalente a um prédio de 5 andares e um peso a rondar as 120 toneladas, foi necessário identificar um local nas proximidades da ponte que possuísse as características necessárias para a realização dos trabalhos de pré-montagem da estrutura da ensecadeira. Em simultâneo, o local deveria oferecer condições para a operação das gruas automóveis que iriam efetuar o apoio à montagem e, principalmente, a colocação da ensecadeira na água (operação onde seria usada uma grua de 600 toneladas).

Após a análise de vários locais, foi selecionado o cais de Goian, localizado a cerca de 15 km a jusante da ponte Internacional de Valença, na margem Espanhola do rio, em frente a Vila Nova de Cerveira. O cais, atualmente desativado após a conclusão da ponte da amizade que liga Vila Nova de Cerveira a Tomiño, servia para a travessia de barco entre Espanha e Portugal.

O cais de Goian possui uma plataforma nivelada com as dimensões de 25x40m, em planta; apresenta as características necessárias para a montagem da estrutura metálica da ensecadeira, assim como as condições perfeitas para a colocação da ensecadeira na água uma vez que, imediatamente diante do cais, o volume de água atinge uma altura superior a 2 metros, em maré cheia.

A realização da pré-montagem da ensecadeira no cais de Goian, originou a necessidade de efetuar o transporte fluvial da mesma até à ponte Internacional de Valença, um processo que será descrito mais adiante.

O transporte de cada módulo da ensecadeira até ao cais de Goian foi realizado com recurso a transportes especiais - os módulos da ensecadeira foram descarregados pela grua de apoio à montagem da ensecadeira.

A pré-montagem da ensecadeira foi realizada na posição horizontal (figura 4.25). Previamente à descarga de qualquer módulo da ensecadeira, foram colocadas vigas sobre a plataforma do cais para servir de base à montagem dos módulos metálicos.



Fig. 4.25 – Trabalhos de pré-montagem da ensecadeira metálica no cais de Goian

Os módulos metálicos da ensecadeira foram colocados sobre a sua base e a respetiva ligação obteve-se recorrendo a parafusos - a entrada de água por essas ligações foi evitada pela colocação de bandas de *neoprene*, que era esmagado pelo aperto dos módulos; após concluir a montagem da metade inferior da ensecadeira, foi efetuada a montagem da parte superior.

O sistema de escoramento horizontal da ensecadeira foi concebido pela equipa de obra com o objetivo de permitir o ajuste das escoras à parede do embasamento (figura 4.26), através de um fuso, que facilitava, assim, o aperto da escora contra o embasamento do pilar após a montagem da mesma; foi ainda executado um pequeno coto a colocar do lado da ensecadeira, com 30cm de comprimento, de forma a permitir a selagem do nicho onde ficava a escora e a sua colocação numa posição lateral à posição inicial, como posteriormente será descrito.

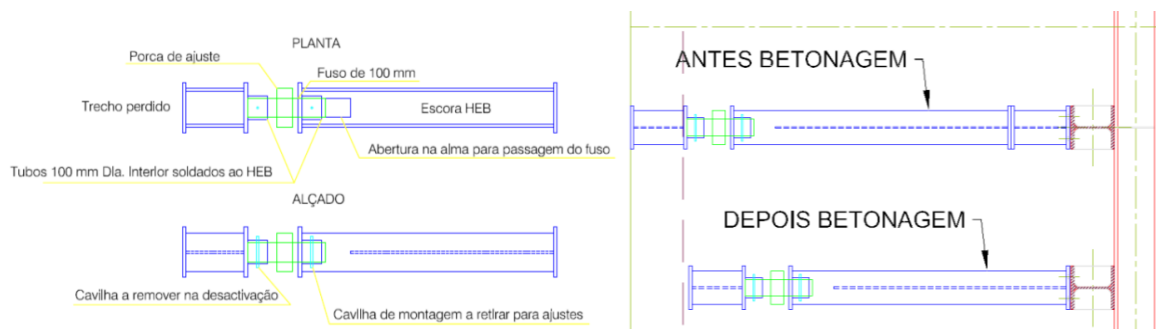


Fig. 4.26 – Desenho da escora horizontal da ensecadeira / posicionamento da escora antes da betonagem da cinta de betão armado e após a betonagem da cinta

No decorrer da pré-montagem da ensecadeira no cais de Goian e com o propósito de facilitar os trabalhos de montagem e rotação da ensecadeira ao longo dos pilares, foram realizadas as seguintes intervenções:

- realização de pintura *epoxita* na superfície da “saia” da ensecadeira, de forma a reduzir a aderência do betão do rolhão de fundo e assim possibilitar que a saia metálica da ensecadeira se deslocasse do betão, para a rodar para o pilar seguinte sem ter de recorrer à montagem de uma nova saia (figura 4.27) ;
- colocação de oito “cachorros” metálicos junto à “saia” da ensecadeira, com o objetivo de posicionar macacos hidráulicos sobre a superfície do betão do rolhão e o “cachorro”, para que a força aplicada facilitasse a libertação da “saia” da ensecadeira do rolhão;
- instalação de espigões metálicos na junta oposta à *norsa* da ensecadeira e instalação de negativo metálico de inserção do espigão; os espigões facilitariam o encaixe da ensecadeira aquando da operação de fecho em torno dos pilares (figura 4.27);
- montagem de um passadiço de 0,70m no topo da ensecadeira, que serviria de plataforma para a circulação de pessoas no seu topo;
- execução de duas escadas na ensecadeira: uma exterior que ira permitir o acesso ao topo da ensecadeira a partir da água do rio Minho; e, outra interior que permitiria o primeiro acesso ao fundo da ensecadeira a partir do topo.

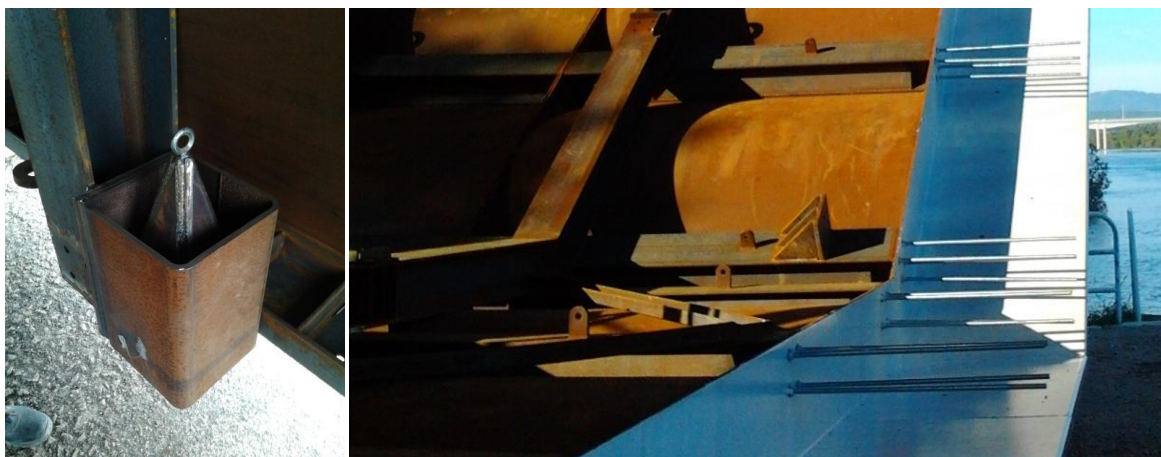


Fig. 4.27 – Espigão metálico / saia metálica pintada com *epóxido* e “cachorro” metálico para reação dos macacos hidráulicos

4.3.1.2. As Operações de Colocação da Ensecadeira na Água e o Transporte Fluvial até Valença

Após a conclusão da pré-montagem da ensecadeira, foi necessário efetuar as operações de colocação na água de cada uma das metades. Como o transporte da ensecadeira até à ponte seria feito por via fluvial, seria ainda necessário proceder à rotação da sua metade superior de forma a colocá-la numa posição em que fosse possível efetuar a colocação dos balões de flutuação, possibilitando o seu transporte. Por isso, a primeira operação consistiu em retirar a metade superior da ensecadeira e pousá-la ao lado da metade de baixo.



Fig. 4.28 – Colocação na água de metade da ensecadeira / enchimento dos balões de flutuação

Para a suspensão e colocação na água de cada uma das metades da ensecadeira, foi necessário conceber e fabricar uma viga balança, com vários pontos de suspensão à ensecadeira metálica, que visava evitar o risco de deformação e empeno da estrutura, que inviabilizaria a sua utilização. A operação de suspensão foi assim executada por intermédio de uma grua de 600 toneladas.

A metade inferior foi a primeira metade a ser colocada na água, uma vez que já tinham sido aplicados os balões de flutuação (figura 4.28). Após a ensecadeira metálica repousar sobre a água, mas ainda suspensa, foi efetuado o enchimento dos balões de flutuação de 2 toneladas, possibilitando a sua flutuação. A ensecadeira foi ainda amarrada sob o pretexto de não ser arrastada pelas águas do rio Minho.



Fig. 4.29 – Operação de rotação da ensecadeira – 1ª fase / 2ª fase

A operação seguinte consistiu na rotação da primeira metade da ensecadeira, realizada com recurso a duas gruas, uma de 600 e outra de 200 toneladas - a metade da ensecadeira foi elevada e cuidadosamente rodada sobre ela própria, com o apoio das gruas, até se encontrar em posição vertical (figura 4.29).

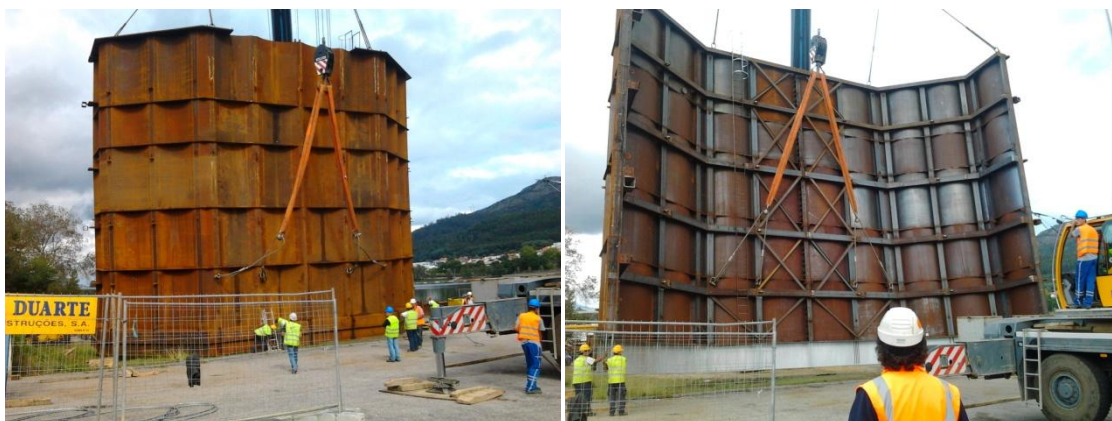


Fig. 4.30 – Operação de rotação da ensecadeira – 3ª fase / 4ª fase

Com a metade da ensecadeira na posição vertical e suspensa apenas pela grua de 600 toneladas, foi efetuada uma rotação de 180° sobre o eixo vertical (figura 4.30); posteriormente, foi novamente “engatada” à grua de 200 toneladas e rodada sobre o seu eixo horizontal, até se encontrar em posição horizontal e pousada sobre o pavimento do cais (figura 4.31).



Fig. 4.31 – Operação de rotação da ensecadeira – 5ª fase / 6ª fase

Concluído o processo de rotação, foram montados os balões de flutuação e a ensecadeira foi colocada na água, pelo processo já descrito anteriormente. Este processo sistemático e cuidadoso de suspensão da estrutura foi necessário para que se assegurasse a integridade dos elementos estruturais e suas ligações.

O transporte isolado de cada metade da ensecadeira até à ponte Internacional de Valença, ao longo de uma distância de cerca de 15 km, foi realizado com o auxílio de um rebocador fluvial (figura 4.32). Por se tratarem de duas peças pouco hidrodinâmicas e de modo a facilitar o seu reboque pelos locais menos profundos do rio Minho, o transporte foi realizado aproveitando a enchente da maré.



Fig. 4.32 – Transporte fluvial de metade da ensecadeira / as duas metades da ensecadeira ancoradas junto à ponte

Uma vez próximo da ponte, cada metade da ensecadeira, em flutuação, era amarrada a poitas para que não fosse arrastada pela corrente das águas do rio (figura 4.32).

4.3.1.3. A Montagem da Ensecadeira em Redor do Primeiro Pilar

Após a conclusão dos trabalhos de consolidação dos terrenos por intermédio da realização de colunas de *jet-grouting* em redor de cada um dos pilares, foram iniciados os trabalhos de dragagem dos terrenos em redor do embasamento de modo a permitir a montagem da estrutura da ensecadeira. A dragagem foi realizada com recurso a uma bomba de sucção-repulsão e linha de dragados (figura 4.33).

A descarga da areia dragada era efetuada para o interior de um batelão (figura 4.33) – devido a condicionantes ambientais, pois a água do rio Minho, no período de 1 de dezembro a 31 de julho, não poderia ser turvada devido à existência de espécies protegidas (entre as quais o salmão), que poderiam ser asfixiadas pela turvação das águas.

Logo que o batelão se encontrasse na sua capacidade máxima, era acostado ao cais provisório, construído para apoio aos trabalhos da empreitada e descarregado por intermédio de uma giratória. A areia dragada era armazenada num local próximo.

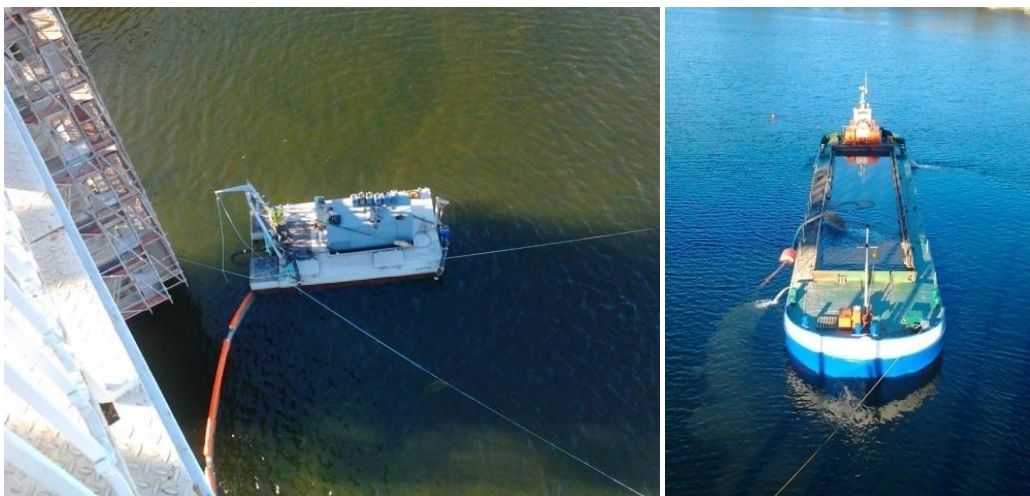


Fig. 4.33 – Dragagem de areias em redor do pilar / batelão a ser carregado com a areia dragada pela bomba de sucção-repulsão

Paralelamente à execução da dragagem, foram montadas plataformas de trabalho em andaime suspenso (figura 4.34) que iriam permitir o acesso à base do fuste para as operações de furação (por carte diamantado) e selagem ao fuste dos tubos TM, nos quais foram soldadas as escoras do sistema de escoramento superior da ensecadeira, e que resistiriam aos impulsos verticais associados à impulsão hidrostática, por ela gerados.

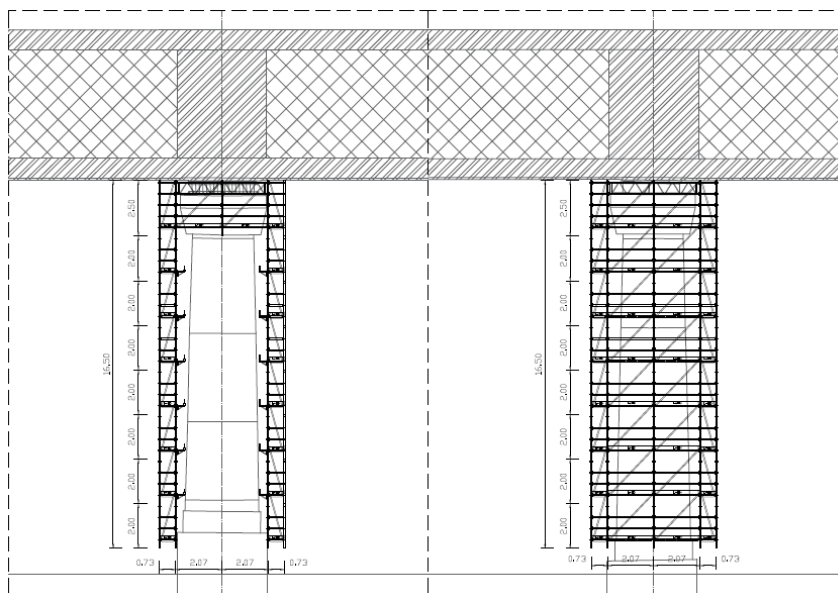


Fig. 4.34 – Desenho do andaime suspenso montado em cada um dos pilares da ponte

Servindo-se do acesso pelo andaime suspenso, foi ainda instalada ao longo do fuste do pilar a linha de betonagem para abastecimento de betão em contínuo à frente de trabalho da ensecadeira. Ao longo do troço vertical da linha de betonagem, foram instaladas várias curvas, por forma a evitar a queda do betão ao longo do fuste, o que poderia originar segregação do mesmo. Durante o processo de montagem da ensecadeira e durante a utilização da mesma, o seu acesso, poderia ser efetuado através do andaime, evitando o recurso a um meio fluvial.

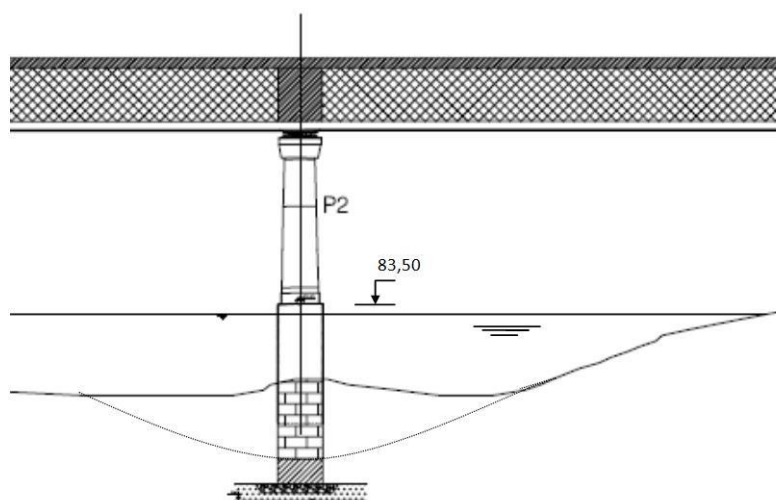


Fig. 4.35 – Perfil da dragagem efetuada no pilar P2 para a colocação da ensecadeira

Logo que a cota final de dragagem em redor do pilar foi atingida (figura 4.35), tiveram início as operações de montagem da ensecadeira metálica. A primeira metade foi deslocada até ao pilar; seguidamente, recorrendo a uma operação de esvaziamento de alguns balões e enchimento de outros, procedeu-se, lentamente, à sua rotação da posição horizontal até à posição vertical (figura 4.36).



Fig. 4.36 – Movimentação da primeira metade da ensecadeira até ao pilar / operação de rotação da primeira metade da ensecadeira

A operação de rotação foi repetida para a segunda metade da ensecadeira; depois, efetuou-se a ligação entre as duas metades da estrutura. Esta foi posicionada à cota para que a operação de montagem do sistema de escoramento horizontal no seu interior pudesse ter lugar - este sistema foi colocado e instalado por mergulhadores com a ensecadeira ainda preenchida de água. De seguida, tiveram lugar as furações na base do embasamento para a selagem dos varões de aço nervurado (A500 NR) de ligação do rolhão de fundo ao embasamento do pilar (figura 4.37). As operações de furação foram realizadas com o auxílio de martelos pneumáticos rotativos, sendo os varões de 20mm selados com resina *epoxy*.

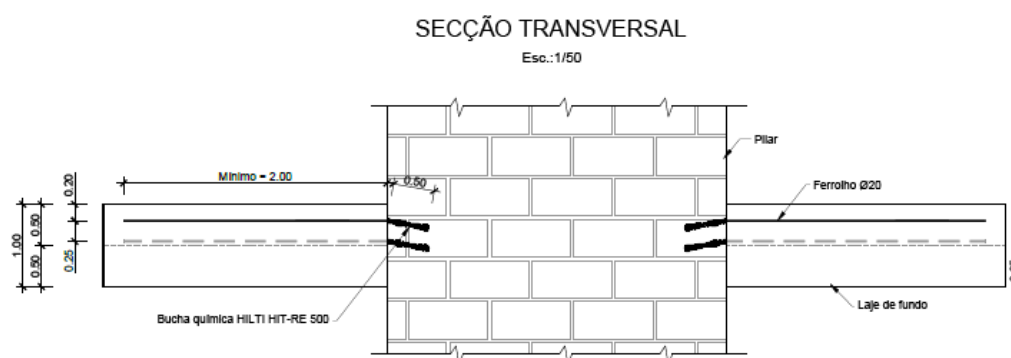


Fig. 4.37 – Esquema de ligação de ferrolhos do rolhão de fundo ao embasamento do pilar

Após a conclusão da selagem dos ferrolhos, efetuou-se a betonagem do rolhão de fundo da ensecadeira, com o apoio de mergulhadores.

A betonagem foi efetuada através da linha de betonagem previamente instalada ao longo do fuste do pilar, o acionamento da linha efetuou-se por uma auto-bomba posicionada sobre o fuste do pilar ao nível da plataforma rodoviária. O posicionamento dos equipamentos foi estudado por forma a

equilibrar os esforços ao nível do capitel do pilar e permitir a circulação de veículos na plataforma rodoviária da ponte (figura 4.38).

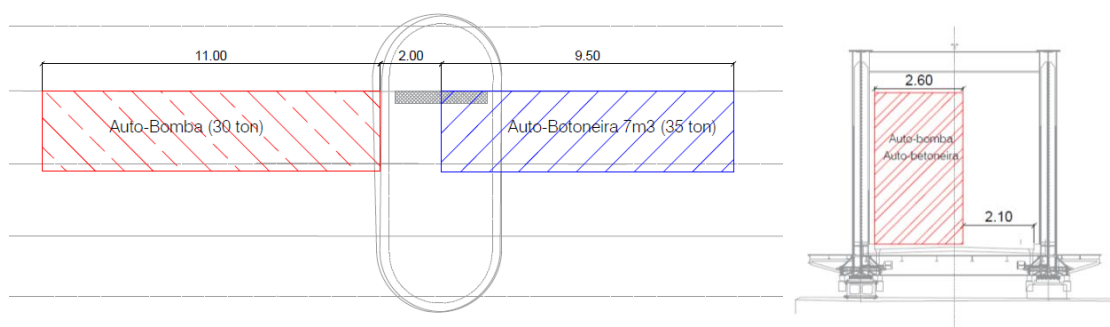


Fig. 4.38 – Esquema de posicionamento da auto-bomba e auto-betoneira sobre o capitel do pilar na plataforma rodoviária da ponte:

Uma vez concluída a betonagem do rolhão de fundo, foi montado o escoramento superior da ensecadeira, a partir do andaime e passadiço do topo. As escoras do topo que já não se encontravam submersas, foram montadas a partir de uma jangada executada com *jet-floats*.

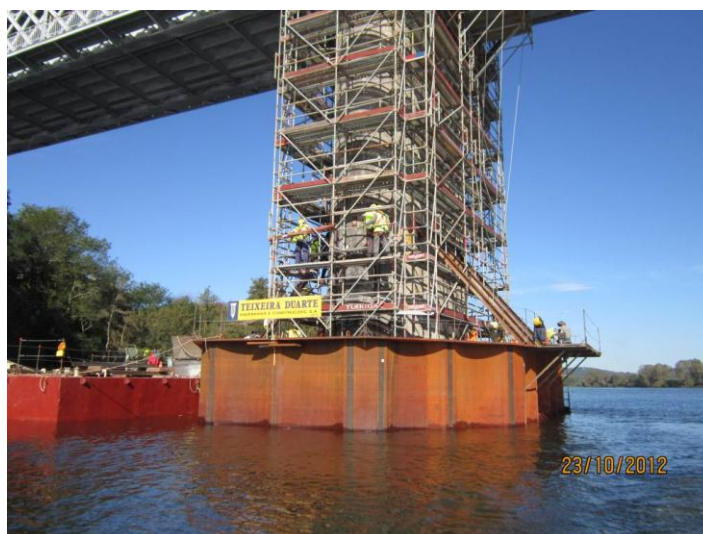


Fig. 4.39 – Vista da ensecadeira - fase de montagem do escoramento superior

Após a montagem do sistema de escoramento superior da ensecadeira, estavam reunidas as condições para ser removida a água do seu interior (figura 4.39).

A remoção da água do interior da ensecadeira teve lugar com recurso a uma bomba de grande caudal, deixando a chapa do caixão metálico pneumático da construção da ponte à vista (figura 4.40) – estariam assim criadas as condições para iniciar os trabalhos de remoção e substituição por uma “casca” de betão armado.

A fim de controlar a entrada de água no interior da ensecadeira e para manter a zona de trabalhos a seco, foram instaladas, no interior da estrutura, duas bombas de pequena capacidade, que se encontrariam em permanente funcionamento.



Fig. 4.40 – Vista da ensecadeira após a remoção da água do seu interior

4.3.1.4. A Desmontagem da Ensecadeira e a Movimentação para o Pilar Seguinte

Após a conclusão dos trabalhos no interior da ensecadeira (que serão descritos no subcapítulo 4.3.2), procedeu-se ao seu enchimento com água, pela bombagem de água do rio.

Foi instalado, na ensecadeira, um conjunto de balões de flutuação; o sistema de escoramento superior foi removido e as escoras horizontais foram desapertadas. Após a conclusão destas operações, os balões de flutuação foram cheios (figura 4.41), o que ocasionou assim um movimento vertical estrutura; com o desprendimento da saia da ensecadeira do rolhão de fundo, a operação de subida vertical terminou logo que se obteve um calado que permitisse a sua flutuabilidade para o pilar seguinte.

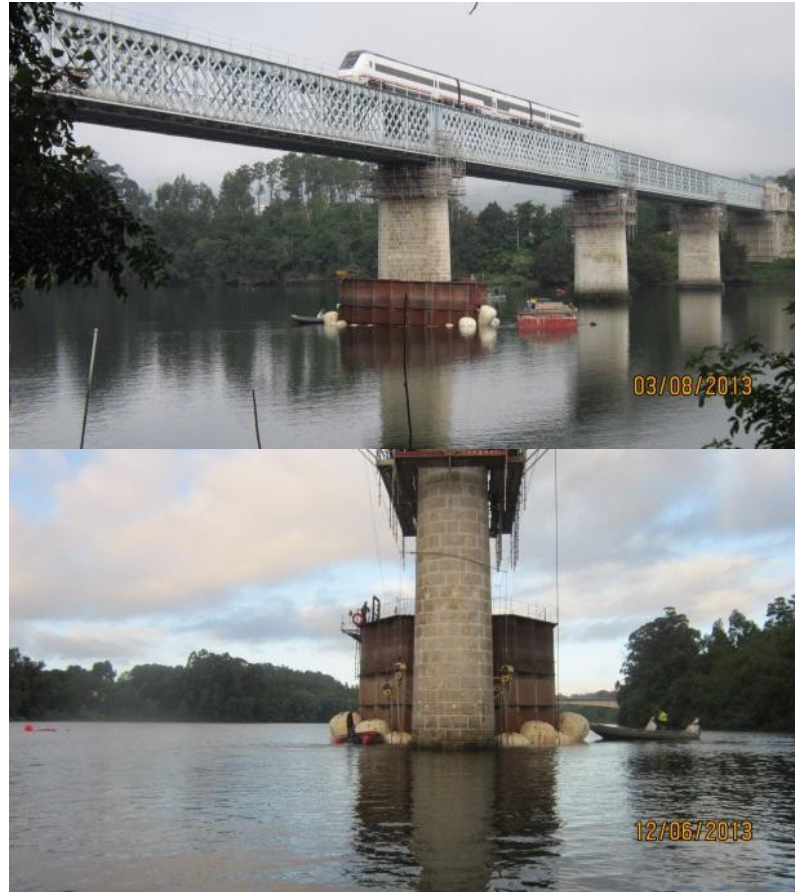


Fig. 4.41 – Movimento vertical da ensecadeira para desprendimento do rolhão de fundo / abertura da ensecadeira para atravessamento do pilar

Desta forma, logo que o movimento vertical de subida terminou, procedeu-se à abertura da estrutura da ensecadeira pelo desaperto dos parafusos de um dos lados (figura 4.41); executou-se a rotação de ambas as metades sobre a “dobradiça” do lado aposto, de modo a que esta libertasse o pilar onde se encontrava inserida.

Após esta operação, a ensecadeira foi novamente fechada e movimentada, com o auxílio do rebocador, até ao pilar seguinte, que também já se encontrava dragado (figura 4.42).



Fig. 4.42 – Movimentação da ensecadeira entre pilares / abertura da ensecadeira para instalação no novo pilar

Já no novo pilar, a ensecadeira foi novamente aberta (figura 4.42) e, depois, empurrada, de forma que se encaixasse no pilar (figura 4.43) - posteriormente foi fechada e afundada, até à cota pretendida (figura 4.43); por fim, realizaram-se as operações já descritas com o objetivo de a voltar a esvaziar.



Fig. 4.43 – Atravessamento do pilar / fecho da ensecadeira e preparação para a sua descida e posicionamento na cota pretendida

Após a conclusão dos trabalhos no último pilar, a ensecadeira foi transportada para junto do cais provisório, onde foi desmontada por intermédio de oxi-corte e transportada para um operador de resíduos.

4.3.1.5. Os Trabalhos de Execução de Proteção à Erosão dos Embasamentos dos Pilares

Uma vez removida a ensecadeira metálica do pilar e iniciadas as operações de montagem no pilar seguinte, poderiam ter lugar, de imediato, os trabalhos de proteção à erosão e infraescavação do pilar. Estes trabalhos, no entanto, devido à restrição ambiental imposta ao nível da turvação da água do rio Minho, tiveram de ser realizados entre 1 de agosto de 30 de novembro.

A solução preconizada, consistia na reposição da areia previamente dragada e na colocação de uma caixa de enrocamento de proteção com 24,70 x 19,00m com 0,75m de espessura (figura 4.44). De forma a evitar a passagem de finos através da camada de enrocamento, foi prevista a colocação de uma manta geotêxtil. Sobre a manta geotêxtil foi aplicada uma camada de brita de 0,20m de espessura, cuja função era degradar as cargas transmitidas pelos blocos de enrocamento no decorrer da sua colocação, como forma de evitar o seu rompimento.

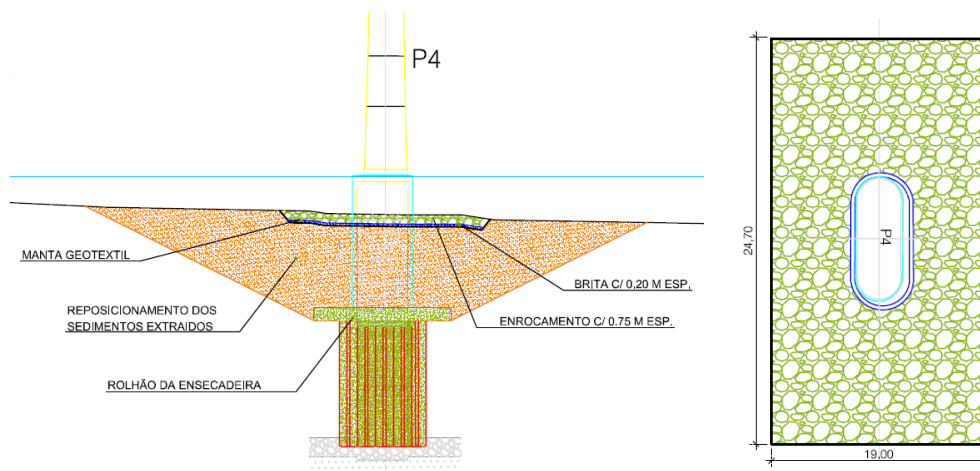


Fig. 4.44 – Solução de proteção contra erosão e infraescavações executadas no pilar P4

A monitorização e deteção de possíveis infraescavações nos embasamentos dos pilares foi assegurada pela colocação de boias coloridas a várias profundidades ao longo do embasamento do pilar. As referidas boias, num total de 12 boias por pilar, apresentavam 3 cores: verde, amarelo e vermelho (figura 4.45).

As boias de cor verde tinham por objetivo sinalizar o início da ocorrência de fenómenos de infraescavação – foram, por isso, colocadas numa cota perto do leito do rio; as boias amarelas, que tinham por objetivo sinalizar a continuidade do fenómeno de ocorrência de infraescavação, foram dispostas numa posição intermédia; por último, as boias vermelhas, que indicavam a ocorrência de um fenómeno de infraescavação grave, foram colocadas próximo do rolhão de fundo da ensecadeira.

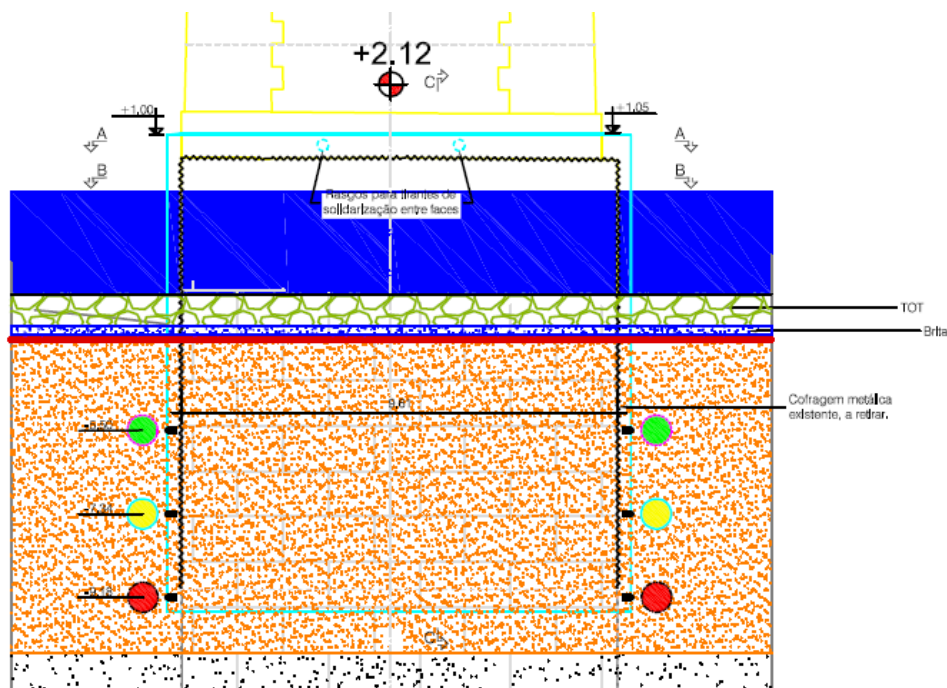


Fig. 4.45 – Solução de monitorização contra infra-escavações (boias coloridas) executada no pilar P4

Os trabalhos de execução da proteção em redor dos pilares começaram pela reposição da areia anteriormente dragada em redor de cada um dos pilares. A areia era carregada para o interior da caixa de carga do batelão que, com carga completa, se dirigia até junto de cada um dos pilares, efetuando descargas através das comportas de descarga de fundo (figura 4.46). A cota das areias era controlada por sondagens expeditas, efetuadas com recurso a uma corda com marcações de 0,5 em 0,5m, que na sua ponta possuía um peso, por forma a permitir o afundamento da corda na vertical.



Fig. 4.46 – Realização de aterro com a areia anteriormente dragada em redor de um pilar

Após a obtenção da cota de areia pretendida em redor do pilar, a manta geotêxtil era colocada por mergulhadores. A manta geotêxtil foi cosida com fio de *nylon* e eram deixadas sobreposições de 0,5m como forma de se conseguir uma manta única e com a geometria do tapete de enrocamento. Em simultâneo, era colocada a camada de brita para manter a manta no leito do rio e evitar que fosse arrastada pelas correntes.



Fig. 4.47 – Transporte de enrocamento até ao pilar / descarga do enrocamento em redor do pilar

A proteção da infraescavação dos pilares ficava concluída com a colocação do enrocamento hidráulico em redor dos pilares, materializando o tapete de enrocamento preconizado. O enrocamento era colocado numa plataforma com “caixa” rotativa, sendo depois impelido por um barco até cada um dos pilares e descarregado na posição pretendida (figura 4.47).

4.3.2. OS TRABALHOS REALIZADOS NOS EMBASAMENTOS E FUSTES DOS PILARES

Os trabalhos nos embasamentos de cada um dos pilares foram realizados a seco (com a ensecadeira vazia). Os trabalhos no interior da ensecadeira foram iniciados com a montagem das plataformas de trabalho (andaimes) em redor do embasamento do pilar.

A primeira tarefa executada após a conclusão da montagem das plataformas de trabalho foi a remoção da chapa metálica do caixão pneumático do revestimento. Como se tratava de chapas de ferro fundido,

e não podendo ser cortadas com recurso a maçarico de oxi-corte, a sua remoção foi efetuada através do corte dos rebites de ligação das chapas, com rebarbadoras munidas de disco de corte (figura 4.48). Após concluir a remoção das chapas metálicas, realizou-se uma limpeza por escovagem mecânica ao grau St3 (esta escovagem é efetuada através de rebarbadoras munidas de escovas de arame, que ao passarem sobre a cantoneira a alta velocidade, removem a corrosão da peça metálica) das cantoneiras metálicas do caixão que se encontravam “chumbadas” ao betão de enchimento do embasamento do pilar (figura 4.48). Foi também efetuada uma lavagem a toda a superfície do embasamento, a revestir com a “casca” de betão armado.



Fig. 4.48 – Corte da chapa metálica do caixão pneumático / escovagem ao grau St3 do esqueleto metálico do caixão

Para a substituição da chapa metálica do caixão pneumático do revestimento do embasamento do pilar, foi executado um embasamento em betão armado com 0.25m de espessura mínima, armado com uma malha de varão de aço de 16mm afastado a 0,15m. O novo embasamento foi ligado ao embasamento existente por intermédio de uma malha em quincôncio de chumbadouros materializados em varão de aço de 16mm de diâmetro e selados com resina epoxy. No topo do novo embasamento, foram colocados tirantes de solidarização entre as faces do embasamento de betão armado, materializadas por varão tipo *dywidag* de 26,5mm de diâmetro, os quais atravessavam o embasamento existente (figura 4.49).

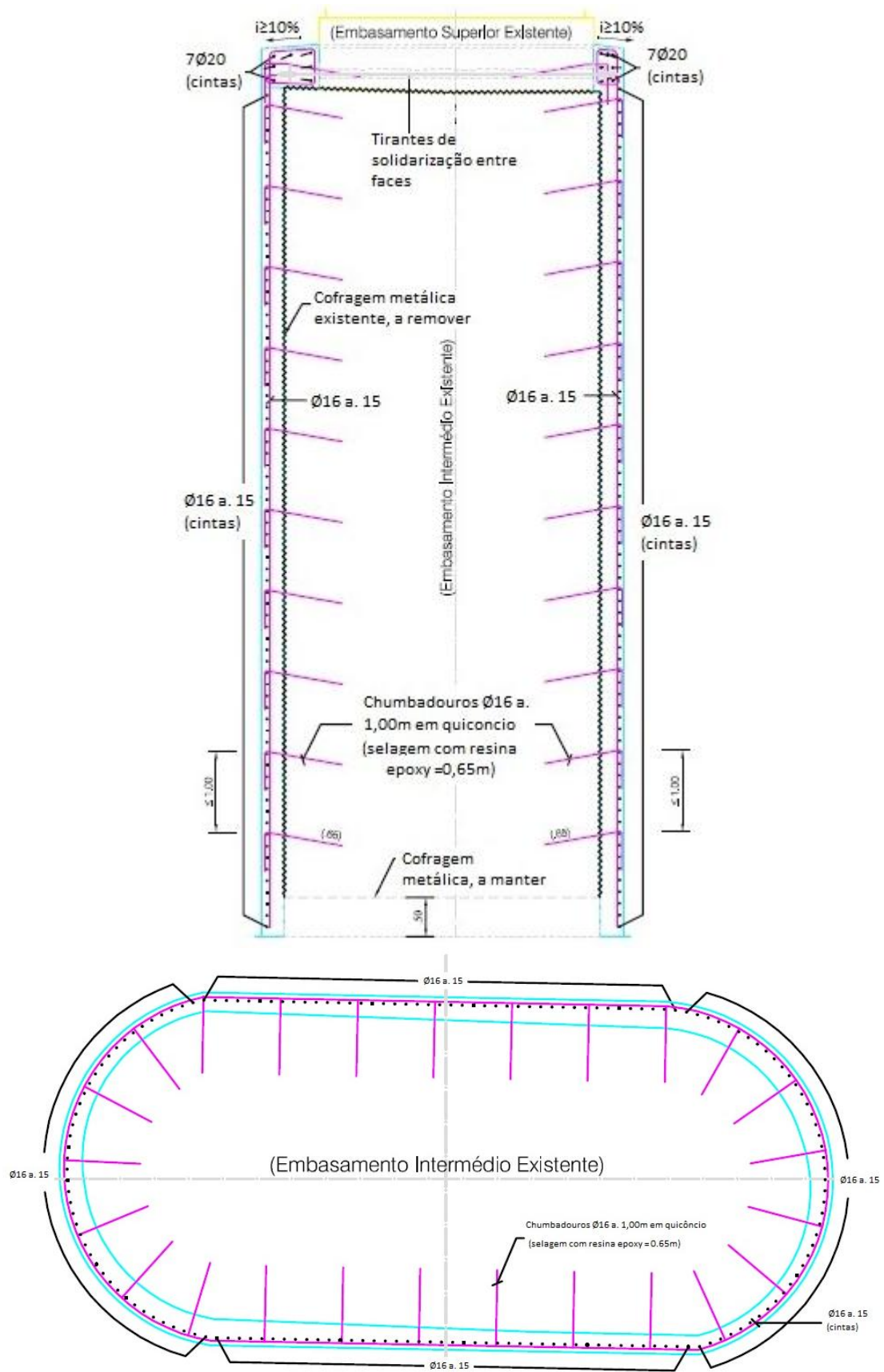


Fig. 4.49 – Desenhos do embasamento de betão armado construído.

De seguida, foram realizadas as furações para a selagem de uma malha de ferrolhos, afastados a 1,00m, em quincôncio, selados com resina *epoxy*, com o intuito de efetuar a ligação entre a “casca” de betão armado e o embasamento existente. Com os ferrolhos já selados, teve lugar a colocação das armaduras de aço em redor do embasamento, as quais já tinham sido previamente moldadas em estaleiro.

Como as escoras horizontais da ensecadeira tinham de estar permanentemente em contacto com a superfície do embasamento, foi necessário proceder a um reforço da armadura nesses locais e colocar esferovite em seu redor (figura 4.50), para posteriormente se remover a escora e realizar o enchimento com betão do nicho em redor da escora, como será descrito mais à frente.

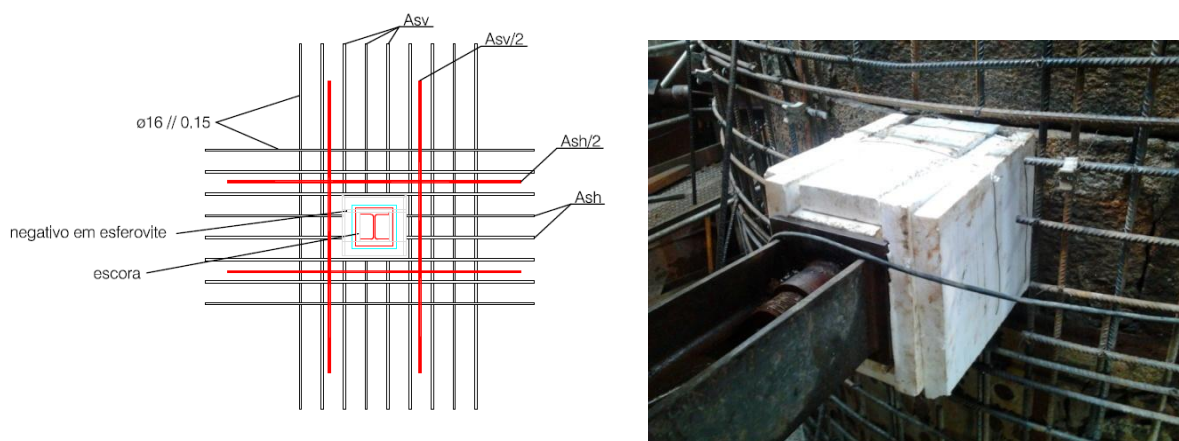


Fig. 4.50 – Pormenor da armadura de reforço na zona da escora metálica / pormenor da armadura na zona da escora, onde já se encontra colocado o poliestireno expandido para o betão não ligar à escora

Com as armaduras da nova “casca” de betão concluídas, foram colocados os painéis de cofragem em redor do embasamento e, por intermédio de escoras extensíveis à ensecadeira metálica, foram escorados. A betonagem foi realizada por auto-bomba, estacionada ao nível da plataforma rodoviária sobre o capitel do pilar, descendo o betão pela linha de betonagem previamente instalada ao longo do fuste do pilar. Após a betonagem, aguardaram-se 48 horas antes de se proceder à descofragem e à subida dos painéis para o nível seguinte de betonagem. A betonagem da “casca” foi realizada em 4 troços, tendo os primeiros três troços uma altura de 3 metros, e o último troço 1,5 metros.

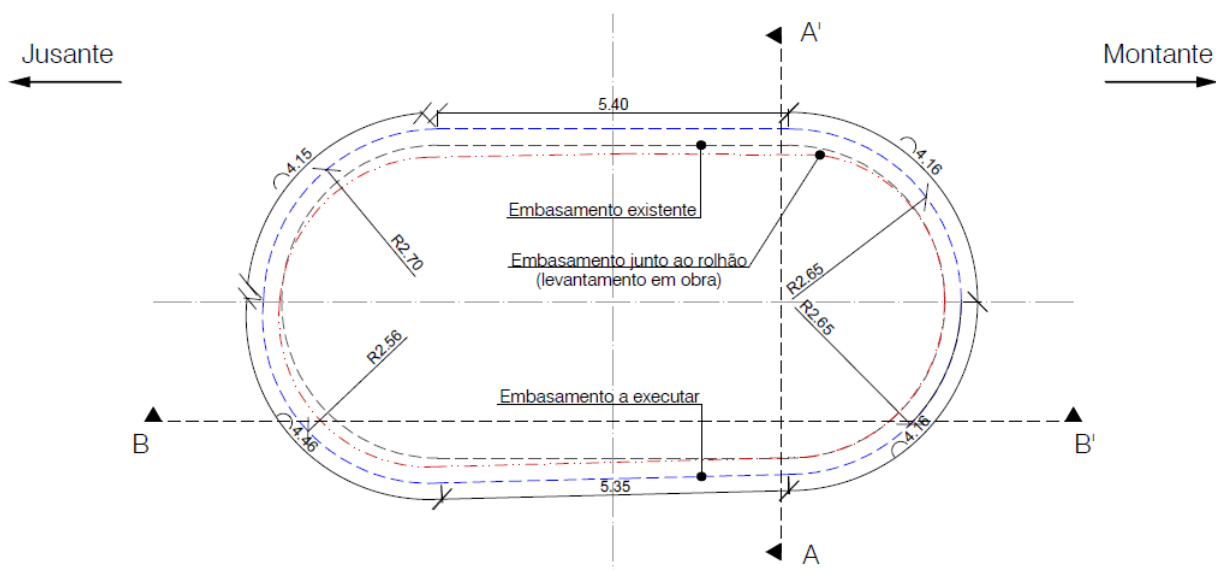


Fig. 4.51 – Planta de preparação da cofragem para o pilar P5

Devido ao facto dos embasamentos dos pilares não se encontrarem perfeitamente verticais, apresentando desaprumos resultantes do seu processo construtivo, e pelo facto do novo embasamento construído ser vertical, existiu a necessidade de se efetuar o levantamento dos desaprumos de cada um dos embasamentos, de modo a preparar a cofragem do mesmo. Assim, e por forma a garantir uma espessura mínima de 0,25m no novo embasamento, existiu necessidade de efetuar em algumas zonas espessura superiores aos 0,25m de espessura mínima previstos, como se pode verificar nas figuras 4.51 e 4.52.

Antes da conclusão do último troço de betonagem, foram realizadas carotagens para a colocação de duas barras *dywidag*, que seriam betonadas com o último troço do embasamento, no topo do capitel, funcionando como tirantes de solidarização entre as faces do betão armado.

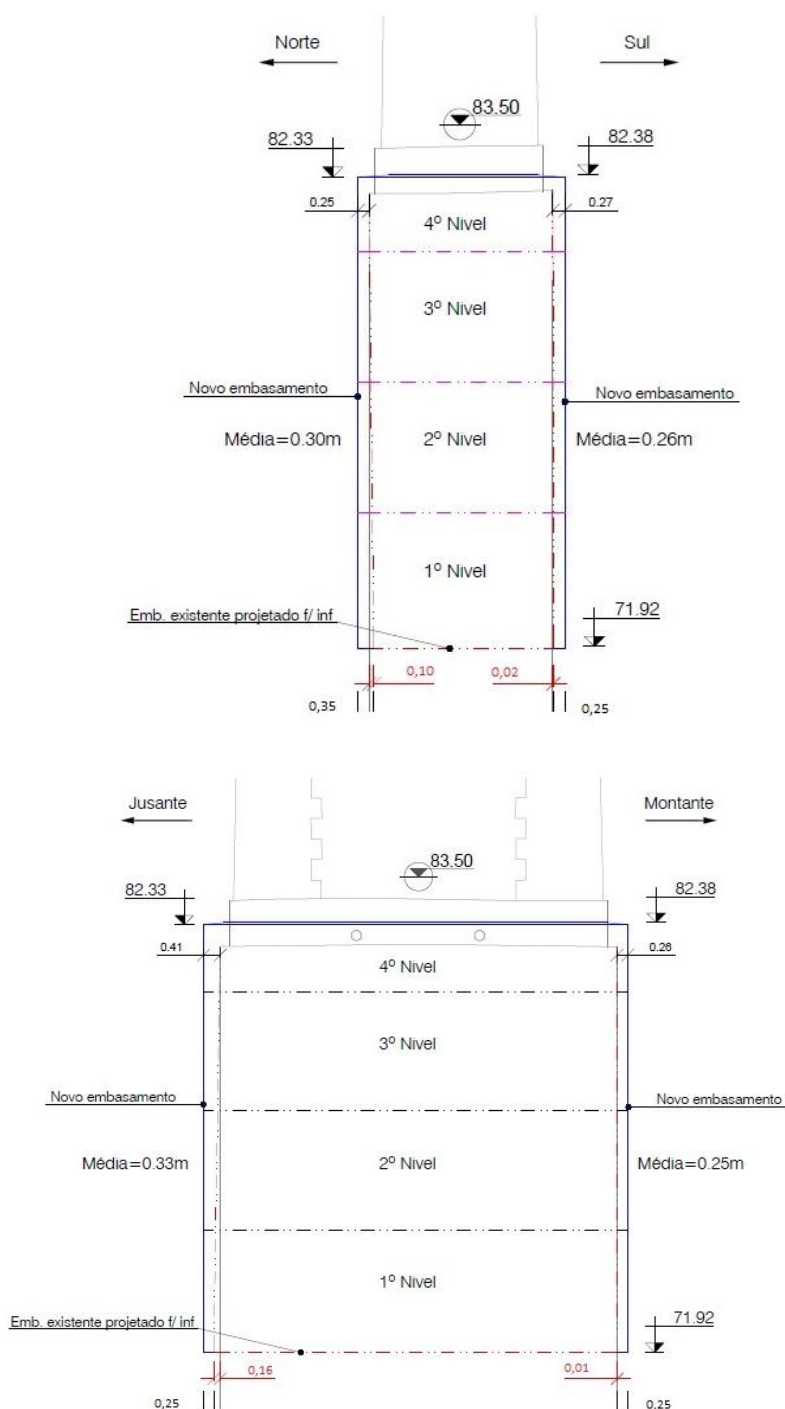


Fig. 4.52 – Levantamentos dos desapareços do pilar P5.

No que diz respeito ao betão a empregar nesses elementos, o caderno de encargos previa a utilização de um betão de baixa retração, com valor máximo estabilizado de 100×10^{-6} mm aos 28 dias e de 150×10^{-6} mm aos 90 dias. Decorrente deste facto, previamente à realização das betonagens foi levada a cabo uma extensa campanha de ensaios ao betão, com a colaboração do LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, até se obter um betão que cumprisse as exigências.

Após a conclusão dos trabalhos de execução da “casca” de betão armado do embasamento, foi necessário remover, uma a uma, cada uma das escoras horizontais para uma posição lateral, a fim de se conseguir realizar a betonagem do nicho da escora, que tinha sido deixado na primeira betonagem.

Para a remoção e reposicionamento da escora utilizou-se uma escora especial, que na extremidade apresentava um cilindro hidráulico que permitia a desmontagem da escora e a sua recolocação - e assim se propiciava a betonagem do nicho da primeira posição da escora (figura 4.53). Devido ao reduzido volume de material, foi utilizado microbetão à base de Sika Grout.

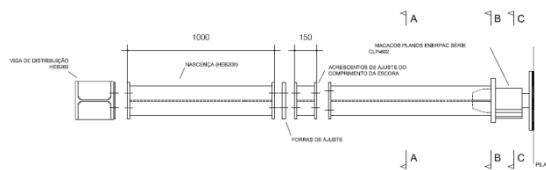


Fig. 4.53 – Desenho da escora com “macaco” na ponta para permitir a remoção e recolocação das escoras da ensecadeira / escora em operação

Após a remoção e recolocação de todas as escoras horizontais da ensecadeira e após o enchimento dos respetivos nichos, as superfícies da casca de betão do embasamento dos pilares foram impermeabilizadas com tinta betuminosa para fundações (Inertol F da SIKA).

Antes de efetuar a desmontagem das plataformas de trabalho (andaimes) e proceder ao enchimento da ensecadeira, foi instalado, em todos os pilares, um sistema de sensores de fibra ótica. O sistema é constituído por um *arrays* de 15 sensores óticos de temperatura e respetivos acessórios óticos (figura 4.54), o sistema foi terminado por um conector ótico que foi montado no interior de uma caixa de proteção.

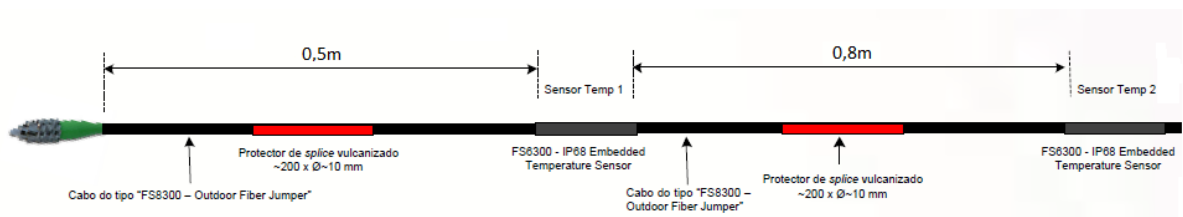


Fig. 4.54 – Esquema do array dos sensores óticos de temperatura (adaptado do ficha técnica da Fibersensing)

Os 15 sensores óticos de temperatura, foram montados ao longo do novo embasamento do pilar, no lado montante, devidamente protegidos de impactos, através de uma calha de aço-inox (figura 4.55). Depois a cablagem do sistema subiu ao longo do fuste do pilar até ao capitel, no interior de um tubo de polipropileno, para proteção da mesma, sendo ligada depois ao terminal ótico, o qual foi instalado no interior de um caixa de proteção.



Fig. 4.55 – Montagem do array de fibra ótica no embasamento do pilar / calha de proteção da fibra ótica

O objetivo do sistema é determinar a ocorrência de fenómenos de infraescavação, através da ocorrência de diferenças de temperatura ao longo do embasamento do pilar, onde se encontram instalados os sensores óticos. Para isso e após a conclusão do proteção à erosão dos embasamentos dos pilares (descrita no subcapítulo 4.3.1.5), foi efetuada uma leitura inicial do sistema em cada um dos pilares, leitura essa que irá servir como leitura de referência.

No pilar P2, que apresentava uma extensa linha de fratura horizontal com perda de material no lado português, antes da remoção da chapa do caixão pneumático foi realizada uma injeção de consolidação e preenchimento no embasamento, a qual foi efetuada por duas fases (figura 4.56).

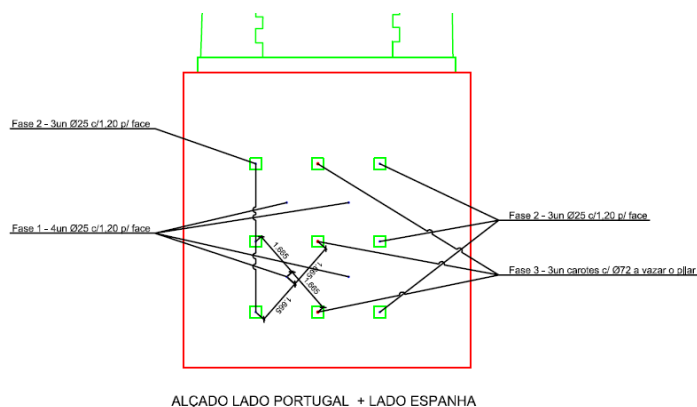


Fig. 4.56 – Localização das injeções para consolidação do embasamento do pilar P2

A furação para a injeção foi executada num diâmetro de 25mm e uma profundidade de 1,20m, e a injeção da calda de cimento ($a/c = 0,5$) ocorreu de baixo para cima, através de uma central de injeção

unigrout (figura 4.57), garantindo-se que a pressão da calda em cada um dos furos nunca seria superior a 3 kg/cm^2 (limitada a picos de 5 kg/cm^2).



Fig. 4.57 – Realização de injeção de preenchimento e consolidação no pilar P2

Após a conclusão das injeções de consolidação no embasamento do pilar P2, foi realizado o novo embasamento de betão armado, com o mesmo procedimento dos restantes pilares. Neste pilar a armadura do embasamento foi reforçada na zona central com uma malha de varão de aço de diâmetro 16mm afastada a 0,15m. No final foram ainda realizadas três carotagens a atravessar o pilar (fase 3 – figura 4.55), onde foram colocadas uma barra dywidag de 26,5mm que foi tensionada a 400kN. No final a barra foi selada no furo e a cabeça de ancoragem preenchida com grout (figura 4.58).

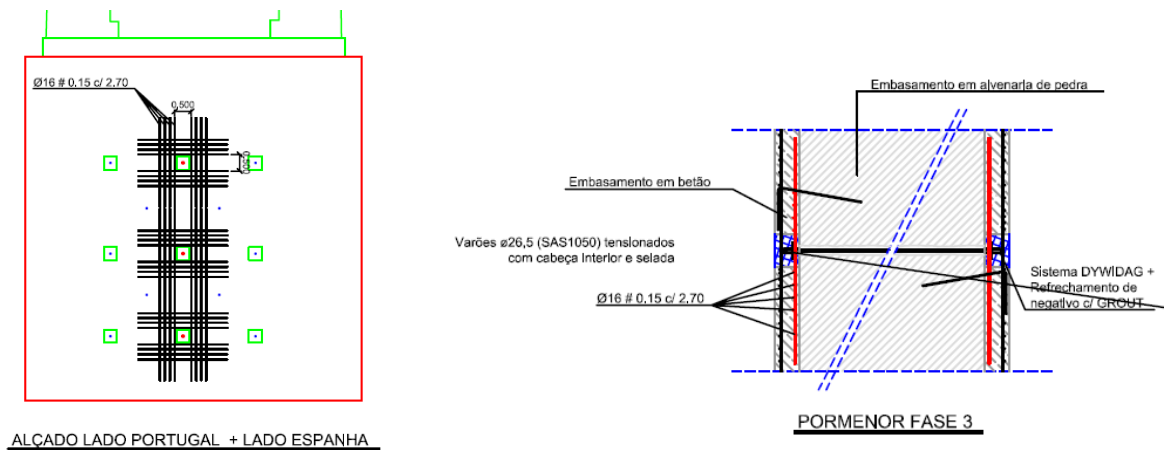


Fig. 4.58 – Pormenor da armadura de reforço colocada no embasamento e varão *dywidag*

No fuste de cada pilar, para além da lavagem das superfícies de cantaria com jacto de água de alta pressão, foram levados a cabo trabalhos de refechamento de juntas com argamassa à base de cal pré-doseada Mape-Antique MC da MAPEI, e a selagem e injeção de fendas existentes.

Nas juntas e fendas a injetar, foram selados tubos de injeção/purga, com um afastamento de cerca de 0,50m. Após a selagem dos tubos de injeção e tendo garantida a resistência necessária para a injeção da alvenaria, com argamassa de refechamento das juntas/fendas, tiveram início os trabalhos de injeção

da calda, com a calda pré-doseada Mape-Antique I da MAPEI. Esta tarefa começaria no sentido ascendente, ou seja, a injeção principiaria nos tubos localizados da cota mais baixa para a cota mais alta. A injeção realizou-se por intermédio de uma “panela de injeção” (recipiente em que é vertida a calda, possuindo um tubo de entrada de ar e um tubo de saída de fluido), à qual foi ligada um compressor portátil de 50 bar, sendo que pelo aumento de pressão no interior da “panela”, origina a saída de calda à pressão pelo tubo de saída de fluido (figura 4.59). No dia seguinte à conclusão destes trabalhos, procedeu-se ao corte dos tubos de injeção, aos remates e limpezas finais.



Fig. 4.59 – Trabalhos de refechamento de juntas e injeção com calda

4.4. BREVE DESCRIÇÃO DOS RESTANTES TRABALHOS DE REFORÇO E REABILITAÇÃO REALIZADOS

Para além dos trabalhos de reforço das fundações da ponte já descritos, um dos principais objetivos desta intervenção, foi a instalação de dispositivos de controlo de movimentos longitudinais (Lock-up Devices – LUD), capazes de absorver as cargas provenientes das ações sísmicas e de frenagem dos comboios - estes dispositivos foram instalados na zona dos encontros, sob a plataforma rodoviária da ponte.

Dada a fraca capacidade resistente das estruturas de cantaria dos encontros originais, foi preconizada a construção de estruturas em betão armado, compostas por uma laje ancorada e duas vigas instaladas sob a plataforma rodoviária dos encontros no lado de Portugal e Espanha, a fim de transmitir os esforços dos LUD aos encontros (figura 4.60 e 4.61).

Na estrutura metálica da ponte, de modo a que as ações da estrutura metálica fossem transmitidas aos LUD, reforçaram-se os banzos inferiores das cordas e instalou-se uma estrutura metálica, designada por “agrafo”.

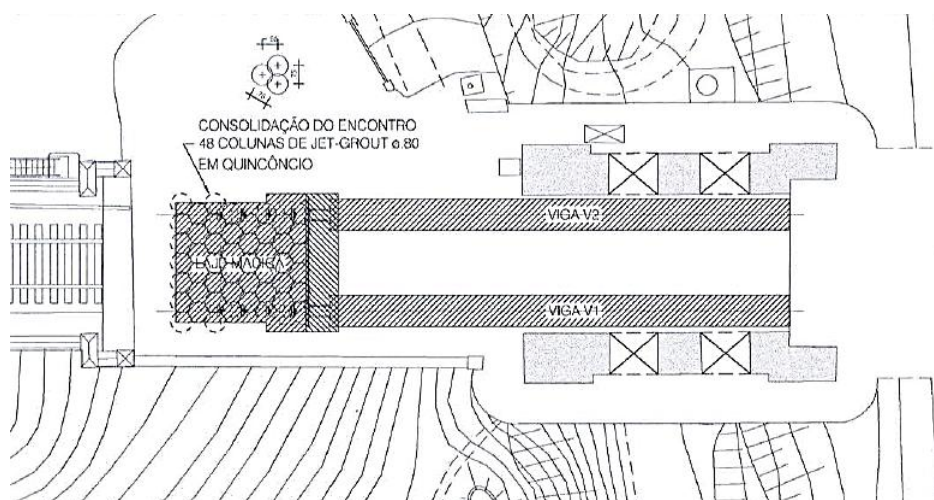


Fig. 4.60 – Planta das estruturas de betão armado para amarração dos LUD aos encontros – lado português (retirado de Nota Técnica elaborada pela Teixeira Duarte)

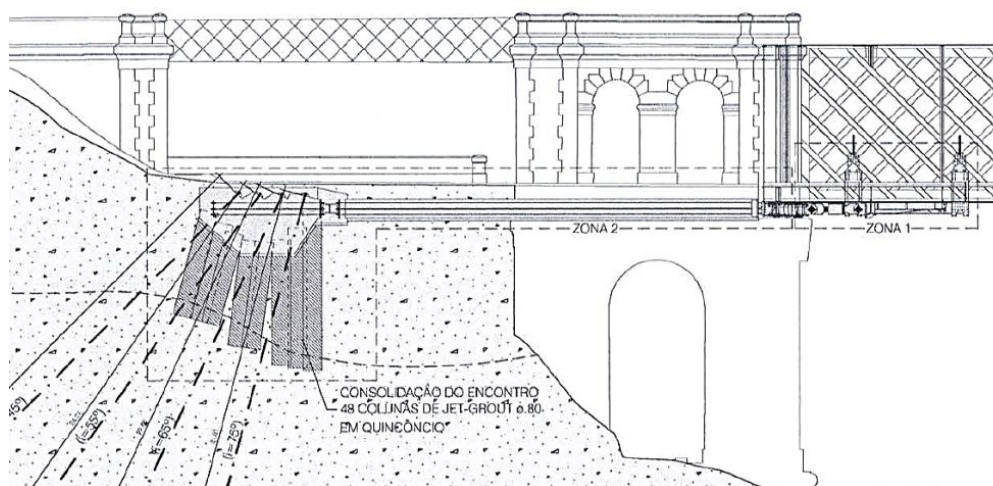


Fig. 4.61 – Corte das estruturas para instalação dos LUD – lado português (retirado de Nota Técnica elaborada pela Teixeira Duarte)

Antes ainda da realização da laje, foi necessário proceder à consolidação dos terrenos, uma vez que o material de enchimento do encontro não oferecia a capacidade resistente para as cargas transmitidas pelos LUD. A consolidação foi conseguida pela realização de 48 colunas de *jet-grouting*, de diâmetro 800mm, com um afastamento entre eixos de 0,75m e comprimentos totais variáveis em cada um dos encontros (figura 4.62), as colunas foram executadas pela tecnologia de jet 1.



Fig. 4.62 – Realização de colunas de *jet-grouting*

No que concerne às ancoragens na laje de betão armado, importa salientar que se tratou de ancoragens inclinadas de 7 cordões de diâmetro 0,6", com um comprimento de selagem de 6,00m no estrato granítico e tensionadas com um pré-esforço de 1015 kN. A furação para a sua colocação concretizou-se pelo interior de um tubo metálico deixado como negativo na laje, com diâmetro 200mm, à roto-percussão (com martelo fundo de furo) (figura 4.63).



Fig. 4.63 – Execução de furação para colocação das ancoragens / realização de ensaios de receção de ancoragens

Os trabalhos de construção das vigas de betão armado *in situ*, foram realizados de forma faseada e com implementação de circulação alternada.

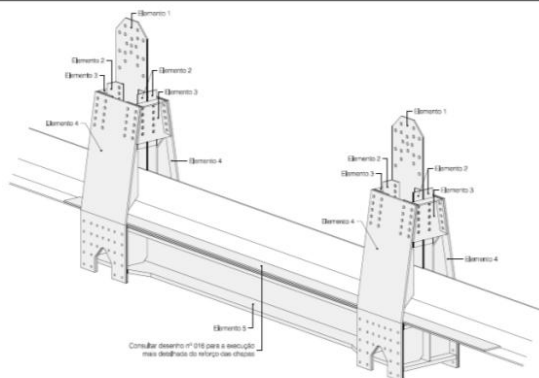
Relativamente à estrutura metálica, foi necessário proceder ao reforço da corda inferior da ponte. O reforço da corda foi conseguido pelo aumento da sua espessura através da sobreposição de chapas metálicas, pelo que foi necessário remover e voltar a efetuar a cravação dos rebites ao longo da extensão do reforço (figura 4.64).



Fig. 4.64 – Descravação de rebites / aspeto final da corda após reforço

Foram ainda instaladas estruturas metálicas - os agraços - nas cordas de ambas as extremidades da ponte, de forma a efetuar a ligação da estrutura metálica da ponte aos LUD (figura 4.65). As ligações entre o agraço e a estrutura metálica da ponte foram efetuadas por rebitagem. A ligação entre os diferentes elementos das novas estruturas realizou-se por soldadura.

PERSPECTIVA TIPO DO REFORÇO - AGRAÇO
(Esc. 1:25)



PLANTA DO REFORÇO INFERIOR
(Esc. 1:50)

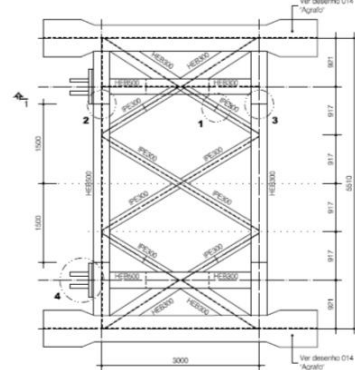


Fig. 4.65 – Perspetiva do agraço / estrutura metálica de reforço entre os agraços

Foi ainda colocada a estrutura de ligação das vigas aos agraços (figura 4.66), com ligações realizadas por soldadura e ligações aparafusadas pré-esforçadas.



Fig. 4.66 – Aspeto da ligação superior do agraço à ponte / estrutura metálica de ligação às vigas de betão armado

Após a conclusão da estrutura metálica, procedeu-se à montagem dos dispositivos de controlo do movimento longitudinal da ponte (*Lock-up devices* - LUD), fabricos pela FIP Industriale em Itália (figura 4.67).



Fig. 4.67 – Aspeto do *lock-up device* já colocado

Os trabalhos ao nível dos encontros e pilares-encontros, que consistiram na aplicação de sistemas de pré-esforço, foram desenvolvidos em simultâneo no lado de Portugal e de Espanha.

Para a instalação do sistema de pré-esforço em barra *dywidag* de diâmetro 32mm, tensionado a 400 kN, foi necessária a prévia carotagem na alvenaria. É de salientar que, de forma a evitar o impacto visual, foram realizados nichos para o embebimento das ancoragens das barras, as quais foram tamponadas com pedra retirada das carotagens executadas (figura 4.68).



Fig. 4.68 – Furação por carotagem para a instalação das barras de pré-esforço / tamponamento do nicho

Realizaram-se ainda ancoragens verticais de 3 cordões de 0,6'', com um comprimento de selagem no granito de 6,00 metros, tensionadas com um pré-esforço de 595kN, de forma a “coser” a alvenaria dos encontros e pilares-encontros ao maciço de granito sob a qual se encontra fundada. É também de salientar que, antecedendo a furação à roto-percussão do maciço rochoso, foi necessário efetuar a furação por carotagem da cantaria do encontro. Os trabalhos de furação do maciço foram realizados a partir de um vagão ferroviário tracionado por uma *dresine* de via, em período de interdição de circulação ferroviária na ponte (figura 4.69).



Fig. 4.69 – Execução da furação à roto-percussão a partir da plataforma ferroviária / tensionamento de ancoragem

Na zona dos encontros, nomeadamente nos tramos ocultos e visíveis, foi também efetuada a substituição dos aparelhos de apoio dos tramos metálicos de margem por aparelhos de apoio em *neoprene* cintado (figura 4.70).



Fig. 4.70 – Aspeto final dos aparelhos de apoio dos tramos de margem

Relativamente aos trabalhos de substituição dos aparelhos de apoio dos pilares, importa salientar que ocorreram numa fase posterior à montagem dos LUD nos encontros e após efetuado o reforço do embasamento inferior de cada pilar. Os aparelhos de apoio originais da ponte foram substituídos por novos aparelhos *pot-bearings* (figura 4.71). Refira-se que todos os aparelhos de apoio instalados na ponte foram fabricados pela FIP Industriale em Itália.



Fig. 4.71 – Aspeto dos novos aparelhos de apoio dos pilares

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÕES

Nas últimas décadas, o ser humano tomou consciência de que os recursos naturais não são infinitos, e de que não poderia continuar a consumi-los de forma desmesurada, colocando de parte tudo o que já não fosse útil e deitando-o no lixo. Assim, surgiu o conceito de sustentabilidade, que acabou por ser incorporado na indústria da construção civil e obras públicas e interiorizado por todos os intervenientes desta indústria, nomeadamente donos de obra, projetistas, fiscalização e empreiteiros.

Nos nossos dias, conceitos como preservação ambiental, redução do consumo energético, preservação do património e valores culturais associados a esse mesmo património têm de ser levados em conta aquando da realização de uma análise custo/benefício para a construção de uma obra de arte ou a reabilitação de uma já existente.

Quando a decisão passa pela reabilitação de uma obra de arte, visando contrariar as patologias e a degradação dos elementos potenciadores de perdas na capacidade resistente, bem como proceder à sua adaptação para as novas exigências, geométricas, funcionais ou regulamentares, as técnicas de reforço e reabilitação de estruturas assumem um lugar de destaque.

A realização de intervenções em obras de arte assume características particularmente sensíveis, destacando-se a necessidade de considerar as limitações físicas apresentadas pelas estruturas existentes, o que, desde logo, se constitui como um obstáculo à realização de qualquer intervenção. Este fator condiciona fortemente a seleção das tecnologias e metodologias a adotar nos trabalhos de reforço e reabilitação.

Os trabalhos de reforço e reabilitação das infraestruturas de pontes, realizados na zona submersa, apresentam-se frequentemente como operações de delicada execução, que ficam amplamente facilitadas diante da possibilidade de serem executadas a seco, nomeadamente com o recurso a ensecadeiras provisórias.

Como referido, sendo a própria obra de arte uma barreira física que restringe ou poderá condicionar o emprego de soluções de ensecadeiras mais comuns, poderá ser necessário, idealizar e conceber estruturas inovadoras. Tal foi o caso da ensecadeira utilizada nos trabalhos de reforço e reabilitação das infraestruturas da ponte Internacional de Valença, que permitiu criar as condições ideais para a realização dos trabalhos com o objetivo de obter um bom nível de qualidade, com ganhos substanciais no prolongamento da vida útil desta obra de arte.

5.2. NOTA FINAL

Ao concluir este trabalho, cujo principal objetivo prendeu-se com a descrição dos trabalhos de reforço e reabilitação levados a cabo nos embasamentos da centenária ponte Internacional de Valença e a ensecadeira construída para a sua concretização, será pertinente efetuar uma reflexão em torno do *boom* que se verificou nos últimos anos, abrangendo obras de reforço e reabilitação de obras de arte, os quais tiveram como catalisador o desafortunado incidente da ponte Hintze Ribeiro, em 2001.

Na elaboração desta dissertação, por forma a enquadrar o tema central da tese, foi necessário desenvolver uma pesquisa sobre o método de fundações pela técnica *havage*. Decorrente dessa pesquisa, o autor elaborou o capítulo dois deste trabalho, no qual são apresentadas as diversas técnicas de fundações por caixões, que vão desde os primeiros usos até àqueles utilizados na nova travessia do rio Forth na Escócia (Queensferry Crossing, que à data ainda se encontra em fase final de construção), passando pelo gigantesco caixão de mais de 80 metros que foi utilizado para a fundação da torre Sul da ponte 25 de Abril.

Os trabalhos de reforço e reabilitação desenvolvidos na ponte Internacional de Valença são o exemplo de como é possível reforçar as fundações de obras de arte centenárias de modo a cumprirem os critérios de segurança vigentes, prolongando assim a vida útil dessas infraestruturas, mantendo-as em serviço, sem restrições.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Chen, W., Duan, L. *Bridge Engineering Handbook – Construction and Maintenance*. CRC Press, New York, 2014.
- [2] Canto Moniz, J., Silva Lima, C. *A Ponte Salazar*. Edição do Gabinete da Ponte sobre o Tejo, Lisboa, 1966.
- [3] Lousada Soares, L. *Edgar Cardoso – Engenheiro Civil*. FEUP Edições, Porto, 2013.
- [4] Vasconcelos, A. *Pontes dos Rios Douro e Tejo*. Ingenium Edições, Lda, Lisboa, 2008.
- [5] Azeredo, M., Azeredo, M. *As Pontes do Porto: história de uma paixão*. FEUP Edições, Porto, 2013.
- [6] Luciano de Carvalho, A., Ponte Internacional sobre o Rio Minho. In *Revista de Obras Publicas e Minas da Associação dos Engenheiros Civis Portugueses*, 1 a 38, Imprensa Nacional, Lisboa, 1886.
- [7] Vasconcelos, A., Mêda, P. Ponte rodo-ferroviária de Valença do Minho sobre o rio Minho. In *Pontes Ferroviárias do Alto Minho*, 165 a 192, Fundação Caixa Agrícola do Nordeste, Porto, 2015.
- [8] Pereira Brás, J. *O Uso de Técnicas de Jet-grouting ou similares em escavações em solos argilosos moles*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [9] Costa Mateus, R. *Escavações Multi-escoradas em Solos Moles incorporando laje de fundo de jet grout e pré-esforço nas escoras*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2010.
- [10] Keogh, D. *Forth Replacement Crossing – Construction Phase*. IABSE Denmark Mini-seminar – Recent Major Bridges with Danish Involvement, maio de 2013, IABSE, Copenhaga.
- [11] L. McGunegle, M. *Construction of The Eads Bridge*. Março 2004. <http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge342/Eads%20Bridge.pdf>. dezembro 2015.
- [12] Wiegand, R. *Laying the Foundations of Success*. Forth Replacement Crossing – Project Update, agosto 2012, 5, Transport Scotland, Edimburgo.
- [13] Niemietz, C. *Getting the Foundations Right*. Forth Replacement Crossing – Project Update, maio 2012, 5, Transport Scotland, Edimburgo.
- [14] Struconcept – Projeto de Execução da Empreitada de Reforço e Reabilitação das Fundações da Ponte Internacional de Valença, Porto, setembro de 2010.
- [15] Teixeira Duarte – Projeto de Uma Ensecadeira para Trabalhos de Reabilitação dos Pilares P2 a P5, Porto Salvo, março de 2012.
- [16] Teixeira Duarte – Nota Técnica: Trabalhos de Consolidação da Fundação dos Pilares P2, Porto Salvo, março de 2012.
- [17] Ramos, Carlos M. – Nota Técnica: Proposta Variante. Estudo das condições de estabilidade do leito durante a permanência da ensecadeira em cada pilar e após reposicionamento do leito, Lisboa, outubro de 2012;
- [18] www.engineeringtimelines.com/scripts/engineeringItem.asp?id=702. março de 2016.
- [19] en.wikipedia.org/wiki/Jacques_Triger. março de 2016.
- [20] [en.wikipedia.org/wiki/Caisson_\(engineering\)](http://en.wikipedia.org/wiki/Caisson_(engineering)). novembro de 2015.

- [21] www.orsc.co.jp/english/tec/newm_v2/ncon02.html#02. abril de 2016.
- [22] en.wikipedia.org/wiki/Brooklyn_Bridge. abril de 2016.
- [23] en.wikipedia.org/wiki/Forth_Bridge. abril de 2016.
- [24] www.cienporciencurioso.com/en/theeiffeltoweranditscuriosities/. abril de 2016.
- [25] en.wikipedia.org/wiki/Quebec_Bridge. abril de 2016.
- [26] delagoabayword.wordpress.com/category/arquitecturamocambique/historiadapontedonaana/ .
maio de 2016.
- [27] pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Golden_Gate. abril de 2016.
- [28] [en.wikipedia.org/wiki/Rainbow_Bridge_\(Tokyo\)](http://en.wikipedia.org/wiki/Rainbow_Bridge_(Tokyo)). abril de 2016.
- [29] www.jamesmaherphotography.com/articles/26brooklynbridge. dezembro de 2015.
- [30] www.toolpartsdirect.com/blog/throwbackthursdayhistoryofthebrooklynbridge.html. dezembro de 2015.
- [31] ww.distilledhistory.com/eadspart1/. dezembro de 2015.
- [32] www.newcivilengineer.com/latest/inforthplace/8638691.article dezembro de 2015.
- [33] <https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/27-injecao-de-consolidacao-de-macico-instavel-com-aplicacao-de-tubos-manchetados-e-injecao-de-calda-de-cimento-com-pressao> fevereiro de 2017.

ANEXOS