U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA EM VIANA DO CASTELO – ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO ALTERNATIVA

MAFALDA RAMOS DE CARVALHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Doutor Cláudio Carlos da Silva Horas

Coorientador: Engenheiro Renato Rui da Silva Oliveira Bastos

SETEMBRO DE 2024

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@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

✉ 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 em Engenharia Civil – 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*

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.

Aos meus Pais

É bem mais difícil julgar a si mesmo que julgar os outros. Se consegues julgar-te bem, és um verdadeiro sábio.

Antoine de Saint-Exupéry

AGRADECIMENTOS

Ao Doutor Cláudio Horas, que se mostrou sempre disponível para esclarecer as dúvidas que surgiram ao longo da elaboração desta dissertação e pela cedência de elementos importantes para a realização da mesma.

Ao Engenheiro Renato Bastos, pela oportunidade de poder desenvolver esta dissertação. Agradeço, especialmente, a partilha da sua experiência profissional e o vasto conhecimento que me transmitiu ao longo deste trabalho.

Ao Engenheiro Vicente Moreira, por toda a disponibilidade, paciência, motivação e dedicação que demonstrou ao longo destes meses.

À Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. por todos os materiais disponibilizados, necessários à realização desta dissertação.

Aos meus pais, pelas constantes demonstrações de amor e apoio. Sou eternamente grata por acreditarem sempre em mim e por me proporcionaram todas as oportunidades para eu alcançar os meus objetivos. Esta conquista é tanto minha como vossa.

Ao Afonso, por tudo aquilo que vivemos ao longo deste percurso.

RESUMO

Com vista ao melhoramento da atividade económica da região, foi recentemente projetada uma nova travessia sobre o Rio Lima em Viana do Castelo, pela Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. Esta ponte, com 816 m de extensão, é constituída por um tabuleiro em laje nervurada de betão armado pré-esforçado, com vãos de 33 m de comprimento. Esta dissertação surge da busca por possíveis soluções alternativas à solução implementada no projeto original.

O objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de um projeto variante para a referida obra, constituído por um tabuleiro em laje vigada de betão armado pré-esforçado, também denominado de duplo-T ou π, com vãos da ordem dos 45 m de comprimento. Este projeto passou pelas tarefas levadas a cabo num projeto real de um viaduto ou ponte de betão armado pré-esforçado, sendo estas: a conceção, as análises estruturais transversal e longitudinal detalhadas, o dimensionamento da estrutura de acordo com as verificações de segurança regulamentares e a pormenorização de armaduras do tabuleiro, pilares e fundações.

De forma a identificar as vantagens e os inconvenientes de cada uma das soluções, foi efetuada uma comparação técnico-económica entre o projeto original e o projeto variante. Fatores como as quantidades de trabalhos e materiais, custos estimados, particularidades do processo construtivo e prazos de execução, foram características fundamentais para concluir qual das duas conceções seria a mais vantajosa, do ponto de vista técnico-económico, para a nova travessia sobre o rio Lima. Através das análises efetuadas, foi possível demonstrar a viabilidade da solução variante proposta, tanto do ponto de vista técnico, como do ponto de vista económico. Além das conclusões quantificáveis obtidas, destaca-se a análise sistematizada de uma solução estrutural sobre a qual a informação no estado-da-arte é bastante limitada, estabelecendo bases sólidas para desenvolvimentos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes; Viadutos; Análise Estrutural; Tabuleiros de Pontes; Secção Transversal em π.

ABSTRACT

Aiming to improve the economic activity of the region, a new crossing over the Lima River in Viana do Castelo was recently designed by Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. This bridge, with a length of 816 meters, consists of a prestressed reinforced concrete ribbed slab deck, with spans of 33 meters. This dissertation arises from the search for potential alternative solutions to the one implemented in the original project.

The aim of this work is the development of a variant project for the mentioned structure, featuring a prestressed reinforced concrete beam slab deck, also known as double-T or π, with spans of approximately 45 meters. This project involved the tasks typically carried out in a real project for a pre-stressed reinforced concrete viaduct or bridge: conception, detailed transversal and longitudinal structural analyses, structural design according to regulatory safety verifications and detailing of reinforcements for the deck, piers, and foundations.

To identify the advantages and disadvantages of each solution, a technical and economic comparison was conducted between the original project and the variant project. Factors such as quantities of work and materials, estimated costs, particularities of the construction process and execution deadlines were key features to conclude which of the two designs would be the most advantageous, from a technical and economic point of view, for the new crossing over the Lima River. Through the analysis carried out, it was possible to demonstrate the viability of the proposed variant solution, both from a technical and economic point of view. In addition to the quantifiable conclusions obtained, the systematic analysis of a structural solution on which state-of-the-art information is quite limited stands out, establishing solid foundations for future developments.

KEYWORDS: Bridges; Viaducts; Structural Analysis; Bridge Decks; TT-Shaped Cross-Section.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL 1
1.2. OBJETIVOS 2
1.3. ESTRUTURA 3

2. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA PONTES E VIADUTOS CORRENTES 5
2.1. INTRODUÇÃO 5
2.2. SECÇÃO TRANSVERSAL 5
2.3. SOLUÇÕES TIPO PARA VIADUTOS RODOVIÁRIOS BETONADOS *IN SITU* 7
2.3.1. TABULEIRO EM LAJE 7
2.3.1.1. Tabuleiro em laje maciça 8
2.3.1.2. Tabuleiro em laje com aligeiramentos longitudinais 9
2.3.2. TABULEIRO VIGADO 9
2.3.2.1. Tabuleiro vigado com múltiplas vigas 10
2.3.2.2. Tabuleiros com longarinas espessas de baixo cutelo 10
2.3.2.3. Tabuleiros com longarinas delgadas de grande cutelo 12
2.3.2.4. Tabuleiros com vigas pré-fabricadas 12
2.4. A EVOLUÇÃO DOS TABULEIROS EM π 13
2.4.1. INTRODUÇÃO 13
2.4.2. CONTEXTO HISTÓRICO DA EVOLUÇÃO DOS TABULEIROS EM π 13
2.5. CONCLUSÃO 14

3. NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA 15
3.1. INTRODUÇÃO 15
3.2. ENQUADRAMENTO GERAL DA PONTE 15
3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA SOLUÇÃO ORIGINAL 16
3.3.1. MATERIAIS 16
3.3.2. DIVISÃO DA PLATAFORMA DE RODAGEM 17
3.3.3. TABULEIRO 18

3.3.4. ARMADURAS DO TABULEIRO 20
3.3.5. LIGAÇÃO TABULEIRO-PILARES 22
3.3.6. PILARES E FUNDAÇÕES 22
3.3.7. LIGAÇÃO TABULEIRO-ENCONTROS 23
3.3.8. ENCONTROS E FUNDAÇÕES 24
3.3.9. PROCESSO CONSTRUTIVO 24
3.4. CONCLUSÃO 25

4. SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA A NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA 27

4.1. INTRODUÇÃO 27
4.2. COMPRIMENTO E VÃOS DA PONTE 27
4.3. SECÇÃO TRANSVERSAL 28
4.4. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES 30
4.4.1. AÇÕES PERMANENTES 31
4.4.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais 31
4.4.1.2. Restantes cargas permanentes 31
4.4.1.3. Pré-esforço 32
4.4.2. AÇÕES VARIÁVEIS 33
4.4.2.1. Ações de tráfego em pontes rodoviárias 34
4.4.2.2. Força de frenagem e de arranque 38
4.4.2.3. Variações de temperatura 39
4.4.2.4. Vento 39
4.4.2.5. Sismo 44
4.4.3. DEFORMAÇÕES 46
4.4.3.1. Retração 46
4.4.3.2. Fluência 47
4.5. COMBINAÇÕES DE AÇÕES 47
4.5.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO 47
4.5.1.1. Combinação de ações característica 47
4.5.1.2. Combinação de ações frequente 48
4.5.1.3. Combinação de ações quase-permanente 48
4.5.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO 49
4.5.2.1. Combinações de ações nos pilares 50
4.6. ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO EM π 51
4.6.1. MODELO DE CÁLCULO E ESFORÇOS ATUANTES 51
4.6.2. ANÁLISE TRANSVERSAL DA CONSOLA 52
4.6.2.1. Comprimento e largura efetiva da consola 52

4.6.2.2. Degradação das cargas concentradas 53
4.6.2.3. Ações atuantes na consola 55
4.6.2.4. Posição do sistema tandem para obtenção dos momentos fletores máximos 55
4.6.2.5. Momentos fletores máximos 56
4.6.2.6. Posição do sistema tandem para obtenção do esforço transverso máximo 57
4.6.2.7. Esforços transversos máximos 59
4.6.3. ANÁLISE TRANSVERSAL DA LAJE ENTRE LONGARINAS 60
4.6.3.1. Comprimento e largura efetiva da laje entre longarinas 60
4.6.3.2. Degradação das cargas concentradas 61
4.6.3.3. Ações aplicadas na laje entre longarinas 61
4.6.3.4. Posição do sistema tandem para obtenção dos momentos fletores máximos 64
4.6.3.5. Momentos fletores máximos 65
4.6.3.6. Posição do sistema tandem para obtenção do esforço transverso máximo 68
4.6.3.7. Esforço transverso máximo 68
4.6.4. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS 68
4.6.4.1. Armadura superior das consolas 68
4.6.4.2. Armadura da laje entre longarinas 69
4.6.5. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA 70
4.6.5.1. Verificação da resistência ao esforço transverso na zona envolvente das longarinas 70
4.6.5.2. Verificação da abertura de fendas 73
4.7. ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO EM π 73
4.7.1. MODELO DE CÁLCULO 74
4.7.1.1. Barras longitudinais 74
4.7.1.2. Barras transversais 78
4.7.2. AÇÕES ATUANTES 80
4.7.2.1. Ações permanentes 80
4.7.2.2. Ações variáveis 81
4.7.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE DE SERVIÇO 82
4.7.3.1. Descompressão 82
4.7.3.2. Abertura de fendas 84
4.7.3.3. Compressão máxima no betão 84
4.7.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO 85
4.7.4.1. Resistência à flexão 85
4.7.4.2. Resistência ao esforço transverso e à torção 88
4.8. PILARES E FUNDAÇÕES 91
4.8.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 91
4.8.2. ANÁLISE ESTRUTURAL 93
4.8.2.1. Ações atuantes 94
4.8.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES 95
4.8.3.1. Metodologia de análise da encurvadura dos pilares 95

4.8.3.2. Comprimento de encurvadura na direção transversal 96
4.8.3.3. Comprimento de encurvadura na direção longitudinal 97
4.8.4. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DOS PILARES 104
4.8.4.1. Esforços devidos às deformações impostas 104
4.8.4.2. Efeitos de segunda ordem 104
4.8.4.3. Armaduras longitudinais 106
4.8.5. ARMADURAS LONGITUDINAIS DAS FUNDAÇÕES 110
4.8.6. ARMADURAS DAS VIGAS DE FUNDAÇÃO 112
4.9. CONCLUSÃO 112

5. COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÓMICA DAS DUAS SOLUÇÕES 115
5.1. INTRODUÇÃO 115
5.2. COMPARAÇÃO DAS QUANTIDADES DE BETÃO 115
5.3. COMPARAÇÃO DAS QUANTIDADES DE ARMADURA PASSIVA 119
5.4. COMPARAÇÃO DAS QUANTIDADES DE COFRAGEM 123
5.4.1. COFRAGEM À VISTA 123
5.4.2. COFRAGEM NÃO À VISTA 127
5.5. COMPARAÇÃO DAS QUANTIDADES DE PRÉ-ESFORÇO 130
5.6. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL 130
5.7. CONCLUSÃO 134

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 137
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 137
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 138

BIBLIOGRAFIA 141

A1. ANEXO A1 1
A1.1. FOLHAS DE CÁLCULO EM MICROSOFT EXCEL 1

A2. ANEXO A2 7
A2.1. ANÁLISE DO TABULEIRO 7
A2.1.1. MODELOS DE CÁLCULO 7
A2.1.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NAS LONGARINAS 9
A2.1.3. MODOS DE VIBRAÇÃO 28

A2.2. ANÁLISE DE PRÉ-ESFORÇO 31
A2.2.1. TRAÇADO DO CABO 31
A2.2.2. VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO 34
A2.3. ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO 37
A2.3.1. CARGAS APLICADAS PARA A ANÁLISE TRANSVERSAL 37
A2.4. ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO 46
A2.4.1. MODELO PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DAS CARGAS PERMANENTES E SOBRECARGAS NAS CONSOLAS 46
A2.4.2. MODELO PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DAS CARGAS PERMANENTES E SOBRECARGAS NA LAJE CENTRAL 50

A3. ANEXO A3 55
A3.1. PEÇAS DESENHADAS DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA 55

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Soluções clássicas utilizadas para as secções transversais de pontes e viadutos 6
Figura 2.2 – Variantes do tabuleiro em laje (adaptado de Hambly, 1991) 7
Figura 2.3 – Passagem inferior (adaptado de Rodrigues, 2008) 8
Figura 2.4 – Variantes do tabuleiro em laje maciça (adaptado de OBrien et al., 2014) 8
Figura 2.5 – Tabuleiro em laje maciça pré-fabricado (adaptado de OBrien et al., 2014) 9
Figura 2.6 – Tabuleiro em laje com aligeiramentos longitudinais (adaptado de OBrien et al., 2014) 9
Figura 2.7 – Variantes do tabuleiro vigado (adaptado de OBrien et al., 2014) 10
Figura 2.8 – Tabuleiro vigado com múltiplas vigas (Schlaich et al., 2008) 11
Figura 2.9 – Tabuleiro com longarinas espessas de baixo cutelo (Schlaich et al., 2008) 11
Figura 2.10 - Tabuleiro com longarinas espessas de baixo cutelo com aligeiramentos longitudinais (adaptado de Schlaich et al., 2008) 11
Figura 2.11 - Tabuleiro com longarinas delgadas de elevado cutelo (Schlaich et al., 2008) 12
Figura 2.12 – Tabuleiro com vigas pré-fabricadas (adaptado de Manterola, 2006) 12
Figura 2.13 – Viaduto de Antuã (1983) (Cabral, 2021) 13
Figura 3.1 – Esboço corográfico (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022) 16
Figura 3.2 – Planta da ponte (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022) 16
Figura 3.3 – Plataforma de rodagem (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 18
Figura 3.4 – Extensão total da Ponte (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022) 18
Figura 3.5 – Alçado da ponte: margem esquerda do Rio Lima (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022) 19
Figura 3.6 – Alçado da ponte: zona sobre o Rio Lima e margem direita (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022) 19
Figura 3.7 – Secção transversal do tabuleiro original na zona central dos vãos (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 20
Figura 3.8 – Secção transversal tipo do tabuleiro original na zona dos pilares (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 20
Figura 3.9 – Corte transversal a meio-vão (adaptado de Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 21
Figura 3.10 – Corte transversal sobre os pilares (adaptado de Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 21
Figura 3.11 – Corte transversal na junta de betonagem (adaptado de Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 21
Figura 3.12 – Pormenor do coroamento do pilar com aparelho de apoio (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 22
Figura 3.13 – Fundação dos pilares da ponte (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 23
Figura 3.14 – Alçado do encontro E1 (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 23
Figura 3.15 – Geometria de um dos encontros da ponte: alçado frontal (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 24
Figura 3.16 - Construção de tabuleiro com cimbre auto-lançável (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 25
Figura 4.1 – Extensão total da solução alternativa para a ponte 28
Figura 4.2 – Dimensões do tabuleiro em π (Teixeira, 2015) 28
Figura 4.3 – Secção transversal na zona de meio-vão (dimensões em m) 29

Figura 4.4 – Secção transversal na zona do apoio (dimensões em m) 30
Figura 4.5 – Identificação dos elementos não estruturais 32
Figura 4.6 – Exemplo de um caso geral de numeração de vias (adaptado de NP EN 1991-2, 2017) . 35
Figura 4.7 – Aplicação do LM1 (adaptado de NP EN 1991-2, 2017) 36
Figura 4.8 – Aplicação de sistemas tandem para verificações locais (dimensões em m) (NP EN 1991-2, 2017) 37
Figura 4.9 – Valor característico da carga num passeio ou numa ciclovia (NP EN 1991-2, 2017) 37
Figura 4.10 – Veículo de serviço (NP EN 1991-2, 2017) 38
Figura 4.11 - Nomenclaturas das dimensões do tabuleiro da ponte 40
Figura 4.12 – Altura a considerar para $A_{ref,x}$ (NP EN 1991-1-4, 2010) 41
Figura 4.13 - Excentricidade da ação no vento na direção *z* (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010) .. 43
Figura 4.14 - Forças ascendentes na direção *z* produzidas pelo vento (forças em kN) 43
Figura 4.15 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (adaptado de NP EN 1998-1, 2009) 44
Figura 4.16 – Espetros de resposta de cálculo horizontais para os sismos tipo 1 e tipo 2 (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 46
Figura 4.17 – Secções analisadas 51
Figura 4.18 – Vão efetivo ($leff$) de uma consola (adaptado de NP EN 1992-1-1, 2010) 52
Figura 4.19 – Vão efetivo da consola (dimensões em m) 53
Figura 4.20 – Dimensões da consola (dimensões em m) 53
Figura 4.21 – Variação da espessura da secção transversal 53
Figura 4.22 – Degradação de cargas concentradas através do pavimento e de uma laje de betão (NP EN 1991-2, 2017) 54
Figura 4.23 – Espessuras do enchimento do passeio e da consola (dimensões em m) 54
Figura 4.24 – Degradação das cargas concentradas pela espessura média do enchimento do passeio e da consola (dimensões em m) 55
Figura 4.25 – Posição do ST na consola para obter o momento fletor máximo, sem dispersão de carga (dimensões em m) 55
Figura 4.26 – Área de dispersão das cargas concentradas para o momento fletor máximo (dimensões em m) 56
Figura 4.27 – Valores das ações associadas ao sistema tandem para o momento fletor máximo (forças em kN/m^2) 56
Figura 4.28 – Momentos fletores na consola para a combinação de ELU com ação de base veículo de serviço 57
Figura 4.29 - Momentos fletores na consola para a combinação de ELU com ação de base sobrecarga do passeio 57
Figura 4.30 – Posição hipotética do sistema tandem a 2*d* do apoio (dimensões em m) 58
Figura 4.31 – Posição considerada para o sistema tandem para obtenção do esforço transverso máximo, sem dispersão da carga (dimensões em m) 58
Figura 4.32 – Valores das ações associadas ao sistema tandem para o esforço transverso máximo (forças em kN/m^2) 59
Figura 4.33 – Esforço transverso máximo na consola para a combinação de ELU de ação base veículo de serviço 59
Figura 4.34 - Esforço transverso máximo na consola para a combinação de ELU de ação base sobrecarga do passeio 60
Figura 4.35 – Variações de espessura reais da laje entre longarinas (dimensões em m) 60
Figura 4.36 – Variações de espessura da laje entre longarinas (dimensões em m) 61

Figura 4.37 - Degradação das cargas concentradas pela espessura média do betuminoso e da laje (dimensões em m) 61
Figura 4.38 – Momento fletor proveniente da consola (valores em (kNm/m).m) 62
Figura 4.39 – Caso de carga da variação diferencial de temperatura positiva no modelo da laje entre longarinas bi-encastrado 63
Figura 4.40 – Valor do integral do momento fletor para a variação diferencial de temperatura positiva 63
Figura 4.41 – Sistema tandem aplicado a um modelo de barra (considerando os fatores de redução da sobrecarga) (forças em kN) 65
Figura 4.42 – Posição do sistema tandem que produz o momento fletor mais desfavorável (forças em kN) 65
Figura 4.43 – Integral do momento fletor máximo positivo na laje entre longarinas para a combinação de ELU (sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante) na zona da proximidade dos pilares (k=0,75) 66
Figura 4.44 - Integral do momento fletor máximo positivo na laje entre longarinas para a combinação de ELU (sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante) a meio-vão (k=0,25) 66
Figura 4.45 – Integral do momento fletor máximo negativo na laje entre longarinas para a combinação de ELU (sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial negativa como ação variável acompanhante) na zona da proximidade dos pilares (k=0,75) 67
Figura 4.46 – Integral do momento fletor máximo negativo na laje entre longarinas para a combinação de ELU (sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial negativa como ação variável acompanhante) a meio-vão (k=0,25) 67
Figura 4.47 –Integral do esforço transverso máximo na laje entre longarinas para a combinação de ELU 68
Figura 4.48 – Definição de A_{sl} (NP EN 1992-1-1, 2010) 71
Figura 4.49 – Barras longitudinais e barras transversais 74
Figura 4.50 – Esquema de variação da espessura da alma das vigas (dimensões em m) 75
Figura 4.51 – Secções transversais de meio-vão aplicadas ao vão de 34 m (ao longo do comprimento das longarinas) 75
Figura 4.52 - Secções transversais envolventes ao pilar entre os vãos de 34 m e 44 m (ao longo do comprimento das longarinas) 75
Figura 4.53 - Secções transversais de meio-vão aplicadas ao vão de 44 m (ao longo do comprimento das longarinas) 76
Figura 4.54 - Secções transversais envolventes ao pilar entre os vãos de 44 m (ao longo do comprimento das longarinas) 76
Figura 4.55 – Parâmetros para a determinação da largura efetiva do banzo (NP EN 1992-1-1, 2010) 77
Figura 4.56 – Definição de l_0 para o cálculo da largura efetiva do banzo (NP EN 1992-1-1, 2010) 77
Figura 4.57 – Representação geométricas das designações V_y, V_{py}, V_z e V_{pz} 77
Figura 4.58 – Divisão da secção transversal na zona de meio-vão de acordo com os nós relevantes 79
Figura 4.59 - Divisão da secção transversal na zona do apoio de acordo com os nós relevantes 79
Figura 4.60 - Secção transversal aplicada às barras transversais localizadas na zona de meio-vão . 79
Figura 4.61 – Secção transversal aplicada às barras transversais sobre os pilares 80
Figura 4.62 – Tensões no betão para a combinação quase-permanente de ações a tempo zero 83
Figura 4.63 – Tensões no betão para a combinação quase-permanente de ações a tempo infinito ... 84
Figura 4.64 - Tensões no betão para a Combinação Frequente de ações 84

Figura 4.65 – Gráfico das tensões nas longarinas do tabuleiro devido à combinação característica de ações 85
Figura 4.66 – Diagrama de Estado Limite Último de Flexão (adaptado de Marchão & Appleton, 2005) 86
Figura 4.67 – Corte transversal junto aos pilares (dimensões em m) 92
Figura 4.68 – Resultados dos ensaios *SPT* dos solos envolventes das estacas P1 e P2 (dimensões em m) 94
Figura 4.69 – Pilares de nós fixos e pilares de nós móveis 96
Figura 4.70 – Modo de encurvadura na direção transversal (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 96
Figura 4.71 – Modo de encurvadura na direção longitudinal (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024) 97
Figura 4.72 – Gráfico Profundidade-Tensão Efetiva 100
Figura 4.73 – Variação do momento fletor em profundidade 101
Figura 4.74 – Comprimento equivalente do pilar para o momento fletor máximo e a ação da força horizontal 101
Figura 5.1 – Volume de betão nos elementos estruturais de cada solução 116
Figura 5.2 – Volume total de betão utilizado em cada uma das soluções 117
Figura 5.3 – Percentagem do volume de betão utilizado nos elementos estruturais da solução original 118
Figura 5.4 - Percentagem do volume de betão utilizado nos elementos estruturais da solução alternativa 118
Figura 5.5 – Quantidade total de armadura passiva nos elementos estruturais de cada solução 119
Figura 5.6 – Quantidade de armadura passiva nos tabuleiros de cada solução 120
Figura 5.7 - Volume total de armadura passiva utilizado em cada uma das soluções 121
Figura 5.8 – Percentagem da quantidade de armadura passiva utilizada nos elementos da solução original 122
Figura 5.9 – Percentagem da quantidade de armadura passiva utilizada nos elementos da solução alternativa 122
Figura 5.10 - Área de cofragem à vista nos elementos estruturais de cada solução 123
Figura 5.11 - Área de cofragem à vista nos tabuleiros de cada solução 124
Figura 5.12 – Área total de cofragem à vista utilizado em cada uma das soluções 125
Figura 5.13 - Percentagem da área de cofragem à vista utilizado nos elementos da solução original 126
Figura 5.14 - Percentagem da área de cofragem à vista utilizado nos elementos da solução alternativa 126
Figura 5.15 - Área de cofragem não à vista nos elementos estruturais de cada solução 127
Figura 5.16 - Área total de cofragem não à vista utilizada em cada uma das soluções 128
Figura 5.17 - Percentagem da área de cofragem não à vista utilizada nos elementos da solução original 129
Figura 5.18 - Percentagem da área de cofragem não à vista utilizada nos elementos da solução alternativa 129
Figura 5.19 – Quantidade total de pré-esforço utilizado em cada uma das soluções 130

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Classes de resistência e de exposição dos materiais utilizados 17
Tabela 4.1- Cargas associadas aos elementos não estruturais 31
Tabela 4.2 – Propriedades para o cálculo das ações do pré-esforço 33
Tabela 4.3 – Cargas uniformemente distribuídas para uma força de pré-esforço igual a 1000 kN 33
Tabela 4.4 - Coeficientes de redução da sobrecarga associados a uma ponte de classe II (adaptado de NP EN 1991-2, 2017) 34
Tabela 4.5 – Número e largura das vias dedicada (adaptado de NP EN 1991-2, 2017) 34
Tabela 4.6 – Cálculo do número e da largura das vias dedicadas (adaptado de NP EN 1991-2, 2017) 35
Tabela 4.7 - Valores característicos das cargas do modelo LM1 (adaptado de NP EN 1991-2, 2017) 36
Tabela 4.8 – Valores característicos para as variações uniformes e diferenciais de temperatura 39
Tabela 4.9 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010) . 39
Tabela 4.10 - Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010) 40
Tabela 4.11 – Dimensões do tabuleiro da ponte 40
Tabela 4.12 - Altura d_{tot} a considerar para $A_{ref,x}$ (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010) 41
Tabela 4.13 – Coeficiente de força *C* para pontes (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010) 42
Tabela 4.14 – Coeficientes e forças na direção *x* produzidas pelo vento 42
Tabela 4.15 – Forças na direção *y* produzidas pelo vento 42
Tabela 4.16 – Forças na direção *z* produzidas pelo vento 43
Tabela 4.17 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (adaptado de NP EN 1998-1, 2009) 44
Tabela 4.18 – Tipo de terreno (adaptado de NP EN 1998-1, 2009) 45
Tabela 4.19 – Valores recomendados para os coeficientes de combinação regulamentar para pontes rodoviárias (adaptado de EN 1990-A2, 2005) 49
Tabela 4.20 – Coeficientes parciais de segurança (adaptado de NP EN 1990, 2009) 49
Tabela 4.21 – Valores das ações associadas ao sistema tandem para o momento fletor máximo 56
Tabela 4.22 – Valores das ações associadas ao sistema tandem para o esforço transverso máximo 59
Tabela 4.23 – Valores dos integrais do momento fletor devido à ação da variação temperatura diferencial minorados pelo coeficiente de encastramento 64
Tabela 4.24 – Sistemas Tandem e sistemas CUD aplicados à laje entre longarinas 64
Tabela 4.25 – Momentos fletores máximos para as combinações de ações de ELU na consola 69
Tabela 4.26 – Momentos fletores máximos negativos para a combinação de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial negativa como ação variável acompanhante, para k=0,75 e k=0,25 70
Tabela 4.27 - Momentos fletores máximos positivos para a combinação de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante, para k=0,75 e k=0,25 70
Tabela 4.28 – Valores atuantes do esforço transverso máximo 71
Tabela 4.29 – Valores da resistência ao esforço transverso 72
Tabela 4.30 - Valores recomendados para $w_{máx}$, de acordo com o quadro 7.1N (adaptado de NP EN 1992-1-1, 2010) 73
Tabela 4.31 – Propriedades das secções transversais associadas a cada longarina 78
Tabela 4.32 – Valores de cálculo da armadura passiva 86
Tabela 4.33 – Armadura mínima de flexão 87
Tabela 4.34 – Armadura de flexão adotada 87

Tabela 4.35 – Características das secções verificadas ao esforço transverso e à torção 88
Tabela 4.36 – Valores de cálculo do momento torsor e esforço transverso resistentes máximos 90
Tabela 4.37 – Valores atuantes de cálculo do esforço transverso máximo V_{Ed}, do momento torsor máximo T_{Ed}, e da armadura transversal adotada 91
Tabela 4.38 - Correspondência entre pilares e aparelhos de apoio 91
Tabela 4.39 – Propriedades dos elementos de betão para a análise sísmica..... 95
Tabela 4.40 - Modos e frequências de vibração resultantes da análise modal 95
Tabela 4.41 – Propriedades do solo consideradas na folha de cálculo 98
Tabela 4.42 – Excerto da tabela da folha de cálculo da interação solo-estrutura com as propriedades associadas a cada mola 99
Tabela 4.43 – Características dos pilares-estacas a adotar no programa de cálculo 103
Tabela 4.44 – Comprimentos de encurvadura dos pilares-estaca na direção longitudinal 104
Tabela 4.45 - Excerto da tabela de esforços considerada na folha de cálculo para dimensionamento das armaduras longitudinais..... 106
Tabela 4.46 – Classes de resistência do betão consideradas na folha de cálculo para os pilares 107
Tabela 4.47 – Classes de resistência do aço consideradas na folha de cálculo para os pilares 107
Tabela 4.48 – Características da secção do pilar na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares 107
Tabela 4.49 – Características de um dos pilares na direção *Z* na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares 108
Tabela 4.50 – Características de um dos pilares na direção *Y* na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares 108
Tabela 4.51 – Deslocamentos no topo dos pilares devido aos efeitos das deformações impostas... 109
Tabela 4.52 - Excentricidade adicional de um dos pilares devido às deformações impostas na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares..... 109
Tabela 4.53 – Armadura adotada em cada pilar 110
Tabela 4.54 – Classes de resistência do betão consideradas na folha de cálculo para as estacas .. 110
Tabela 4.55 – Classes de resistência do aço consideradas na folha de cálculo para as estacas 111
Tabela 4.56 – Características da secção da estaca na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares 111
Tabela 4.57 – Armadura adotada em cada estaca 112
Tabela 4.58 – Armaduras das vigas de fundação..... 112
Tabela 5.1 – Variação do volume de betão nos elementos estruturais de cada solução 116
Tabela 5.2 – Variação do volume total de betão utilizado em cada uma das soluções 117
Tabela 5.3 - Variação da quantidade de armadura passiva nos elementos estruturais de cada solução 119
Tabela 5.4 – Variação da quantidade de armadura passiva nos tabuleiros de cada solução..... 120
Tabela 5.5 - Variação do volume total de armadura passiva utilizado em cada uma das soluções . 121
Tabela 5.6 - Variação da área de cofragem à vista nos elementos estruturais de cada solução..... 123
Tabela 5.7 - Variação da área de cofragem à vista nos elementos do tabuleiro de cada solução..... 124
Tabela 5.8 – Variação da área total de cofragem à vista utilizado em cada uma das soluções 125
Tabela 5.9 - Variação da área de cofragem não à vista nos elementos estruturais de cada solução 127
Tabela 5.10 - Variação da área total de cofragem não à vista utilizada em cada uma das soluções 128
Tabela 5.11 – Estimativa orçamental da ponte, utilizando a solução original..... 131
Tabela 5.12 – Estimativa orçamental da ponte, utilizando a solução alternativa..... 132
Tabela 5.13 - Variação do preço total parcial de alguns dos trabalhos das duas soluções 133
Tabela 5.14 – Resumo orçamental 133

Tabela 5.15 - Variação do preço total da obra das duas soluções 133

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

A Engenharia Civil é uma área que necessita constantemente de estudos inovadores, de forma a enfrentar os desafios impostos pela atualidade, tais como a constante evolução tecnológica e a busca por soluções mais eficientes, mais sustentáveis e que proporcionem a melhor relação custo-benefício. É neste contexto que se insere a presente dissertação, propondo o estudo de uma solução alternativa, avaliando a sua viabilidade técnica e económica, face a uma solução originalmente adotada no projeto de uma ponte.

Recentemente, foi posta a concurso a empreitada de construção de uma nova travessia sobre o Rio Lima, em Viana do Castelo. materializada através de uma ponte de grande extensão (816 m), constituída por um tabuleiro em laje nervurada com duas longarinas de betão armado pré-esforçado e com vãos correntes de 33 m de comprimento. De forma a avaliar outras opções construtivas, surge a hipótese de, para este caso em particular, estudar quais seriam as vantagens e os inconvenientes de recorrer a uma solução alternativa para a conceção da referida da ponte. Foi então desenvolvido, ao longo desta dissertação, um projeto variante para a obra em causa, baseado numa solução de tabuleiro de duas vigas (duplo-T ou π), com vãos correntes da ordem dos 45 m. A solução de tabuleiro em π destaca-se pela sua aplicabilidade a vãos maiores, reduzindo assim o número de pilares e fundações. Para além de poder economizar as quantidades de materiais empregues, pode também reduzir os prazos e os custos associados à sua construção.

O trabalho produzido no âmbito da presente Dissertação de Mestrado pretendeu replicar as tarefas usuais levadas a cabo, em ambiente empresarial, num projeto real de um viaduto ou ponte de betão armado pré-esforçado. Nestas tarefas incluem-se a conceção, a análise estrutural, o dimensionamento (cumprindo as verificações de segurança regulamentares) e a pormenorização de armaduras dos principais elementos estruturais da obra em causa: tabuleiro, pilares e fundações. Pode considerar-se que o nível de detalhe até ao qual foi desenvolvida a solução alternativa que constitui o tema desta dissertação, corresponde à fase de Anteprojeto, conforme descrito na Portaria n.º 255/2023 (Diário da República, 2023).

O trabalho produzido permite efetuar uma comparação entre o projeto original e o projeto variante, não só em termos de quantidades de trabalhos e materiais, mas também no que se refere aos prazos de execução e às particularidades do processo construtivo. Com esta comparação, pretende-se salientar as características fundamentais que possam conduzir a uma conclusão acerca da conceção mais vantajosa, do ponto de vista técnico-económico, para a nova travessia sobre o rio Lima.

A relevância deste estudo reside em diversos fatores. Em primeiro lugar, e como já foi mencionado, existe uma procura constante por soluções alternativas em projetos de Engenharia Civil que promovam

a otimização de recursos e a redução de custos. Para além disso, este tema adiciona valor ao Estado da Arte, uma vez que não foram encontrados estudos que abordem especificamente a comparação efetuada entre as duas soluções (original e alternativa). A inexistência de literatura sobre este tema destaca a inovação e importância deste trabalho, que poderá ser utilizado como referência em projetos futuros.

É importante salientar que a conceção variante proposta para os vãos e para o tabuleiro da ponte (laje vigada em π com vãos da ordem dos 45 m de comprimento), em princípio, não seria a mais vantajosa num viaduto ou ponte com "rasante baixa" (ou seja, pilares com altura reduzida). No entanto, tendo em conta que o local possui condições de fundação relativamente adversas (fundações indiretas por estacas com comprimentos superiores a 20 m, algumas das quais executadas no leito do rio), esta solução, com vãos maiores do que a do projeto original, pode revelar-se interessante do ponto de vista do custo e do prazo de execução da obra.

1.2. OBJETIVOS

Um dos objetivos principais desta dissertação é o estudo pormenorizado, de acordo com o que se encontra preconizado na legislação em vigor, das vantagens e inconvenientes da utilização de uma solução variante num projeto de um viaduto real. O interesse de considerar esta solução variante baseia-se no facto de se poderem executar vãos maiores, reduzindo assim o número de pilares.

Inicialmente, esta solução alternativa foi sujeita às diferentes etapas que constituem a elaboração de um projeto real de um viaduto ou ponte de betão armado pré-esforçado. Nesta dissertação, foram desenvolvidas as seguintes fases: conceção, análise detalhada e dimensionamento dos principais elementos da ponte. Na fase da conceção, foi necessário definir qual o número e comprimento dos vãos, bem como as dimensões da secção transversal. A análise desta solução alternativa foi efetuada, tanto na direção transversal como longitudinal. Para ambas as análises, foram gerados modelos de cálculo no *Robot Structural Analysis*, considerando sempre os efeitos e as posições mais desfavoráveis para aplicação das cargas. Para a análise longitudinal, foram também considerados os efeitos do pré-esforço. De salientar que, foram efetuadas as verificações de segurança da estrutura, tanto em Estado Limite Último (ELU), como em Estado Limite de Serviço (ELS). Para além da análise do tabuleiro, foram também concebidos e dimensionados os pilares e fundações do viaduto, considerando os efeitos de segunda ordem e as deformações impostas à estrutura. Em seguida, foram efetuados desenhos com a pormenorização das armaduras, tanto passivas, como ativas.

Após dimensionamento a nível de Anteprojeto da solução variante, passou-se para o cumprimento do segundo principal objetivo desta dissertação: a comparação da solução original, aplicada no projeto real, com a solução alternativa. Nesta comparação, que permitiu identificar as vantagens e os inconvenientes de cada um dos projetos, foram consideradas as quantidades de materiais utilizadas, o custo associado a esses materiais, as particularidades do processo construtivo e os prazos de execução.

Com a conclusão das análises descritas, foi atingido o objetivo principal, que consiste em recolher dados que contribuam para perceber qual a solução mais vantajosa, do ponto de vista técnico-económico, a aplicar no projeto da nova travessia sobre o Rio Lima. Paralelamente, ao longo desta dissertação, foi produzida e sistematizada alguma informação sobre a tipologia de tabuleiros estudada que pode revelar-se relevante, uma vez que na literatura da especialidade é relativamente escassa a abordagem às suas principais características e aplicabilidade. Salienta-se que não é o objetivo final desta dissertação efetuar uma análise comparativa completa e profunda entre as duas soluções que tenha em conta questões ligadas à própria execução da obra, uma vez que isso extravasa o âmbito da dissertação.

1.3. ESTRUTURA

A presente dissertação divide-se em seis capítulos:

- Capítulo 1: Introdução;
- Capítulo 2: Soluções Estruturais Para Pontes e Viadutos Correntes;
- Capítulo 3: Nova Travessia Sobre o Rio Lima;
- Capítulo 4: Solução Alternativa Para a Nova Travessia Sobre o Rio Lima;
- Capítulo 5: Comparação Técnico-Económica das Duas Soluções; e,
- Capítulo 6: Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.

No presente capítulo, é efetuado um enquadramento geral do tema que será desenvolvido ao longo deste trabalho, bem como a discriminação dos objetivos que se pretendem atingir e a organização do documento.

No segundo capítulo, será realizada uma revisão da literatura sobre as diferentes soluções estruturais para pontes e viadutos correntes, incluindo diversas tipologias para tabuleiros em laje e para tabuleiros vigados. Será efetuada uma análise detalhada das características e aplicações de cada solução. Para além disso, será também exposto um breve contexto histórico da evolução dos tabuleiros em π em Portugal, uma vez que o seu estudo é o alvo principal desta dissertação.

No terceiro capítulo, será apresentada a solução original adotada para o tabuleiro da nova travessia sobre o Rio Lima, incluindo uma caracterização geométrica de todos os elementos estruturais da ponte (tabuleiro, pilares e fundações), o dimensionamento da estrutura e também uma breve descrição do seu processo construtivo.

No quarto capítulo, é proposta uma solução alternativa à nova travessia sobre o Rio Lima. Serão descritas, pormenorizadamente, todas as decisões tomadas no que diz respeito ao comprimento do tabuleiro, ao comprimento dos vãos, às dimensões da secção transversal e às ações atuantes na estrutura (que foram caracterizadas de acordo com o que se encontra preconizado na legislação em vigor). Neste capítulo serão também serão abordadas todas as considerações efetuadas para as análises transversal e longitudinal do tabuleiro, bem como o dimensionamento das armaduras. Por fim, será apresentado, de forma detalhada, o dimensionamento dos pilares e das fundações da ponte.

No quinto capítulo, será apresenta uma análise técnico-económica entre as duas soluções para o tabuleiro da ponte: a solução original e a solução alternativa. Serão comparadas as quantidades de materiais utilizados para as suas execuções (aço, betão e cofragem) e os seus custos. Para além disso, serão mencionadas questões técnicas associadas à execução de cada uma das soluções.

Por fim, no sexto capítulo, serão apresentadas as conclusões finais obtidas, não só da comparação técnico-económica, mas também de todo o trabalho desenvolvido ao longo desta dissertação. Adicionalmente, serão sugeridos desenvolvimentos futuros relevantes.

2

SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA PONTES E VIADUTOS CORRENTES

2.1. INTRODUÇÃO

As pontes são estruturas consideradas obras de arte, uma vez que a sua conceção requer uma combinação única de funcionalidade e estética. Estas estruturas são projetadas para vencer obstáculos físicos impostos pela natureza, como por exemplo rios e vales, ou até mesmo estradas, de forma a garantir uma ligação entre diferentes regiões e uma maior eficiência e segurança na movimentação de pessoas e mercadorias. Ao longo dos anos, as pontes têm desempenhado um papel essencial como meios de comunicação e de transporte para a civilização humana, promovendo o comércio, a expansão urbana e o acesso a serviços essenciais. Desde pontes simples construídas com recursos naturais, como por exemplo madeira ou pedras, até pontes suspensas com alguma complexidade, a evolução das pontes tem sido marcada pela inovação, aperfeiçoamento de materiais e técnicas construtivas.

Além da inovação dos materiais, a evolução a nível estrutural tem influenciado significativamente as secções transversais dos tabuleiros das pontes. A otimização destas secções, em função das cargas aplicadas, tem permitido desenvolver estruturas mais eficientes, tanto economicamente como tecnicamente. Como já foi referido no Capítulo 1, um dos objetivos desta dissertação é a comparação de duas secções transversais para o tabuleiro de uma ponte, pelo que é importante fazer referência à relevância da sua definição no contexto geral da obra, tal como será efetuado na secção 2.2 do Capítulo 2.

2.2. SECÇÃO TRANSVERSAL

Desde o primeiro instante em que surge a necessidade da execução de uma ponte até ao momento final onde está já está completamente dimensionada, a equipa de engenheiros projetistas tem de tomar um conjunto de decisões muito importantes. Um dos primeiros passos, sendo também um dos de maior relevância, é a definição da secção transversal deste tipo de obra de arte. De uma forma geral, existem cerca de duas dezenas de tipologias de secções transversais. No entanto, este número pode facilmente aumentar, combinando as soluções mais simples de forma criativa e engenhosa (Pacheco, 2024). Na Figura 2.1 apresentam-se as soluções clássicas utilizadas para as secções transversais de pontes e viadutos.

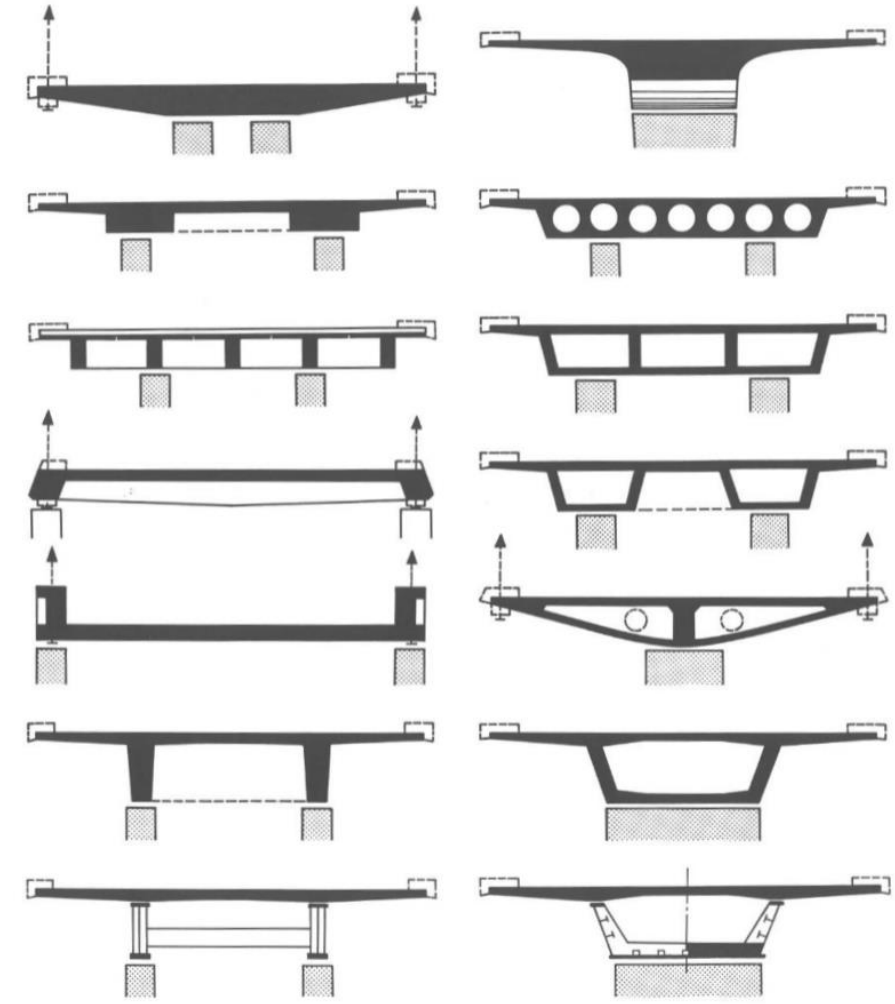


Figura 2.1 – Soluções clássicas utilizadas para as secções transversais de pontes e viadutos

Apesar da grande importância da análise estrutural preliminar e dos conhecimentos técnicos, a conceção da obra de arte também depende bastante da experiência dos engenheiros. A definição da secção transversal é um processo que deve ser baseado em diversos aspetos, tais como o afastamento transversal dos pilares, o número de vãos, as cargas atuantes, o processo construtivo, a economia, a durabilidade, as condicionantes inerentes a cada obra, a estética, entre outros. De salientar que, a dimensão destes tipos de obra de arte confere-lhes um forte impacte ambiental, pelo que a necessidade de as tornar esteticamente mais agradáveis ao observador tem sido cada vez mais importante (Schlaich et al., 2008).

O desenho das secções transversais deve ser realizado de forma a conseguir tirar o máximo proveito das capacidades resistentes do material, que deve ser utilizado de forma adequada. No caso do betão, é essencial encontrar uma solução que reduza ao máximo o seu peso-próprio. Relativamente ao aço, é importante estudar bem a sua utilização de forma a minimizar o seu custo (Manterola, 2006).

Assim, a escolha da secção transversal deve ser bem estudada e analisada de acordo com o que foi mencionado. No contexto deste trabalho, é importante ter em conta todas as considerações referidas ao longo deste capítulo, escolhendo sempre uma solução para a ponte que cumpra com todos os requisitos e necessidades da obra. Como já foi referido na secção 2.1 do Capítulo 2, ao longo dos séculos, as pontes sofreram otimizações, tanto a nível dos materiais como a nível estrutural até serem alcançadas as

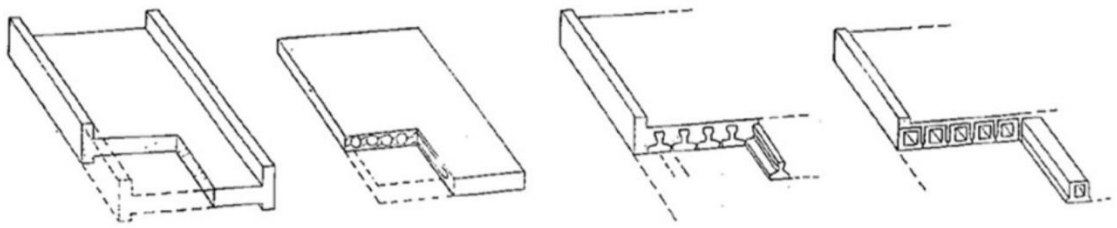
soluções utilizadas na atualidade. A secção 2.3 do Capítulo 2 resume e caracteriza algumas das possíveis soluções para as secções transversais de pontes de betão armado correntes.

2.3. SOLUÇÕES TIPO PARA VIADUTOS RODOVIÁRIOS BETONADOS *IN SITU*

Tendo em conta o âmbito deste trabalho, serão apenas apresentadas as diferentes tipologias de tabuleiro utilizadas para pontes de pequeno e médio vão, ou seja, pontes com vãos correntes até 45 m. Serão descritos, nas secções 2.3.1 e 2.3.2 do Capítulo 2, os tipos de secção transversal utilizados para a gama de vãos correntes mencionada e para obras de arte cujo material resistente é o betão armado pré-esforçado. Por norma, a este tipo de obra podem ser aplicados tabuleiros em laje, que serão descritos na secção 2.3.1 do Capítulo 2, e tabuleiros em viga, que serão descritos na secção 2.3.2 do Capítulo 2.

2.3.1. TABULEIRO EM LAJE

Um tabuleiro em laje é de uma estrutura continua nas duas dimensões do plano da laje, de forma a que a carga aplicada se distribua nessas duas direções originando forças de corte, momentos fletores e momentos torsores (Hambly, 1991). Os tabuleiros em laje podem assumir as diferentes formas apresentadas na Figura 2.2, de acordo com os materiais utilizados, sendo estas: a) laje maciça em betão armado; b) laje aligeirada; c) laje maciça com elementos pré-fabricados; e d) laje aligeirada com elementos pré-fabricados.



a) b) c) d)

Figura 2.2 – Variantes do tabuleiro em laje (adaptado de Hambly, 1991)

A cada uma destas formas, através das quais se pode apresentar o tabuleiro em laje, estão associadas características estruturais específicas, vantagens e inconvenientes da sua aplicação e aplicações na prática específicas. Deste modo, é importante adotar a solução que melhor se adapta às necessidades do projeto em causa, como por exemplo, a função da obra, o material resistente a utilizar e as dimensões da ponte. Tendo em conta que a obra em causa se trata de um viaduto em betão armado e pré-esforçado, é apenas relevante caracterizar os tabuleiros em laje maciça de betão armado e em laje aligeirada, como será exposto nas secções 2.3.1.1 e 2.3.1.2 do Capítulo 2, respetivamente. Para os tabuleiros em laje maciça, serão mencionados aspetos como a simplicidade estrutural, a eficiência e a facilidade construtiva, destacando a sua aplicabilidade em vãos curtos. No caso dos tabuleiros com aligeiramentos longitudinais, será referida a sua otimização estrutural face aos tabuleiros em laje maciça.

2.3.1.1. Tabuleiro em laje maciça

Do ponto de vista estrutural, a solução de tabuleiro em laje maciça encontra-se pouco otimizada e é pouco eficiente, uma vez que as tensões induzidas pelo peso-próprio são bastante elevadas. No entanto, apresenta as seguintes vantagens:

- Os custos associados às cofragens são relativamente reduzidos;
- A disposição de armaduras é simples;
- As variações de geometria em planta são executadas com facilidade; e,
- Assegura-se uma grande facilidade no processo construtivo.

Sendo este o sistema estrutural mais simples, a sua aplicabilidade restringe-se a vãos mais curtos, ou seja, até 20 m. Quando é necessário vencer vãos ligeiramente superiores, é vantajosa a utilização de aligeiramentos longitudinais, cuja aplicabilidade será mencionada na secção 2.3.1.2 do Capítulo 2.

As principais desvantagens desta solução são as seguintes:

- O elevado peso-próprio;
- A excessiva utilização de materiais resistentes (betão e aço); e,
- A baixa rentabilização dos efeitos do pré-esforço (devido à reduzida excentricidade dos cabos).

Face a estes aspetos negativos, este tipo de solução é maioritariamente utilizado em passagens inferiores com vãos pequenos, como a ilustrada na Figura 2.3, nas quais a dimensão transversal é superior à dimensão longitudinal.

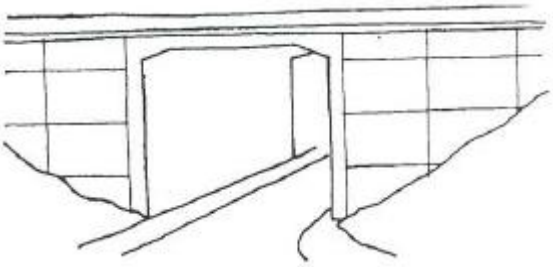


Figura 2.3 – Passagem inferior (adaptado de Rodrigues, 2008)

Neste tipo de solução, é ainda possível reduzir o peso próprio do betão, executando consolas nas extremidades do tabuleiro, como é possível observar através da Figura 2.4, sendo: a) tabuleiro em laje maciça sem consolas; e b) tabuleiro em laje maciça com consolas.



a) b)

Figura 2.4 – Variantes do tabuleiro em laje maciça (adaptado de OBrien et al., 2014)

Este tipo de solução pode também recorrer à pré-fabricação quando necessário. São colocadas, lado a lado e ao longo da extensão da laje, vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas em forma de "T" invertido,

que são posteriormente solidarizadas através colocação de betão *in situ* em cima das mesmas, como é possível identificar na Figura 2.5 (OBrien et al., 2014).

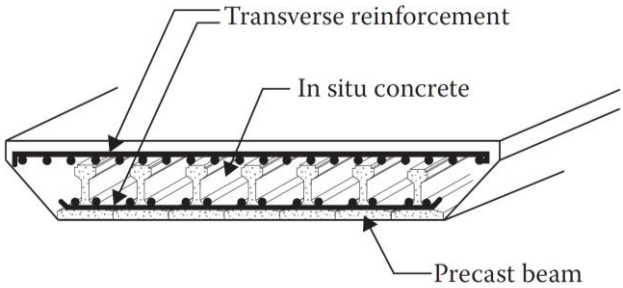


Figura 2.5 – Tabuleiro em laje maciça pré-fabricado (adaptado de OBrien et al., 2014)

2.3.1.2. Tabuleiro em laje com aligeiramentos longitudinais

O tabuleiro em laje com aligeiramentos longitudinais consiste numa otimização da solução anterior, resultando numa redução significativa do peso próprio do tabuleiro, sem sacrificar a resistência à flexão. Esta redução é conseguida através da incorporação de aligeiramentos ao longo de toda ou de uma parte considerável da extensão do tabuleiro, que se encontram identificados na Figura 2.6.

O facto de existem aligeiramentos requer uma especial atenção, uma vez que estes devem ser bem fixos de modo que não se movam durante a betonagem (OBrien et al., 2014). Por ter maior eficiência estrutural do que a solução anterior, esta solução pode ser adotada em obras com vãos até aos 30 m (Schlaich et al., 2008).

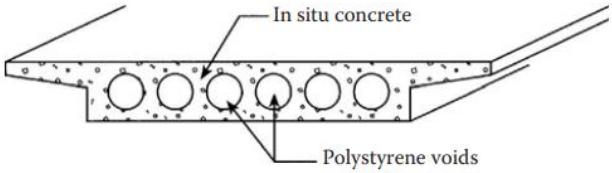


Figura 2.6 – Tabuleiro em laje com aligeiramentos longitudinais (adaptado de OBrien et al., 2014)

2.3.2. TABULEIRO VIGADO

Quando existe a necessidade de executar vãos mais extensos, as soluções de tabuleiros em laje descritas tornam-se inadequadas. Deste modo, torna-se necessário recorrer às lajes vigadas. Este tipo de solução é constituído pelas longarinas, que são as vigas longitudinais, e pelas carlingas, as vigas transversais, sendo que as segundas podem ser dispensadas em alguns casos. Estes elementos estruturais suportam o tabuleiro, bem como as cargas atuantes no mesmo. As cargas aplicadas ao tabuleiro são transmitidas para as longarinas, sendo a ligação destas assegurada pelas carlingas. A disposição das vigas ao longo da secção transversal depende da extensão do vão corrente da ponte: para vãos pequenos as vigas são, por norma, contíguas, enquanto em vãos maiores as vigas encontram-se espaçadas (Hambly, 1991). Tendo em conta as considerações mencionadas e que as carlingas são elementos que necessitam de betonagem *in situ*, abdicar das carlingas e minimizar o número de longarinas é recomendável, uma vez que a betonagem *in situ* destes elementos dificulta o processo construtivo e aumenta significativamente os custos associados às cofragens. A execução deste tipo de tabuleiros pode ser facilitada recorrendo à pré-fabricação das longarinas.

Este tipo de tabuleiro apresenta, tal como o tabuleiro em laje, diversas variações representadas na Figura 2.7: a) secção vigada betonada *in situ*; b) secção vigada com múltiplas vigas betonada *in situ*; c) secção vigada mista; e d) secção vigada pré-fabricada.

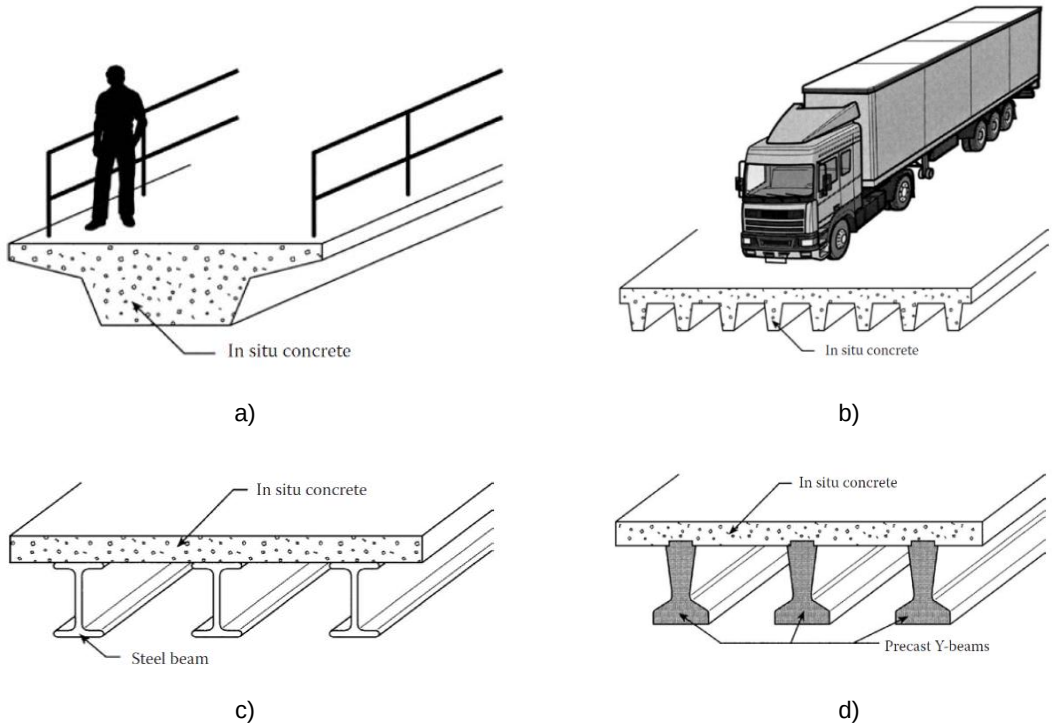


Figura 2.7 – Variantes do tabuleiro vigado (adaptado de OBrien et al., 2014)

Os tabuleiros vigados são caracterizados pela presença de vigas que suportam as cargas e distribuem os esforços ao longo da estrutura. Nas secções 2.3.2.1 a 2.3.2.4 do Capítulo 2, serão caracterizadas quatro soluções para os tabuleiros vigados: tabuleiros com múltiplas vigas, tabuleiros com longarinas espessas de baixo cutelo, tabuleiros com longarinas delgadas de grande cutelo (tabuleiros em π) e tabuleiros com vigas pré-fabricadas. Cada um destes tipos de solução, apresenta características específicas que influenciam a sua eficiência estrutural. Serão apresentadas as suas vantagens e inconvenientes e o seu campo de aplicação.

2.3.2.1. Tabuleiro vigado com múltiplas vigas

Ao tabuleiro vigado com múltiplas vigas, ilustrado na Figura 2.8, costuma estar associado o uso de carlingas, que são utilizadas para solidarizar as longarinas, repartindo os esforços atuantes no tabuleiro, como já foi referido. Apesar de esta solução ser esteticamente muito agradável, uma vez que assegura tabuleiros bastante esbeltos, a sua grande desvantagem é a dificuldade do processo construtivo devido às cofragens. Por norma, é utilizada em tabuleiros com vãos pequenos (Schlaich et al., 2008).

2.3.2.2. Tabuleiros com longarinas espessas de baixo cutelo

Na literatura, os tabuleiros com longarinas espessas de baixo cutelo, que podem adotar as configurações ilustradas na Figura 2.9, também são muitas vezes denominados de tabuleiros com laje nervurada. Analisando este tipo de secção transversal no sentido longitudinal, o seu comportamento é muito semelhante

ao da secção anterior. Porém, transversalmente, o seu comportamento estrutural pode diferir bastante. A localização e desenho dos pilares são fatores que condicionam a configuração deste tipo de secção. Esta solução mostra-se vantajosa no que diz respeito à facilidade de colocação do pré-esforço, uma vez que as longarinas são muito espessas. No entanto, como a altura das longarinas é reduzida, não é possível rentabilizar ao máximo os efeitos do pré-esforços pois as excentricidades são relativamente reduzidas. Esteticamente, as secções com longarinas espessas de baixo cutelo podem ser soluções muito bem conseguidas, pois conferem uma elevada esbelteza aos tabuleiros. São aplicáveis a tabuleiros com vãos até cerca de 35 m (Schlaich et al., 2008).

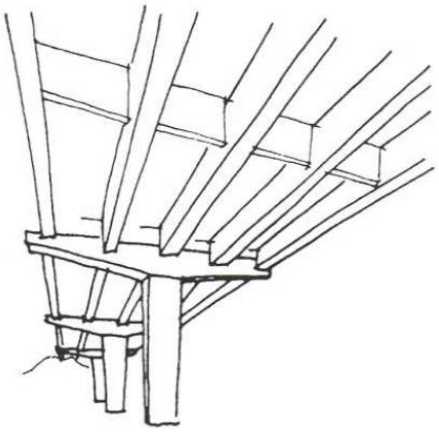


Figura 2.8 – Tabuleiro vigado com múltiplas vigas (Schlaich et al., 2008)

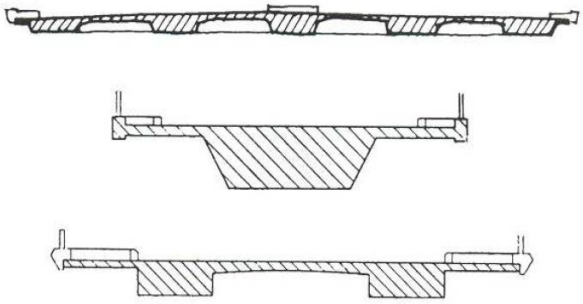


Figura 2.9 – Tabuleiro com longarinas espessas de baixo cutelo (Schlaich et al., 2008)

De forma a reduzir o peso próprio da estrutura, melhorando a eficiência estrutural da secção transversal, é possível colocar aligeiramentos longitudinais, removendo betão de zonas que são menos solicitadas, como se encontra ilustrado na Figura 2.10. Este tipo de solução tem sido bastante utilizado nas últimas décadas, principalmente em viadutos rodoviários com vãos inferiores a 35 m (Schlaich et al., 2008).



Figura 2.10 - Tabuleiro com longarinas espessas de baixo cutelo com aligeiramentos longitudinais (adaptado de Schlaich et al., 2008)

2.3.2.3. Tabuleiros com longarinas delgadas de grande cutelo

O tabuleiro com longarinas delgadas de grande cutelo, ilustrado na Figura 2.11, pode ser também denominado de tabuleiro em π, tabuleiro em duplo-T ou tabuleiro com laje vigada. Contrariamente à solução anterior, o facto de as vigas serem bastante altas permite que exista uma elevada rentabilização do pré-esforço, graças às elevadas excentricidades que se conseguem materializar nestas secções. Assim sendo, uma grande vantagem desta solução é a sua elevada eficiência estrutural. No entanto, este tipo de secção conduz a tabuleiros com uma esbelteza reduzida, pelo que se recomenda a sua utilização em obras de arte realizadas a uma cota elevada. Esta solução é frequentemente utilizada para vencer vãos de 30 a 45 m (Schlaich et al., 2008).

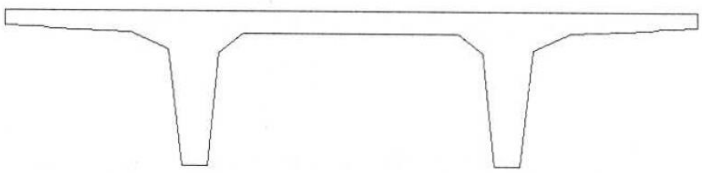


Figura 2.11 - Tabuleiro com longarinas delgadas de elevado cutelo (Schlaich et al., 2008)

2.3.2.4. Tabuleiros com vigas pré-fabricadas

Sendo os tabuleiros com vigas pré-fabricadas uma das soluções mais económicas e de execução mais rápida, são principalmente aplicados a viadutos modelares com um elevado número de vãos. É possível complementar esta solução recorrendo a pré-lajes, o que reduz significativamente os custos e a dificuldade de execução associados à construção *in situ*. Uma das grandes desvantagens deste tipo de tabuleiro está relacionada com a vertente estética, uma vez que é bastante difícil garantir uma continuidade formal entre os vãos idêntica à que é possível obter através da clássica betonagem *in situ*. Outra desvantagem está relacionada com a dificuldade em garantir um bom funcionamento do tabuleiro face às ações horizontais, uma vez que os nós da estrutura não são completamente contínuos. A sua aplicação é recomendada a obras de arte de pequeno e médio vão, até cerca de 40 m (Schlaich et al., 2008).

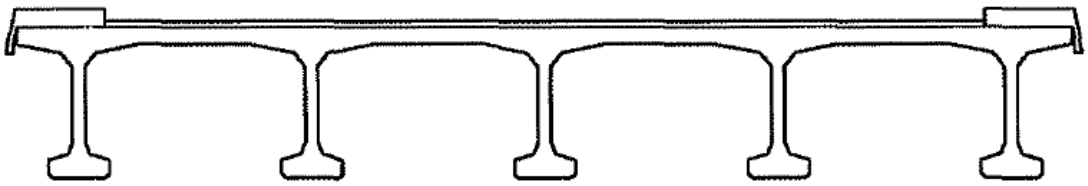


Figura 2.12 – Tabuleiro com vigas pré-fabricadas (adaptado de Manterola, 2006)

Ao longo da secção 2.3 do Capítulo 2, foram exploradas diversas soluções estruturais para tabuleiros de pontes, referindo as suas características, as suas vantagens e inconvenientes e a sua aplicabilidade. Esta revisão da literatura, evidenciou que a escolha da solução adequada depende de vários fatores, não só a nível técnico e económico, mas também a nível estético. As vantagens e as desvantagens mencionadas para cada solução devem ser bem ponderadas em função das exigências específicas de cada projeto.

Tendo em consideração as características da ponte em estudo, que serão descritas no Capítulo 3, e de acordo com as várias soluções estruturais para a secção transversal do tabuleiro analisadas, destaca-se o tabuleiro em π. Apesar de, atualmente, muitos projetos recorrerem a esta tipo de solução devido à sua elevada eficiência estrutural, as informações sobre a mesma no estado-da-arte são reduzidas, pelo que é

relevante analisar mais detalhadamente a mesma e perceber ainda melhor as vantagens da sua utilização. Na secção 2.4 do Capítulo 2, será descrita a evolução tecnológica deste tipo de tabuleiros, mais concretamente em Portugal.

2.4. A EVOLUÇÃO DOS TABULEIROS EM π

2.4.1. INTRODUÇÃO

Tendo em consideração as condicionantes da ponte em estudo, a análise de uma solução alternativa de um tabuleiro com longarinas delgadas de grande cutelo, ou seja, tabuleiro em π, trata-se de um estudo interessante. De facto, este tipo de solução tem sido adotado em inúmeras obras de arte, não só em Portugal, como também a uma escala global. Acompanhando a evolução da legislação em Portugal, os tabuleiros em π sofreram grandes alterações em termos estruturais, tendo sido o Engenheiro Armando Rito um grande impulsionador desta solução. Na secção 2.4.2 do Capítulo 2, é efetuado um contexto histórico deste tipo de tabuleiros, bem como uma descrição da sua evolução ao longo dos anos.

2.4.2. CONTEXTO HISTÓRICO DA EVOLUÇÃO DOS TABULEIROS EM π

Até finais dos anos setenta, era comum que as pontes com vãos próximos dos 30 m fossem dotadas de quatro ou mais vigas esbeltas, de forma a obter lajes e consolas de vãos pequenos e espessura reduzida. Nessa altura, antes da entrada em vigor do RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes), a carga concentrada devido ao veículo-tipo regulamentar era igual a 72 tf, pelo que era necessária a utilização de várias carlingas ao longo do comprimento da ponte, de modo a repartir de forma correta a carga pelas várias longarinas (Rito, 2004). Contrariando a utilização das quatro vigas habituais nessa época, foram construídos a Ponte do Rio Álvaro (concluída no início de 1981) e o Viaduto de Antuã (concluído em 1983), apresentado na Figura 2.13, que utilizaram uma solução de apenas duas vigas paralelas (Cabral, 2021) .

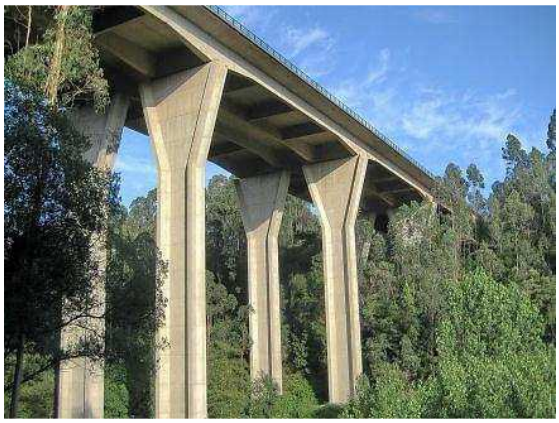


Figura 2.13 – Viaduto de Antuã (1983) (Cabral, 2021)

De acordo com Rito (2004), a redução do número de vigas revelou-se muito relevante, pelas seguintes razões:

- O volume de betão das vigas diminuiu, enquanto o da laje aumentou;
- A área de cofragem necessário foi reduzida;
- A colocação do pré-esforço e das armaduras foi facilitada;
- Os trabalhos de execução foram facilitados; e,

- A durabilidade das obras foi garantida, devido ao aumento das espessuras das peças e à diminuição do seu número, o que resultou numa redução da área exposta.

Devido à sua simplicidade, economia e facilidade de construção, o tabuleiro de duas vigas (também nomeado de duplo-T ou π, passou a ser em Portugal a solução padrão para tabuleiros de pontes betonados *in situ*.

Com a observação e análise experimental das várias soluções projetadas, percebeu-se que, sob a ação do veículo de 72 tf (toneladas-força) e devido à reduzida rigidez à torção das vigas e do tabuleiro, era favorável manter as carlingas, mas em menor quantidade. Estas já não eram adequadas para a distribuição das cargas concentradas dos veículos pelas duas vigas longitudinais. Para além disso, acrescentavam peso e mão-de-obra extra, consumindo mais materiais e dificultando os processos de construção. Quando é introduzido o RSA (1983), é apresentada uma redução da carga concentrada do veículo-tipo de 72 tf para 60 tf, o que fez com que eventualmente as carlingas fossem totalmente dispensadas dos projetos.

Foi então o Engenheiro Armando Rito que despoletou a utilização da secção transversal em π sem travessas, ou seja, sem carlingas de forma extensiva em pontes em Portugal. A sua primeira solução em π introduziu uma alteração a esta solução: acrescentar um banzo alargado de forma a ter maior rigidez e conseguir comportar um maior número de cabos de pré-esforço (Cabral, 2021). A partir de então, as soluções sem travessas foram aplicadas extensivamente a pontes em Portugal.

2.5. CONCLUSÃO

Ao longo do Capítulo 2, foram abordadas as diferentes soluções estruturais que podem ser aplicadas a pontes ou viadutos, dando ênfase às diversas tipologias de tabuleiro e à aplicabilidade de cada uma. O contexto histórico permitiu compreender que a evolução dos materiais e o desenvolvimento das soluções estruturais utilizadas neste tipo de obras de arte, são fruto de uma procura constante pela inovação e pela otimização dos recursos na Engenharia Civil. A análise das diferentes tipologias de tabuleiros evidencia a importância de alinhar as exigências técnicas com as especificidades de cada projeto, como o comprimento dos vãos e as cargas atuantes na estrutura, tendo sempre em consideração aspetos económicos e estéticos. Face a estes aspetos, e tendo em conta a necessidade crescente de construções mais sustentáveis, é importante efetuar estudos de soluções alternativas às tipologias tradicionalmente utilizadas nas obras de arte.

3
NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA

3.1. INTRODUÇÃO

Antes de conceber e dimensionar uma solução alternativa, é fundamental analisar detalhadamente a solução que foi originalmente proposta, de forma a compreender quais as variáveis e condicionantes específicas do projeto que conduziram à sua adoção. Para além disso, a caracterização da solução original também evidencia que a escolha do estudo da solução alternativa resulta de uma análise rigorosa e informada, e não apenas de uma mudança sem critério. É importante escolher uma solução variante que se adapte às mesmas condicionantes, como as limitações geotécnicas e topográficas do local, os requisitos de tráfego e a necessidade de minimizar os impactes ambientais, materializando uma obra que cumpra com as exigências estéticas e de integração paisagística que o lugar merece.

O presente capítulo tem como objetivo a descrição da solução original adotada para a nova travessia sobre o Rio Lima com base na memória descritiva fornecida pela Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. Serão detalhadas as soluções para os diversos elementos estruturais, incluindo o tabuleiro, os pilares, as fundações e os encontros, bem como o processo construtivo escolhido para a conceção da Ponte.

No momento da elaboração desta dissertação, o projeto de execução da Ponte já se encontra concluído, no entanto, a construção da obra de arte ainda não se iniciou. Assim sendo, é importante salientar que alguns dos aspetos abordados neste capítulo podem estar sujeitos a alterações futuras, próprias da fase de execução.

3.2. ENQUADRAMENTO GERAL DA PONTE

A obra em análise é referente à Ponte sobre o Rio Lima, necessária à ligação rodoviária entre o nó de Nogueira da Autoestrada A27 (Viana do Castelo – Ponte de Lima), na margem direita do Rio Lima, e a Estrada Nacional 203 (EN 203), na margem esquerda do mesmo Rio, encontrando-se o esboço corográfico da área onde será implementada a travessia ilustrado na Figura 3.1.O traçado desta nova via desenvolve-se a partir da designada rotunda da Torre, localizada aproximadamente no quilómetro 9 da EN202, terminando nas proximidades da fábrica da Europac (rotunda da Europac), próxima do quilómetro 7 da EN203. A necessidade desta nova ligação deve-se ao elevado tráfego de veículos pesados originado pela atividade crescente da fábrica Europac. A travessia tem uma extensão total de aproximadamente 1.89 km, com um comprimento do tabuleiro igual a 816 m, estando situada uma zona relativamente plana na qual é necessário transpor o Rio Lima. A Ponte encontra-se a uma altitude de cerca de 11 m e insere-se num alinhamento totalmente reto em planta, como se representa na Figura 3.2.

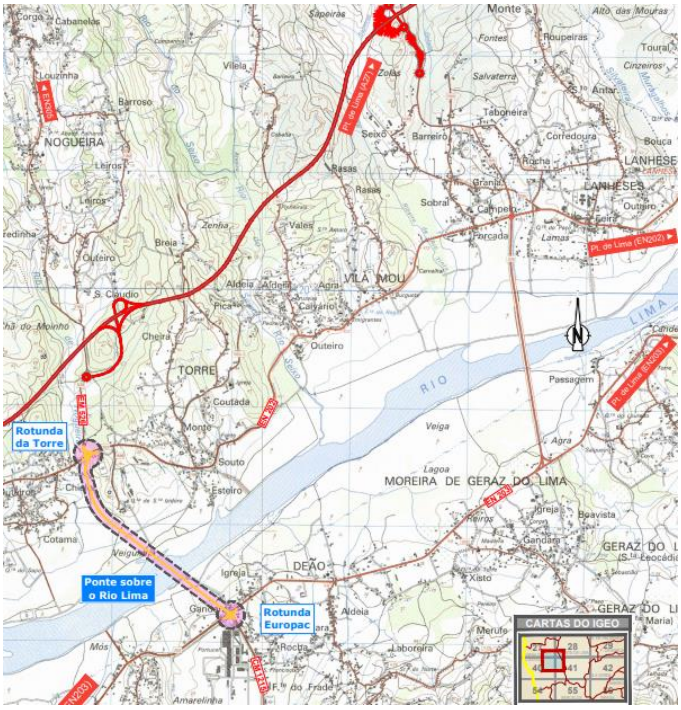


Figura 3.1 – Esboço corográfico (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022)



Figura 3.2 – Planta da ponte (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022)

3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA SOLUÇÃO ORIGINAL

3.3.1. MATERIAIS

De forma a assegurar uma adequada durabilidade da Obra de Arte, foram adotadas as medidas necessárias para garantir a qualidade dos materiais, de acordo com as boas práticas e a legislação em vigor, nomeadamente os Eurocódigos. Os principais materiais que foram utilizados na construção das diferentes peças constituintes da obra de arte são materiais correntes, não sendo necessário um cuidado acima do normal na sua produção, sendo que o trabalho efetuado tem em consideração este aspeto. Cada um dos elementos estruturais da ponte requer diferentes classes de resistência e de exposição, como se encontra apresentado na Tabela 3.1, uma vez que se encontram sujeitos a condições específicas ao longo da sua vida útil.

Tabela 3.1 – Classes de resistência e de exposição dos materiais utilizados

Material	Peça	Elemento	Classe de resistência	Classe de exposição
Betão	Estacas	Estacas	C35/45	XC2(P) + XA1
	Encontros	Fundações	C30/37	XC2(P) + XA1
		Elevação	C30/37	XC4(P)
		Lajes de transição	C30/37	XC2(P)
	Pilares	Elevação	C35/45	XC4(P)
		Vigas de fundação	C30/37	XC2(P) + XA1
	Tabuleiros	Lajes nervuradas e carlingas	C35/45	XC4(P)
		Vigas de bordadura	C40/50	XC4
Aço	Armaduras Passivas	Armaduras Passivas	A500 NR SD	(-)
	Armaduras Ativas	Pré-esforço em cabos	Y1860S7	(-)
	Aço Estrutural	Chapas	S355 J2	(-)
		Perfis laminados	S355 J0	(-)
		Perfis tubulares	S355 J2H	(-)

3.3.2. DIVISÃO DA PLATAFORMA DE RODAGEM

A plataforma de rodagem tem no total 15,90 m de largura, onde se inserem duas faixas de rodagem, cada uma com 3,50 m de largura, as bermas com 1,50 m de largura em ambos os lados, o passeio com 2,50 m de largura do lado poente da estrada e a ciclovia também de 2,50 m de largura do lado nascente da estrada. Em cada lado da plataforma existem ainda 0,45 m (no total 0,90 m) para colocação das guardas metálicas de segurança rodoviária, perfazendo a largura total de 15,90 m. À largura total da plataforma são somados 0,25 m de cada lado (ou seja, um total de 0,50 m), referentes às vigas de bordadura, onde são colocados os guarda-corpos. A secção transversal do tabuleiro, bem como a identificação das faixas de rodagem, bermas, passeio e ciclovia encontram-se representados na Figura 3.3.

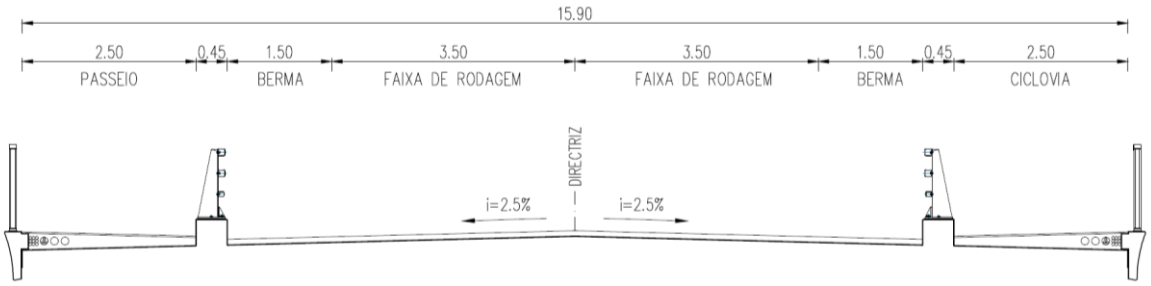


Figura 3.3 – Plataforma de rodagem (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

3.3.3. TABULEIRO

A solução original adotada para o tabuleiro da ponte resultou da experiência da equipa projetista da Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores, Lda com obras semelhantes. Assim sendo, foi priorizada a seleção de estruturas simples, com transferência clara e direta das cargas, que já foram testadas anteriormente.

O posicionamento dos eixos de apoio dos tabuleiros, o número de vãos e outras características particulares desta obra foram condicionados por inúmeros fatores, tais como a topografia do terreno, as cotas a que se desenvolve a rasante, a extensão da obra, a ocupação da envolvente e exigências de cariz estético.

A ponte é constituída por um único tabuleiro em betão armado pré-esforçado. Para a secção transversal do tabuleiro, foi adotada uma solução com duas longarinas espessas de baixo cutelo. Considerando que o comprimento total da ponte é igual a 816 m e que este tipo de solução é aplicável a vãos até 35 m, como foi referido no capítulo anterior, foi adotada a distribuição de vãos apresentada na expressão (3.1).

$$28{,}50 + 23 \cdot 33{,}00 + 28{,}50 = 816{,}00\,m \tag{3.1}$$

Analisando a expressão (3.1), foram considerados 25 vãos, sendo que os dois vãos extremos apresentam um comprimento igual a 28.50 m e os vãos intermédios possuem comprimento igual a 33 m. É assim respeitada a relação usual entre vão extremo e vão intermédio (sendo o primeiro cerca de 80% do segundo), de forma a não condicionar o dimensionamento da obra. Na Figura 3.4, na Figura 3.5 e na Figura 3.6 encontram-se ilustradas a extensão total da ponte (816 m), o alçado da ponte sobre a margem esquerda do rio e o alçado da ponte sobre a margem direita do rio, respetivamente.

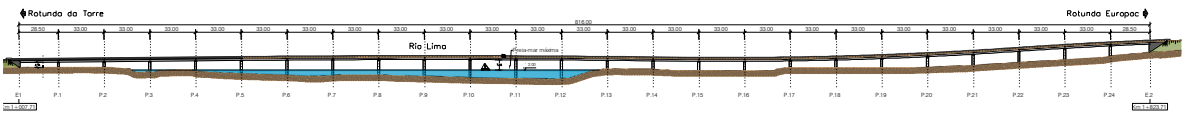


Figura 3.4 – Extensão total da Ponte (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022)

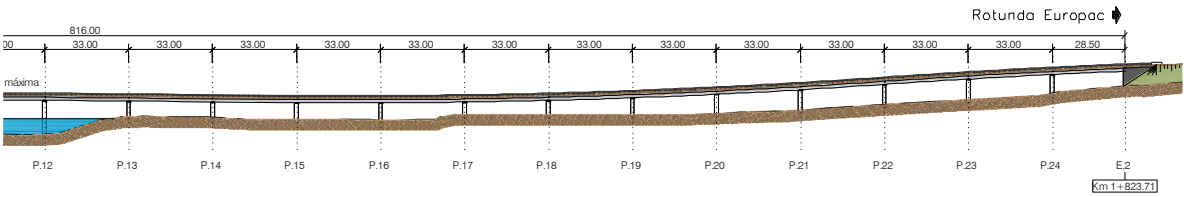


Figura 3.5 – Alçado da ponte: margem esquerda do Rio Lima (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022)

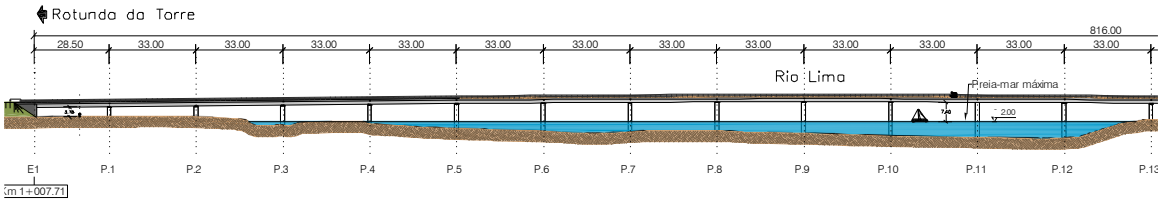


Figura 3.6 – Alçado da ponte: zona sobre o Rio Lima e margem direita (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2022)

A ponte em questão tem uma altura consideravelmente reduzida, uma vez que ao longo de toda a sua extensão, os pilares possuem alturas acima do terreno ou acima do nível médio das águas do mar, entre os 3 e os 9 m. Neste contexto, as considerações de ordem estética associam-se às de ordem económica para justificar a minimização da altura dos pilares, conferindo à obra a maior transparência possível.

Esta solução é constituída por duas nervuras trapezoidais com altura constante e igual a 1,80 m ao longo de todo o seu comprimento, de onde resulta uma relação de esbelteza igual a $L/18$ nos vãos de 33 m. Na zona de meio-vão, as vigas possuem um aligeiramento tubular com 1,00 m de diâmetro e na zona dos apoios as vigas apresentam secção cheia. Na zona sobre os pilares, esta zona aligeirada da secção deve ser preenchida, de forma a aumentar a resistência ao esforço transverso nesta região.

A laje transversal entre vigas apresenta um vão de 5,70 m, com inércia variável, sendo a sua espessura máxima igual a 0,40 m junto à alma das vigas, decrescendo linearmente até 0,25 m num comprimento de 1,50 m. A zona central da laje tem um comprimento igual a 2,70 m e apresenta uma espessura constante igual a 0,25 m. As lajes das extremidades são consolas e apresentam também inércia variável, sendo a sua espessura igual a 0,40 m junto às longarinas decrescendo linearmente, mais uma vez, até 0,25 m. A representação da secção transversal na zona central dos vãos e da secção transversal na zona sobre os pilares encontram-se na Figura 3.7 e na Figura 3.8, respetivamente.

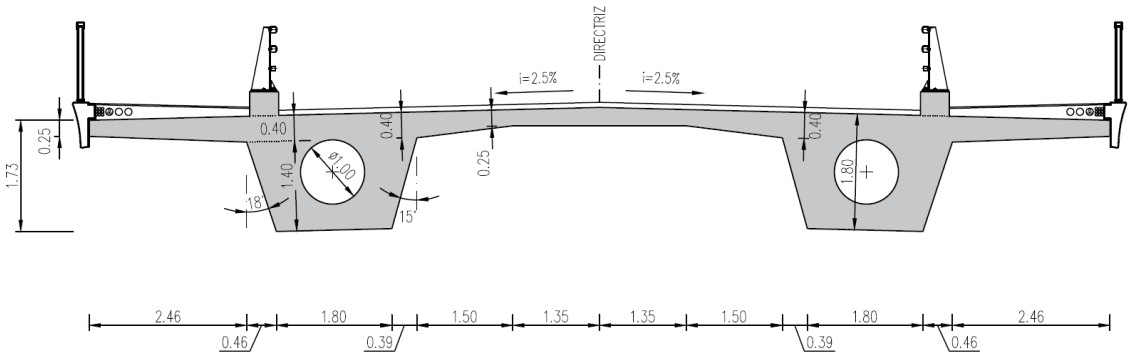


Figura 3.7 – Secção transversal do tabuleiro original na zona central dos vãos (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

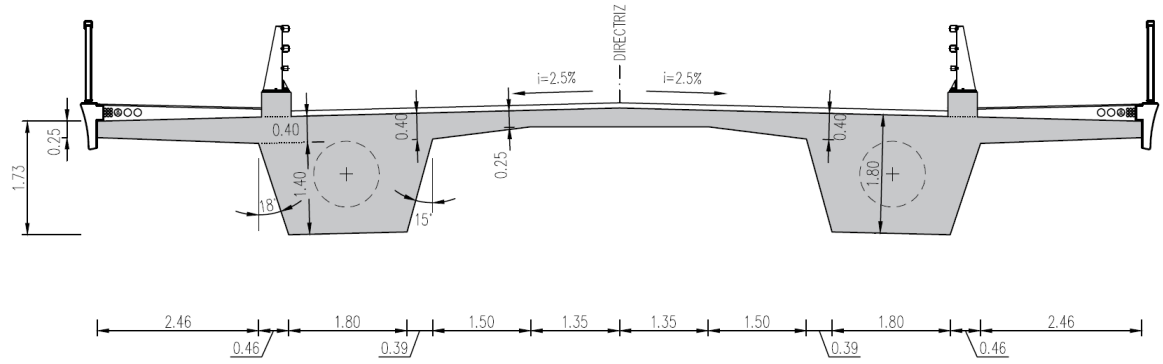


Figura 3.8 – Secção transversal tipo do tabuleiro original na zona dos pilares (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

3.3.4. ARMADURAS DO TABULEIRO

Longitudinalmente, dada a esbelteza da secção, igual a *L*/18 e a grandeza das cargas aplicadas, as vigas longarinas dispõem de armaduras pré-esforçadas e armaduras passivas, de modo a satisfazer os estados limites regulamentares. Na direção transversal, as lajes têm exclusivamente armaduras passivas.

De salientar que as vigas-longarinas apresentam uma seção transversal trapezoidal, onde é possível não só instalar os 4 cabos de pré-esforço com 19 cordões, sendo que cada cordão tem área igual a 1.50 cm^2, mas também posicionar as placas de ancoragem nos extremos e os acopladores nas juntas de construção. As posições dos 4 cabos de pré-esforço, tanto na zona de meio vão como na zona sobre os pilares, encontra-se ilustradas na Figura 3.9 e na Figura 3.10, respetivamente. Na Figura 3.11 encontra-se representado um corte na junta de betonagem, onde se apresentam a posição dos cabos de pré-esforço e os acopladores.

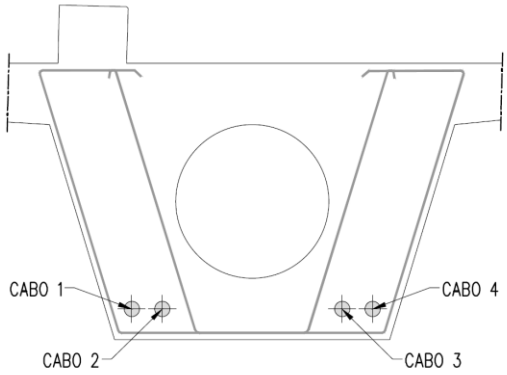


Figura 3.9 – Corte transversal a meio-vão (adaptado de Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

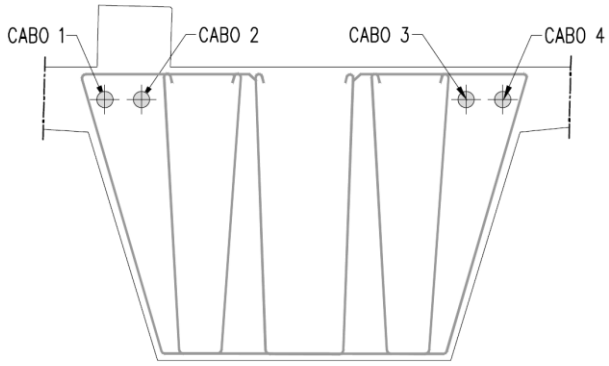


Figura 3.10 – Corte transversal sobre os pilares (adaptado de Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

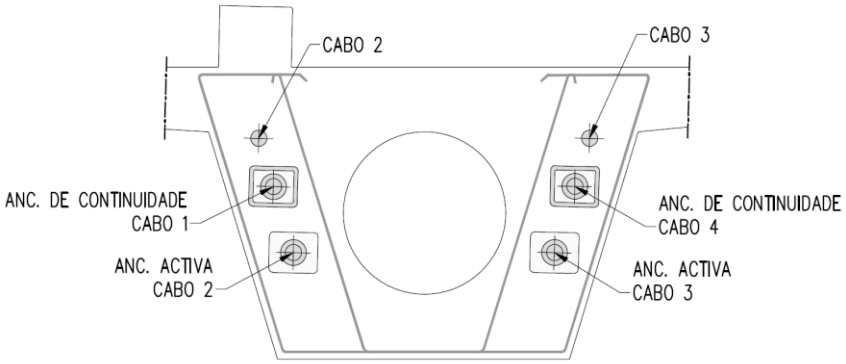


Figura 3.11 – Corte transversal na junta de betonagem (adaptado de Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

3.3.5. LIGAÇÃO TABULEIRO-PILARES

A escolha do tipo de ligação entre pilar e tabuleiro é função da altura do pilar, da inércia da sua secção transversal e da sua distância ao centro de rigidez da obra, sendo este o ponto que experimenta deslocamentos nulos por efeito da ação de uma variação térmica uniforme. Num viaduto ou ponte livre nos encontros, o centro de rigidez localiza-se aproximadamente a meio da obra, em função da rigidez e das condições de apoio de cada pilar. Os pilares mais próximos do centro de rigidez experimentam menores deformações no seu coroamento, por efeito de ações térmicas, do que os pilares mais afastados. Uma vez que a força que produz um determinado deslocamento na cabeça do pilar é inversamente proporcional ao cubo da sua altura, os pilares mais altos experimentam, para a mesma deformação, esforços bastante menores do que os pilares mais baixos. Assim sendo, deve-se procurar libertar os pilares mais curtos e/ou mais afastados do centro de rigidez da obra.

O tipo de ligação entre pilar e o tabuleiro determina também diferentes valores da carga crítica de Euler para os pilares e, consequentemente, diferentes comprimentos de encurvadura. Para as configurações correntes de vales em "U" ou "V" atravessados por viadutos e pontes com encontros livres, é usual que a ligação entre os pilares mais centrais (mais altos) e o tabuleiro seja monolítica ou efetuada através de apoios fixos, enquanto os pilares mais próximos das extremidades são deslizantes.

No presente caso, o tabuleiro encontra-se monoliticamente apoiado nos pilares nos alinhamentos P5 a P16, por meio de aparelhos de apoio fixos em todas as direções (de livre rotação e deslocamentos impedidos) nos alinhamentos P3, P4 e P17 a P20 e através de aparelhos de apoio unidirecionais (deslizantes) nos restantes alinhamentos (P1, P2 e P21 a P24). Os aparelhos de apoio são do tipo *pot-bearing* fixos ou deslizantes sobre *teflon* na direção longitudinal. Na Figura 3.12, encontra-se ilustrado o pormenor do coroamento de um pilar com aparelho de apoio.

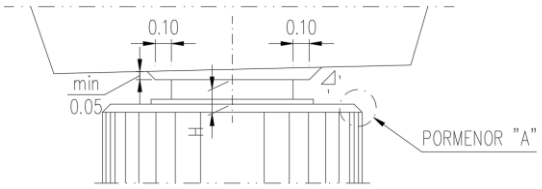


Figura 3.12 – Pormenor do coroamento do pilar com aparelho de apoio (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

3.3.6. PILARES E FUNDAÇÕES

Tendo em consideração as alturas dos pilares acima do terreno e acima do nível médio das águas do mar mencionadas anteriormente, foi necessário encontrar uma solução que conferisse aos pilares uma adequada rigidez, uma boa capacidade de absorção das cargas verticais e horizontais transmitidas pelo tabuleiro e que fosse esteticamente agradável.

Cada eixo de apoio é constituído por dois pilares, sendo estes em betão armado. O alinhamento de cada par de pilares dispõe-se ortogonalmente ao eixo da estrada. A sua secção é circular, com diâmetro igual a 1,50 m, e apresentam alturas que variam entre os 6,50 m e os 10,50 m. Relativamente à escolha do tipo de fundações, foram recolhidas informações sobre as características geológico-geotécnicas na campanha de prospeção efetuada no local da obra. Tendo em conta os resultados obtidos, foram adotadas fundações indiretas por estacas, selecionando uma solução de pilar-estaca com diâmetro igual a 1,50 m. Em cada alinhamento, os pares de pilares são ligados transversalmente por uma viga de equilíbrio soterrada com 1,20 m de largura e altura igual a 1,80 m, contribuindo também para a transparência da obra

de arte no vale do Rio Lima. A solução descrita para a fundação dos pilares da ponte encontra-se ilustrada na Figura 3.13.

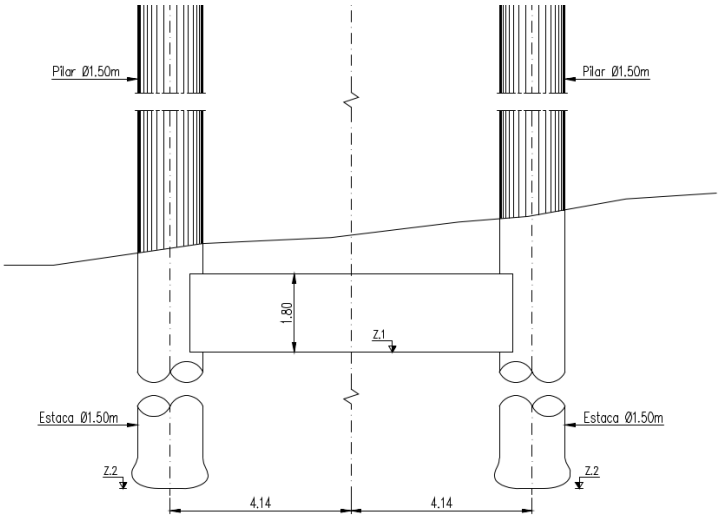


Figura 3.13 – Fundação dos pilares da ponte (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

3.3.7. LIGAÇÃO TABULEIRO-ENCONTROS

O tabuleiro está apoiado em cada encontro através de dois aparelhos de apoio do tipo *pot-bearing* dispostos nos alinhamentos das vigas. No sentido longitudinal, os tabuleiros têm dilatação livre em ambos os encontros, mas travados transversalmente. Todos os aparelhos de apoio permitem rotações em ambas as direções. Na Figura 3.14 encontra-se representado o alçado de um dos encontros.

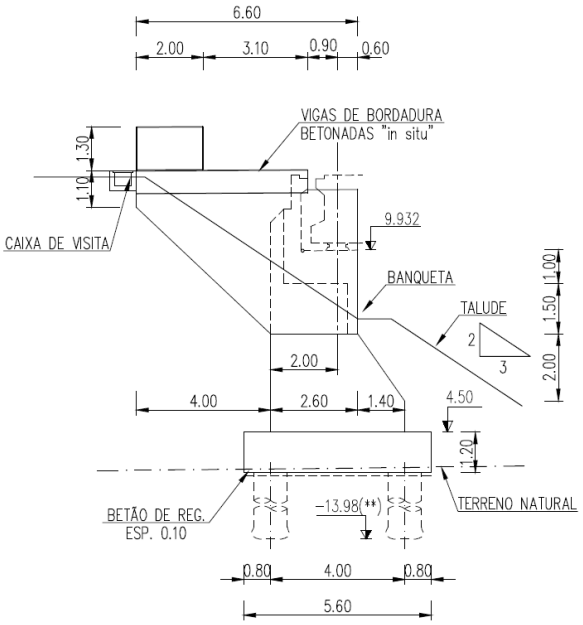


Figura 3.14 – Alçado do encontro E1 (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

3.3.8. ENCONTROS E FUNDAÇÕES

Ambos os encontros da estrutura são do tipo perdido, sendo constituídos por dois montantes ligados superiormente ao nível da viga estribo por um muro de testa central, sendo a sua geometria representada na Figura 3.15. Dispõem lateralmente de muros tímpano que se destinam a suportar os acrotérios e os passeios, bem como dar contenção aos aterros de acesso à obra de arte. Os montantes têm alturas variáveis entre 2,60 m e 4,00 m, medidas entre a face inferior da viga estribo e a face superior do maciço. A fundação do encontro é indireta e encontra-se dividida em dois maciços (um por cada montante) de dimensões em planta igual a 5,60 m × 4,10 m com 1,20 m de altura, cada um dos quais com 4 estacas de 1,0 m de diâmetro.

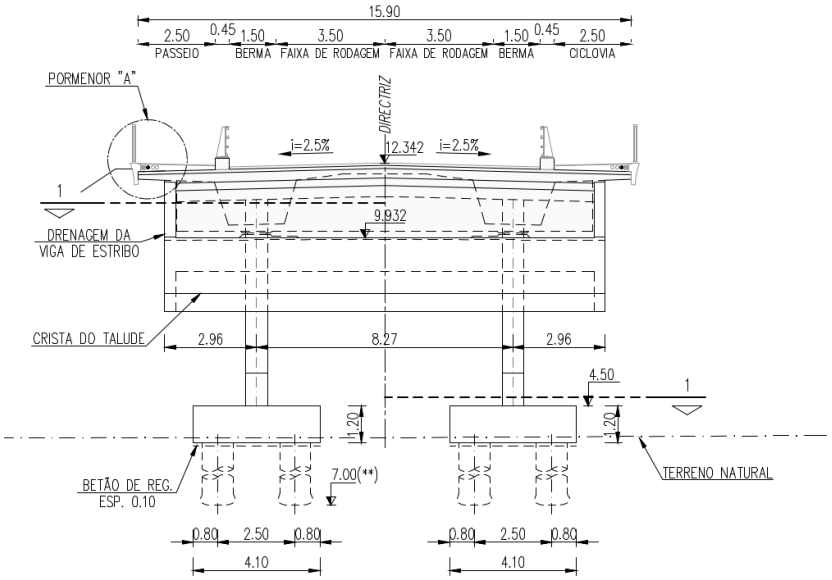


Figura 3.15 – Geometria de um dos encontros da ponte: alçado frontal (dimensões em m) (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

3.3.9. PROCESSO CONSTRUTIVO

A ponte é constituída por um único tabuleiro em betão armado e pré-esforçado, executado *in situ* com recurso a cimbre auto-lançável. A solução adotada tem vãos compatíveis com o aproveitamento económico do processo construtivo e com a geometria e altimetria dos atravessamentos em causa, o que fez com que a distribuição de vãos fosse a referida na expressão (3.1). Os processos de execução dos encontros, bem como das fundações e pilares nas margens do rio são, essencialmente, os usuais em obras de arte de betão armado.

Pretende-se que a execução das estacas no leito do rio seja realizada através de aterros provisórios no leito do Rio Lima, o que permitirá a cravação de tubos moldadores metálicos, seguida da colocação de armaduras e da respetiva betonagem. Nestes alinhamentos de apoio, as vigas de equilíbrio e os pilares vão ser executados recorrendo a pequenas ensecadeiras realizadas com estacas-prancha.

A execução do tabuleiro será faseada e sequencial, tramo-a-tramo, a partir de um dos encontros, com betonagens até 1/5 do vão seguinte e com aplicação do pré-esforço tal como é corrente nos viadutos de betão armado pré-esforçado betonados *in situ*.

De forma a suportar as cofragens, foi equacionada a utilização de um cimbre auto-lançável, ilustrado na Figura 3.16. De facto, a pretensão de minimizar a duração da permanência dos aterros provisórios no leito do Rio Lima torna inviável o recurso a uma solução de escoramento ao solo para construção da obra sobre o rio. Por outro lado, dada a grande extensão total do tabuleiro da Ponte (816 m), o recurso a cimbres móveis suportados por vigas de lançamento é a solução adequada, quer em termos técnicos como económicos, uma vez que para este comprimento está assegurada a sua rentabilização.

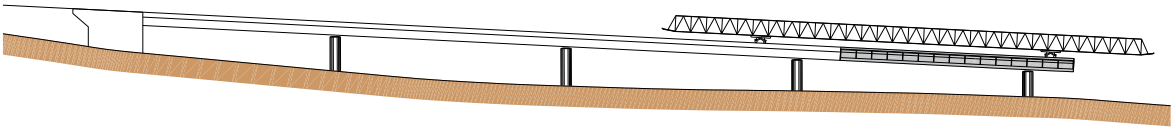


Figura 3.16 - Construção de tabuleiro com cimbre auto-lançável (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

3.4. CONCLUSÃO

Ao longo deste capítulo foi apresentada e caracterizada a solução adotada para a nova travessia sobre o Rio Lima. A apresentação e caracterização detalhadas da solução original apresentam um papel fundamental neste trabalho, uma vez que permitem estabelecer uma base de comparação necessária para avaliar a solução alternativa proposta no Capítulo 4. Para além de oferecer uma compreensão da solução original, a identificação das características estruturais, dos materiais utilizados e do método construtivo permitem justificar a adoção deste tipo de solução, face às necessidades da obra. Apesar de esta solução original ser uma abordagem eficiente, é relevante estudar outras soluções estruturais alternativas, em particular, uma solução de tabuleiro em π.

No Capítulo 4, será apresentada uma solução variante para a ponte, seguida de uma análise detalhada e do dimensionamento dos seus elementos estruturais, com o objetivo final de conhecer as vantagens adicionais que pode oferecer, tanto em termos técnicos, como em termos económicos, face à solução original.

4

SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA A NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA

4.1. INTRODUÇÃO

Nesta secção, será apresentado, detalhadamente, o estudo de uma solução alternativa à originalmente implementada para a nova travessia sobre o Rio Lima. Esta solução é baseada na utilização de longarinas delgadas de grande cutelo, também designada como tabuleiro em π, e será dimensionada para vencer vãos da ordem dos 45 m.

Neste capítulo, será descrito, na íntegra, o processo de dimensionamento de uma ponte, de acordo com o que é efetuado no dimensionamento de um projeto real de uma ponte. O estudo desta solução alternativa inclui a definição das características da secção transversal, a quantificação das ações atuantes, as análises transversal e longitudinal, o dimensionamento dos elementos estruturais principais da ponte (tabuleiro, pilares e fundações), e as verificações de segurança propostas nos Eurocódigos estruturais. Através da análise desta solução, é pretendido demonstrar as suas potenciais vantagens, no sentido de averiguar se esta é uma alternativa viável e eficiente do projeto original.

4.2. COMPRIMENTO E VÃOS DA PONTE

Como já foi referido no capítulo anterior, a Obra de Arte que será implementada para a travessia do Rio Lima, totaliza um comprimento livre do tabuleiro de 816 m, com vãos intermédios de comprimento igual a 33 m e vãos extremos com 28,5 m. De forma a efetuar uma comparação coerente entre as duas soluções em causa, foi necessário fixar alguns parâmetros, sendo o comprimento do tabuleiro um deles.

Enquanto a solução alternativa (longarinas delgadas de elevado cutelo) pode vencer vãos da ordem dos 45 m, a solução original (longarinas espessas de baixo cutelo) é aplicável apenas a vãos com comprimentos até 35 m. A vantagem da solução alternativa é evidente: a possibilidade de executar vãos mais extensos permite que os pilares fiquem mais espaçados, resultando assim numa diminuição do número de pilares ao longo do comprimento da ponte. Considerando o comprimento total do tabuleiro e a limitação que a solução variante confere ao comprimento do vão, foi adotada a distribuição de vãos apresentada na expressão (4.1).

$$34{,}00 + 17 \cdot 44{,}00 + 34{,}00 = 816{,}00\ m \tag{4.1}$$

Analisando a expressão (4.1), foram adotados no total 19 vãos, sendo que dois são vãos extremos e possuem um comprimento igual a 34 m e os restantes (vãos intermédios) apresentam comprimento igual a 44 m. Tal como na solução original, o comprimento do vão extremo é aproximadamente 80% do vão intermédio. Na Figura 4.1 encontra-se ilustrada a extensão total da ponte.

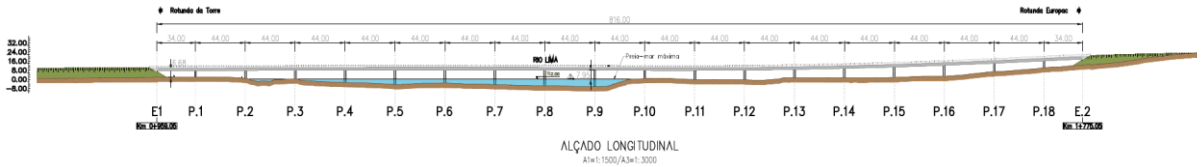


Figura 4.1 – Extensão total da solução alternativa para a ponte

4.3. SECÇÃO TRANSVERSAL

Após definir o comprimento dos vãos da ponte e já tendo sido definida qual seria o tipo de solução a adotar para o tabuleiro da ponte, é necessário estabelecer as dimensões adequadas para a secção transversal. Para isso, foram utilizadas relações adotadas das estabelecidas por Teixeira (2015), que analisou obras de arte similares construídas nos últimos anos e estabeleceu relações empíricas que caracterizam totalmente a secção com base na largura do tabuleiro e no comprimento do vãos. As relações estabelecidas para definir as dimensões da secção transversal em π encontra-se apresentadas nas equações (4.2) a (4.15). A Figura 4.2 ilustra as nomenclaturas das dimensões obtidas através dessas relações.

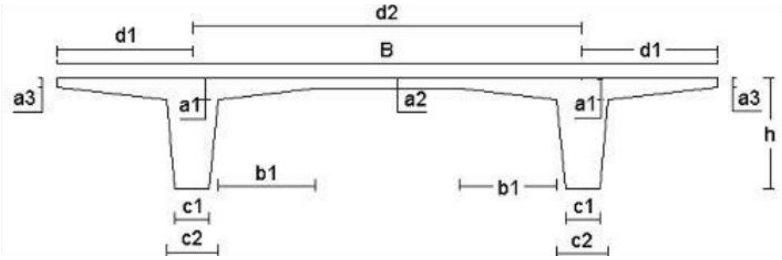


Figura 4.2 – Dimensões do tabuleiro em π (Teixeira, 2015)

$$B = d1 + d2 + d1 \quad (4.2)$$

$$d1 = \frac{2}{9} \cdot B \quad (4.3)$$

$$d2 = \frac{5}{9} \cdot B \quad (4.4)$$

$$a1 = 0.028571 \cdot B - 0.014286 \quad (4.5)$$

$$a2 = 0.25 \; se \; B \leq 13m \quad (4.6)$$

$$a2 = 0.3 \; se \; 13 < B \leq 16.5m \quad (4.7)$$

$$a2 = 0.35 \; se \; B > 16.5m \quad (4.8)$$

$$a3 = a1 - 0.15 \quad (4.9)$$

$$c1_{apoios} = \frac{B}{10} \quad (4.10)$$

$$c1_{vãos} = \frac{B}{20} \quad (4.11)$$

$$c2_{apoios} = \frac{B}{10} + 0.3 \quad (4.12)$$

$$c2_{vãos} = \frac{B}{20} + 0.3 \quad (4.13)$$

$$b1_{apoios} = \frac{d2}{5} \quad (4.14)$$

$$b1_{vãos} = \frac{d2}{5} + (c2_{apoios} - c2_{vãos}) \quad (4.15)$$

Uma vez que a altura do tabuleiro depende do comprimento dos vãos (L) e da largura do tabuleiro (B), esta foi obtida através da equação (4.16).

$$h = \frac{(3 \cdot B + 65) \cdot L}{1666} \quad (4.16)$$

Apesar de estas equações já terem sido alvo de estudo, foi pertinente voltar a validar as mesmas, comparando-as com soluções de tabuleiros em π que foram implementadas mais recentemente, razão pela qual as equações (4.10) a (4.13) foram adaptadas, face às estabelecidas por Teixeira (2015).

Após validação das relações, foram definidas duas secções transversais para o tabuleiro, uma localizada zona central do vão e a outra na zona do apoio, representadas na Figura 4.3 e na Figura 4.4, respetivamente. De salientar que os desenhos de ambas as secções transversais estão pormenorizados a nível de projeto de execução, contendo todos os detalhes necessários, conforme as boas práticas de Engenharia. Através das figuras, é possível perceber que a alma da secção de meio-vão tem uma largura mínima de 0,80 m e que a secção localizada sobre o apoio apresenta uma alma mais espessa, com 1,80 m na base. Isto garante que, nos alinhamentos centrais da ponte em que os pilares são mais altos, seja possível considerar continuidade total entre pilares e tabuleiro, eliminando os aparelhos de apoio. Esta conceção tem a vantagem de limitar o comprimento de encurvadura destes pilares na direção longitudinal, permitindo viabilizar soluções do tipo pilar-estaca, tal como no projeto original.

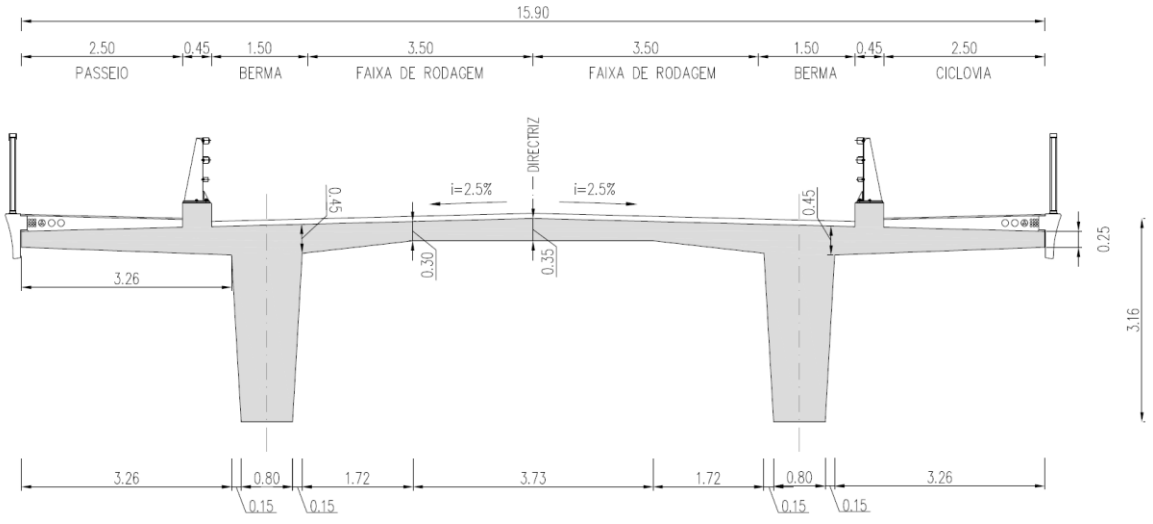


Figura 4.3 – Secção transversal na zona de meio-vão (dimensões em m)

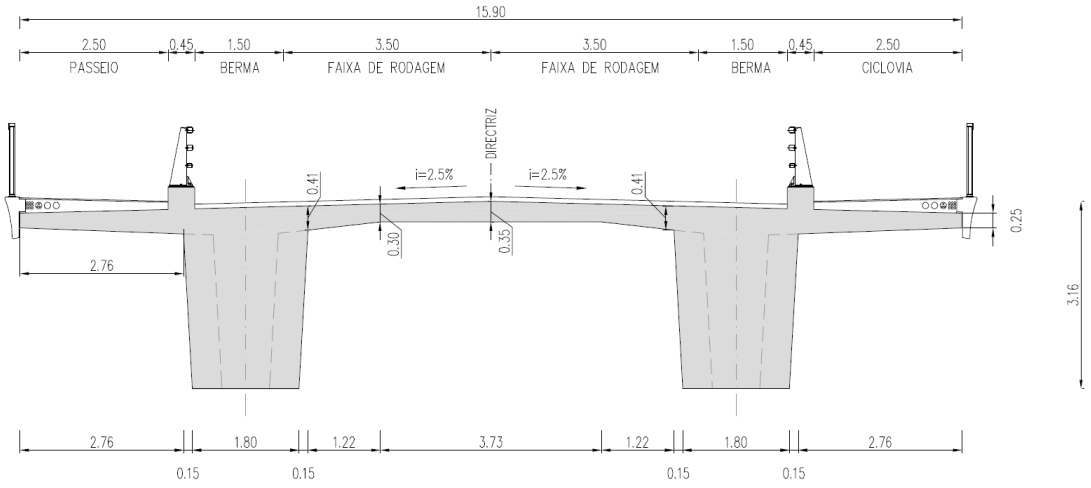


Figura 4.4 – Secção transversal na zona do apoio (dimensões em m)

A divisão da plataforma de rodagem foi considerada igual à da solução original, apresentada na secção 3.3.2 do Capítulo 3, como é possível observar através das Figura 4.3 e Figura 4.4.

4.4. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

Por norma, no dimensionamento de pontes é necessário considerar fenómenos que normalmente seriam desprezados no dimensionamento de estruturas de edifícios (OBrien et al., 2014). Para além disso, as pontes encontram-se submetidas a diversas ações, impostas pela natureza ou pela utilização corrente, e que podem trazer uma dificuldade acrescida para o seu dimensionamento.

As ações atuantes em pontes, que serão caracterizadas em seguida, foram classificadas de acordo com as seguintes definições, de acordo com o que se encontra preconizado na NP EN 1990 (2009):

- Ações permanentes (*G*): trata-se de uma ação com elevada probabilidade de atuar durante um determinado período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido, até se atingir um determinado valor limite. Neste grupo de ações estão contidas a ação do peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais e o pré-esforço;
- Ações variáveis (*Q*): Ações cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável nem é sempre no mesmo sentido. Esta classe de ações inclui cargas devidas ao tráfego, forças de frenagem e arranque, cargas provocadas pela ação dos peões nos passeio, vento, variações de temperatura e neve; e,
- Deformações: Esta classe é referente às ações que são causadas por deformações, como por exemplo os efeitos da fluência e retração do betão.

A estrutura deve ser projetada de forma a que sejam considerados todos os tipos de cargas atuantes e que os esforços por estas provocados não excedam a capacidade resistente dos materiais. A estrutura deve ser também capaz de suportar as condições ambientais esperadas e acomodar qualquer deformação causada pelas ações que nela atuam. Após definir quais as ações que ocorrem sobre a estrutura da ponte e quantificá-las, é necessário combiná-las de acordo com os coeficientes parciais de segurança preconizados nos Eurocódigos estruturais.

É importante salientar que, devido às limitações temporais inerentes ao desenvolvimento desta dissertação, foram abordadas e caracterizadas as ações mais relevantes que devem ser consideradas num projeto de pontes. Relativamente às ações permanentes, foram considerados o peso próprio, as restantes cargas permanentes e o pré-esforço. Em temos de ações variáveis, foram estudados o tráfego, a força de frenagem e arranque, as variações de temperatura, o vento e o sismo. Foi também necessário ter em conta as deformações a que a estrutura se encontra sujeita, sendo estas a retração e a fluência. Nas secções 4.4.1, 4.4.2 e 4.4.3 do Capítulo 4 serão detalhados todos os efeitos das ações aplicados à estrutura, considerados de acordo com a legislação em vigor.

4.4.1. AÇÕES PERMANENTES

No que diz respeito às ações permanentes, existem dois tipos de ação relevante, sendo que devem ser avaliados separadamente: as ações devidas ao peso próprio dos elementos estruturais e as restantes cargas permanentes, que são relativas a ações devidas ao peso próprio dos elementos não estruturais.

4.4.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais

De forma a determinar o peso próprio dos elementos estruturais, foi selecionado, para o tabuleiro e pilares da ponte, um betão de classe de resistência C35/45, com um peso volúmico associado igual a 25 kN/m^3.

4.4.1.2. Restantes cargas permanentes

Para o tipo de Obra de Arte em estudo, as restantes cargas permanentes devem-se, essencialmente, ao peso próprio do pavimento, dos lancis e das guardas de segurança, das vigas de bordadura, dos guarda-corpos e do enchimento do passeio. No caso particular do pavimento betuminoso, foram considerados 0,04 m adicionais à sua espessura, para ter em conta uma possível necessidade de repavimentação ou reparação no futuro. Os elementos não estruturais, bem como os valores das cargas associados a cada um, encontram-se representados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1- Cargas associadas aos elementos não estruturais

Elemento não estrutural	Espessura média [m]	Peso volúmico [kN/m^3]	Valor da carga
Pavimento betuminoso	0,12	25	3,0 kN/m^2
Lancil e guarda de segurança	(-)	(-)	4,9 kN/m
Viga de bordadura e guarda-corpos	(-)	(-)	4,5 kN/m
Enchimento do passeio	0,18	15	2,7 kN/m^2

A distribuição espacial destas ações foi modelada de acordo com a disposição real destes elementos na plataforma da ponte, conforme a Figura 4.5. Uma vez que a viga de bordadura e guarda-corpos e o lancil e guarda de segurança possuem uma largura bastante reduzida, as suas ações foram modeladas como cargas lineares aplicadas ao longo do comprimento do tabuleiro.

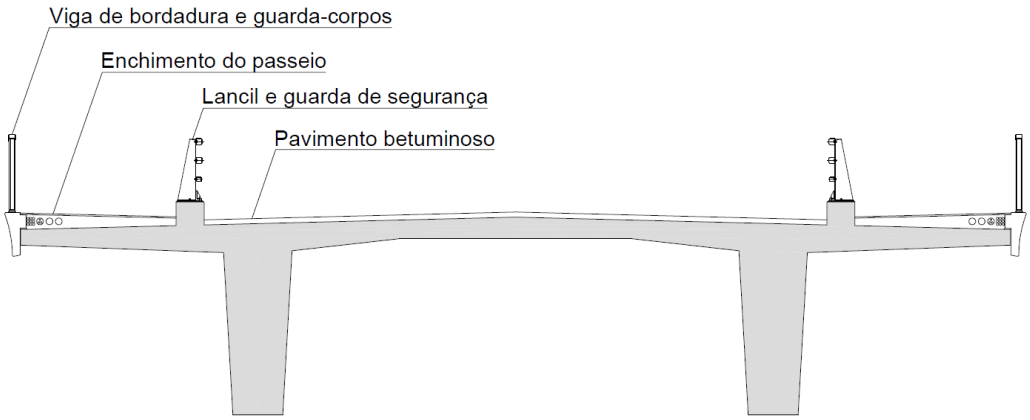


Figura 4.5 – Identificação dos elementos não estruturais

4.4.1.3. Pré-esforço

Os cabos de pré-esforço a adotar foram definidos tendo em consideração o tipo de estrutura e as ações atuantes de modo a tirar o melhor partido possível dos cabos que são correntes no mercado. Tal como na solução original, o tabuleiro é executado faseadamente e sequencialmente, tramo a tramo, a partir de um dos encontros, com betonagens até 1/5 do vão seguinte e aplicação do pré-esforço, tal como é corrente nos viadutos de betão armado pré-esforçado, betonados *in situ*. Prevê-se a utilização de um cimbre auto-lançável para suporte das cofragens durante a execução do tabuleiro.

O pré-esforço de cada viga do tabuleiro será realizado por pós-tensão, sendo constituído por cabos de 19 cordões, de modo a possibilitar a utilização de macacos hidráulicos de dimensões reduzidas para o seu tensionamento. O traçado dos cabos de pré-esforço, definido para o cálculo, é parabólico e considera excentricidades máximas positivas e negativas nas secções de momentos fletores máximos atuantes, na zona dos vãos e nos apoios sobre os pilares, respetivamente. Os pontos de inflexão do traçado foram estabelecidos a uma distância de $L/10$ dos pilares, sendo L a dimensão do vão em causa, como é usual neste tipo de obras. Desta forma, pretendeu-se majorar os efeitos hiperestáticos do pré-esforço, aproveitando-os para o controlo das tensões nas secções de momento fletor máximo negativo (secções sobre os apoios), onde os efeitos isostáticos costumam ser manifestamente insuficientes dadas as características geométricas das secções transversais em "T" (centro de gravidade próximo da fibra superior e, consequentemente, pequenas excentricidade do pré-esforço). Como é sabido, na zona dos vãos, ou seja, na zona de momentos fletores positivos, os efeitos hiperestáticos do pré-esforço são desfavoráveis. No entanto, a grande eficiência das secções em "T" para esforços deste sinal, motivada pelas grandes excentricidades do pré-esforço, compensa os efeitos hiperestáticos menos favoráveis.

Foram admitidas as propriedades consideradas no cálculo das ações do pré-esforço apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Propriedades para o cálculo das ações do pré-esforço

Pré-esforço	f_{puk}=1860 MPa; $f_{p0,1k}$=1670 MPa; $A_{cordão}$ = 1,5 cm^2
Tensão de esticamento	$\sigma_{po'} = 0{,}75 \cdot f_{puk}$ = 1395 MPa
Perdas por atrito	μ (coef. de atrito) = 0.20; k (coef. de atrito parasita) = 0.01
Reentrada dos cabos	ΔL_c (reentrada das cunhas) = 6 mm
Perdas por deformação do betão	Percentagem = 0,6%
Perdas diferidas	Percentagem = 12%

No modelo de cálculo, a ação do pré-esforço é considerada pela aplicação de cargas equivalentes. Admitiu-se, simplificadamente, que o valor do pré-esforço é constante ao longo do vão, isto é, estimou-se um valor médio para as perdas instantâneas por atrito, deformação elástica e reentrada dos cabos, e diferidas por fluência, retração e relaxação dos cabos.

As parábolas associadas aos cabos de pré-esforço foram definidas através de equações do tipo (4.17).

$$y = a \cdot x^2 \tag{4.17}$$

Inicialmente, as cargas equivalentes foram calculadas para uma força de pré-esforço paramétrica igual a 1000 kN. Os valores das correspondentes das forças de desvio ao longo dos vãos (cargas uniformemente distribuídas) encontram-se apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Cargas uniformemente distribuídas para uma força de pré-esforço igual a 1000 kN

Parábola	x [m]	y [m]	a [m]	Cargas distribuídas [kN/m]
P1	12,75	1,981	0,012	24,372
P2	17,85	2,200	0,007	13,809
P3	3,40	0,457	0,040	79,087
P4	4,40	0,571	0,030	59,029
P5	17,60	2,086	0,007	13,466

Os valores das ações devidos ao pré-esforço foram inseridos no programa de cálculo, sendo de seguida obtidos os esforços nas longarinas. O pós-processamento dos resultados obtidos foi realizado com recurso a folhas de cálculo desenvolvidas pela Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda (AdF) que permitem obter, de forma automática, as envolventes de esforços e as tensões nas longarinas para as combinações de ações definidas regulamentarmente. Os gráficos dos esforços e das tensões obtidos ao longo das longarinas encontram-se apresentados nos anexos A2.1.2 e A2.2.2, respetivamente.

4.4.2. AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis em pontes são referentes a cargas que sofrem variações ao longo do tempo, tanto em termos de ordem de grandeza, direção, ou até mesmo de localização. No âmbito deste estudo, foram tratadas ações referentes às sobrecargas dos veículos, variações de temperatura, vento e sismo.

4.4.2.1. Ações de tráfego em pontes rodoviárias

Relativamente às ações de tráfego em pontes, seguindo as normas preconizadas na NP EN 1991-2 (2017), foram considerados os seguintes grupos de cargas de tráfego:

- *gr1a* = CUD + ST + q_{fk}; e,
- *gr2* = CUD + ST + Frenagem + Forças centrífugas.

Onde:

- CUD – Carga uniformemente distribuída (*Uniform Distributed Load*, na nomenclatura inglesa);
- ST – Par de cargas concentradas ou sistema tandem (*Tandem System*, na nomenclatura inglesa); e,
- q_{fk} - Carga uniformemente distribuída em passeios.

Tendo em conta o tipo de estudo que se pretende realizar, foi apenas considerado o LM1, ou seja o Modelo de Carga 1, contido na NP EN 1991-2 (2017). O Modelo de Carga 1 é destinado ao caso de tráfego em geral, cobrindo a maioria dos efeitos do tráfego de camiões e automóveis, sendo representado através de cargas concentradas e cargas distribuídas. O LM1 deve ser aplicado em cada via dedicada e na área remanescente, como será explicado em seguida, e foi utilizado tanto para verificações gerais como locais. Além disso, foram também considerados os coeficientes de redução da sobrecarga associados a este modelo, assumindo que a ponte é de classe II, ou seja, trata-se de uma ponte inserida em itinerários com características de tráfego mais corrente, incluindo estradas e autoestradas, de acordo com cláusula 4.3.2(3) contida no Anexo Nacional da NP EN 1991-2 (2017). Os coeficientes de redução da sobrecarga associados a uma ponte de classe II encontram-se apresentados na Tabela 4.4 e possuem os seguintes significados:

- α_{Qi} – Coeficiente de correção de certos modelos de cargas em vias *i* (*i*=1,2...);
- α_{qi} – Coeficiente de correção de certos modelos de cargas em vias *i* (*i*=1,2...); e,
- α_{qr} – Coeficiente de correção de modelos de carga na área remanescente.

Tabela 4.4 - Coeficientes de redução da sobrecarga associados a uma ponte de classe II (adaptado de NP EN 1991-2, 2017)

Classe	α_{Q1}	$\alpha_{Qi}\ (i \geq 2)$	α_{q1}	$\alpha_{qi}(i \geq 2)$	α_{qr}
II	0,9	0,8	0,7	1,0	1,0

Antes de definir os casos de carga do LM1, é importante começar por proceder à divisão da plataforma de rodagem em vias dedicadas. A largura das vias dedicadas, w_l,e o número máximo (inteiro) dessas vias na plataforma de rodagem é definido através das equações contidas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Número e largura das vias dedicada (adaptado de NP EN 1991-2, 2017)

Largura da plataforma de rodagem, *w*	Número de vias dedicadas	Largura de uma via dedicada w_l	Largura da área remanescente [m]
$w < 5{,}4\ m$	$n_l = 1$	*3 m*	$w - 3\ m$
$5{,}4\ m \leq w < 6\ m$	$n_l = 2$	$\left(\frac{w}{2}\right)$	*0*
$6\ m \leq w$	$n_l = int\ \left(\frac{w}{3}\right)$	*3 m*	$w - 3 \cdot n_l$

No caso particular da ponte em estudo, a largura da plataforma de rodagem, *w*, é igual a 10 m, pelo que, *w* > 6 m. Na Tabela 4.6 encontram-se apresentados o número e a largura das vias dedicadas em função da largura da plataforma de rodagem.

Tabela 4.6 – Cálculo do número e da largura das vias dedicadas (adaptado de NP EN 1991-2, 2017)

Número de vias dedicadas	$n_l = int\left(\frac{10}{3}\right) = 3$
Largura de uma via dedicada w_l	$3\ m$
Largura da área remanescente	$10 - 3 \cdot 3 = 1\ m$

É importante referir que, de acordo com a cláusula 4.2.4 da NP EN 1991-2 (2017), a localização e numeração das vias de circulação não está necessariamente relacionada com a respetiva numeração.

Tal como será definido nas secções 4.6.3.4 e 4.6.3.6 do Capítulo 4, cada verificação de segurança, por exemplo verificações de ELU de resistência à flexão ou esforço transverso de uma secção transversal, deve ter configurações diferentes no que diz respeito ao número de vias a considerar carregadas, a sua localização na plataforma de rodagem e a sua numeração. Estas configurações devem ser escolhidas de forma a que os efeitos dos modelos de carga sejam os mais desfavoráveis. Assim sendo, e de acordo com a sua posição, a via de circulação que produz os efeitos mais desfavoráveis é denominada de via número 1, a via que produz o segundo efeito mais desfavorável é a via número 2, e assim sucessivamente. Na Figura 4.6 encontram-se ilustrado um exemplo de um caso geral de numeração de vias, onde:

- *w* – Largura da plataforma de rodagem;
- w_l – Largura da via dedicada;
- 1 – Via dedicada nº 1;
- 2 – Via dedicada nº 2;
- 3 – Via dedicada nº 3; e,
- 4 – Área remanescente.

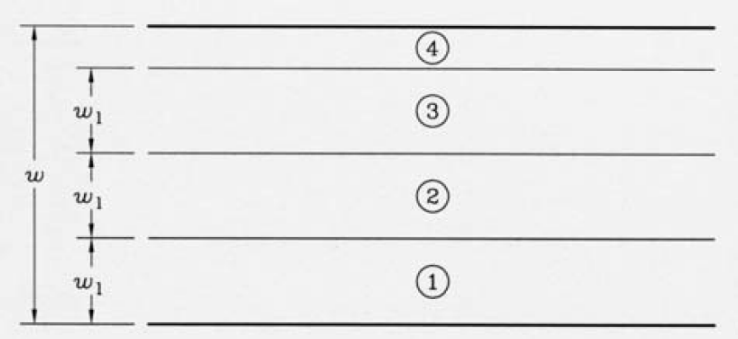


Figura 4.6 – Exemplo de um caso geral de numeração de vias (adaptado de NP EN 1991-2, 2017)

O LM1 descrito na NP EN 1991-2 (2017), é resultante da atuação conjunta de dois sistemas parciais, sendo estes o sistema tandem (ST) e cargas uniformemente distribuídas (sistema CUD). O sistema tandem (ST) é constituído por cargas concentradas em dois eixos, sendo que a carga por eixo é obtida através da equação (4.18).

$$\alpha_Q Q_k \tag{4.18}$$

Sendo que os valores para o coeficiente α_Q se encontram apresentados na Tabela 4.4.

A NP EN 1991-2 (2017) define que deve ser considerado apenas um ST por via dedicada e que devem ser considerados apenas sistemas tandem completos. Uma vez que existem três vias dedicadas, de acordo com o que se apresenta na Tabela 4.6, foram considerados três ST completos.

As cargas uniformemente distribuídas (CUD) são aplicadas em cada via dedicada, com o peso por metro quadrado apresentado na equação (4.19).

$$\alpha_q q_k \tag{4.19}$$

Sendo que os valores para o coeficiente de correção se encontram apresentados na Tabela 4.4.

Os valores característicos a atribuir aos coeficientes Q_{ik} e q_{ik} do LM1 encontram-se apresentados na Tabela 4.7, enquanto a sua representação se encontra ilustrada na Figura 4.7.

Tabela 4.7 - Valores característicos das cargas do modelo LM1 (adaptado de NP EN 1991-2, 2017)

Posição	Sistema tandem – ST	Sistema CUD
	Carga por eixo Q_{ik} [kN]	Carga por área q_{ik} (ou q_{rk}) [kN/m^2]
Via dedicada nº 1	300	9
Via dedicada nº 2	200	2,50
Via dedicada nº 3	100	2,50
Outras vias dedicadas	0	2,50
Área remanescente	0	2,50

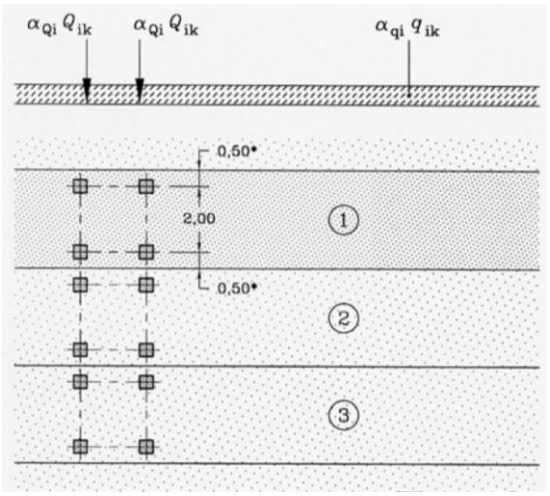


Figura 4.7 – Aplicação do LM1 (adaptado de NP EN 1991-2, 2017)

As designações apresentadas na Figura 4.7 possuem os seguintes significados:

- Q_{ik} - refere-se à aplicação da carga concentrada Q na i-ésima via dedicada;
- q_{ik} - refere-se à aplicação da carga distribuída q na i-ésima via dedicada; e,

- q_{rk} - refere-se à aplicação da carga distribuída q na área remanescente.

Como já foi mencionado anteriormente, o ST1 deve ser aplicado na posição mais desfavorável, para as verificações locais. De acordo com o que se encontra descrito na cláusula 4.3.2(5) da NP EN 1991-2 (2017), quando são considerados dois sistemas tandem em vias dedicadas adjacentes, estes podem ser colocados juntos, desde que a distância entre eixos das rodas não seja inferior a 0,50 m, como se encontra representado na Figura 4.8.

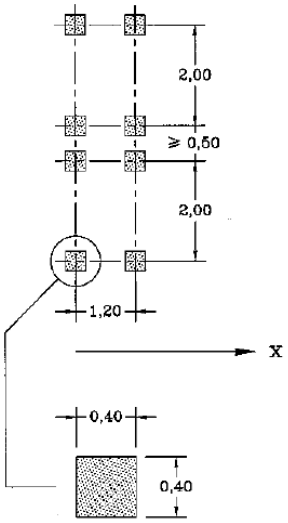


Figura 4.8 – Aplicação de sistemas tandem para verificações locais (dimensões em m) (NP EN 1991-2, 2017)

De acordo com o que se encontra preconizado na NP EN 1991-2 (2017), para o grupo de cargas *gr1a*, é aplicado o LM1 à plataforma de rodagem, de acordo com o que já foi descrito até agora. Porém, este grupo de cargas também considera um valor para uma carga uniformemente distribuída aplicada ao passeio e ciclovias.

Para além das cargas mencionadas, a cláusula 5.3.2.1 da NP EN 1991-2 (2017), refere que para pontes rodoviárias com passeios ou com ciclovias, como é o caso da ponte em estudo, deve ser definida uma carga uniformemente distribuída, q_{fk}, a aplicar no passeio ou na ciclovia, como se encontra ilustrado na Figura 4.9.

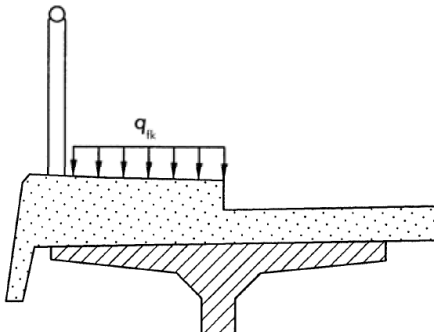


Figura 4.9 – Valor característico da carga num passeio ou numa ciclovia (NP EN 1991-2, 2017)

Esta carga uniformemente distribuída de valor igual a 5,00 kN/m^2, aplicada ao passeio e/ou à ciclovia, está associada ao Modelo de Carga 4 (carga de multidão) que, quando esta ação é considerada um risco,

pretende representar os efeitos estáticos de uma multidão contínua e densa. No entanto, quando é considerado o LM1, a NP EN 1991-2 (2017) recomenda que o valor desta carga uniformemente distribuída seja reduzido para 3,00 kN/m^2, de acordo com as informações contidas no quadro 4.4a da mesma norma. Ao longo desta dissertação, esta ação será denominada de sobrecarga do passeio.

Uma vez que não existe informação específica a esta respeito e de acordo com a nota 1 da cláusula 5.3.2.3(1) da NP EN 1991-2 (2017), foi admitido que, no passeio, pode circular um veículo de serviço com as mesmas características do veículo definido na cláusula 5.6.3 da mesma norma. Esta cláusula (5.6.3) considera a presença acidental de veículos na ponte, utilizando um modelo de carga constituído por um grupo de dois eixos de 80 kN e 40 kN, como se encontra ilustrado na Figura 4.10. Esta sobrecarga pretende representar os efeitos da circulação acidental de um veículo de serviço no passeio da ponte.

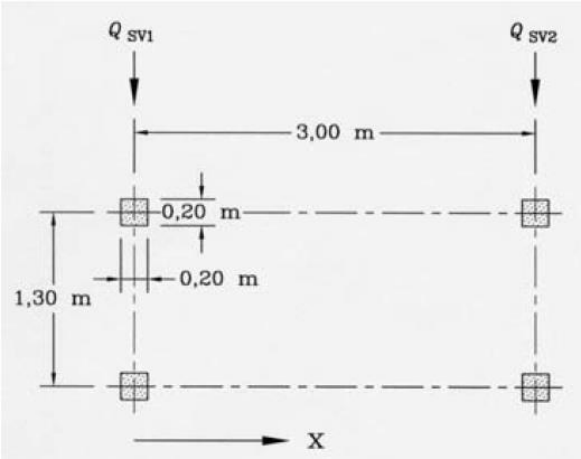


Figura 4.10 – Veículo de serviço (NP EN 1991-2, 2017)

As designações apresentadas na Figura 4.10 possuem os seguintes significados:

- X – Direção do eixo da ponte;
- $Q_{sv1} = 80$ kN; e,
- $Q_{sv2} = 40$ kN.

4.4.2.2. Força de frenagem e de arranque

No que diz respeito à análise transversal do tabuleiro da ponte, não foram consideradas forças de frenagem e de arranque, uma vez que são definidas na norma europeia como forças longitudinais e horizontais, aplicadas na plataforma de rodagem do tabuleiro da ponte. Para o cálculo destas forças foram consideradas as equações preconizadas na NP EN 1991-2 (2017). A força de frenagem, Q_{lk}, tem um valor característico máximo igual a 900 kN, que corresponde à força de frenagem máxima aplicada por veículos militares. Esta ação é calculada como uma fração do valor máximo da carga vertical aplicada na via dedicada 1 proveniente do LM1, de acordo com a equação (4.20).

$$Q_{1k} = 0{,}6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0{,}10 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$
$$180 \cdot \alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{1k} \leq 900\ (kN) \tag{4.20}$$

Onde:

- L – Comprimento do tabuleiro.

Caso os coeficientes α sejam iguais à unidade, o valor da força de frenagem é calculado através da equação (4.21), para uma via com 3 m de largura e para um comprimento carregado igual a $L > 1{,}2$ m.

$$Q_{1k} = 360 + 2{,}7 \cdot L\ (\leq 900\ kN) \tag{4.21}$$

4.4.2.3. Variações de temperatura

São considerados dois tipos de efeitos térmicos: variações uniformes de temperatura e variações diferenciais de temperatura. As primeiras podem fazer com que a ponte expanda e contraia e, no caso destas variações de comprimento sejam restringidas, são geradas tensões. As variações de temperatura diferenciais ocorrem quando certas fibras da secção transversal da ponte aquecem ou arrefecem mais do que outras. Este efeito provoca curvatura da ponte e pode gerar momentos de flexão caso a ponte esteja restringida. (OBrien et al., 2014)

Os valores característicos considerados para as variações uniformes de temperatura, ΔT_u, e para as variações diferenciais de temperatura, ΔT_d, foram os apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Valores característicos para as variações uniformes e diferenciais de temperatura

ΔT_u [ºC]	ΔT_d [ºC]
+25	+15
-15	-5

4.4.2.4. Vento

A ação do vento foi quantificada de acordo com o que se encontra proposto no Anexo Nacional da NP EN 1991-1-4 (2010). Tendo em consideração a localização da Obra de Arte (Viana do Castelo), foi considerada uma categoria de terreno com rugosidade tipo II, de acordo com a Tabela 4.9. O local foi considerado como zona B, o que implica uma velocidade base de vento, $v_{b,0}$, igual a 30 m/s, consultando a Tabela 4.10.

Tabela 4.9 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010)

	Categoria de terreno	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3

III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1	15

Tabela 4.10 - Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

As ações do vento em pontes produzem forças nas direções *x*, *y* e *z*. A ação do vento exercida sobre os veículos é considerada assumindo que estes ocupam uma banda retangular continua sem vazios e com uma altura acima do nível da plataforma de rodagem. De forma a calcular a força produzida pelo vento, foi necessário começar por determinar as dimensões do tabuleiro da ponte que se encontram apresentadas na Tabela 4.11, sendo que as nomenclatura das dimensões do tabuleiro foram atribuídas de acordo com a Figura 4.11.

Tabela 4.11 – Dimensões do tabuleiro da ponte

Comprimento do tabuleiro (*L*) [m]	816,000
Largura do tabuleiro (*b*) [m]	16,408
Altura do tabuleiro (*d*) [m]	3,403

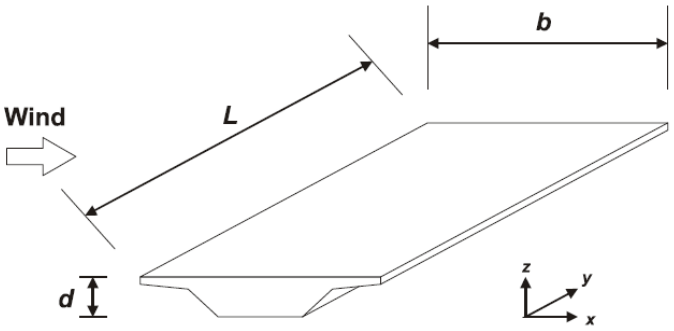


Figura 4.11 - Nomenclaturas das dimensões do tabuleiro da ponte

Para escolher o procedimento de cálculo da resposta da estrutura à ação do vento, é preciso avaliar se é necessário um procedimento de cálculo de resposta dinâmica, segundo a cláusula 8.2(1) da NP EN 1991-1-4 (2010). De acordo com a nota 1 da cláusula 8.2(1) do Anexo Nacional da referida norma, para um tabuleiro de uma ponte rodoviária normal com vão inferior a 125 m, como é o caso da solução em estudo, fica dispensada a utilização de métodos de análise dinâmica. Deste modo, a força produzida pelo vento

na direção transversal ao eixo do tabuleiro (ou seja, na direção *x*, de acordo com a Figura 4.11) pode ser calculada através do método simplificado, contido na cláusula 8.3.2(1) da NP EN 1991-1-4 (2010), atendendo à equação (4.22).

$$F_W = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \tag{4.22}$$

Onde:

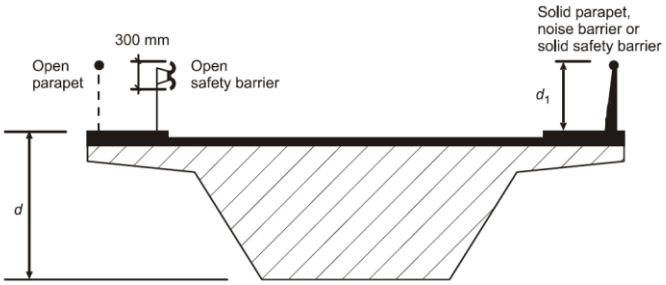
- ρ – Massa volúmica do ar;
- v_b – Valor de referência da velocidade do vento;
- C – Coeficiente de força do vento; e,
- $A_{ref,x}$ – Área de referência.

O cálculo da área de referência, $A_{ref,x}$, é efetuado através da equação (4.23). A altura a considerar para a área de referência, d_{tot}, é calculada através das expressões da Tabela 4.12, tendo em consideração a ilustração da Figura 4.12.

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L \tag{4.23}$$

Onde:

- d_{tot} – Altura total do tabuleiro, considerando a altura das barreiras de segurança; e,
- L – Comprimento do tramo do tabuleiro de uma ponte.



Legenda:

Open parapet	Guarda-corpo vazado
Open safety barrier	Guarda de segurança vazada
Solid parapet, noise barrier or solid safety barrier	Guarda-corpo não vazado, barreira anti-ruído ou guarda de segurança não vazada

Figura 4.12 – Altura a considerar para $A_{ref,x}$ (NP EN 1991-1-4, 2010)

Tabela 4.12 - Altura d_{tot} a considerar para $A_{ref,x}$ (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010)

Barreiras de segurança	Num lado	Nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	d + 0,3 m	d + 0,6 m
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	d + 0,6 m	d + 1,2 m

No que diz respeito às barreiras de segurança da ponte, foram considerados guarda-corpos vazados nos dois lados do tabuleiro, tal como na solução original, pelo que a altura total (d_{tot}) a considerar para o cálculo da área de referência ($A_{ref,x}$) é igual a d+1,2 m. No caso da combinação de ação com carga de tráfego, a altura total a considerar é igual à soma da altura do tabuleiro com um comprimento de 2 m a partir do nível da plataforma de rodagem e ao longo do comprimento mais desfavorável. A altura média da rasante do tabuleiro, ou seja, a altura de referência, z_e, foi considerada igual a 16,55 m. Para obter o valor do coeficiente de força, C, foi considerada a Tabela 4.13, adaptada da NP EN 1991-1-4 (2010), efetuando as interpolações necessárias.

Tabela 4.13 – Coeficiente de força C para pontes (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010)

b/d_{tot}	$z_e \leq 20$ m	$z_e = 50$ m
≤ 0.5	6.7	8.3
≥ 4.0	3.6	4.5

Por fim, após obter todos os coeficientes necessários, foram calculadas as forças na direção x produzidas pelo vento, $F_{w,x}$, tanto para a combinação com ação de base vento, como para a combinação com ação de base tráfego. Estes valores encontram-se apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Coeficientes e forças na direção x produzidas pelo vento

	Combinações	
	Ação de base vento	Ação de base tráfego
d_{tot} [m]	4,603	5,403
$A_{ref,x}$ [m^2]	4,603	5,403
b/d_{tot}	3,565	3,037
C	3,600	4,453
$F_{w,x}$ [kN/m^2]	9,321	13,534

As forças do vento na direção longitudinal (direção y, de acordo com a Figura 4.11), $F_{w,y}$, produzidas pelo vento em tabuleiros de pontes de vigas de alma cheia, são iguais a 25% das forças produzidas pelo vento na direção x, de acordo com a NP EN 1991-1-4 (2010). Os valores das forças do vento na direção y, tanto para a combinação de base vento, como para a combinação de ação de base tráfego, encontram-se apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Forças na direção y produzidas pelo vento

	Combinações	
	Ação de base vento	Ação de base tráfego
$F_{w,y}$ [kN/m^2]	2,330	3,383

A ação do vento na direção z, $F_{w,z}$, (de acordo com a Figura 4.11) é apresentada na NP EN 1991-1-4 (2010) como uma força com uma excentricidade, e, como se encontra ilustrado na Figura 4.13. No

entanto, no modelo de cálculo esta ação foi modelada como uma carga vertical uniformemente distribuída nas longarinas.

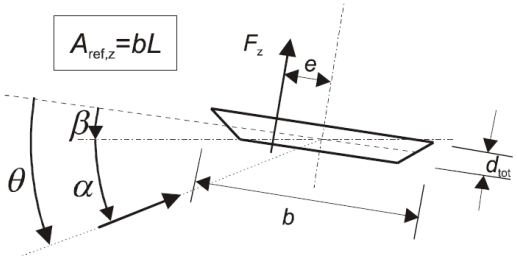


Figura 4.13 - Excentricidade da ação no vento na direção *z* (adaptado de NP EN 1991-1-4, 2010)

De forma a ter em conta as condições do projeto original, foi definido um valor para o coeficiente de exposição, c_e, igual a 2,7 e, uma vez que não existiam ensaios em túnel de vento, foi adotado, de acordo com o que se apresenta na cláusula 8.3.3(1) da NP EN 1991-1-4 (2010), um valor igual a 0,9 para o coeficiente de força $c_{f,z}$. Considerando, mais uma vez, a equação (4.22), foi obtido um valor para a força na direção *z* produzida pelo vento igual a 22,43 kN/m^2, sendo que foi necessário distribuir este valor pelas duas longarinas, considerando a excentricidade, *e*, referida e um comprimento entre longarinas igual a 8.28 m. Os valores das forças do vento na direção *z* encontram-se apresentados na Tabela 4.16 e, a título de exemplo, a Figura 4.14 ilustra as forças ascendentes produzidas pelo vento na direção *z* consideradas no modelo de cálculo. Nesta fase, é importante referir que foi definido que os efeitos mais desfavoráveis das ações foram aplicados à longarina da esquerda. Uma vez que a estrutura é simétrica na direção transversal, esta decisão não foi baseada em nenhum critério.

Tabela 4.16 – Forças na direção *z* produzidas pelo vento

	Força do vento vertical ascendente, $F_{w,z}$ [kN/m]	Força do vento vertical descendente, $F_{w,z}$ [kN/m]
Longarina da esquerda (mais desfavorável)	21,995	-21,995
Longarina da direita	0,435	-0,435

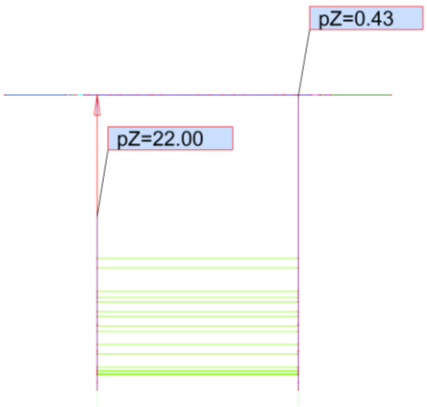


Figura 4.14 - Forças ascendentes na direção *z* produzidas pelo vento (forças em kN)

4.4.2.5. Sismo

Para ter em consideração os efeitos das ações sísmicas, foram adotados os parâmetros que se encontram previstos no Anexo Nacional contido na NP EN 1998-1 (2010), que divide o território nacional em zonas sísmicas. A segurança das estruturas deve ser verificada de acordo com dois cenários distintos de ação sísmica: um que representa um sismo afastado (sismo tipo 1) e outro que representa um sismo próximo (sismo tipo 2). O zonamento do território em Portugal Continental a adotar, em função do tipo de ação sísmica, encontra-se representado na Figura 4.15, sendo que a Obra de Arte em estudo encontra-se localizada nas zonas sísmicas 1.6 e 2.5.

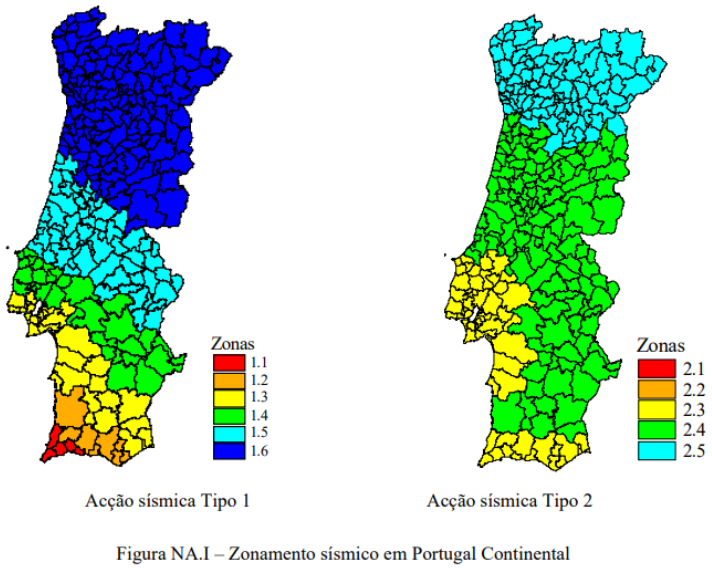


Figura 4.15 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (adaptado de NP EN 1998-1, 2009)

Deste modo, para efeitos de dimensionamento sísmico, às zonas 1.6 e 2.5 estão associadas acelerações máximas de referência, a_{gR}, iguais a 0,35 m/s^2 e 0,8 m/s^2, respetivamente, conforme se encontra indicado na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (adaptado de NP EN 1998-1, 2009)

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s²)
1,1	2,5	2,1	2,5
1,2	2,0	2,2	2,0
1,3	1,5	2,3	1,7
1,4	1,0	2,4	1,1
1,5	0,6	2,5	0,8
1,6	0,35	(-)	(-)

A consideração da influência das condições geológicas ocorrentes no terreno é efetuada atendendo à descrição do perfil estratigráfico, de acordo com o que se encontra apresentado na Tabela 4.18. Tendo em conta o exposto, e consoante a composição do terreno existente, foi considerado um terreno do tipo E.

Tabela 4.18 – Tipo de terreno (adaptado de NP EN 1998-1, 2009)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [pancadas/30 cm]	c_u [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	(-)	(-)
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com v_s > 800 m/s	(-)	(-)	(-)

A ponte deve ser calculada de forma a que o seu comportamento, sob a ação sísmica de cálculo, seja dúctil, ou de ductilidade limitada, de acordo com a cláusula 2.3.2.1(1) da NP EN 1998-2 (2008). Tendo isto em consideração, foi adotado um coeficiente de comportamento igual a 1,50 para a direção horizontal, conforme a cláusula 2.3.2.3(1) da mesma norma. Para a atuação do sismo vertical foi considerado um coeficiente de comportamento igual a 1,00, conforme a cláusula 4.1.6(12).

De acordo com a NP EN 1998-2 (2008): "Em geral, as pontes situadas em auto-estradas e em estradas nacionais, assim como as pontes ferroviárias, são consideradas como pertencentes à classe de importância II (importância média)". Tendo isto em consideração, a ponte em estudo enquadra-se nesta classe, sendo o seu coeficiente de importância igual a 1,00.

De acordo com as considerações mencionadas, foram definidos os espetros de resposta de cálculo horizontais ilustrados na Figura 4.16.

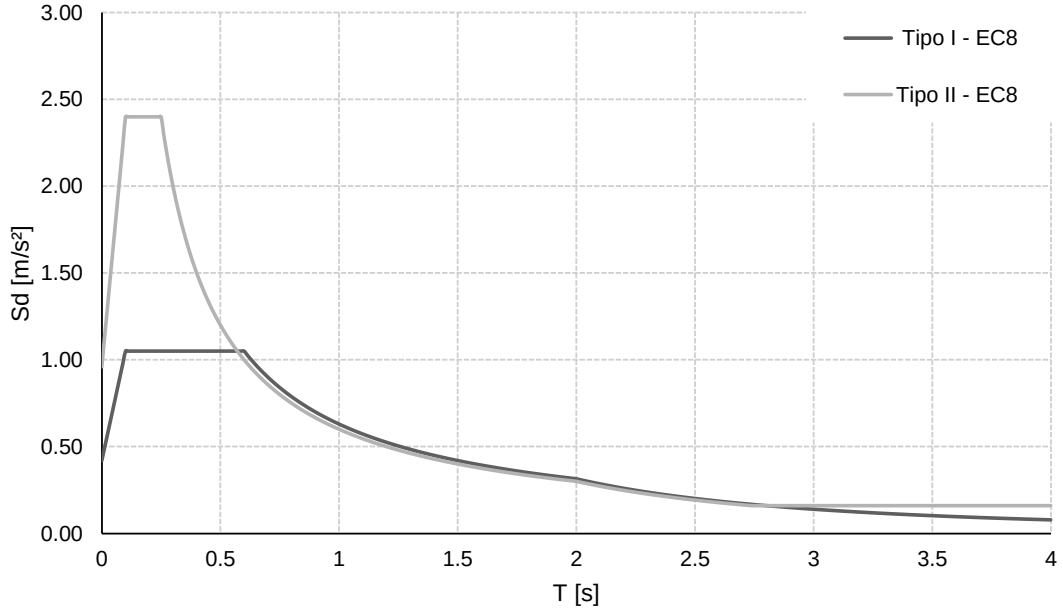


Figura 4.16 – Espetros de resposta de cálculo horizontais para os sismos tipo 1 e tipo 2 (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

4.4.3. DEFORMAÇÕES

Os efeitos da retração e da fluência são fenómenos que provocam a deformação do betão ao longo do tempo e é importante compreendê-los, uma vez que influenciam o desempenho da estrutura a longo prazo. Neste Capítulo, serão descritos estes efeitos e de que forma é que foram tidos em consideração no dimensionamento da solução alternativa para a ponte em estudo.

4.4.3.1. Retração

A retração é uma deformação diferida, ou seja, ocorre ao longo de toda a vida útil da estrutura. A extensão final de retração do betão, ε_{cs}, é obtida através da soma da extensão de retração por secagem, ε_{cd}, e a extensão de retração autogénea, ε_{ca}, de acordo com a equação (4.24), presente na NP EN 1992-1-1 (2010).

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \tag{4.24}$$

Foram tidas em conta as restantes considerações preconizadas na NP EN 1992-1-1 (2010), adotando uma humidade relativa igual a 75% e uma idade de betão de 20000 dias após o início da construção.

A extensão final de retração foi considerada no modelo de cálculo como uma variação uniforme de temperatura Δt_{cs}. Este valor de temperatura foi obtido através da divisão da extensão final de retração pelo coeficiente α (igual a 10^{-5}), de acordo com o que se apresenta na equação (4.25).

$$\Delta t_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha} = -34{,}75℃ \tag{4.25}$$

4.4.3.2. Fluência

A fluência trata-se da deformação lenta e progressiva do betão, quando o mesmo se encontra sujeito à ação de uma carga constante ao longo do tempo. Em viadutos e pontes em que o esquema estrutural global se altera ao longo da execução da obra, a fluência dá origem a redistribuições dos esforços devidos ao peso-próprio da estrutura e ao pré-esforço. Por outro lado, nas obras construídas tramo-a-tramo, em que a execução se efetua até 1/5 do vão seguinte, os esforços atuantes ao longo do processo construtivo aproximam-se bastante dos correspondentes à "estrutura cimbrada ideal". A estrutura cimbrada ideal trata-se de um cenário fictício em que uma obra é, no seu todo, construída instantânea e simultaneamente.

Nesta fase, é importante referir que, de forma a simplificar o cálculo dos esforços atuantes na estrutura, não foram considerados os efeitos do faseamento construtivo. Apesar de esta situação não estar totalmente de acordo com a realidade, considerou-se que seria uma representação suficientemente adequada para o estudo que se pretende realizar com esta dissertação. Assim, foram desprezados os efeitos devidos às redistribuições de esforços por fluência.

4.5. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

É necessário que qualquer estrutura seja dimensionada de forma a resistir a todas ações a que é solicitada, sendo garantidos os níveis de segurança exigidos pela legislação em vigor. Assim sendo, estão preconizados dois tipos de verificação de segurança: Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). Tendo em consideração a natureza da obra (tabuleiro de uma ponte), foram efetuadas verificações de segurança ao Estado Limite Último, considerando o tabuleiro como um elemento de betão armado e pré-esforçado na análise longitudinal e como um elemento de betão armado na análise transversal. A verificação de segurança ao Estado Limite de Utilização foi efetuada através da verificação da abertura de fendas, descompressão do betão, controlo da deformação e níveis de tensão de compressão no betão.

Na secções 4.5.1 e 4.5.2 do Capítulo 4, serão apresentadas as combinações de ações atuantes na ponte, que foram consideradas para efetuar as verificações de segurança ao ELU e ao ELS.

4.5.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

A verificação do Estado Limite de Utilização é efetuada através da combinação de ações característica, da combinação de ações frequente e da combinação de ações quase permanente, sendo que estas se encontram preconizadas na NP EN 1990 (2009).

4.5.1.1. Combinação de ações característica

A combinação de ações característica, apresentada na equação (4.26), é normalmente utilizada para os estados limites irreversíveis. Esta combinação foi utilizada, na secção 4.7.3.3 do Capítulo 4, para avaliar a máxima compressão do betão.

$$S_{característica} = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i>1} \Psi_{0,i}\, Q_{k,i} \tag{4.26}$$

Onde:

- $S_{característica}$ – Valor de cálculo do esforço atuante para a combinação característica de ações;

- $G_{k,j}$ – Valor característico da ação permanente *j*;
- P – Valor representativo de uma ação de pré-esforço;
- $Q_{k,1}$ – Valor característico da ação variável de base da combinação 1;
- $Q_{k,i}$ – Valor característico da ação variável acompanhante *i*; e,
- $\Psi_{0,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável.

4.5.1.2. Combinação de ações frequente

A combinação de ações frequente, apresentada na equação (4.27), é normalmente utilizada para os estados limites reversíveis. Esta combinação de ações será aplicada para verificação de abertura de fendas na secção 4.6.5.2 do Capítulo 4, na análise transversal do tabuleiro, e na secção 4.7.3.2 do Capítulo 4, na análise longitudinal.

$$S_{freq} = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ "+" } \Psi_{1,1}\, Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i>1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i} \tag{4.27}$$

Onde:

- S_{freq} – Valor de cálculo do esforço atuante para a combinação frequente de ações;
- $\Psi_{1,1}$ – Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável; e,
- $\Psi_{2,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

4.5.1.3. Combinação de ações quase-permanente

A combinação de ações quase-permanente, apresentada na equação (4.28), é normalmente utilizada para os efeitos a longo prazo e para o aspeto da estrutura.

$$S_{QP} = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i} \tag{4.28}$$

Onde:

- S_{QP} – Valor de cálculo do esforço atuante para a combinação quase-permanente de ações.

De acordo com o que se encontra apresentado na Tabela 4.30, e tendo em conta a classe de exposição da estrutura, foi necessário verificar a descompressão do betão para a combinação quase-permanente de ações, como será apresentado na secção 4.7.3.1 do Capítulo 4.

Na Tabela 4.19, encontram-se apresentados os valores recomendados para os coeficientes de combinação regulamentar das ações variáveis, considerados em pontes rodoviárias, de acordo com EN 1990-A2, 2005.

Tabela 4.19 – Valores recomendados para os coeficientes de combinação regulamentar para pontes rodoviárias (adaptado de EN 1990-A2, 2005)

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
ST	0,75	0,75	0
CUD	0,4	0,4	0
Ações em passeios, ciclovias e passadiços	0,4	0,4	0
Vento	0,6	0,2	0
Temperatura	0,6	0,6	0,5

4.5.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para a verificação do Estado Limite Último, foi considerada a combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinação fundamental), preconizada na cláusula 6.4.3.2 da NP EN 1990 (2009). Esta combinação encontra-se apresentada na equação (4.29).

$$S_{ELU} = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j}\, G_{k,j} \text{ " + " } \gamma_P\, P \text{ "+" } \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\, \Psi_{0,i}\, Q_{k,i} \tag{4.29}$$

Onde:

- S_{ELU} – Valor de cálculo do esforço atuante em Estado Limite Último;
- $\gamma_{G,j}$ – Coeficiente parcial de segurança relativo à ação permanente *j*;
- γ_P – Coeficiente parcial de segurança relativo a ações de pré-esforço;
- $\gamma_{Q,1}$ – Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis; e,
- $\gamma_{Q,i}$ – Coeficiente parcial de segurança relativo à ação variável *i*.

Quando é necessário considerar a ação de duas ou mais ações variáveis atuantes na estrutura ao mesmo tempo, é necessário recorrer aos coeficientes de combinação regulamentar mencionados na secção 4.5.1.3 do Capítulo 4, distinguindo a ação variável base da ação variável acompanhante.

De acordo com a NP EN 1992-1-1 (2010), são recomendados valores numéricos para os coeficientes parciais de segurança, de modo a proporcionarem um nível de fiabilidade aceitável. Estes valores foram selecionados admitindo a aplicação de um nível adequado de mão-de-obra e de gestão da qualidade. Na Tabela 4.20, são apresentados os coeficientes parciais de segurança para os diferentes tipos de ações, preconizados no quadro A1.2(A) da NP EN 1990 (2009).

Tabela 4.20 – Coeficientes parciais de segurança (adaptado de NP EN 1990, 2009)

Tipo de ação	γ
Permanentes	1,35
Variáveis (exceto tráfego)	1,5
Tráfego	1,35
Térmicas	1,5

Quando os efeitos das ações variáveis (incluindo o tráfego) e das ações térmicas for favorável no cálculo dos esforços, deve ser considerado um coeficiente parcial de segurança nulo.

Para além da combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias, foi também necessário considerar combinações de ações para situações de projeto sísmicas. Estas combinações podem ser expressas de acordo com a equação (4.30), preconizada na cláusula 6.4.3.4 da NP EN 1990 (2009).

$$S_{sismo} = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ "+" } A_{Ed} \text{ " + " } \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i} \tag{4.30}$$

Onde:

- S_{sismo} – Valor de cálculo do esforço da ação sísmica; e,
- A_{Ed} – Valor de cálculo de uma ação sísmica.

4.5.2.1. Combinações de ações nos pilares

A obtenção dos esforços nos pilares foi efetuada através de um modelo tridimensional de elementos de barra, cujo dimensionamento será inteiramente exposto na secção 4.8 do Capítulo 4. Foram consideradas quatro combinações de ações: ação de base sobrecargas rodoviárias (equação (4.31)), ação de base temperatura (equação (4.32)), ação de base vento (equação (4.33)) e ação de base sismo (equação (4.34)).

Na equação (4.31), uma vez que a ação variável base é o tráfego, esta ação é multiplicada pelo coeficiente parcial de segurança 1,35, de acordo com a Tabela 4.20. Os esforços da variação diferencial de temperatura e do vento, que são ações variáveis acompanhantes, são multiplicados pelo coeficiente parcial de segurança 0,90, que resulta da multiplicação do seu coeficiente parcial de segurança (Tabela 4.20) pelo seu coeficiente de combinação regulamentar (Tabela 4.19). O procedimento é igual para as equações (4.32) e (4.33).

$$1{,}35\, G + 1{,}35 \cdot Q_1 + 0{,}90 \cdot Q_2 + 0{,}90 \cdot W \tag{4.31}$$

$$1{,}35\, G + 1{,}5 \cdot Q_2 \; + 1{,}01 \cdot Q_{1,ST} + 0{,}54 \cdot Q_{1,ST} + 0{,}90 \cdot W \tag{4.32}$$

$$1{,}35\, G + 1{,}5 \cdot W + 1{,}01 \cdot Q_{1,ST} + 0{,}54 \cdot Q_{1,ST} \tag{4.33}$$

A equação (4.34) resulta das considerações expostas na NP EN 1998-1 (2010).

$$\begin{aligned} &1{,}0 \cdot G \pm 1{,}0 \cdot (E_x \pm 0{,}3 \cdot E_y) \\ &1{,}0 \cdot G \pm 1{,}0 \cdot (E_y \pm 0{,}3 \cdot E_x) \end{aligned} \tag{4.34}$$

Onde:

- G – Esforços devidos ao valor característico da carga permanente;
- Q_1 e $Q_{1,ST}$– Envolvente dos esforços devidos aos valores característicos das sobrecargas regulamentares para pontes rodoviárias;
- Q_2 – Esforços devidos aos valores característicos da variação diferencial de temperatura;
- W – Esforços devidos à ação do vento;
- E_x – Esforços devidos à ação sísmica atuando segundo a direção *x*; e,
- E_y – Esforços devidos à ação sísmica atuando segundo a direção *y*.

4.6. ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO EM π

No presente Capítulo, pretende-se descrever, na íntegra, como foi efetuada a análise transversal da secção alternativa para o tabuleiro da ponte, sendo esta uma secção transversal em π. Serão detalhados quatro aspetos inerentes à análise transversal de um tabuleiro: o modelo de cálculo escolhido, os esforços atuantes, o dimensionamento das armaduras e as verificações de segurança efetuadas. Inicialmente, será descrito o modelo de cálculo que foi adotado, apresentando todas as sua características e justificando a sua escolha. De seguida, serão mencionados e analisados os esforços atuantes na secção e, com estes, será efetuado o dimensionamento das armaduras, conforme o que se encontra preconizado na legislação em vigor. Finalmente, serão efetuadas as verificações de segurança necessárias para garantir o bom funcionamento da estrutura.

4.6.1. MODELO DE CÁLCULO E ESFORÇOS ATUANTES

Para selecionar o modelo de cálculo mais adequado para cada tipo de análise, é necessário ter em consideração alguns aspetos, tais como o tempo de cálculo, a complexidade da análise dos resultados, as semelhanças entre o modelo e a estrutura e o esforço de cálculo computacional.

Tipicamente, nos gabinetes de projeto, os modelos de elementos finitos, revelam-se os mais adequados para efetuar análises locais em tabuleiros de pontes. Apesar da complexidade associada a este tipo de modelos, os mesmos permitem simular o comportamento real da laje, com as aproximações apropriadas. Deste modo, a análise transversal do tabuleiro em betão pré-esforçado foi efetuada com base em quatro modelos simplificados de elementos finitos: dois para a secção da consola lateral (secção 1) e outros dois para a secção da laje entre longarinas (secção 2), como se encontra ilustrado na Figura 4.17.

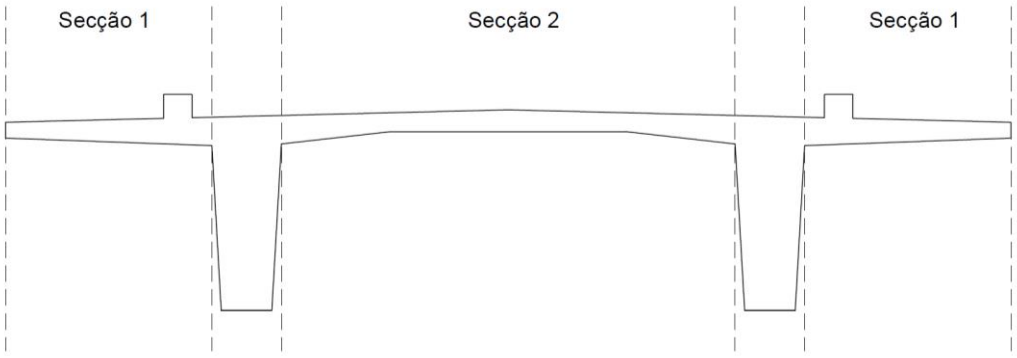


Figura 4.17 – Secções analisadas

Estes modelos foram analisados para as ações do peso próprio da estrutura, das restantes cargas permanentes e das sobrecargas regulamentares, que foram descritas ao longo da secção 4.4 do Capítulo 4.

Foi necessário avaliar quais seriam as posições mais desfavoráveis para a aplicação dos sistemas tandem, de forma a obter os efeitos mais gravosos, quer em termos de momentos fletores positivos e negativos, bem como em termos de esforço transverso. Deste modo, foram gerados quatro modelos de elementos finitos: dois para a consola e dois para a laje entre longarinas. Em ambos os casos, um dos modelos considerou que as ações dos sistemas tandem seriam aplicadas na posição mais desfavorável para os momentos fletores, enquanto no outro seriam aplicadas na posição mais desfavorável para o esforço transverso. Estes modelos serão totalmente descritos nas secções 4.6.2 e 4.6.3 do Capítulo 4.

Todos os modelos de cálculo apresentados nesta dissertação foram gerados com recurso ao programa de cálculo *Robot Structural Analysis Professional*. De salientar que, os modelos utilizados para a análise transversal do tabuleiro da ponte contemplam as variações de espessura nas diversas zonas das secções, de forma a simular as diferentes espessuras dos banzos e das almas que o tabuleiro apresenta ao longo do seu comprimento.

4.6.2. ANÁLISE TRANSVERSAL DA CONSOLA

4.6.2.1. Comprimento e largura efetiva da consola

Considerando que numa fase de análise transversal apenas se pretende simular o comportamento transversal do tabuleiro da ponte, admitiu-se que não seria necessário modelar o comprimento total de um vão intermédio, ou seja, 44 m, tendo sido modelada uma consola com comprimento igual a 15 m, que é representativa do comportamento estrutural da zona em estudo. Para além disso, foi necessário definir qual seria a largura efetiva da consola a modelar no programa de cálculo automático, de forma a representar a secção de forma adequada. Para tal, foi consultada a cláusula 5.3.2.2.(1) da NP EN 1992-1-1 (2010), que define que o vão efetivo, l_{eff}, de um elemento em consola é calculado através da equação (4.35).

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \tag{4.35}$$

Onde:

- l_n: Distância livre entre as faces dos apoios; e,
- a_1 e a_2: valores em cada extremidade do vão, representados na Figura 4.18, e determinados através da equação (4.36).

$$a_i = min\left\{\frac{1}{2}h\,;\frac{1}{2}t\right\} \tag{4.36}$$

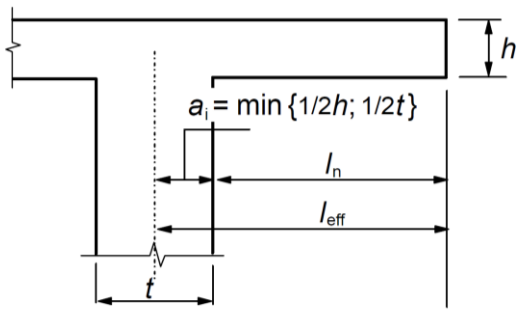


Figura 4.18 – Vão efetivo (l_{eff}) de uma consola (adaptado de NP EN 1992-1-1, 2010)

As designações atribuídas às dimensões identificadas na Figura 4.18 têm os seguintes significados:

- t: largura do apoio; e,
- h: espessura do elemento.

Tendo em conta que o valor da largura do apoio, *t*, tem valor igual a 1,1 m e que a espessura da consola, *h*, (na zona onde a consola se encontra com a longarina) é igual a 0,45 m, foi adotado o valor apresentado na equação (4.37) para o vão efetivo da consola. O vão efetivo da consola aplicado à secção transversal em estudo encontra-se ilustrado na Figura 4.19.

$$l_{eff} = 3{,}24 + \frac{0{,}45}{2} = 3{,}5\ m \tag{4.37}$$

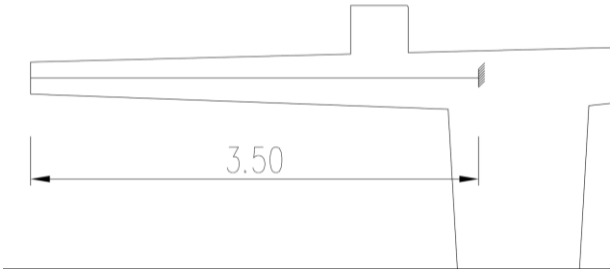


Figura 4.19 – Vão efetivo da consola (dimensões em m)

O passo seguinte foi modelar a consola no programa de cálculo, considerando as suas dimensões em planta, representadas na Figura 4.20, e a variação de espessura da sua secção transversal, ilustrada na Figura 4.21. Apesar de não ser representado na Figura 4.21, a secção transversal da consola cresce linearmente de 0,25 m até 0,45 m.

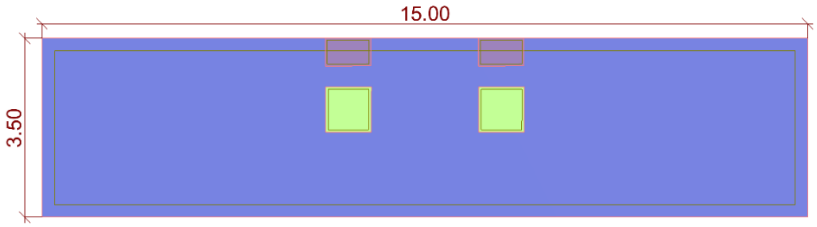


Figura 4.20 – Dimensões da consola (dimensões em m)

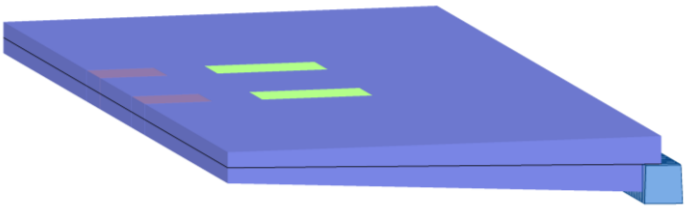


Figura 4.21 – Variação da espessura da secção transversal

4.6.2.2. Degradação das cargas concentradas

Antes de definir e quantificar as cargas atuantes na estrutura, é importante referir que, de acordo com a cláusula 4.3.6 da NP EN 1991-2 (2017), as cargas concentradas a ter em conta para verificações locais devem ser consideradas como uniformemente distribuídas em toda a sua zona de contacto. Na determinação dos esforços, foi considerada uma degradação destas cargas através do pavimento e da laje de betão, segundo linhas a 45º até à fibra média da laje, como se encontra ilustrado na Figura 4.22.

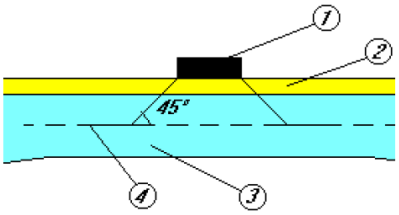


Figura 4.22 – Degradação de cargas concentradas através do pavimento e de uma laje de betão (NP EN 1991-2, 2017)

A legenda associada à ilustração da Figura 4.22 é a seguinte:

1 - Pressão de contacto da roda;
2 - Pavimento;
3 - Laje de betão; e,
4 - Plano médio da laje de betão.

O cálculo da degradação das cargas pontuais foi efetuado, de acordo com as espessuras do enchimento do passeio e da consola, que se encontram ilustradas na Figura 4.23.

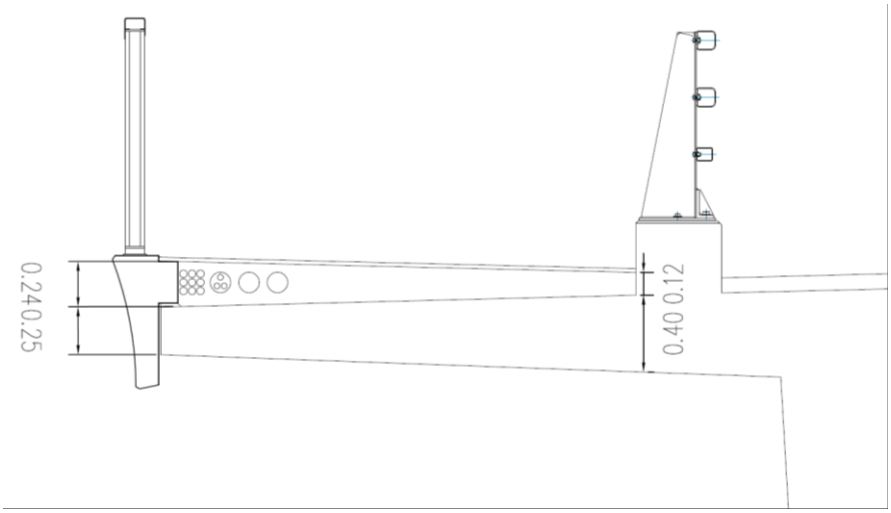


Figura 4.23 – Espessuras do enchimento do passeio e da consola (dimensões em m)

Foi considerada uma espessura média do enchimento do passeio (que varia entre os 0,24 m e os 0,12 m) e uma espessura média da consola (que varia entre os 0,25 m e os 0,40 m), da qual se obteve uma área de degradação quadrada, com lado igual a 0,89 m, de acordo com a equação (4.38). Os 0,20 m considerados na equação, são correspondentes ao lado da área de contacto das rodas do veículo.

$$\frac{0{,}25 + 0{,}40}{2} + 2 \cdot \frac{0{,}24 + 0{,}12}{2} + 0{,}20 = 0{,}89\ m \tag{4.38}$$

A área de degradação da carga encontra-se apresentada na equação (4.39), sendo que na Figura 4.24 é esquematizada a degradação das cargas concentradas ao longo da espessura média do enchimento do passeio e da consola.

$$0{,}89 \cdot 0{,}89 = 0{,}792\ cm^2 \tag{4.39}$$

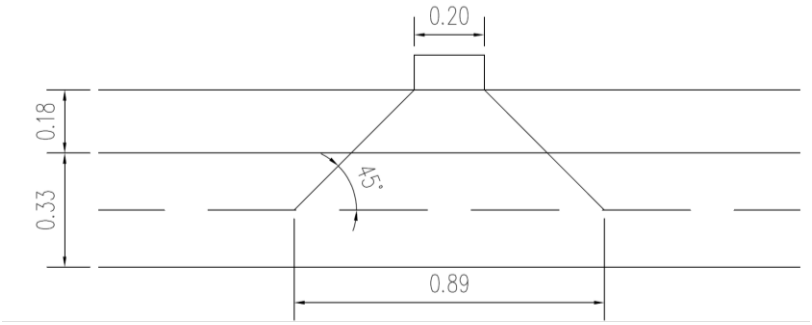


Figura 4.24 – Degradação das cargas concentradas pela espessura média do enchimento do passeio e da consola (dimensões em m)

4.6.2.3. Ações atuantes na consola

A secção da consola é constituída elementos não estruturais que devem ser considerados como restantes cargas permanentes, sendo estes: a viga de bordadura, o guarda-corpos, o enchimento do passeio, o pavimento betuminoso e o lancil do passeio. As suas ações foram aplicadas de acordo com o aquilo que foi descrito na secção 4.4.1.2 do Capítulo 4. Além destas ações, foi considerada a ação do peso próprio, cujo valor se encontra referido na secção 4.4.1.1 do Capítulo 4.

De acordo com a divisão da plataforma de rodagem, referida na secção 4.3 do Capítulo 4, é possível perceber que a consola coincide com a zona do passeio. Deste modo, foi considerada a carga uniformemente distribuída de valor igual a 3,00 kN/m^2, ou seja, a sobrecarga do passeio, e um sistema tandem (*ST*) que considera a presença acidental de um veículo de serviço no passeio da ponte, de acordo com o que se encontra ilustrado na Figura 4.10.

4.6.2.4. Posição do sistema tandem para obtenção dos momentos fletores máximos

Como já foi mencionado, é posição do sistema tandem é relevante para a obtenção dos esforços. Neste caso, uma vez que se pretendia obter os momentos fletores mais desfavoráveis na secção da consola lateral, a posição mais gravosa para o sistema tandem seria no extremo da consola, como se ilustra na Figura 4.25.

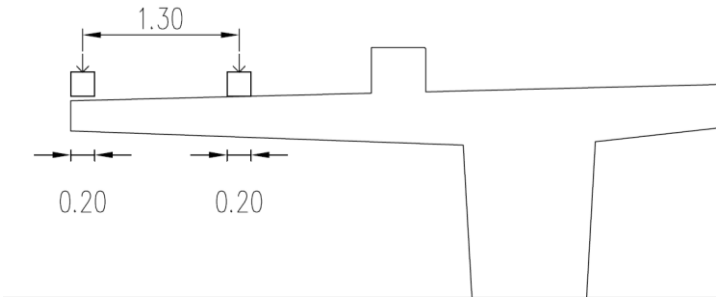


Figura 4.25 – Posição do ST na consola para obter o momento fletor máximo, sem dispersão de carga (dimensões em m)

De salientar que, a posição do ST para obtenção do momento fletor máximo faz com que a área de dispersão da carga concentrada para as rodas localizadas à esquerda seja inferior à mencionada na equação (4.39), como é possível reparar na Figura 4.26.

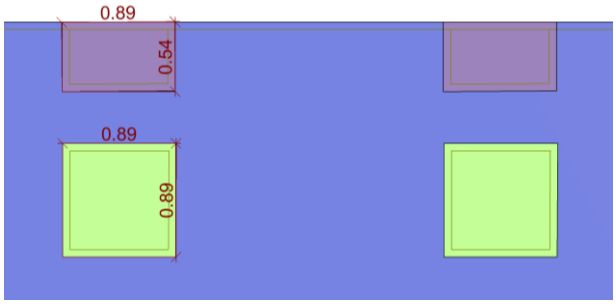


Figura 4.26 – Área de dispersão das cargas concentradas para o momento fletor máximo (dimensões em m)

Considerando as áreas de dispersão ilustradas na Figura 4.26 e o sistema tandem associado à carga do veículo de serviço preconizada na NP EN 1991-2 (2017), descrita na secção 4.4.2.1 do Capítulo 4, os valores das ações associadas ao ST para o momento fletor máximo são os apresentadas na Figura 4.27. O seu cálculo encontra-se apresentado na Tabela 4.21.

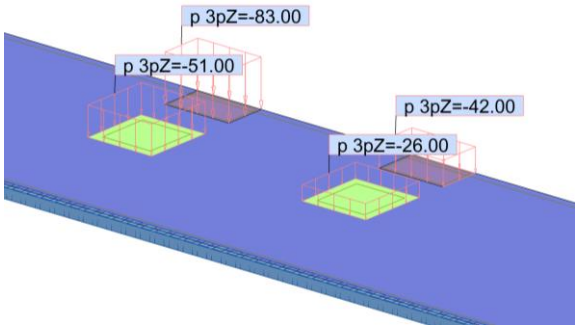


Figura 4.27 – Valores das ações associadas ao sistema tandem para o momento fletor máximo (forças em kN/m^2)

Tabela 4.21 – Valores das ações associadas ao sistema tandem para o momento fletor máximo

Valores das ações do sistema tandem
$\frac{40}{0{,}89 \cdot 0{,}545} = 82{,}5\ kN/m^2$
$\frac{20}{0{,}89 \cdot 0{,}545} = 41{,}2\ kN/m^2$
$\frac{40}{0{,}89 \cdot 0{,}89} = 50{,}5\ kN/m^2$
$\frac{20}{0{,}89 \cdot 0{,}89} = 25{,}2\ kN/m^2$

4.6.2.5. Momentos fletores máximos

Após aplicar todas as cargas atuantes no modelo, considerando a sua disposição e valores, foram obtidos os valores dos integrais dos momentos fletores máximos, para as combinações de Estado Limite Último (ELU). Para tal, foi efetuada uma integração de esforços atuantes ao longo de um comprimento de 2 m, denominado “A”, conforme se encontra ilustrado na Figura 4.28.

No que diz respeito a combinação de ações de ELU, cuja ação de base é o veículo de serviço, foi obtido um valor do integral do momento fletor máximo igual a 357,95 (kNm/m).m, como é possível verificar na Figura 4.28. A combinação de ações de ELU, cuja ação de base é a sobrecarga do passeio, foi obtido um valor do integral do momento fletor igual a 299,11 (kNm/m).m, ilustrado na Figura 4.29.

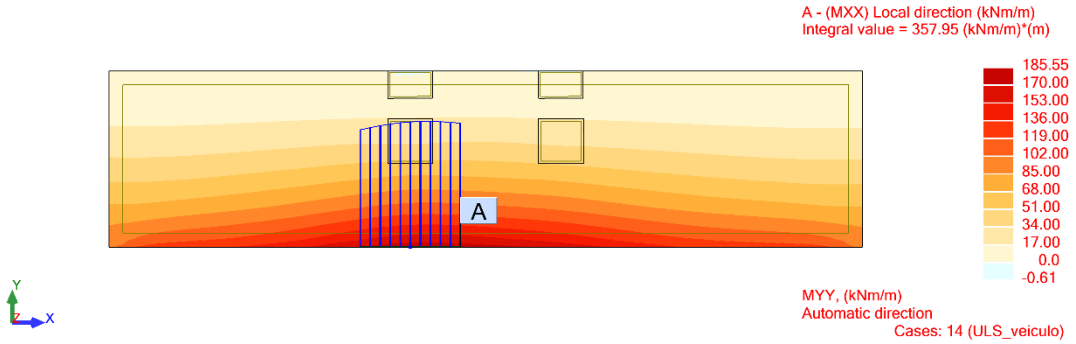


Figura 4.28 – Momentos fletores na consola para a combinação de ELU com ação de base veículo de serviço

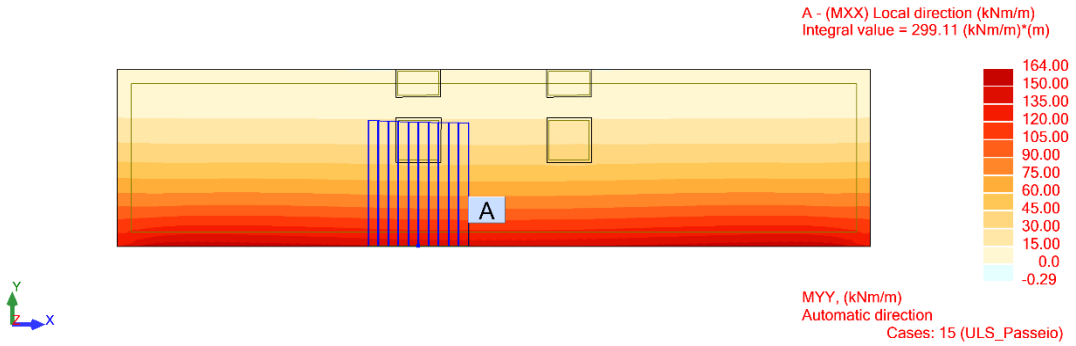


Figura 4.29 - Momentos fletores na consola para a combinação de ELU com ação de base sobrecarga do passeio

Conclui-se, portanto, que com a combinação de ações de Estado Limite Último, cuja ação de base é o veículo de serviço, é obtido o momento fletor máximo na consola.

4.6.2.6. Posição do sistema tandem para obtenção do esforço transverso máximo

O valor do esforço transverso máximo foi obtido, considerando uma posição do sistema tandem que fazia com que a degradação da zona de contacto ficasse a uma distância igual a *2d* do apoio. Foi considerada esta distância por ser a que dá origem a maiores esforços atuantes, dado que para distâncias menores se pode utilizar o fator de redução de carga junto à zona do apoio, conforme a cláusula 6.2.2(6) da NP EN 1992-1-1 (2010).

Nesta fase, o valor *d*, correspondente à da secção transversal, foi considerado aproximadamente igual a 0,9*h*, sendo que *h* corresponde à altura total da secção. O valor estimado para *d* encontra-se apresentado na equação (4.40), considerando que *h* é igual a 0,45 m.

$$d \approx 0{,}9h = 0{,}41\ m \tag{4.40}$$

Neste caso, não foi possível colocar a carga exatamente a uma distância 2*d* (igual a 0,82 m) uma vez que existia um obstáculo (lancil do passeio), como se encontra representado na Figura 4.30. Deste modo, a posição da roda foi considerada imediatamente a seguir ao lancil, de acordo com o que se encontra ilustrado na Figura 4.31.

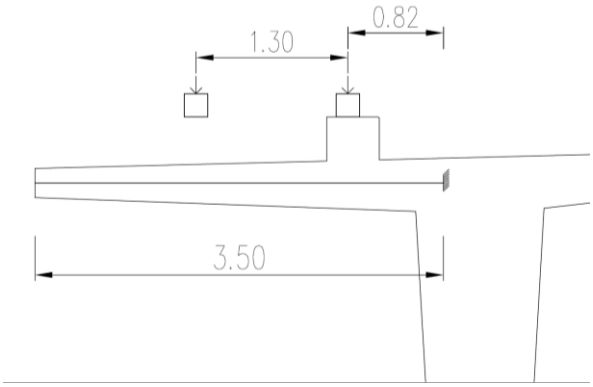


Figura 4.30 – Posição hipotética do sistema tandem a 2*d* do apoio (dimensões em m)

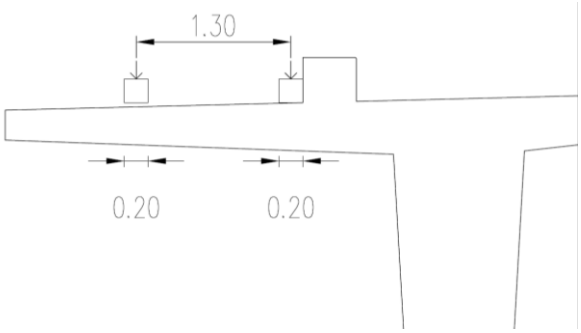


Figura 4.31 – Posição considerada para o sistema tandem para obtenção do esforço transverso máximo, sem dispersão da carga (dimensões em m)

Em oposição ao caso do momento fletor máximo, para o esforço transverso máximo é possível considerar a área de dispersão de carga na sua totalidade, como se encontra apresentado na equação (4.39). Tendo em conta a área de dispersão da carga na sua totalidade e o ST do veículo de serviço preconizado na NP EN 1991-2 (2017), descrito na secção 4.4.2.1 do Capítulo 4, os valores das ações associadas ao sistema tandem para o esforço transverso máximo são as apresentadas na Figura 4.32 e o cálculo das mesmas encontra-se apresentado na Tabela 4.22.

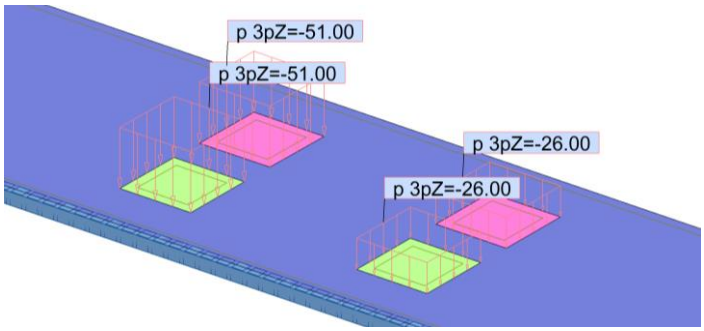


Figura 4.32 – Valores das ações associadas ao sistema tandem para o esforço transverso máximo (forças em kN/m^2)

Tabela 4.22 – Valores das ações associadas ao sistema tandem para o esforço transverso máximo

Valores das ações do sistema tandem
$\frac{40}{0{,}89^2} = 50{,}5\ kN/m^2$
$\frac{20}{0{,}89^2} = 25{,}2\ kN/m^2$

4.6.2.7. Esforços transversos máximos

Considerando as cargas do sistema tandem aplicadas na posição mais desfavorável, bem como as restantes cargas atuantes na estrutura, foram obtidos os valores dos integrais dos esforços transversos máximos, para as combinações de Estado Limite Último (ELU). Estes valores foram obtidos efetuando uma integração de esforços atuantes ao longo de um comprimento de 2 m, com a denominação "A" (identificado na Figura 4.33) conforme se encontra ilustrado na Figura 4.33.

Para a combinação de carga de ELU com o veículo de serviço como ação de base, foi obtido um valor do integral de esforço transverso igual a 195,03 (kNm/m).m, como se encontra apresentado na Figura 4.33. No caso da combinação de ações de ELU com a sobrecarga do passeio como ação de base, foi obtido um valor do integral de esforço transverso igual a 148,12 (kNm/m).m, ilustrado na Figura 4.34.

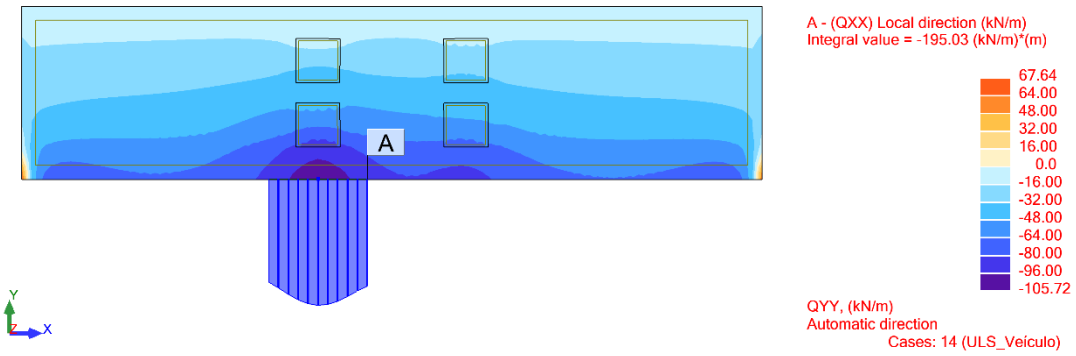


Figura 4.33 – Esforço transverso máximo na consola para a combinação de ELU de ação base veículo de serviço

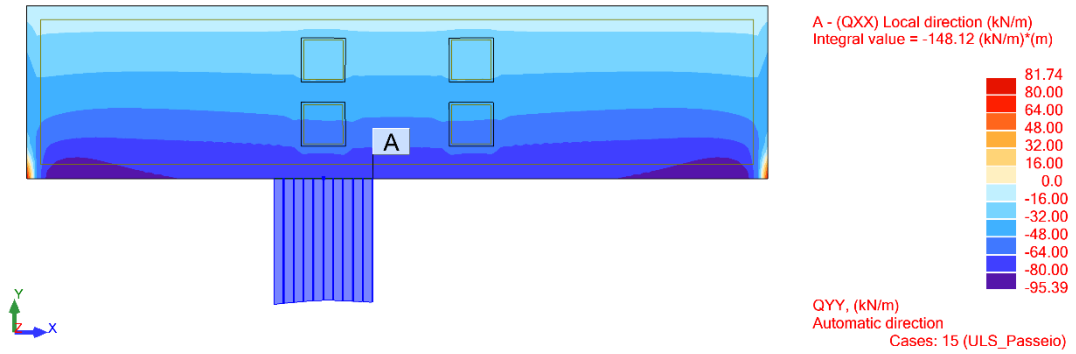


Figura 4.34 - Esforço transverso máximo na consola para a combinação de ELU de ação base sobrecarga do passeio

Conclui-se assim que o efeito da sobrecarga do veículo de serviço (sistema tandem) permite obter os esforços atuantes máximos na consola lateral, quer em termos de momentos fletores, quer em termos de esforços transversos.

4.6.3. ANÁLISE TRANSVERSAL DA LAJE ENTRE LONGARINAS

4.6.3.1. Comprimento e largura efetiva da laje entre longarinas

A análise da laje entre longarinas foi baseada num modelo simplificado de um dos vãos intermédios com 44 m. Tal como na análise transversal da consola, foi também considerada uma laje com comprimento igual a 15 m, uma vez que apenas se pretendia simular o comportamento transversal do tabuleiro. Este modelo foi simulado através de uma laje com elementos finitos simplesmente apoiada.

A largura efetiva da laje entre longarinas foi calculada de acordo com a metodologia utilizada para a consola. Considerando que a distância livre entre longarinas (l_n) é igual a 7,22 m e que a espessura da consola (h) é igual a 0,45 m, o valor adotado para a largura efetiva da laje entre longarinas foi calculado através da equação (4.41).

$$l_{eff} = 7{,}22 + \frac{0{,}45}{2} + \frac{0{,}45}{2} = 7{,}67\ m \tag{4.41}$$

As variações de espessura reais da laje entre longarinas, que se encontram representadas na Figura 4.35, foram consideradas no modelo de cálculo dividindo a mesma em quatros partes, de acordo com a ilustração da Figura 4.36.

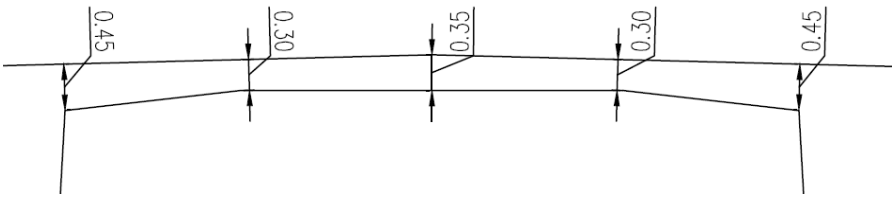


Figura 4.35 – Variações de espessura reais da laje entre longarinas (dimensões em m)

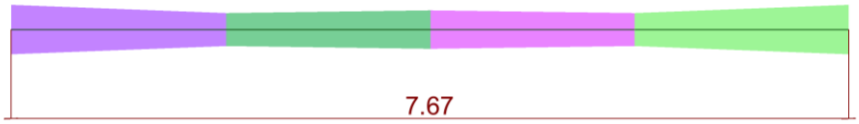


Figura 4.36 – Variações de espessura da laje entre longarinas (dimensões em m)

4.6.3.2. Degradação das cargas concentradas

Adotando as considerações referidas na secção 4.6.2.2 do Capítulo 4 e considerando a espessura do pavimento betuminoso igual a 0,12 m (que já prevê a possível necessidade de reparação ou repavimentação) e uma espessura média da laje igual a 0,37 m, foi obtida uma área de degradação quadrada, com lado igual a 1,01 m como se encontra ilustrado na Figura 4.37.

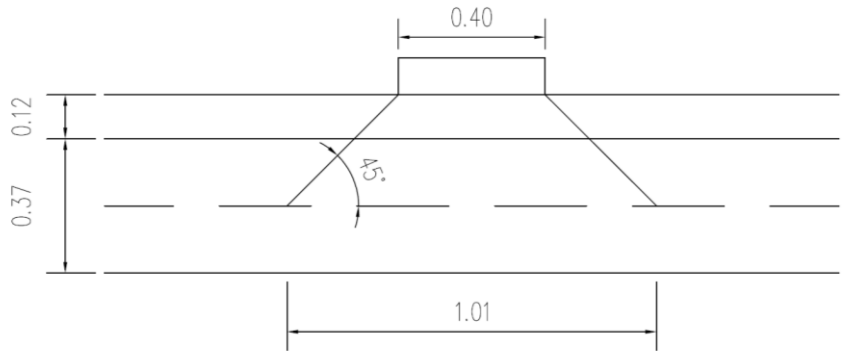


Figura 4.37 - Degradação das cargas concentradas pela espessura média do betuminoso e da laje (dimensões em m)

De acordo com o que se encontra representado na Figura 4.7, a distância entre sistemas tandem não pode ser inferior a 0,50 m. De forma a considerar sempre os efeitos mais desfavoráveis, foi assumida uma distância entre o ST1 e o ST2 exatamente igual a 0,50 m. Isto faria com que não fosse possível considerar a degradação de cargas concentradas ilustrada na Figura 4.37, pois as áreas de degradação do ST1 e ST2 iriam sobrepor-se. Assim, foi considerada uma área de degradação de cargas quadrada com lado igual a 0,50 m.

4.6.3.3. Ações aplicadas na laje entre longarinas

Ao modelo de cálculo da laje entre longarinas foram aplicadas as ações permanentes do peso próprio da secção e do pavimento betuminoso, sendo este o único elemento não estrutural contido na laje entre longarinas, e as ações do LM1 descritas na secção 4.4.2.1 do Capítulo 4 que, tal como na consola lateral, assumem posições distintas na avaliação do esforço transverso máximo e momento fletor máximo.

Adicionalmente, foi necessário considerar o momento fletor proveniente da consola e os efeitos da temperatura diferencial, apenas para a obtenção do momento fletor máximo. O efeito do momento fletor proveniente da consola deve ser considerado, uma vez que diminui os momentos fletores das vigas. Foi gerado um modelo de barra simplificado da consola, com 3,5 m, considerando apenas com as ações do peso próprio e das restantes cargas permanentes, pois apenas devem ser consideradas as cargas das quais

se tem a certeza que estão a atuar na estrutura, de forma a obter os efeitos mais gravosos. Como é possível verificar na Figura 4.38, o momento fletor proveniente da consola devido às cargas permanentes, para a combinação de ELU, tem valor igual a 37,95 (kNm/m).m. Esta ação foi aplicada ao modelo de elementos finitos da laje entre longarinas para a obtenção do momento fletor máximo.

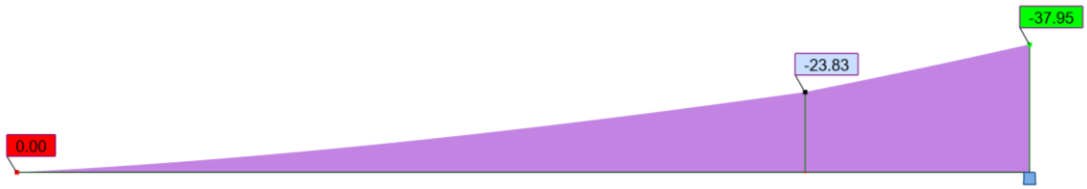


Figura 4.38 – Momento fletor proveniente da consola (valores em (kNm/m).m)

Para a obtenção dos esforços devidos à variação diferencial de temperatura, foi utilizado um procedimento simplificado usualmente adotado no projeto de tabuleiros em laje vigada ou nervurada. Uma vez que, na análise transversal do tabuleiro, a laje entre longarinas foi modelada como uma estrutura simplesmente apoiada, a aplicação da ação da variação diferencial de temperatura ao tabuleiro não iria dar a origem a qualquer esforço. É conhecido que o valor do momento fletor devido a uma variação de temperatura diferencial, para um elemento bi-encastrado, é obtido através da equação (4.42).

$$m_{VDT} = \frac{k \cdot EI \cdot \alpha \cdot \Delta T}{h} \tag{4.42}$$

Onde:

- m_{VDT} – Momento fletor devido à variação de temperatura diferencial;
- k – Fator de encastramento da laje nas longarinas;
- EI – Rigidez à flexão da laje transversal;
- α – Coeficiente de dilatação do betão (10^{-5} °C);
- ΔT – Variação diferencial de temperatura; e,
- h - Espessura equivalente da laje.

No projeto deste tipo de tabuleiros, é comum considerar que, aproximadamente, o fator de encastramento, k, na zona de vão é de 0,25 e na zona da proximidade dos pilares é igual a 0,75. Com esta abordagem, é possível obter o valor do momento fletor que simula os efeitos provocados pela variação diferencial de temperatura. Dado que a laje entre longarinas não tem inércia constante por ter espessura variável, foi utilizado um modelo da laje bi-encastrada, no qual foram aplicadas as variações de temperatura diferenciais, tanto positivas como negativas, presentes na Tabela 4.8. Na Figura 4.39 encontra-se apresentado, a título de exemplo, o caso de carga da variação diferencial de temperatura positiva.

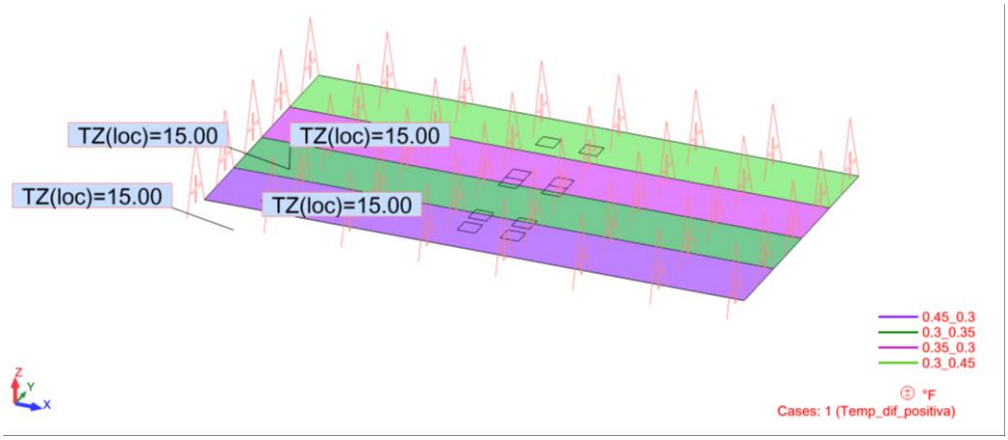


Figura 4.39 – Caso de carga da variação diferencial de temperatura positiva no modelo da laje entre longarinas bi-encastrado

Os momentos fletores obtidos com este modelo foram posteriormente aplicados ao longo do comprimento da laje entre longarinas, no modelo que a considera como uma estrutura simplesmente apoiada.

Após a consideração de cada uma das quatro ações referentes às variações de temperatura no modelo de cálculo da laje bi-encastrada, foi efetuada uma integração de esforços atuantes ao longo de um comprimento de 2 m (denominado de "B" na Figura 4.40), na zona do apoio, de forma a obter os valores dos integrais dos momentos fletores. A título de exemplo, o valor do integral do momento fletor obtido para a variação diferencial de temperatura positiva é igual a 71,69 (kNm/m).m, como se encontra representado, na Figura 4.40.

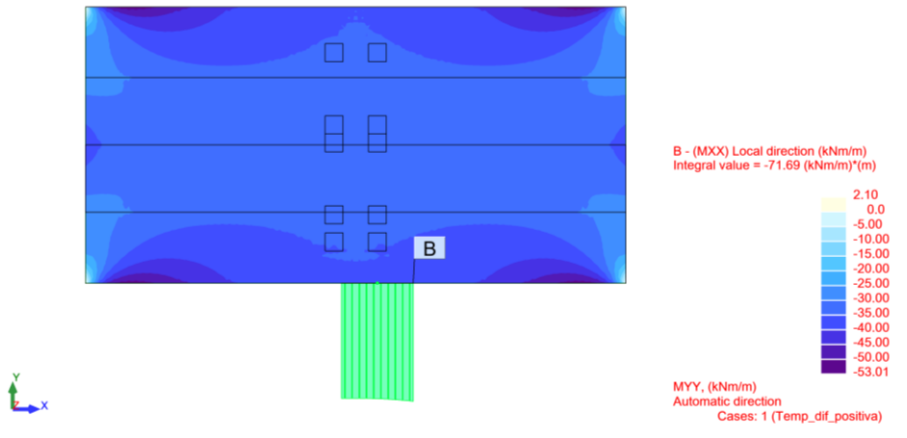


Figura 4.40 – Valor do integral do momento fletor para a variação diferencial de temperatura positiva

De acordo com a equação (4.42), o valor do momento devido à variação de temperatura diferencial deve ser multiplicado por um coeficiente de encastramento, de forma a simular as diferentes condições de apoio. Por exemplo, no caso de se pretender obter o momento fletor máximo a meio-vão, deve ser considerada uma combinação de ações que contenha os valores dos momentos fletores, devido à variação diferencial de temperatura, minorados pelo fator de encastramento igual a 0,25 (que corresponde à zona de meio-vão). Os valores dos integrais dos momentos fletores devido às variações de temperatura diferenciais, minorados pelos fatores de encastramento, encontram-se representados na Tabela 4.23. Estes

momentos fletores foram aplicados ao modelo de cálculo da laje entre longarinas (simplesmente apoiada), ao longo do seu comprimento.

Tabela 4.23 – Valores dos integrais do momento fletor devido à ação da variação temperatura diferencial minorados pelo coeficiente de encastramento

Temperatura [°C]	*M* [(kNm/m).m]	*m* [(kNm/m)]	*k*	*m*k* [(kNm/m)]
+15	-71,69	-35,85	0,25	-8,96
+15	-71,69	-35,85	0,75	-26,88
-5	+23,90	+11,95	0,25	+2,99
-5	+23,90	+11,95	0,75	+8,96

Considerando os valores característicos das cargas do LM1 apresentados na Tabela 4.7 e as áreas de degradação de carga referidas na secção 4.6.3.2 do Capítulo 4, foram consideradas três vias dedicadas, cujos sistemas tandem e sistemas de cargas uniformemente distribuídas se encontram apresentados na Tabela 4.24. De salientar que os valores dos ST e das CUD foram multiplicados pelos respetivos fatores corretivos associados a uma ponte de classe II, apresentados na Tabela 4.4, de acordo com as equações (4.18) e (4.19).

Tabela 4.24 – Sistemas Tandem e sistemas CUD aplicados à laje entre longarinas

Posição	Sistema Tandem - ST	Sistema CUD
	Carga distribuída na área de degradação das cargas em cada roda Q_{ik} [kN/m²]	Carga por área q_{ik} (ou q_{rk}) [kN/m²]
Via dedicada nº1	$\frac{\left(\frac{300}{2}\right)}{0{,}50 \cdot 0{,}50} \cdot 0{,}90 = 540$	9
Via dedicada nº 2	$\frac{\left(\frac{200}{2}\right)}{0{,}50 \cdot 0{,}50} \cdot 0{,}80 = 320$	2,50
Via dedicada nº 3	$\frac{\left(\frac{100}{2}\right)}{0{,}50 \cdot 0{,}50} \cdot 0{,}80 = 160$	2,50

Em seguida, serão definidas quais as posições, para cada uma das vias dedicadas que constam na Tabela 4.24, que provocam os efeitos mais desfavoráveis, tanto em termos de momentos fletores como em termos de esforços transversos.

4.6.3.4. Posição do sistema tandem para obtenção dos momentos fletores máximos

De acordo com as considerações mencionadas na secção 4.4.2.1 do Capítulo 4, a designada via nº 1, que é constituída pelas cargas concentradas mais elevadas do sistema tandem, deve ser posicionada entre a via nº 2 e a via nº 3, de forma a obter o momento fletor máximo na laje entre longarinas. Para descobrir qual seria a posição exata mais desfavorável do sistema tandem para os momentos fletores, foi efetuado um modelo simplificado de barra, ao qual foram aplicadas as cargas concentradas, associadas a cada

sistema tandem, preconizadas na NP EN 1991-2 (2017), cujos valores se encontram representados na Tabela 4.7. Estes valores foram minorados pelos coeficientes da Tabela 4.4, como é possível reparar na Figura 4.41.

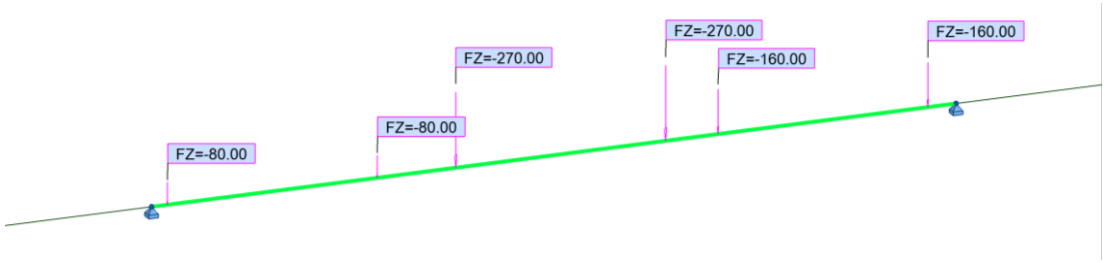


Figura 4.41 – Sistema tandem aplicado a um modelo de barra (considerando os fatores de redução da sobrecarga) (forças em kN)

Este modelo reproduz a linha de influência associada ao momento fletor, sendo possível definir e reproduzir o "caminho" que a carga efetua através de uma carga móvel. Desta forma, é possível conhecer, de forma simplificada, a posição do sistema tandem que traduz o momento fletor máximo, cujo valor é igual a 1182,88 kN.m, como se encontra representado na Figura 4.42. Para referência, a carga concentrada igual a 160 kN, localizada mais à direita na Figura 4.42, encontra-se a 1,27 m do apoio da direita. O sistema tandem foi aplicado, nesta mesma posição, ao modelo de elementos finitos da laje entre longarinas, para obtenção do momento fletor máximo.

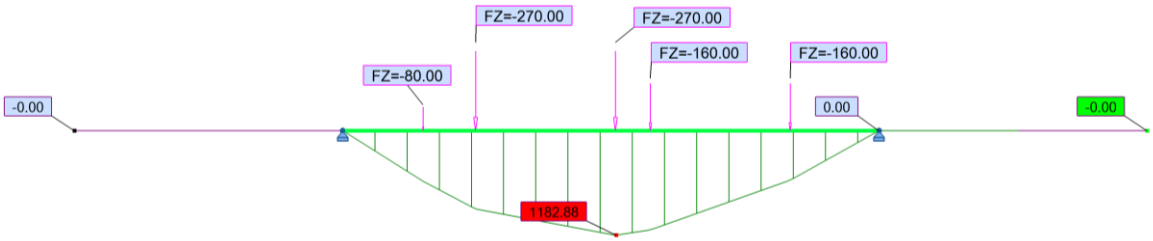


Figura 4.42 – Posição do sistema tandem que produz o momento fletor mais desfavorável (forças em kN)

4.6.3.5. Momentos fletores máximos

É importante referir que, para a obtenção dos momentos fletores máximos foram consideradas duas posições para o Modelo de Carga 1 (LM1): uma aplicada aproximadamente no meio vão e outra aplicada no apoio. O dimensionamento da laje foi efetuado considerando a envolvente dos esforços obtidos nas duas zonas consideradas.

Assim, foram determinados quatro valor de momentos fletores máximos para a laje entre longarinas, devidos aos momentos fletores associados às variações diferenciais de temperatura. Para a combinação de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante, foram obtidos valores, tanto na zona de meio-vão (com fator de encastramento, *k*, igual a 0,25), como na zona da proximidade dos pilares (com *k* igual a 0,75). De igual forma, foram obtidos, para a combinação de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial negativa ação variável acompanhante, os momentos fletores máximos a meio-vão e no apoio. Os momentos fletores máximos obtidos com a primeira combinação serão considerados

para o cálculo da armadura inferior da laje, enquanto os obtidos com a segunda combinação serão utilizados para o cálculo da armadura superior da laje. Os integrais do momento fletor a meio-vão da laje entre longarinas, para as combinações de ELU, foram obtidos efetuando uma integração de esforços atuantes ao longo de um comprimento de 2 m na zona de meio-vão (com a denominação "1", na Figura 4.43).

Considerando a combinação de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante, para *k*=0,75, foi obtido um valor do integral do momento fletor máximo igual a 520,46 (kNm/m).m, como se encontra apresentado na Figura 4.43.

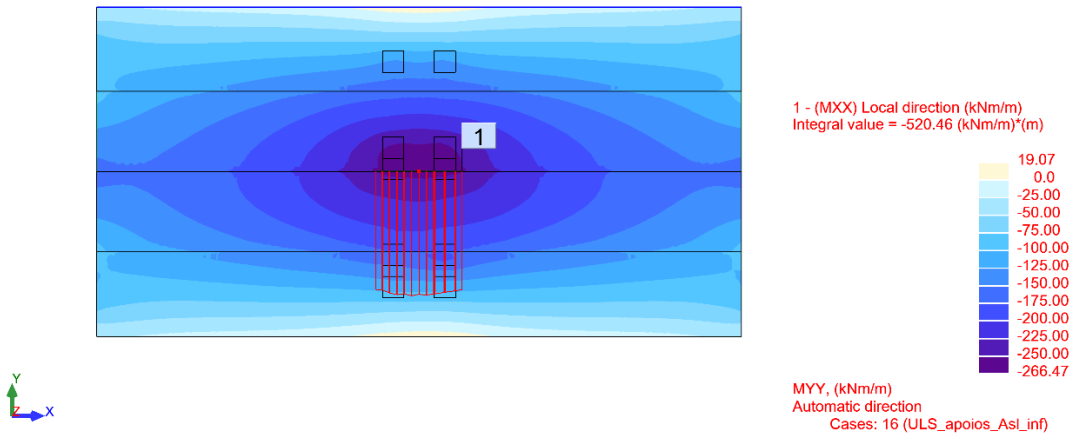


Figura 4.43 – Integral do momento fletor máximo positivo na laje entre longarinas para a combinação de ELU (sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante) na zona da proximidade dos pilares (k=0,75)

Para a mesma combinação de ações de ELU, mas considerando *k*=0,25, foi obtido um valor do integral do momento fletor máximo igual a 463,01 (kNm/m).m, como se encontra apresentado na Figura 4.44.

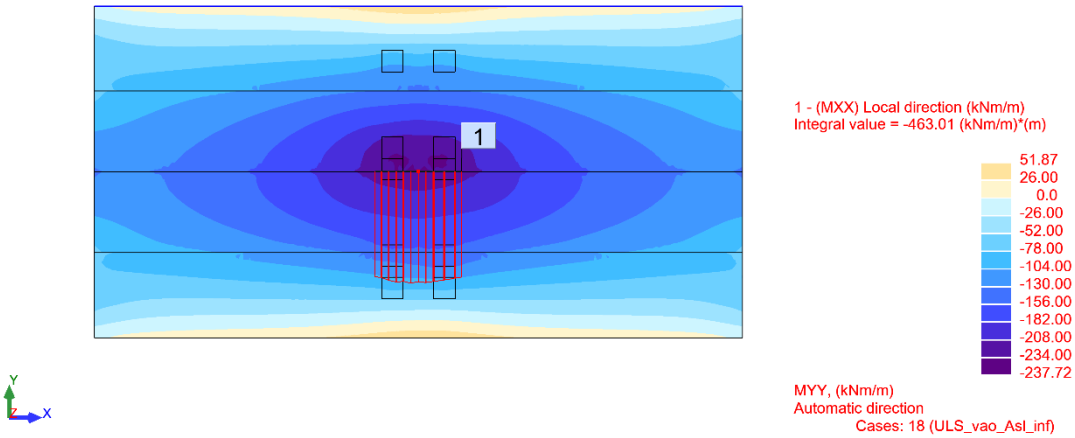


Figura 4.44 - Integral do momento fletor máximo positivo na laje entre longarinas para a combinação de ELU (sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante) a meio-vão (k=0,25)

Considerando a combinação de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante, o momento fletor máximo na laje entre longarinas é obtido na zona da proximidade dos pilares, ou seja, para *k*=0,75.

Para a combinação de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial negativa como ação variável acompanhante, para *k*=0,75, foi obtido um valor do integral do momento fletor máximo igual a 157,76 (kNm/m).m, como se encontra apresentado na Figura 4.45.

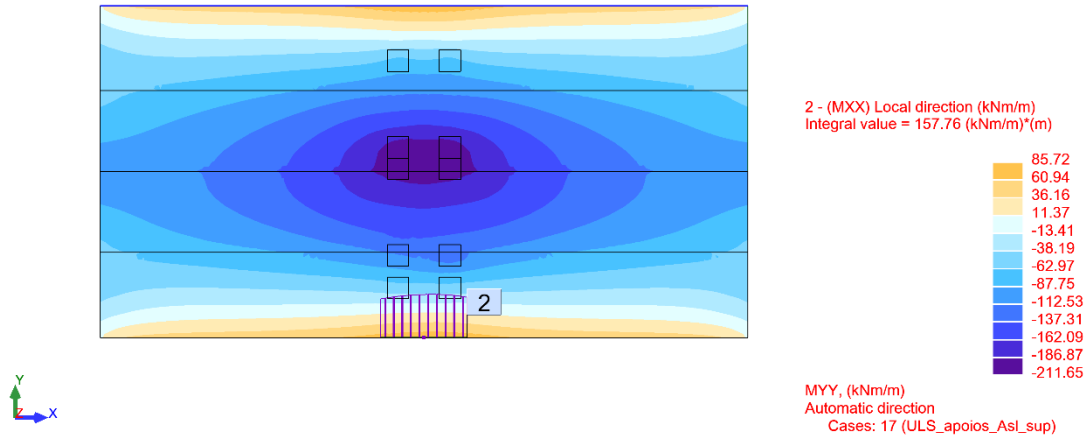


Figura 4.45 – Integral do momento fletor máximo negativo na laje entre longarinas para a combinação de ELU (sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial negativa como ação variável acompanhante) na zona da proximidade dos pilares (k=0,75)

Para a mesma combinação de ações de ELU, mas para *k*=0,25, foi obtido um valor do integral do momento fletor máximo igual a 136,01 (kNm/m).m, como se encontra apresentado na Figura 4.46.

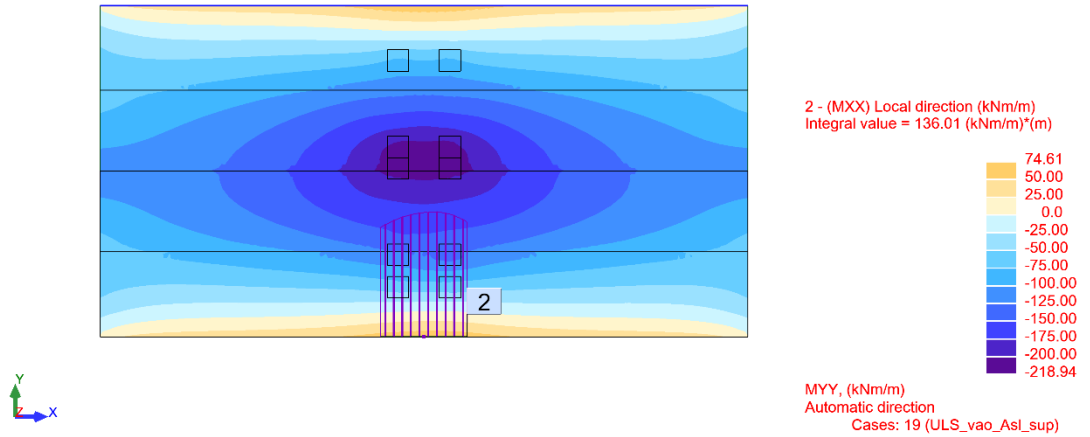


Figura 4.46 – Integral do momento fletor máximo negativo na laje entre longarinas para a combinação de ELU (sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial negativa como ação variável acompanhante) a meio-vão (k=0,25)

Tal como para a combinação de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante, os efeitos mais gravosos em termos de momentos fletores na laje entre longarinas são obtidos na zona da proximidade dos pilares (k=0,75).

4.6.3.6. Posição do sistema tandem para obtenção do esforço transverso máximo

Como já foi explicado, as cargas mais desfavoráveis foram aplicadas à longarina da esquerda. Assim sendo, e de acordo com as considerações adotadas na secção 4.4.2.1 do Capítulo 4, para obter o esforço transverso mais gravoso, foi colocada a área de dispersão do sistema tandem com maior carga a 2d da face do apoio da esquerda.

A via nº 1, com as cargas do sistema tandem mais elevadas, foi posicionada mais à esquerda, seguida da via nº 2 e da via nº 3, de forma a obter o valor máximo de esforço transverso. Tal como no modelo de elementos finitos da laje entre longarinas para obtenção dos momentos fletores mais desfavoráveis, foram aplicados os sistemas tandem e os sistemas CUD apresentados na Tabela 4.24.

4.6.3.7. Esforço transverso máximo

De forma a obter os valores dos integrais do esforço transverso na laje entre longarinas, para a combinação de ações de ELU, foi efetuada uma integração de esforços atuantes ao longo de um comprimento de 2 m, identificado na Figura 4.47 através da denominação "3". Como se encontra apresentado na Figura 4.47, foi obtido um valor do integral de esforço transverso máximo igual a 411,67 kN, o que equivale a 205,84 kN/m.

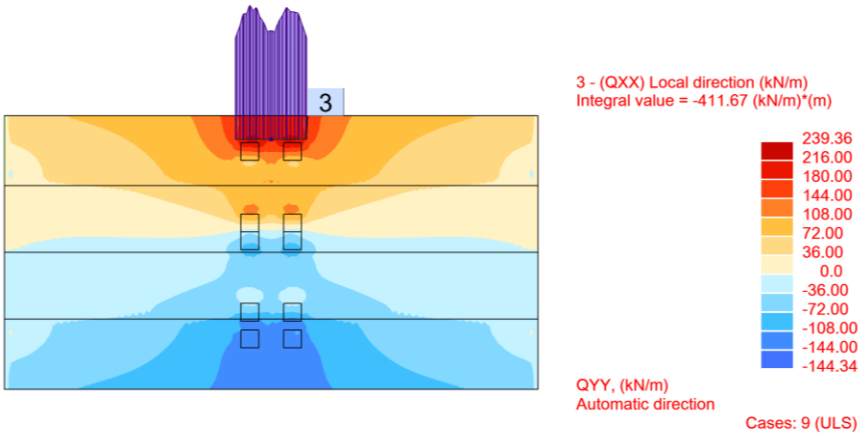


Figura 4.47 –Integral do esforço transverso máximo na laje entre longarinas para a combinação de ELU

4.6.4. DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS

4.6.4.1. Armadura superior das consolas

Tal como já tinha sido referido na secção 4.6.2.5 do Capítulo 4, a combinação de ELU com ação de base do veículo de serviço é a mais gravosa, produzindo os momentos fletores mais elevados nas consolas. Deste modo, a armadura superior da consola foi dimensionada para esta combinação, cujo cálculo foi efetuado através da equação (4.43). Foi também necessário calcular a taxa mecânica de armadura, ω, e o momento reduzido, μ, de acordo com as equações (4.44) e (4.45), respetivamente.

$$A_{s/m} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.43)$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (4.44)$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (4.45)$$

Onde:

- $A_{s/m}$ – Área da secção de armadura por metro;
- ω – Taxa mecânica de armadura;
- μ – Momento reduzido;
- b – Largura total de uma secção transversal;
- d – Altura útil de uma secção transversal;
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado; e,
- M – Momento fletor.

Os momentos fletores máximos obtidos para as combinações de ELU com ação de base veículo de serviço e ação de base sobrecarga do passeio encontram-se apresentados na Tabela 4.25. De forma a confirmar a quantidade de armadura superior na consola calculada através da equação (4.43), foi utilizada uma folha de cálculo em *Microsoft Excel*, que se encontra no anexo A1.1, fornecida pela AdF. Esta folha de cálculo, para além de efetuar o cálculo da armadura necessária, realiza as verificações de segurança preconizadas nos Eurocódigos estruturais.

Tabela 4.25 – Momentos fletores máximos para as combinações de ações de ELU na consola

Ação base da combinação de ELU	Integral do momento fletor [(kNm/m).m]	Momento fletor [(kNm/m)]	μ	ω	A_s [cm²/m]	Armadura adotada
Veículo de serviço	357,950	178,975	0,070	0,075	13,352	Ø16//0,10
Sobrecarga do passeio	299,110	149,555	0,058	0,062	11,037	Ø16//0,10

4.6.4.2. Armadura da laje entre longarinas

O dimensionamento das armaduras superior e inferior da laje entre longarinas foi efetuado para as combinações de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e com a temperatura diferencial negativa e positiva, respetivamente, como ação variável acompanhante. As armaduras foram dimensionadas para as combinações com k=0,75, uma vez que estas produziam os efeitos mais gravosos em termos de momentos fletores. O cálculo destas armaduras foi efetuado através da aplicação as equações (4.43), (4.44) e (4.45). As armaduras superior e inferior adotadas para a laje entre longarinas encontram-se apresentadas nas Tabela 4.26 e Tabela 4.27, respetivamente.

Tabela 4.26 – Momentos fletores máximos negativos para a combinação de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial negativa como ação variável acompanhante, para k=0,75 e k=0,25

Combinação de ELU	Integral do momento fletor [(kNm/m).m]	Momento fletor [(kNm/m)]	μ	ω	A_s [cm^2/m]	Armadura adotada
k=0,75	157,760	78,880	0,031	0,032	5,668	Ø16//0,20+ Ø16//0,20
k=0,25	136,010	68,010	0,027	0,027	4,867	Ø16//0,20+ Ø16//0,20

No modelo usado para o dimensionamento da laje entre vigas, foi considerado apenas o momento de continuidade com a consola correspondente às cargas permanentes, pelo que os resultados obtidos com este modelo não fornecem o cenário mais desfavorável para o dimensionamento das armaduras superiores. As armaduras superiores adotadas na zona da laje entre longarinas, são as correspondentes às armaduras superiores da consola, uma vez que, o momento fletor de continuidade com a consola, quando esta está sujeita a todas as cargas permanentes e variáveis que nela podem atuar, é condicionante no dimensionamento destas armaduras.

Tabela 4.27 - Momentos fletores máximos positivos para a combinação de ações de ELU com a sobrecarga rodoviária como ação de base e a temperatura diferencial positiva como ação variável acompanhante, para k=0,75 e k=0,25

Combinação de ELU	Integral do momento fletor [(kNm/m).m]	Momento fletor [(kNm/m)]	μ	ω	A_s [cm^2/m]	Armadura adotada
k=0,75	520,460	260,230	0,102	0,113	19,99	Ø20//0,20+ Ø16//0,20
k=0,25	463,010	231,510	0,091	0,099	17,61	Ø20//0,20+ Ø16//0,20

4.6.5. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Após o dimensionamento das armaduras transversais que foram adotadas para o tabuleiro, é necessário efetuar as devidas verificações de segurança, preconizadas nos Eurocódigos, em particular, a verificação da resistência ao esforço transverso na zona envolvente das longarinas e a verificação da abertura de fendas.

4.6.5.1. Verificação da resistência ao esforço transverso na zona envolvente das longarinas

Antes da verificação da resistência ao esforço transverso, apresentam-se na Tabela 4.28 os valores dos esforços transversos máximos sobre o apoio da consola e sobre o apoio da laje entre longarinas.

Tabela 4.28 – Valores atuantes do esforço transverso máximo

Localização	Esforço transverso [(kN/m)]
Apoio da consola	97,52
Apoio da laje entre longarinas	205,84

De acordo com o que se encontra preconizado na cláusula 6.2.2(1) da NP EN 1992-1-1 (2010), a resistência ao esforço transverso em elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transverso é obtida através das equações (4.46), (4.47), (4.48), (4.49) e (4.50).

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d > V_{Rd,c,min} \quad (4.46)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} \quad (4.47)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \quad (4.48)$$

$$\rho l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02 \quad (4.49)$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (4.50)$$

Onde:

- ρ_l – Taxa de armaduras longitudinais;
- f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;
- b_w – Largura da alma da viga; e,
- A_{sl} – Área da armadura de tração prolongada de um comprimento ≥ (l_{bd} + d) para além da secção considerada (de acordo com a Figura 4.48).

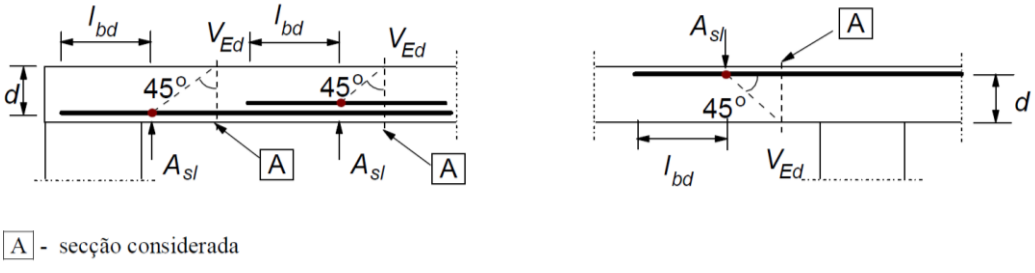


Figura 4.48 – Definição de A_{sl} (NP EN 1992-1-1, 2010)

De acordo com o Anexo Nacional da NP EN 1992-1-1 (2010) e tendo em conta que o tempo de vida útil do projeto é de 100 anos, o recobrimento nominal para um betão com classe de exposição XC4 é igual a 50 mm. Deste modo, a altura útil, *d*, a considerar é 390 mm, de acordo com a equação (4.51).

$$d = 450 - \left(50 + \frac{20}{2}\right) = 390\ mm \tag{4.51}$$

Conforme apresentado na publicação "Bridge Design to Eurocodes: Worked examples" de JRC Scientific and Technical Reports (Tsionis et al., 2012), a NP EN 1992-1-1 (2010) considera que a resistência ao esforço transverso em elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transverso é a mesma para vigas e lajes. Isto não tem em consideração o comportamento bidimensional das lajes e a possibilidade de redistribuição transversal. A calibração da expressão utilizada para o cálculo de v_{min} é baseada em testes realizados apenas em elementos de viga. Isto fez com que a expressão de cálculo do valor de v_{min} fosse modificada pelo Anexo Nacional Francês face à NP EN 1992-1-1 (2010).

A expressão de cálculo do valor de v_{min}, proposta pela NP EN 1992-1-1 (2010), é a que se encontra apresentada na equação (4.52).

$$v_{min} = 0{,}035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \tag{4.52}$$

O cálculo de v_{min}, de acordo com o Anexo Nacional Francês da NP EN 1992-1-1 (2010), é efetuado através da equação (4.53). Esta expressão considera que, uma vez que a laje tem capacidade de redistribuição transversal de cargas, é possível considerar um esforço transverso resistente mínimo bastante superior.

$$v_{min} = \frac{0{,}34}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{1/2} \tag{4.53}$$

Comparando as abordagens de cálculo contidas nas equações (4.52) e (4.53), é possível perceber que a segunda (concordante com o Anexo Francês) fornece valores de resistência superiores aos da primeira (concordante com a NP EN 1992-1-1 (2010)).

Na Tabela 4.29, encontram-se os valores do esforço transverso resistente, calculados através das equações (4.52) e (4.53), bem como o valor do esforço transverso atuante máximo.

Tabela 4.29 – Valores da resistência ao esforço transverso

	NP EN 1992-1-1	Anexo Nacional Francês da NP EN 1992-1-1
$V_{Rd,c,min}$	181,5	523,0
$V_{Rd,c}$	210,6	523,0
V_{Ed}	205,8	205,8

Apesar de a verificação ao esforço transverso ser cumprida através das duas abordagens, é notório que a utilização do Anexo Nacional Francês permitiria otimizar a estrutura, através da diminuição da espessura da laje do tabuleiro. Esta redução resultaria numa diminuição do peso próprio da estrutura e

possivelmente numa redução das quantidades necessárias de pré-esforço, e numa otimização do dimensionamento de pilares e fundações.

4.6.5.2. Verificação da abertura de fendas

De acordo com a cláusula 7.3 da NP EN 1992-1-1 (2010) e, considerando uma classe de exposição ambiental XC4, o valor máximo de abertura de fendas, determinada para a combinação quase-permanente de ações, não deve ser superior a 0,30 mm, de acordo com o que se encontra apresentado na Tabela 4.30.

Tabela 4.30 - Valores recomendados para $w_{máx}$, de acordo com o quadro 7.1N (adaptado de NP EN 1992-1-1, 2010)

<table>
<tr><th>Classe de exposição</th><th>Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes</th><th>Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes</th></tr>
<tr><td></td><td>Combinação de ações quase-permanente</td><td>Combinação de ações frequente</td></tr>
<tr><td>X0, XC1</td><td>0,4[1]</td><td>0,2</td></tr>
<tr><td>XC2, XC3, XC4</td><td rowspan="2">0,3</td><td>0,2[2]</td></tr>
<tr><td>XD1, XD2, XS1, XS2, XS3</td><td>Descompressão</td></tr>
<tr><td colspan="3">Nota 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspeto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspeto, este limite poderá ser reduzido
Nota 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de ações</td></tr>
</table>

A verificação da abertura de fendas foi efetuada de acordo com o que se encontra exposto na NP EN 1992-1-1 (2010), com recurso a uma folha de cálculo, da autoria do gabinete de projeto onde foi realizada esta dissertação (AdF).

4.7. ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO EM π

Ao longo desta secção, serão descritos os procedimentos e as decisões tomadas na análise longitudinal da ponte. Pretende-se definir o modelo de cálculo utilizado e qual os valores das ações atuantes consideradas, de forma a obter os esforços principais das longarinas e a efetuar o seu dimensionamento. Por fim, serão efetuadas verificações de Estado Limite Último (à flexão e ao esforço transverso), bem como verificações de Estado Limite de Serviço (descompressão, abertura de fendas, compressão máxima no betão e deformação).

É importante referir que a verificação de segurança de um tabuleiro de uma ponte deve ser efetuada para cada fase do processo construtivo e para a fase de exploração da mesma. No entanto, como já foi mencionado anteriormente, no presente estudo não foi considerado o faseamento construtivo da estrutura.

4.7.1. MODELO DE CÁLCULO

A avaliação dos esforços desta estrutura foi realizada com base num modelo de pórtico tridimensional, com o tabuleiro discretizado numa grelha constituída por duas barras longitudinais e por várias barras transversais que reproduzem as características geométricas e os materiais de cada secção. As barras longitudinais representam a rigidez das longarinas, enquanto as barras transversais representam a rigidez transversal da laje. A representação destes elementos no *Robot Structural Analysis* encontra-se ilustrada na Figura 4.49.

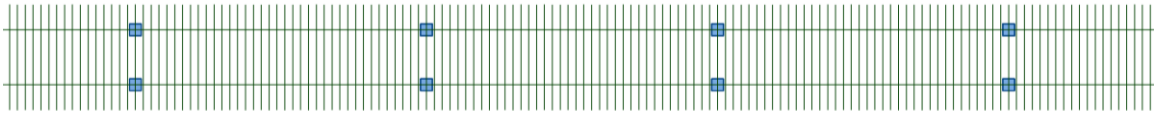


Figura 4.49 – Barras longitudinais e barras transversais

4.7.1.1. Barras longitudinais

As longarinas, traduzidas no modelo de cálculo através das barras longitudinais, pretendem simular o comportamento longitudinal do tabuleiro da ponte. Assim, de forma a reproduzir a rigidez longitudinal das longarinas, da forma mais aproximada da realidade, foi necessário modelá-las de acordo com as suas propriedades seccionais.

Nesta fase é importante referir que a transição da secção sobre a zona do pilar, que possui longarinas mais espessas, para a secção na zona de meio-vão, constituída por longarinas mais delgadas, deve ser efetuada suavemente. Tendo por base outros projetos similares, executados pela AdF, foi considerado que a variação da espessura da alma das vigas deve ser efetuada ao longo de $L/5$, sendo L o comprimento do vão, como se encontra ilustrado na Figura 4.50. No caso dos vãos extremos, com vão igual a 34 m, a variação da espessura da alma foi efetuada ao longo de 6,8 m. Já para os vãos intermédios, com vão igual a 44 m, foi considerado um comprimento igual a 8,8 m para a variação da espessura da alma.

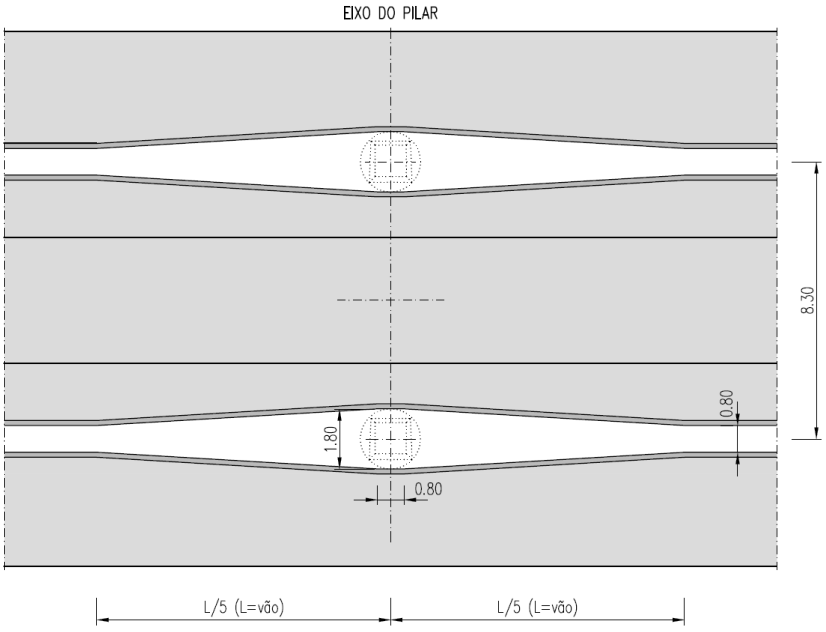


Figura 4.50 – Esquema de variação da espessura da alma das vigas (dimensões em m)

Face a esta necessidade de variação da espessura da alma das vigas, foi necessário considerar 21 secções transversais ao longo do comprimento das longarinas, que foram distinguidas da seguinte forma: duas secções de meio-vão aplicadas ao vão de 34 m (L.S1 e L.S1.V, representadas na Figura 4.51), dez secções envolventes ao pilar entre os vãos de 34 m e 44 m (L.S2.P, L.S2.E.1, L.S2.E.2, L.S2.E.3, L.S2.E.4, L.S2.D.1, L.S2.D.2, L.S2.D.3, L.S2.D.4 e L.S2.D.5, representadas na Figura 4.52), três secções de meio-vão aplicadas ao vão de 44 m (L.S3, L.S3.V.1 e L.S3.V.2, representadas na Figura 4.53) e seis secções envolventes ao pilar entre os vãos de 44 m (L.S4.P, L.S4.1, L.S4.2, L.S4.3, L.S4.4 e L.S4.5, representadas na Figura 4.54).

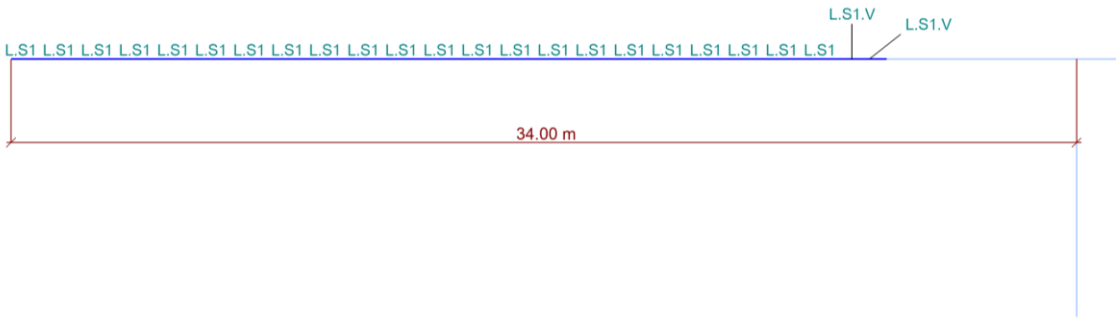


Figura 4.51 – Secções transversais de meio-vão aplicadas ao vão de 34 m (ao longo do comprimento das longarinas)

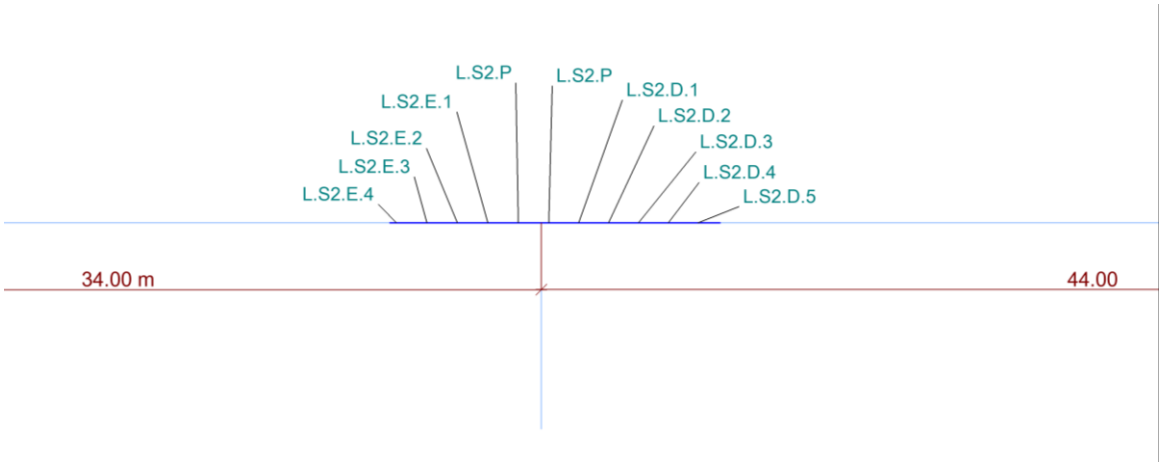


Figura 4.52 - Secções transversais envolventes ao pilar entre os vãos de 34 m e 44 m (ao longo do comprimento das longarinas)

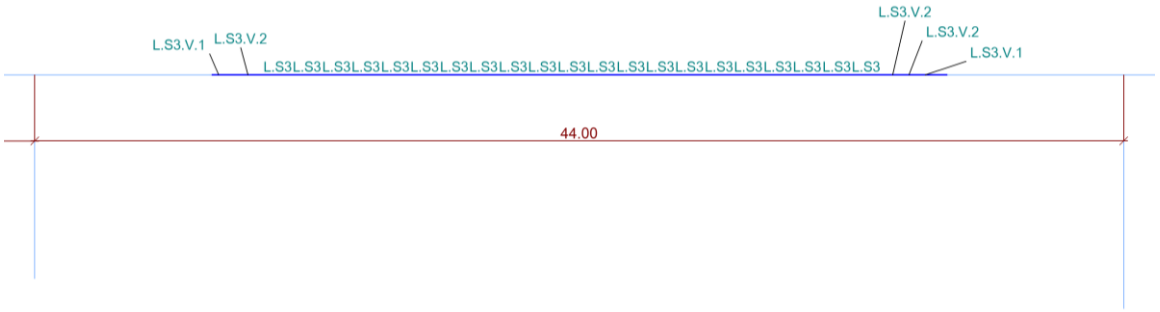


Figura 4.53 - Secções transversais de meio-vão aplicadas ao vão de 44 m (ao longo do comprimento das longarinas)

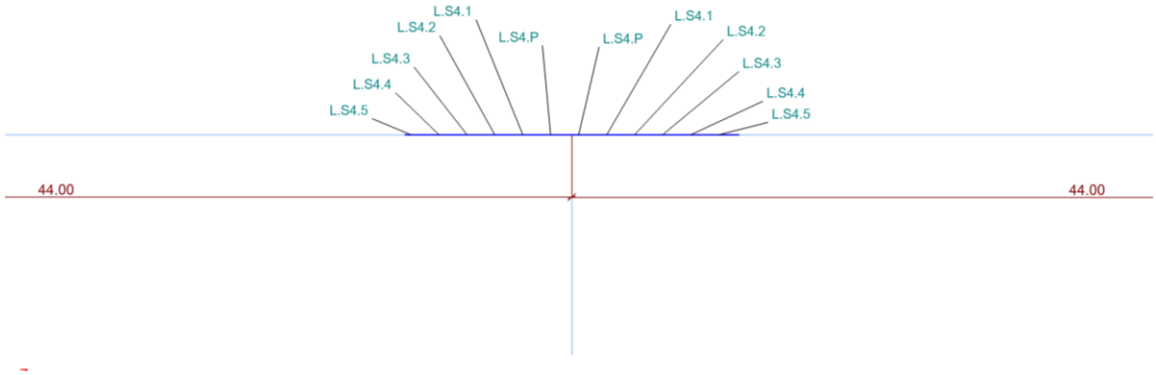


Figura 4.54 - Secções transversais envolventes ao pilar entre os vãos de 44 m (ao longo do comprimento das longarinas)

Para além do que já foi referido, as barras longitudinais foram modeladas, atendendo aos efeitos de *shear lag*. Este efeito tem em consideração a não linearidade de tensões normais de flexão nos banzos das vigas, o que significa que existe uma maior concentração de tensões na zona da ligação alma-banzo, que se degrada progressivamente com o afastamento desta zona. O *shear lag* foi considerado através do conceito de largura efetiva do banzo, b_{eff}, preconizado na cláusula 5.3.2.1 da NP EN 1992-1-1 (2010). A largura efetiva do banzo é calculada através da equação (4.54).

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \tag{4.54}$$

Em que $b_{eff,i}$ é calculado e definido através das equações (4.55) e (4.56).

$$b_{eff,i} = 0{,}2b_i + 0{,}1l_0 \leq 0{,}2l_0 \tag{4.55}$$

$$b_{eff,i} \leq b_i \tag{4.56}$$

Os parâmetros necessários para o cálculo da largura efetiva do banzo, mencionados nas equações (4.54), (4.55) e (4.56), encontram-se ilustrados na Figura 4.55 e na Figura 4.56.

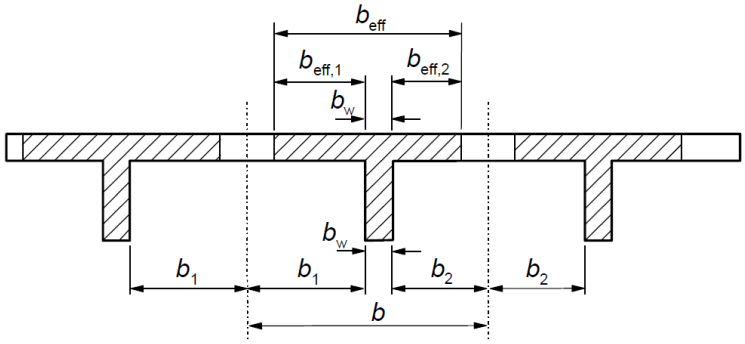


Figura 4.55 – Parâmetros para a determinação da largura efetiva do banzo (NP EN 1992-1-1, 2010)

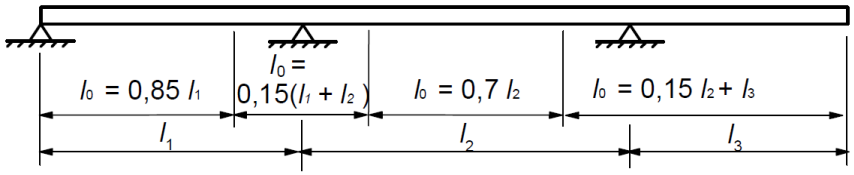


Figura 4.56 – Definição de l_0 para o cálculo da largura efetiva do banzo (NP EN 1992-1-1, 2010)

É importante salientar que, no modelo de cálculo, a inércia à torção das longarinas foi considerada como sendo igual a 50% da inércia não fissurada. As propriedades associadas às secções longitudinais atribuídas às barras longitudinais encontram-se apresentadas na Tabela 4.31. As designações V_y, V_{py}, V_z e V_{pz}, mencionadas na Tabela 4.31, encontram-se ilustradas na Figura 4.57.

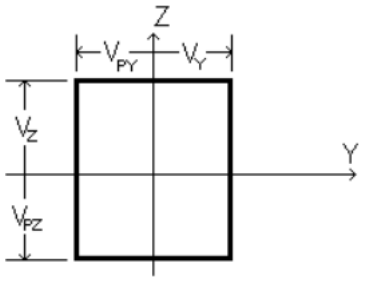


Figura 4.57 – Representação geométricas das designações V_y, V_{py}, V_z e V_{pz}

Tabela 4.31 – Propriedades das secções transversais associadas a cada longarina

Secção	A [m^2]	I_x [m^4]	I_y [m^4]	I_z [m^4]	V_y [m]	V_{py} [m]	V_z [m]	V_{pz} [m]
L.S1	5,361	0,293	4,395	13,715	4,043	3,907	0,979	2,181
L.S2.P	6,682	1,326	6,009	5,765	2,761	2,689	1,303	1,823
L.S3	5,361	0,293	4,395	13,715	4,043	3,907	0,979	2,181
L.S4.P	6,776	1,318	6,024	6,598	2,911	2,839	1,292	1,838
L.S1.V	5,586	0,362	4,683	13,776	4,047	3,903	1,014	2,146
L.S2.E.1	6,273	1,091	5,619	5,274	2,706	2,631	1,277	1,847
L.S2.E.2	5,861	0,876	5,240	4,809	2,649	2,574	1,245	1,878
L.S2.E.3	5,441	0,681	4,849	4,378	2,591	2,515	1,214	1,907
L.S2.E.4	5,041	0,518	4,468	4,010	2,535	2,458	1,177	1,944
L.S2.D.1	6,374	1,147	5,713	5,394	2,720	2,646	1,284	1,841
L.S2.D.2	6,063	0,978	5,425	5,031	2,677	2,604	1,263	1,861
L.S2.D.3	5,752	0,823	5,139	4,692	2,632	2,560	1,240	1,883
L.S2.D.4	5,441	0,681	4,849	4,378	2,591	2,515	1,214	1,907
L.S2.D.5	5,130	0,552	4,554	4,089	2,547	2,471	1,186	1,935
L.S3.V.1	5,755	0,421	4,893	13,830	4,049	3,901	1,039	2,121
L.S3.V.2	5,474	0,327	4,541	13,745	4,045	3,905	0,997	2,163
L.S4.1	6,469	1,140	5,745	6,185	2,870	2,796	1,272	1,856
L.S4.2	6,157	0,972	5,459	5,797	2,827	2,752	1,251	1,877
L.S4.3	5,847	0,818	5,166	5,439	2,784	2,708	1,227	1,899
L.S4.4	5,536	0,677	4,870	5,107	2,741	2,664	1,201	1,924
L.S4.5	5,226	0,550	4,572	4,795	2,697	2,620	1,172	1,952

4.7.1.2. Barras transversais

Para facilitar a forma de aplicação das solicitações no modelo global, foi considerado que o afastamento entre as barras transversais seria aproximadamente igual à distância entre eixos das cargas concentradas do sistema tandem na direção longitudinal. Deste modo, e de forma a obter um número inteiro de travessas por vão na modelação, as barras transversais encontram-se espaçadas de 1,189 m nos vãos intermédios e de 1,214 m nos vãos extremos.

Para as barras transversais foram definidos os seus nós relevantes, ou seja, os nós aos quais foram aplicadas as cargas. Foram considerados nós nas seguintes zonas do tabuleiro:

- No início da consola;
- No final da consola;

- O local de aplicação da carga concentrada no lancil;
- Na zona onde o pilar se encontra com a longarina (no ponto médio da base da longarina);
- Divisão entre vias de tráfego; e,
- Em zonas de variação de espessura da laje entre longarinas.

Considerando estes nós, as secções transversais da zona do meio-vão e da zona do apoio foram divididas em várias secções aproximadamente retangulares, como se encontra ilustrado na Figura 4.58 e na Figura 4.59, respetivamente. Cada uma destas secções é definida através da sua altura, comprimento e largura de influência, sendo que a última dimensão é igual ao espaçamento entre barras transversais.

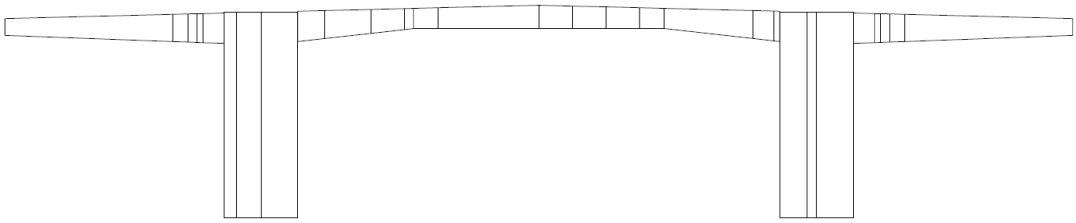


Figura 4.58 – Divisão da secção transversal na zona de meio-vão de acordo com os nós relevantes



Figura 4.59 - Divisão da secção transversal na zona do apoio de acordo com os nós relevantes

É importante referir que, como este modelo pretende reproduzir o comportamento longitudinal da ponte, as barras transversais, que representam "bandas de laje" têm, sobretudo, a função de distribuir, pelas duas longarinas, as cargas aplicadas no tabuleiro. Dado que a laje tem espessura variável, quer na zona consola, quer na zona entre longarinas, as alturas das secções retangulares das barras transversais (bandas de laje) foram definidas de forma a representar essa mesma variação. Na Figura 4.60 encontra-se representada a secção transversal atribuída às barras transversais localizadas na zona de meio-vão, dividida de acordo com o que se encontra ilustrado na Figura 4.58.



Figura 4.60 - Secção transversal aplicada às barras transversais localizadas na zona de meio-vão

Tendo presente que a largura das longarinas sofre um espessamento na vizinhança dos pilares, as barras transversais mais próximas das longarinas são afetadas por essa variação e as suas secções transversais teriam de ser ajustadas para ter em conta esta realidade. Na Figura 4.61 encontra-se representada a secção transversal atribuída às barras transversais localizadas sobre os pilares, dividida de acordo com o que se encontra ilustrado na Figura 4.59.



Figura 4.61 – Secção transversal aplicada às barras transversais sobre os pilares

Salienta-se que a variação da largura das longarinas é gradual até 1/5 do vão e que, por este motivo, a correção da secção das barras transversais seria diferente para cada um dos alinhamentos, em função da sua distância aos pilares. Este procedimento é trabalhoso e não se revela necessário tendo em conta o funcionamento estrutural de um tabuleiro "bi-viga", pois a distribuição das cargas pelas duas longarinas é praticamente um sistema isostático e, por este motivo, quase independente da rigidez das barras transversais que as unem. Assim sendo, no modelo de cálculo global apenas se considerou esta alteração nos alinhamentos das barras transversais sobre os pilares, de forma a dotá-los alinhamentos de uma rigidez mais próxima da real.

Refere-se ainda que as barras transversais que são coincidentes com a largura da longarina, são modeladas com uma secção retangular de altura igual à altura da longarina, como é apresentado na Figura 4.60 e na Figura 4.61, representando a maior rigidez das travessas nessa zona em particular.

4.7.2. AÇÕES ATUANTES

4.7.2.1. Ações permanentes

O cálculo do valor da ação do peso próprio foi efetuado multiplicando o peso volúmico do betão pela área total de cada secção transversal apresentada, na Tabela 4.31. Este valor foi aplicado às barras longitudinais.

É importante referir que o lancil do passeio e a guarda de segurança não foram considerados para a área das secções transversais, ou seja, não foram considerados como peso próprio do tabuleiro. A ação destes dois elementos foi modelada através de cargas concentradas aplicadas nas barras transversais ao longo do comprimento do tabuleiro da ponte, de acordo com a sua localização real na obra. A ação destas cargas concentradas apresenta valores diferentes para os vãos extremos e os vãos intermédios, de acordo com as equações (4.57) e (4.58), respetivamente.

$$4{,}9 \cdot 1{,}214 = 5{,}949\ kN \tag{4.57}$$

$$4{,}9 \cdot 1{,}189 = 5{,}826\ kN \tag{4.58}$$

A ação do pavimento betuminoso foi aplicada às barras transversais, sendo o seu valor diferente nos vãos extremos e intermédios, como se encontra apresentado nas equações (4.59) e (4.60), respetivamente.

$$0{,}12 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}214 = 3{,}642 \text{ kN/m} \quad (4.59)$$

$$0{,}12 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}189 = 3{,}567\ kN/m \quad (4.60)$$

Relativamente à viga de bordadura e guarda-corpos, foram, mais uma vez, consideradas cargas diferentes para os vãos extremos e para os vãos intermédios, de acordo com as equações (4.61) e (4.62), respetivamente. A sua ação foi considerada, tal como o lancil do passeio e a guarda de segurança, como uma carga concentrada aplicadas nas barras transversais, ao longo de toda a extensão do tabuleiro.

$$4{,}55 \cdot 1{,}214 = 5{,}524\ kN \quad (4.61)$$

$$4{,}55 \cdot 1{,}189 = 5{,}410\ kN \quad (4.62)$$

A ação do enchimento do passeio foi modelada como uma carga trapezoidal, atuante nas barras transversais, de acordo com a sua localização real no tabuleiro da ponte. Foi necessário ter em consideração a variação de espessura do enchimento do passeio, que varia entre 0,12 m e 0,24 m, o peso volúmico do passeio mencionado na Tabela 4.1 e se a carga estava a ser aplicada a um vão extremo ou intermédio.

Para os vãos extremos foi considerada uma carga trapezoidal que varia entre 2,185 kN/m e 4,370 kN/m, de acordo com as equações (4.63) e (4.64). Já para os vãos intermédios foi considerada uma carga trapezoidal que varia entre 2,140 kN/m e 4,280 kN/m, considerando as equações (4.65) e (4.66).

$$15 \cdot 0{,}12 \cdot 1{,}214 = 2{,}185\ kN/m \quad (4.63)$$

$$15 \cdot 0{,}24 \cdot 1{,}214 = 4{,}370\ kN/m \quad (4.64)$$

$$15 \cdot 0{,}12 \cdot 1{,}189 = 2{,}140\ kN/m \quad (4.65)$$

$$15 \cdot 0{,}24 \cdot 1{,}189 = 4{,}280\ kN/m \quad (4.66)$$

A ação do pré-esforço foi considerada de acordo com o que foi definido na secção 4.4.1.3 do Capítulo 4.

4.7.2.2. Ações variáveis

Com foi mencionado na secção 4.4.2.1 do Capítulo 4, foram considerados três sistemas tandem completos. Considerando a longarina da esquerda como a mais desfavorável, foram aplicadas sobre esta as ações do sistema tandem mais pesado (ST1), seguidas das ações do ST2 e do ST3. Às cargas uniformemente distribuídas CUD da cada sistema tandem, descritas na secção 4.4.2.1 do Capítulo 4, foi necessário multiplicar a largura de influência (afastamento entre barras transversais) associada aos vãos extremos e intermédios.

Os valores das CUD associadas ao ST1 para os vãos extremos e para os vãos intermédios encontram-se apresentados nas equações (4.67) e (4.68), respetivamente.

$$9 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}214 = 7{,}650\ kN/m \quad (4.67)$$

$$9 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}189 = 7{,}491\ kN/m \quad (4.68)$$

Os valores das CUD associadas aos ST2 e ST3 para os vãos extremos e para os vãos intermédios encontram-se apresentados nas equações (4.69) e (4.70), respetivamente.

$$2{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}214 = 3{,}035\ kN/m \tag{4.69}$$

$$2{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}189 = 2{,}973\ kN/m \tag{4.70}$$

Na zona do passeio foi considerada a carga uniformemente distribuída de valor igual a 3,00 kN/m^2 multiplicada pelos afastamentos entre aas barras transversais. Os valores desta ação para os vãos extremos e intermédios encontram-se apresentados nas equações (4.71) e (4.72), respetivamente.

$$3 \cdot 1{,}214 = 3{,}642\ kN/m \tag{4.71}$$

$$3 \cdot 1{,}189 = 3{,}567\ kN/m \tag{4.72}$$

As ações relativas à força de frenagem e arranque, variações de temperatura, vento e sismo aplicadas no modelo de cálculo longitudinal, encontram-se totalmente definidas nas secções 4.4.2.2, 4.4.2.3, 4.4.2.4 e 4.4.2.5 do Capítulo 4, respetivamente.

4.7.3. Verificações de segurança em Estado Limite de Serviço

4.7.3.1. Descompressão

Considerando o que se encontra descrito na Tabela 4.30 e admitindo uma classe de exposição igual a XC4, foi necessário verificar o Estado Limite de Descompressão para a combinação quase-permanente de ações.

É importante referir que é necessário verificar a descompressão do betão em dois instantes temporais diferentes:

- Imediatamente após a entrada em serviço da ponte, considerando o valor máximo de pré-esforço (P_0) e não considerando os efeitos diferidos do betão; e,
- E a tempo infinito, por exemplo aos 20 000 dias, considerando o valor mínimo de pré-esforço (P_u) e considerando os efeitos da retração e da fluência do betão.

Salienta-se, como já foi mencionado anteriormente, que esta estrutura foi considerada como a estrutura cimbrada ideal, ou seja, não foram considerados eventuais efeitos do processo construtivo na alteração dos esforços do peso próprio e pré-esforço por redistribuição devida à fluência do betão.

O dimensionamento do pré-esforço, ou seja, o cálculo do valor do coeficiente pelo qual é necessário multiplicar o "pré-esforço paramétrico de 1000 kN", conforme descrito no capítulo 4.4.1.3, foi realizado impondo a verificação do Estado Limite de Descompressão para a Combinação Quase-Permanente de ações, conforme definido na NP EN 1992-2 (2018), para a classe de exposição ambiental XC4. Foi, assim, necessário resolver a inequação (4.73).

$$\sigma_{sem\ PE} + \sigma_{PE} \times C_{PE} \leq 0 \tag{4.73}$$

Onde:

- $\sigma_{sem\ PE}$ – Tensão no betão devido às cargas aplicadas;
- σ_{PE} – Tensão no betão devido ao pré-esforço; e,
- C_{PE} – Coeficiente pelo qual foi multiplicado o valor inicial de pré-esforço (1000kN), de forma a garantir que não existem trações no betão na Combinação Quase-Permanente.

Face às considerações mencionadas, foi obtido um coeficiente igual a 13,8182, ou seja, o valor do pré-esforço útil a tempo infinito que é necessário ter instalado em cada longarina assume o valor de 13818 kN.

Na Figura 4.62 e na Figura 4.63 encontram-se representados os gráficos, obtidos através das folhas de cálculo da empresa, com as tensões (*stress*, na nomenclatura inglesa) no betão na Combinação Quase-Permanente de ações, a tempo zero e a tempo infinito (contabilizando as perdas diferidas de pré-esforço), respetivamente. Na legenda do gráfico, "Ssup" é referente à fibra superior do betão e "Sinf" é referente à fibra inferior do betão. Através da análise do gráfico, é possível concluir que, em fase definitiva, o Estado Limite de Descompressão é satisfeito em todas as secções, ou seja, as fibras de betão na vizinhança do cabo de pré-esforço nunca ficam descomprimidas.

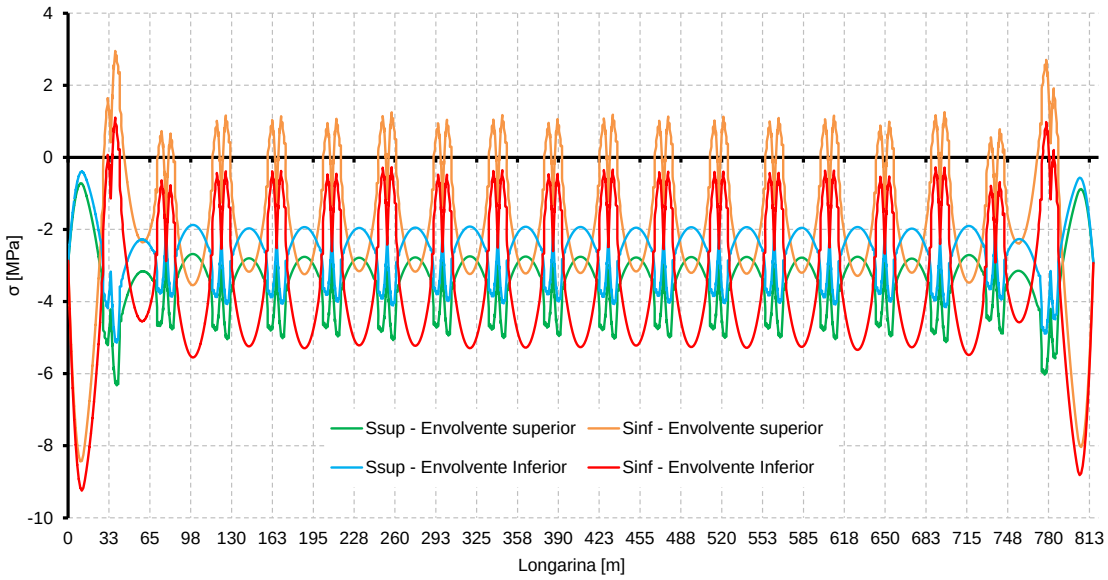


Figura 4.62 – Tensões no betão para a combinação quase-permanente de ações a tempo zero

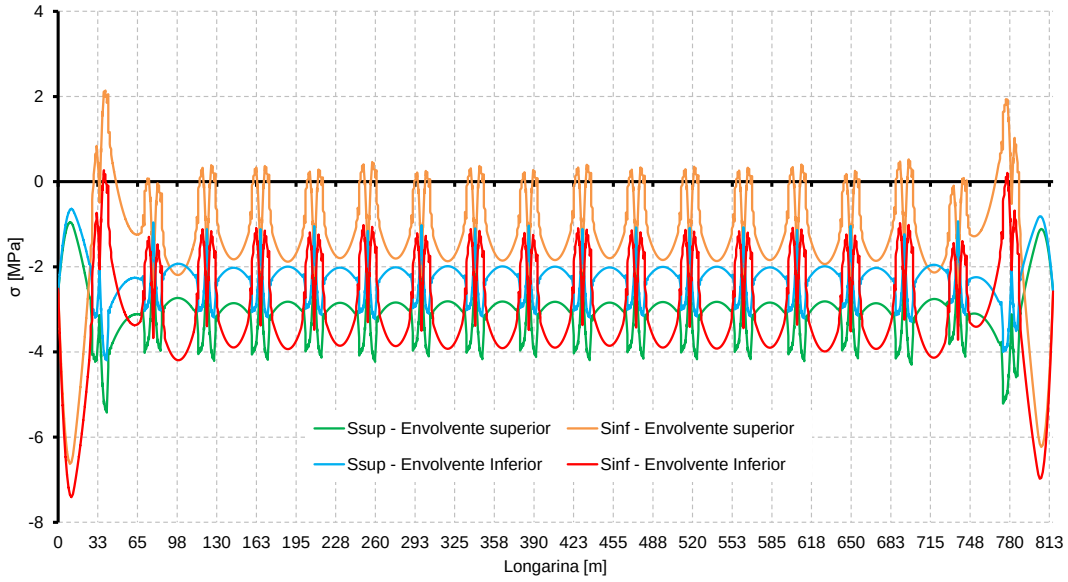


Figura 4.63 – Tensões no betão para a combinação quase-permanente de ações a tempo infinito

4.7.3.2. Abertura de fendas

Tal como foi efetuado na análise transversal, a abertura de fendas deve ser verificada através do quadro 7.1N da cláusula 7.3 da NP EN 1992-1-1 (2010). Considerando, mais uma vez, o que se encontra apresentado na Tabela 4.30, e admitindo uma classe de exposição ambiental XC4, o valor máximo da abertura de fendas para a combinação frequente de ações não deve exceder 0,2 mm.

A abertura da fendas foi verificada, garantindo que, na fibra superior do apoio e na fibra inferior a meio-vão, não era excedido o valor de f_{ctk}, ou seja, o valor característico da tensão de rotura do betão à tração. Como é possível verificar através do gráfico apresentado na Figura 4.64, este requisito foi cumprido.

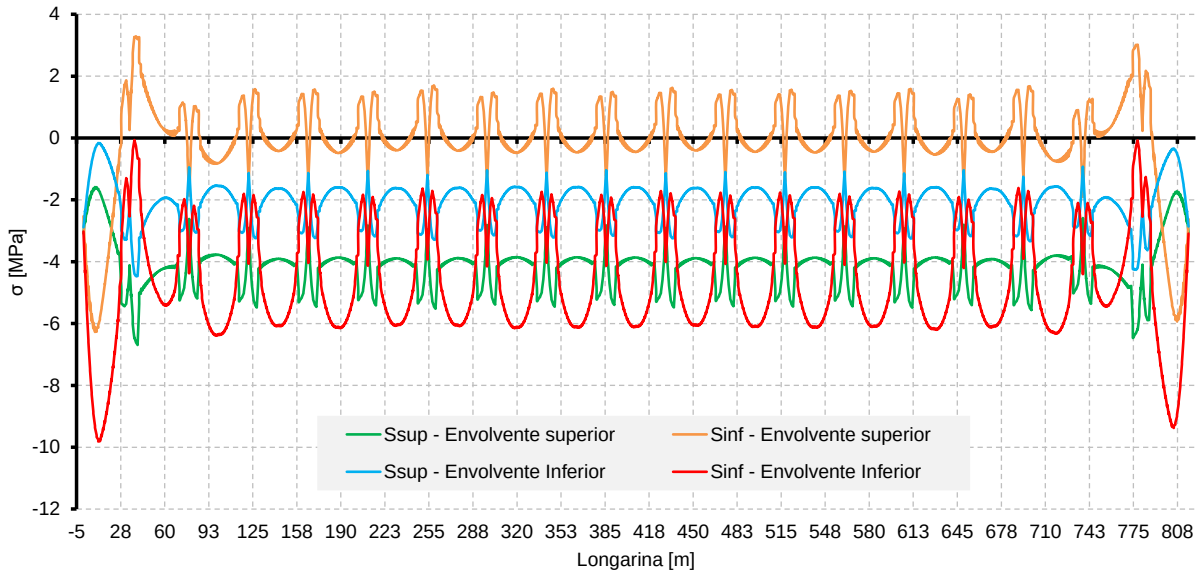


Figura 4.64 - Tensões no betão para a Combinação Frequente de ações

4.7.3.3. Compressão máxima no betão

De acordo com a cláusula 7.2 da NP EN 1992-2 (2018), a máxima compressão do betão deve ser limitada ao valor apresentado na equação (4.74), para a combinação característica de ações.

$$0{,}6\, f_{ck} = 0{,}6 \cdot 35 = 21 MPa \tag{4.74}$$

Analisando a Figura 4.65 é possível perceber que o valor máximo obtido para as tensões na combinação característica de ações é aproximadamente igual a 4 MPa, inferior ao valor limite de 21 MPa. Fica então cumprida a compressão máxima no betão.

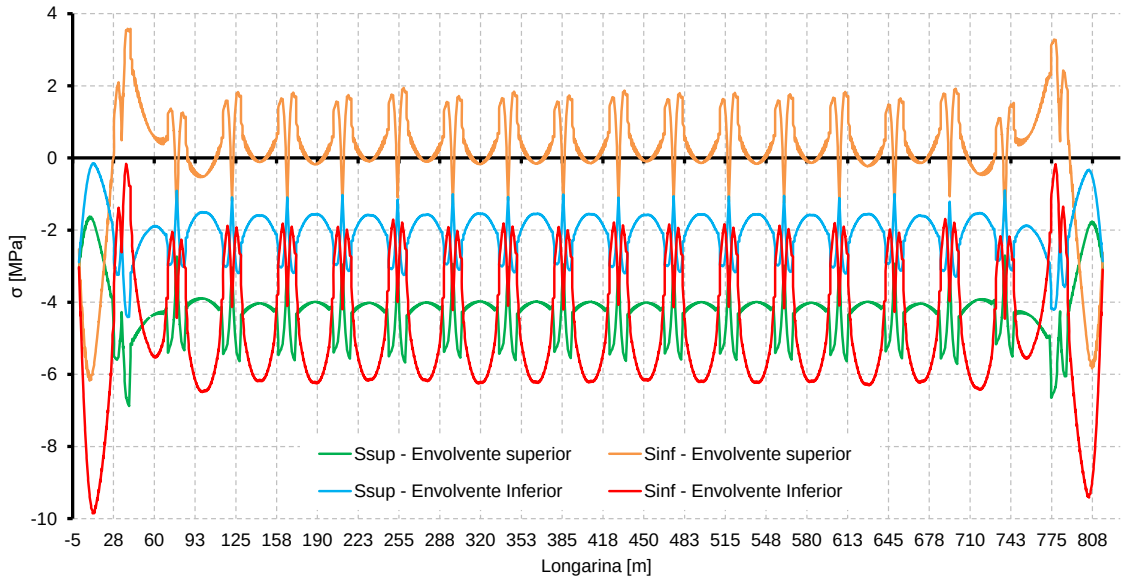


Figura 4.65 – Gráfico das tensões nas longarinas do tabuleiro devido à combinação característica de ações

4.7.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Os esforços considerados para o dimensionamento das armaduras foram obtidos a partir dos esforços característicos, sendo estes multiplicados pelos coeficientes de segurança regulamentares recomendados pelos Eurocódigos estruturais, tal como foi efetuado para o projeto original da ponte. As combinações consideradas encontram-se apresentadas na secção 4.5 do Capítulo 4.

4.7.4.1. Resistência à flexão

De forma a verificar a resistência à flexão do tabuleiro em betão pré-esforçado, é necessário ter em consideração os momentos fletores atuantes no tabuleiro, bem como as quantidades de armaduras passivas e ativas da secção transversal. Na secção 4.4.1.3 do Capítulo 4 foi definido que seriam utilizados 4 cabos de pré-esforço em cada longarina, sendo que cada cabo possui 19 cordões.

Para dimensionar as armaduras passivas das secções a meio-vão e sobre os apoios, foi considerado o diagrama retangular simplificado de Estado Limite Último de flexão, ilustrado na Figura 4.66. Através deste diagrama, foram estabelecidas as equações de equilíbrio de momentos e de forças definidas nas equações (4.75) e (4.76), respetivamente. Da aplicação da equação (4.75), é obtida a profundidade do eixo neutro, x, e através da equação (4.76) é obtida a armadura passiva, A_s. A força de compressão no betão e a armadura passiva foram calculadas através das equações (4.77) e (4.78), respetivamente. Todos os valores necessários ao cálculo da armadura passiva, encontram-se apresentados na Tabela 4.32.

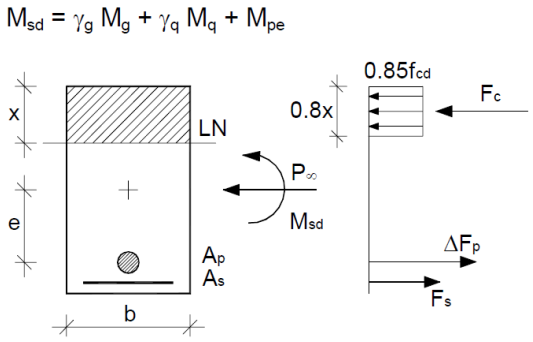


Figura 4.66 – Diagrama de Estado Limite Último de Flexão (adaptado de Marchão & Appleton, 2005)

$$\sum M_{As} = M_{sd} \rightarrow x = \ldots \tag{4.75}$$

$$\sum F = 0 \leftrightarrow F_c = F_p + F_s \rightarrow A_s = \ldots \tag{4.76}$$

$$F_c = f_{cd} \cdot 0{,}8x \cdot b_w \tag{4.77}$$

$$F_s = F_c - F_p \leftrightarrow A_s = \frac{F_c - F_p}{f_{yd}} \tag{4.78}$$

Onde:

- ΣM_{As} – Somatório de momentos fletores na armadura passiva, devido força de compressão no betão e à força de tração do pré-esforço (armadura ativa);
- M_{Ed} – Momento fletor atuante na secção transversal;
- x – Comprimento da fibra de betão comprimida;
- F_c – Força de compressão no betão;
- F_p – Força de tração na armadura ativa (pré-esforço);
- F_s – Força de tração na armadura passiva; e,
- A_s – Armadura passiva.

Tabela 4.32 – Valores de cálculo da armadura passiva

Secção	Meio-vão	Apoio
f_{cd} [MPa]	23,333	23,333
b_w [m]	7,95	1,6
F_c [kN]	148400x	29866,7x
F_p [kN]	16554,783	16554,783
M_{Ed} [kNm]	55736,3	-46452,7
x [m]	0,133	0,591
0,8x [m]	0,106	0,473

F_c [kN]	19709,598	17663,625
A_s	72,561 cm^2	6,627 cm^2/m
Armadura obtida	10Ø32	Ø10//0,10

Após calcular a armadura passiva, foi necessário verificar se a mesma cumpria com a armadura mínima. A armadura mínima de flexão a considerar foi calculada através da equação (4.79), contida na cláusula 6.1(109)b) da NP EN 1992-2 (2018), sendo que os valores obtidos, tanto para a secção de meio-vão, como para a secção sobre o apoio, se encontram apresentados na Tabela 4.33.

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{z_s \cdot f_{yk}} \tag{4.79}$$

Onde:

- M_{rep} – Momento fletor de fendilhação; e,
- z_s – Braço do binário no estado limite último das armaduras para betão armado.

Tabela 4.33 – Armadura mínima de flexão

	Meio-vão	Apoio
Armadura mínima de flexão	43,7 cm^2	18,7 cm^2/m

Como é possível reparar, a armadura de flexão obtida para a zona do apoio, referida na Tabela 4.32, não cumpre com a armadura mínima da Tabela 4.33. Foi necessário considerar então a armadura mínima nesta secção. Na Tabela 4.34 encontra-se apresenta a armadura de flexão adotada para o tabuleiro da ponte.

Tabela 4.34 – Armadura de flexão adotada

	$M_{ed,máx}$	Armadura de flexão adotada (passiva)
Vãos extremos de 34 m	41454,0	0*
Vãos centrais de 44 m	55736,3	10Ø32
Secção sobre os pilares adjacentes aos vãos extremos de 34 m	-39746,9	0*
Secção sobre os pilares dos vãos centrais de 44 m	-46452,7	Ø12//0,20+ Ø10//0,20 (face superior) Ø12//0,20+ Ø10//0,20 (face inferior)

É importante referir ainda que, nos vãos extremos, quer na secção de momento máximo positivo, quer na secção de momento máximo negativo (secção sobre o pilar adjacente), não seria necessário considerar armadura passiva, uma vez que a armadura ativa é suficiente para garantir a resistência à flexão da longarina do tabuleiro.

4.7.4.2. Resistência ao esforço transverso e à torção

As verificações da segurança ao esforço transverso e à torção foram efetuadas de acordo com o que se encontra preconizado na NP EN 1992-1-1 (2010). Estas verificações deveriam ser efetuadas para todas as secções transversais das longarinas, no entanto, simplificadamente, foram verificadas apenas duas secções: a secção na zona do vão, ou seja, a secção com a longarina mais delgada, e uma secção mais espessa localizada a 3 m do apoio (aproximadamente à distância *d* do apoio). Na Tabela 4.35 encontram-se apresentadas as características destas secções transversais mencionadas, que serão aplicadas às equações que serão apresentadas no decorrer desta secção.

Tabela 4.35 – Características das secções verificadas ao esforço transverso e à torção

	Secção na zona do vão	Secção localizada a 3 m do apoio
b [m]	1,314	0,800
h [m]	3,057	3,057
d [m]	2,960	2,960
z [m]	2,660	2,660
A [m^2]	5,861	5,361
u [m]	16,051	21,435
$t_{ef} = \frac{A}{u} [m]$	0,365	0,250
A_k [m^2]	3,021	2,029
u_k [m]	7,611	7,035
f_{yd} [MPa]	434,783	434,783
f_{cd} [MPa]	23,333	23,333
f_{ctd} [MPa]	1,470	1,470
k [mm]	1,260	1,260
ρl	0,005	0,005
α_{cw}	1,000	1,000
θ [°]	30	30
$cot(\theta)$	1,732	1,732
$sin(\theta)$	0,500	0,500
$cos(\theta)$	0,866	0,866
v	0,544	0,544

Onde:

- b – Largura da longarina;
- h – Altura da secção;
- d – Altura útil da secção transversal;

- z – Braço do binário das forças, considerado igual a 0,9h;
- A – Área da secção transversal;
- u – Perímetro do contorno exterior da secção;
- t_{ef} – Espessura eficaz da parede;
- A_k – Área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas;
- u_k – Perímetro da área A_k;
- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado;
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- f_{ctd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração;
- k – Coeficiente calculado através de $1 + \sqrt{200/d}$, não podendo ser superior a 2;
- ρl – Taxa de armaduras longitudinais;
- α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;
- θ – Ângulo das escoras comprimidas; e,
- ν – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

O ângulo das escoras comprimidas foi considerado igual a 30°, valor esse que é compatível com a resistência máxima de um elemento sujeito aos esforços de torção e transverso. Para cumprir com este requisito, foi satisfeita a equação (4.80), preconizada na equação 6.29 da cláusula 6.3.2.(4) da NP EN 1992-1-1 (2010).

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,máx}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,máx}} \leq 1{,}0 \tag{4.80}$$

Onde:

- T_{Ed} – Valor de cálculo do momento torsor;
- V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transverso;
- $T_{Rd,máx}$ – Valor de cálculo do momento torsor resistente; e,
- $V_{Rd,máx}$ – Valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo.

O valor de cálculo do momento torsor resistente máximo foi obtido através da equação (4.81), apresentada na equação 6.30 da cláusula 6.3.2.(4) da NP EN 1992-1-1 (2010).

$$T_{Rd,máx} = 2 \cdot \nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot sen\theta \cdot cos\theta \tag{4.81}$$

Onde:

- ν – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso, igual a 0,60 para $f_{ck} \leq 60$ MPa.

O valor de cálculo do esforço transverso resistente foi efetuado através da equação (4.82), preconizada na equação 6.9 da cláusula 6.2.3(3) da NP EN 1992-1-1 (2010).

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{cot\theta + tan\theta} \tag{4.82}$$

Na Tabela 4.36 encontram-se apresentados os valores de cálculo do momento torsor e esforço transverso resistentes máximos calculados através das equações (4.81) e (4.82), respetivamente.

Tabela 4.36 – Valores de cálculo do momento torsor e esforço transverso resistentes máximos

	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,máx}$ [kN]
Secção localizada a 3 m do apoio	21199,12	8084,39
Secção na zona do vão	12906,62	3718,49

Foi inicialmente calculada a armadura transversal mínima através da equação (4.83), presente na cláusula 9.2.2.(5) da NP EN 1992-1-1 (2010).

$$\frac{A_{sw}}{s}_{min} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot sen\alpha \tag{4.83}$$

Onde:

- $\rho_{w,min}$ – Taxa de armaduras de esforço transverso, dada pela equação (4.84);
- A_{sw} – Área das armaduras de esforço transverso existente no comprimento *s*;
- s – Espaçamento das armadura de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;
- b_w – Largura da alma do elemento; e,
- α – Ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal.

$$\rho_{w,min} = \frac{0{,}08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \tag{4.84}$$

Tendo em consideração a expressão (4.83), foi obtida uma armadura transversal mínima igual a 11,36 cm^2/m, tendo sido adotados Ø12//0.20 + Ø12//0.20 (2*r*) como armadura mínima em todos os vãos.

A armadura transversal de esforço transverso requerida foi obtida através da equação (4.85), presente na cláusula 6.2.3.(3) da NP EN 1992-1-1 (2010).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot cot\theta} \tag{4.85}$$

Foi necessário calcular também a armadura transversal de torção requerida através da equação (4.86), que é obtida conjugando as expressões 6.8, 6.26 e 6.27 da NP EN 1992-1-1 (2010).

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd} \cdot cot\theta} \tag{4.86}$$

Para o cálculo da armadura transversal requerida é necessário sobrepor as armaduras transversais do esforço transverso (equação (4.85)) e da torção (equação (4.86)). Estas armaduras foram conjugadas de acordo com o que se encontra apresentado na equação (4.87).

$$A_{s,transversal} = max\left\{\frac{A_{sw}}{s} + 2 \cdot \frac{A_{st}}{s}; \frac{A_{sw}}{s}_{min}\right\} \tag{4.87}$$

Considerando todas as equações apresentadas, e tendo em conta as envolventes de esforços definidas pelas folhas de cálculo fornecidas pela empresa, encontram-se apresentados na os valores atuantes de cálculo do esforço transverso máximo V_{Ed}, do momento torsor máximo, T_{Ed} e da armadura transversal adotada. Estes valores foram adotados para a zona do vão (mais delgada) e para a secção na zona do apoio (mais espessa).

Tabela 4.37 – Valores atuantes de cálculo do esforço transverso máximo V_{Ed}, do momento torsor máximo $T_{Ed,}$ e da armadura transversal adotada

Secção	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	$A_{s,transversal}$ [cm^2/m]	Armadura transversal adotada
Zona do apoio	7673,1	-475,5	40,38	Ø12//0,15 (6*r*)
Zona do vão	4050,3	-491,2	23,42	Ø12//0,15 (4*r*)

4.8. PILARES E FUNDAÇÕES

4.8.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para possibilitar uma comparação adequada entre as duas soluções e acelerar o processo iterativo de definição das ligações entre os pilares e o tabuleiro, foi, inicialmente, estabelecida uma correspondência entre os pilares da solução original e os da solução alternativa, conforme apresentado na Tabela 4.38.

Tabela 4.38 - Correspondência entre pilares e aparelhos de apoio

Pilar da solução alternativa	Pilar da solução original	Condição de apoio no topo do pilar
P1	P1	Deslizante
P2	P2	Deslizante
P3	P4	Articulado
P4	P5	Monolítico
P5	P6	Monolítico
P6	P8	Monolítico
P7	P9	Monolítico
P8	P10	Monolítico
P9	P12	Monolítico
P10	P13	Monolítico
P11	P14	Monolítico
P12	P16	Monolítico
P13	P17	Articulado
P14	P18	Articulado
P15	P20	Articulado
P16	P21	Deslizante
P17	P22	Deslizante
P18	P24	Deslizante

Após definição da correspondência entre pilares, foi necessário comparar a ordem de grandeza dos esforços transversos e momentos fletores nos pilares da solução original com a solução em análise, de

forma a garantir coerência entre as duas soluções. Através desta comparação, concluiu-se que, para a combinação de ações mais desfavorável em cada pilar, os esforços axiais e os momentos fletores os máximos nos pilares da solução alternativa são, respetivamente, cerca de 1,4 e 1,8 vezes superiores aos da solução original. Tendo isto em consideração, existiam duas hipóteses: continuar com a solução de pilar-estaca utilizada na solução original, aumentando o diâmetro da estaca, ou adotar uma solução de um maciço de duas estacas para cada pilar. É importante referir que, apesar de o maciço de duas estacas ter mais rigidez do que o pilar-estaca e, por sua vez, possuir um comportamento melhor à encurvadura, é uma solução mais dispendiosa. Através de um estudo preliminar destas duas soluções para as fundações da ponte, foi decidido que a solução de pilar-estaca seria suficiente para resistir aos esforços atuantes nos pilares da ponte. Foram adotados dois pilares por eixo de apoio do tabuleiro, em betão armado, com uma secção transversal circular com diâmetro igual a 1,80 m, ou seja, 0,30 m superior ao da solução original.

O apoio do tabuleiro nos pilares, como já foi apresentado na Tabela 4.38, é feito através de ligações monolíticas nos alinhamentos P4 a P12, por aparelhos fixos do tipo *pot bearing* (de rotação livre e deslocamentos impedidos, ou seja, articulado) nos alinhamentos P3 e P13 a P15 e por aparelhos de apoio do tipo *pot bearing* com deslocamento unidirecional (deslizante) nos restantes alinhamentos.

Foram adotadas fundações indiretas por estacas, cada uma com diâmetro igual a 1,80 m em todos os alinhamentos. Em cada alinhamento, os pilares são ligados transversalmente através de uma viga de fundação (ou de equilíbrio) com dimensões 1,20 m x 1,80 m, como será descrito na secção 4.8.6 do Capítulo 4. Na Figura 4.67 encontra-se representado um corte transversal próximo dos pilares, constituído pela solução de pilar-estaca adotada.

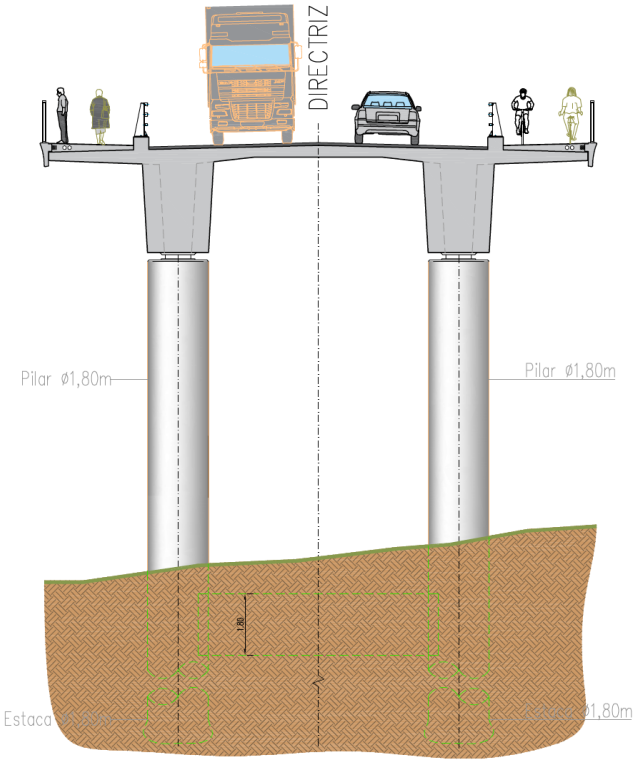


Figura 4.67 – Corte transversal junto aos pilares (dimensões em m)

As cotas de fundação foram definidas com base no seguinte critério: as estacas seriam enterradas a uma profundidade mínima equivalente a 5 diâmetros (neste caso, 9 m) a partir da camada de solo com o valor N_{SPT} superior a 60 pancadas, ou seja, o solo mais competente. Este critério foi adotado de forma a garantir que os esforços axiais fossem transmitidos para o solo mais competente. No caso dos pilares mais curtos, foi definido que estes deveriam ser enterrados no solo mais competente a uma profundidade igual a 7 diâmetros (ou seja, 12,6 m).

Tendo em conta que a ponte atravessa o Rio Lima, prevê-se a necessidade de fundar alguns dos pilares-estaca na água. Nestes casos, é necessário executar aterros provisórios, pelo que a viga de fundação será enterrada a uma profundidade de 2,5 m no terreno. Para as estacas localizadas fora do leito do rio, estas são fundadas diretamente, pelo que se definiu que a viga de fundação seria enterrada a 0,5 m de profundidade.

4.8.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

A avaliação dos esforços atuantes nos pilares e nas fundações, foi efetuada através de um modelo de cálculo tridimensional da ponte. Neste modelo foram tidas em consideração as condições de apoio dos pilares, conforme descrito na secção 4.8.1, bem como a rigidez das fundações.

Nos modelos de cálculo referidos, considerou-se o comportamento das estacas e do solo circundante, quando submetidos a cargas horizontais, através da utilização de barras com comprimento e diâmetro "equivalente". O comprimento e o diâmetro "equivalente" de cada estaca foram obtidos de forma a que o momento fletor e o deslocamento no topo da barra "equivalente" no modelo global correspondessem aos do modelo de "barra isolada", com apoios não lineares (elástico-perfeitamente plástico) ao longo da sua altura. No modelo de "barra isolada", a cada profundidade do terreno, foram atribuídos uma rigidez elástica e um valor limite da resistência do solo (limite passivo). A interação solo-estaca requer o uso destas molas, de forma a considerar não só a evolução da rigidez em profundidade, bem como as forças máximas mobilizáveis pelo solo adjacente tendo em conta a tensão efetiva vertical a cada profundidade. Estes apoios foram considerados de meio em meio metro e, para cada profundidade do terreno (nível), foram definidos uma rigidez elástica equivalente e um valor limite da resistência da solo igual ao limite passivo.

A rigidez elástica equivalente, *k*, de cada apoio foi calculada através da equação (4.88).

$$k = E_s \cdot d \cdot \phi \tag{4.88}$$

Onde:

- E_S – Módulo de deformabilidade do terreno;
- d – Distância entre apoios elásticos no modelo, considerada igual a 0,50; e,
- $Ø$ – Diâmetro da estaca.

Os valores limite da resistência do solo para cargas horizontais foram calculados, para cada nível, através da equação (4.89).

$$R_{máx} = \sigma'_{v0,i} \cdot K_{p,i} \cdot \beta_{,i} \cdot D \cdot H_i = \sigma'_{v0,i} \cdot \frac{1}{1.5} \cdot \frac{1 + sin\,\phi}{1 - sin\,\phi} \cdot 2.5 \cdot D \cdot H_i \tag{4.89}$$

Onde:

- $\sigma'_{v0,i}$ – Tensão efetiva vertical no nível *i*;
- $K_{p,i}$ – Coeficiente de impulso passivo no nível *i*;
- $\beta_{,i}$ – Coeficiente multiplicativo do diâmetro para obtenção da largura de influência, igual a 2,5;

- D – Diâmetro da estaca; e,
- H_i – Altura de influência do nível i.

Analisando a equação (4.89), constata-se que foram considerados dois fatores de segurança adicionais. Considerou-se um fator de segurança igual a 1,5, de forma a limitar os deslocamentos necessários para mobiliar a força máxima admitida, isto é, o impulso passivo. Para além disso, a força máxima mobilizável em cada profundidade foi determinada assumindo que o impulso passivo seria mobilizado para uma largura equivalente a 2,5 vezes o diâmetro da estaca. Embora as recomendações de Broms (1964) indiquem que a largura a considerar deve ser igual a 3 vezes o diâmetro da estaca, o critério adotado é mais conservativo. Após ultrapassar os limites da resistência do solo a cargas horizontais, as molas vão plastificando em profundidade, até que uma delas tenha capacidade de resistir à carga horizontal a que o pilar-estaca que encontra sujeito.

A possança de cada camada foi determinada para cada alinhamento de apoio, com base nos dados recolhidos na campanha de prospeção geotécnica, nomeadamente dos resultados nos resultados dos ensaios SPT e CPT efetuados. A Figura 4.68 ilustra os resultados dos ensaios SPT, associados às camadas de solo que envolvem as estacas P1 e P2.

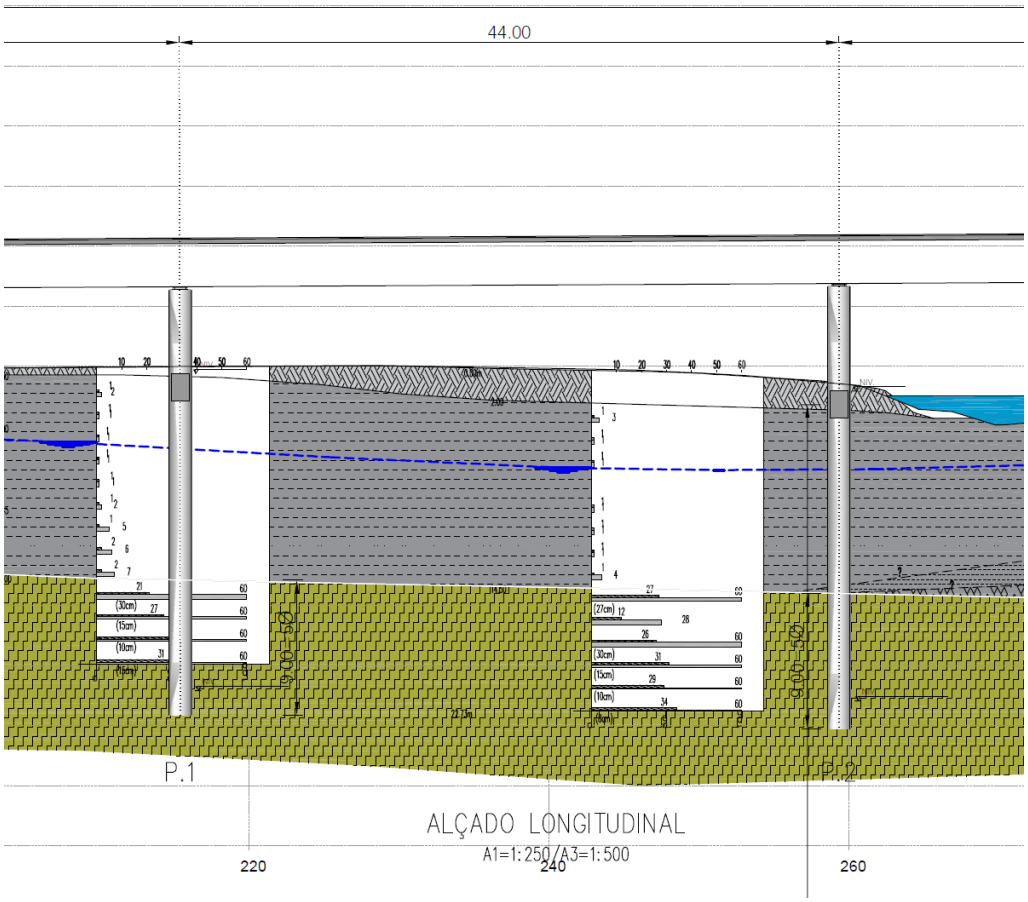


Figura 4.68 – Resultados dos ensaios *SPT* dos solos envolventes das estacas P1 e P2 (dimensões em m)

4.8.2.1. Ações atuantes

No modelo de cálculo tridimensional, foram consideradas as ações permanentes, as ações variáveis e deformações, conforme descrito na secção 4.4 do Capítulo 4.

A análise sísmica do viaduto foi efetuada através de uma análise espectral, considerando que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transverso dos elementos de betão correspondem a metade da rigidez dos elementos não fendilhados, de acordo com a cláusula 4.3.1(7) da NP EN 1998-1 (2010). Os valores considerados encontram-se apresentados na Tabela 4.39.

Tabela 4.39 – Propriedades dos elementos de betão para a análise sísmica

	Pilares-estaca	Tabuleiro
Classe de betão	C30/37	C35/45
Módulo de elasticidade, *E* [MPa]	33	36
Módulo de elasticidade reduzido, *E*/2 [MPa]	16,5	18
Módulo de distorção reduzido [MPa]	6,875	7,5

Na Tabela 4.40 encontram-se apresentados os principais resultados da análise modal efetuada.

Tabela 4.40 - Modos e frequências de vibração resultantes da análise modal

Modo	Descrição	Frequência de vibração (Hz)
1	1º Modo Longitudinal	0,37
2	1º Modo Transversal	0,46
3	2º Modo Transversal	0,54
4	3º Modo Transversal	0,63
5	4º Modo Transversal	0.65

4.8.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES

O dimensionamento e a verificação de segurança dos pilares foram efetuados conforme preconizado na NP EN 1992-2 (2018) e na NP EN 1992-1-1 (2010). Para estimar os esforços de segunda ordem atuantes nos pilares, foi utilizado o Método da Curvatura Nominal (MCN).

4.8.3.1. Metodologia de análise da encurvadura dos pilares

Como será explicado em seguida, foi utilizada uma folha de cálculo da AdF que considera os esforços de segunda ordem, considerando cada pilar como uma estrutura independente. Após obter os esforços de cálculo que contabilizam os efeitos de encurvadura, a folha de cálculo determina a armadura necessária para que seja verificada a segurança em relação ao Estado Limite Último de Resistência.

Para a análise da encurvadura dos pilares, adotou-se o método baseado numa curvatura nominal, proposto na cláusula 5.8.8 da NP EN 1992-1-1 (2010). Este método, principalmente indicado para elementos isolados, como é o caso dos pilares da estrutura, foi utilizado no cálculo dos comprimentos de encurvadura nas direções transversal e longitudinal. O cálculo destes comprimentos de encurvadura foi efetuado através de modelos de cálculo tridimensionais. Nesses modelos, foram consideradas as condições de apoio dos pilares, bem como a rigidez das fundações e do tabuleiro. É importante referir que todos os pilares foram considerados como sendo de nós móveis, de acordo com o que se encontra

ilustrado na Figura 4.69. Os modelos de cálculo foram definidos e analisados detalhadamente pela equipa projetista da AdF para a solução original da ponte.

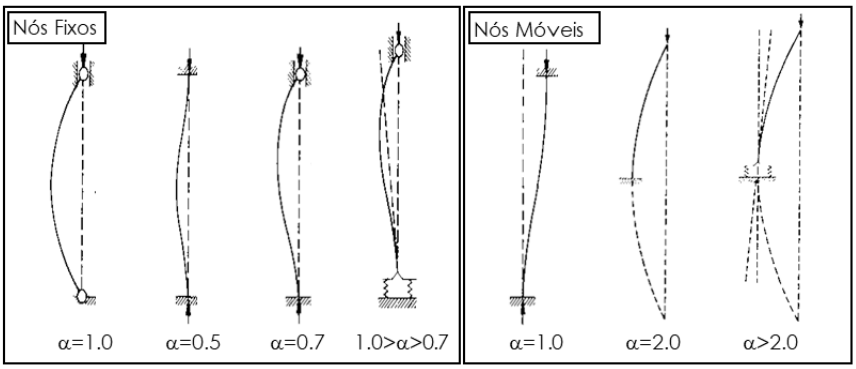


Figura 4.69 – Pilares de nós fixos e pilares de nós móveis

4.8.3.2. Comprimento de encurvadura na direção transversal

No que diz respeito à direção transversal, cada eixo de apoio da estrutura, constituído por dois pilares-estaca ligados entre si por uma viga de fundação, funciona como um pórtico. A rigidez do tabuleiro não foi considerada na determinação dos comprimentos de encurvadura.

Conforme ilustrado na Figura 4.70, na direção transversal, a ligação entre os pilares e a viga de fundação funciona como se fosse um encastramento quase perfeito, ou seja, o seu comprimento de encurvadura seria próximo de duas vezes o seu comprimento total. No entanto, os modelos de cálculo revelaram uma ligeira rotação no nó de ligação pilar – viga de fundação – estaca, pelo que o comprimento de encurvadura do pilar é ligeiramente superior a 2L.

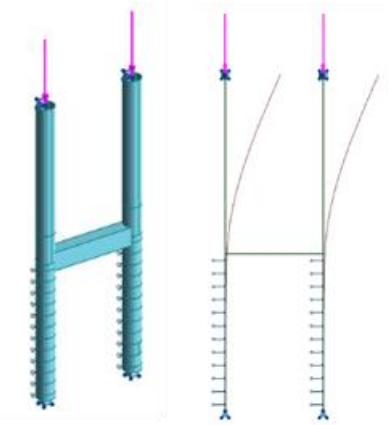


Figura 4.70 – Modo de encurvadura na direção transversal (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

Com base nas equações (4.90) e (4.91), que determinam o comprimento efetivo e o coeficiente de encurvadura, respetivamente, concluiu-se que, na direção transversal, o comprimento de encurvadura é aproximadamente 2,3 vezes o comprimento total dos pilares.

$$L_0 = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_B}} \tag{4.90}$$

Onde:

- L_0 – Comprimento efetivo ou comprimento de encurvadura;
- EI – Valor representativa da rigidez de flexão; e,
- N_B – Carga de encurvadura expressa em termos de EI.

$$\eta = \frac{L_0}{L} \tag{4.91}$$

Onde:

- η – Coeficiente de encurvadura; e,
- L – Comprimento total.

4.8.3.3. Comprimento de encurvadura na direção longitudinal

Na direção longitudinal, a aplicação de carga axial a cada pilar-estaca, de acordo com o MCN, mobiliza a estrutura abaixo da viga de fundação, conforme ilustrado na Figura 4.71. Deste modo, para determinar o coeficiente de encurvadura, é necessário considerar a rigidez da fundação e as características o terreno. Consequentemente, os coeficientes de encurvadura são distintos para cada pilar.

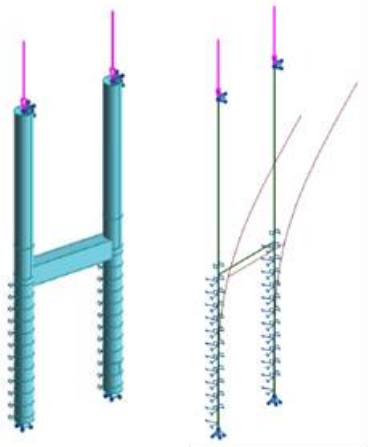


Figura 4.71 – Modo de encurvadura na direção longitudinal (Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda., 2024)

Tendo em conta o exposto, o cálculo dos coeficientes de encurvadura dos pilares-estaca na direção longitudinal, teve de considerar a interação solo-estrutura. Para tal, utilizou-se a um ficheiro de cálculo em *Microsoft Excel*, fornecido pela AdFGeo - Consultores de Geotecnia, Lda, cujos princípios de cálculo serão explicados em seguida.

A folha de cálculo da interação solo-estrutura fornece a resposta de um pilar-estaca, cujo solo circundante é modelado através de apoios não lineares, que foram caracterizados na secção 4.8.2 do Capítulo 4. Conforme descrito anteriormente, à medida que a força horizontal é aplicada, o solo deforma e as molas são mobilizadas até começarem a plastificar. O valor do momento fletor máximo associado à ação

horizontal ocorre no interior do terreno, a uma profundidade que depende tanto da rigidez como da resistência do solo.

Para conhecer o comportamento do pilar-estaca, face à ação horizontal, da forma mais aproximada da realidade, foi necessário caracterizar cada uma das molas, afastadas de meio em meio metro ao longo do comprimento da estaca. Como as molas pretendem traduzir a rigidez do solo, foram consideradas as seguintes características:

- Ângulo de atrito, ϕ';
- Coesão, c';
- Módulo de elasticidade, E;
- Rigidez das molas, k;
- Impulso passivo, K_p;
- Tensão efetiva, σ'; e,
- Força máxima de cada mola, $F_{máx}$.

Para a definição destas características foi ainda necessário definir:

- Diâmetro da estaca, $\emptyset$;
- Peso volúmico médio, γ; e,
- Profundidade da água.

O cálculo do impulso passivo, K_p, foi efetuado através da equação (4.92).

$$K_P = \frac{1 + sin(\phi')}{1 - sin(\phi')} \tag{4.92}$$

O valor da tensão efetiva, σ', é obtido através da equação (4.93).

$$\sigma' = Profundidade\ da\ camada \cdot \gamma \tag{4.93}$$

A força máxima de cada mola, $F_{máx}$, foi calculada através da equação (4.89).

Na Tabela 4.41 apresentam-se as propriedades do solo, neste caso para o pilar-estaca 13, que são consideradas na folha de cálculo da interação solo-estrutura da AdFGeo. Na Tabela 4.42 é representado um excerto da tabela que efetua o cálculo da rigidez das molas, k, e a força máxima de cada mola, $F_{máx}$.

Tabela 4.41 – Propriedades do solo consideradas na folha de cálculo

Estimativa das propriedades do solo (cálculo manual)	
Comprimento do elemento [m]	0.5
Diâmetro [m]	1.8
Peso volúmico médio γ [kN/m^3]	17
Profundidade da água [m]	8.5
Fator de segurança em relação ao impulso passivo	1.5
Largura equivalente para determinação do impulso passivo	2.5·D

Tabela 4.42 – Excerto da tabela da folha de cálculo da interação solo-estrutura com as propriedades associadas a cada mola

Elemento	Profundidade [m]	N_{SPT}	*f'* [º]	*c'* [kPa]	*E* [MPa]	*K* [kPa]	K_p	*s'* [kPa]	$F_{máx}$ [kN/m]
1	0.25	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
2	0.75	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
3	1.25	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
4	1.75	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
5	2.25	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
6	2.75	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
7	3.25	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
8	3.75	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
9	4.25	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
10	4.75	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
11	5.25	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
12	5.75	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
13	6.25	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
14	6.75	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
15	7.25	(-)	27	7.5	1.5	2700	2.663	5.95	83.508
16	7.75	(-)	27	7.5	1.5	2700	2.663	14.45	151.413
17	8.25	(-)	27	7.5	1.5	2700	2.663	22.95	219.318
18	8.75	(-)	27	7.5	1.5	2700	2.663	28.95	267.251
19	9.25	(-)	27	7.5	1.5	2700	2.663	32.45	295.212

A folha de cálculo da interação solo-estrutura da AdFGeo fornece também um gráfico que define os valores da tensão efetiva em função da profundidade. Na Figura 4.72 está representado, a título de exemplo, o gráfico obtido para o pilar-estaca P13.

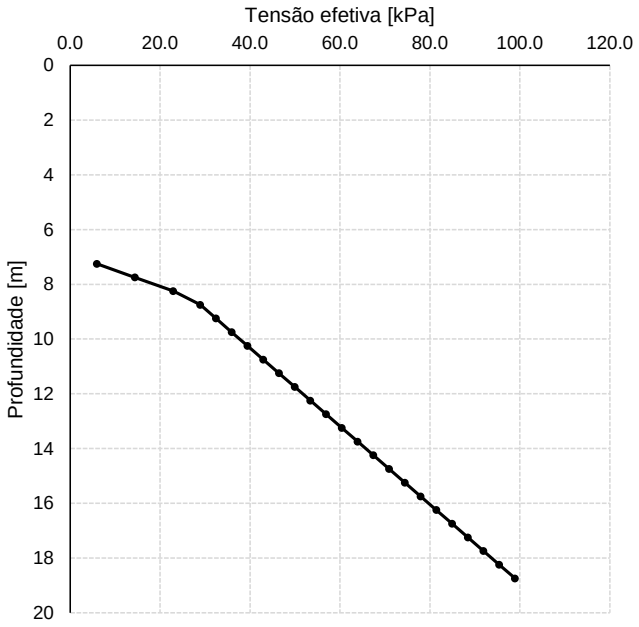


Figura 4.72 – Gráfico Profundidade-Tensão Efetiva

Em seguida, a folha de cálculo considera os valores da rigidez e da força máxima correspondentes a cada elemento, requerendo ainda que sejam conhecidos os seguintes parâmetros:

- Comprimento do pilar-estaca;
- Rigidez do pilar-estaca;
- Número de elementos;
- Comprimento de cada elemento;
- Tipo de ligação pilar-tabuleiro (ligação monolítica ou com aparelho de apoio); e,
- Forças aplicadas no topo do pilar (força horizontal e momento fletor).

Conhecidos estes parâmetros, a folha de cálculo determina, ao longo da profundidade da estaca, o esforço transverso, o momento fletor e o deslocamento horizontal. Inicialmente, foi necessário estimar um valor para a força *H* (força horizontal atuante no topo do pilar). Este valor foi estimado a partir da comparação dos esforços axiais atuantes nos pilares da estrutura original com os esforços axiais atuantes nos pilares da estrutura alternativa. A força horizontal *H* adotada, foi calculada para cada pilar com base na equação (4.94).

$$H_{alternativa} = 1{,}50 \cdot H_{original} \tag{4.94}$$

No gráfico apresentado na Figura 4.73, observa-se a variação do momento fletor em profundidade, cujo valor aumenta até aproximadamente metade do comprimento considerado para o pilar-estaca.

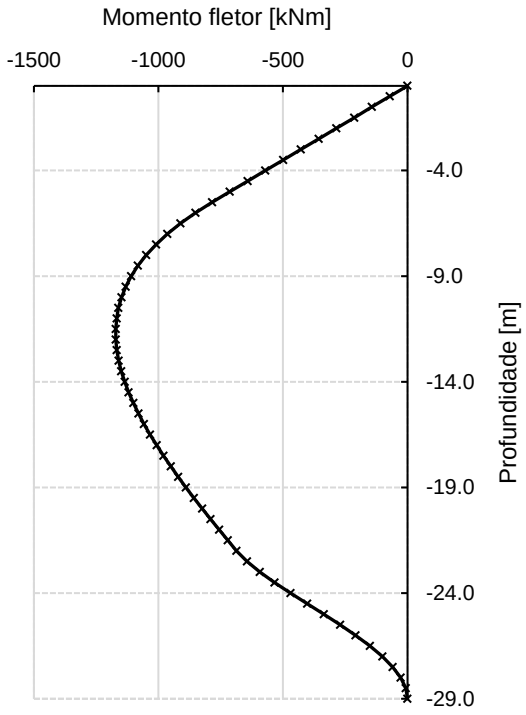


Figura 4.73 – Variação do momento fletor em profundidade

Desta forma, foi necessário definir um comprimento equivalente para o pilar-estaca, compatível com a ação horizontal e com a profundidade em que se localiza o momento fletor máximo. Para determinar o comprimento equivalente de cada pilar, foi considerada uma consola equivalente, na qual atua uma força horizontal *H*, que produz um momento fletor máximo, $M_{máx}$, conforme ilustrado na Figura 4.74.

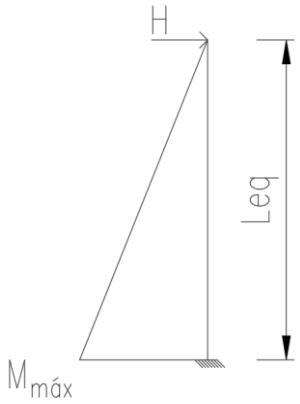


Figura 4.74 – Comprimento equivalente do pilar para o momento fletor máximo e a ação da força horizontal

O cálculo do comprimento equivalente de cada pilar-estaca, L_{eq}, cuja ligação ao tabuleiro é efetuada com recurso a aparelho de apoio, foi efetuado através da equação (4.95). No caso dos pilares-estaca que se encontram monoliticamente ligados ao tabuleiro, foi considerada a equação (4.96).

$$L_{eq} = \frac{M_{máx}}{H} \tag{4.95}$$

$$L_{eq} = 2 \cdot \frac{M_{máx}}{H} \tag{4.96}$$

Para a definição completa do pilar, foi necessário calcular o diâmetro equivalente, $Ø_{eq}$. Considerando os valores do comprimento equivalente calculados para cada pilar e o deslocamento, δ, e a força horizontal, H, aplicados no topo do pilar, foi determinado o diâmetro equivalente, de acordo com a equação (4.97).

$$Ø_{eq} = \sqrt[4]{\frac{64 I_{eq}}{\pi}} \tag{4.97}$$

Onde:

- I_{eq} – Momento de inércia equivalente.

No caso dos pilares-estaca ligados através de aparelho de apoio, o valor do momento de inércia equivalente, I_{eq}, foi calculado através da equação (4.98). Já para os pilares com ligação monolítica ao tabuleiro foi considerada a equação (4.99).

$$I_{eq} = \frac{H \cdot L_{eq}^3}{3 \cdot E \cdot \delta} \tag{4.98}$$

$$I_{eq} = \frac{H \cdot L_{eq}^3}{12 \cdot E \cdot \delta} \tag{4.99}$$

Onde:

- E – Módulo de elasticidade do betão; e,
- δ – Deslocamento no topo do pilar.

Foi então definida, para cada pilar-estaca, uma barra fictícia com um comprimento e um diâmetro equivalentes aproximados dos reais, de forma a reproduzir o momento fletor máximo e o deslocamento no topo do pilar, δ.

Na Tabela 4.43 encontram-se apresentadas os valores da força horizontal, F_h, momento fletor máximo, $M_{máx}$, e deslocamento no topo do pilar, Δ, bem como o seu comprimento equivalente, L_{eq}, e diâmetro equivalente, $Ø_{eq}$. De forma a obter os esforços em cada um dos pilares no modelo de cálculo global, foram considerados, no *Robot Structural Analysis*, os seus L_{eq} e $Ø_{eq}$.

Tabela 4.43 – Características dos pilares-estacas a adotar no programa de cálculo

Pilar-estaca	Ligação pilar-tabuleiro	F_h [kN]	$M_{máx}$ [kNm]	Δ [m]	L_{eq} [m]	$Ø_{eq}$ [m]
P1	Deslizante	143	1171,431	0,019	8,212	0,957
P2	Deslizante	210	1977,005	0,033	9,414	1,012
P3	Articulado	238	2511,979	0,040	10,555	1,088
P4	Monolítico	800	9045,776	0,049	22,614	1,755
P5	Monolítico	640	7361,451	0,040	23,005	1,766
P6	Monolítico	507	5782,751	0,032	22,812	1,757
P7	Monolítico	505	6300,011	0,041	24,951	1,758
P8	Monolítico	515	6175,498	0,036	23,983	1,774
P9	Monolítico	395	5160,972	0,036	26,132	1,766
P10	Monolítico	615	6079,031	0,034	19,769	1,619
P11	Monolítico	587	5991,96	0,034	20,416	1,644
P12	Monolítico	637	6794,156	0,040	21,332	1,662
P13	Articulado	300	2843,419	0,048	9,478	1,014
P14	Articulado	438	5178,197	0,063	11,822	1,233
P15	Articulado	485	5879,589	0,068	12,123	1,262
P16	Deslizante	529	5963,038	0,060	11,265	1,261
P17	Deslizante	770	8805,063	0,077	11,435	1,315
P18	Deslizante	320	3364,166	0,029	10,513	1,265

Para além de calcular os esforços, foi necessário definir qual é o comprimento de encurvadura de cada pilar-estaca na direção longitudinal. Para tal, foi considerada, mais uma vez, uma consola equivalente, à qual foi aplicada a força horizontal e o deslocamento no topo, δ, definidos na Tabela 4.43, mas considerando agora o diâmetro real da estaca, ou seja, 1,80 m.

O comprimento do pilar-estaca, $L_{eq,Øreal}$, considerando o seu diâmetro real foi calculado através da equação (4.100).

$$L_{\mathrm{eq},Ø\mathrm{real}} = \sqrt[3]{\frac{\delta \cdot 3 \cdot E \cdot I_{real}}{H}} \tag{4.100}$$

Além disso, foi necessário ter em consideração as condições de apoio no topo do pilar-estaca, sendo que, para os pilares com aparelho de apoio o comprimento de encurvadura longitudinal, $L_{0,long}$, é igual a duas vezes $L_{eq,Øreal}$, enquanto para os pilares monolíticos o valor de $L_{0,long}$ é igual ao valor de $L_{eq,Øreal}$, como se encontra representado na Tabela 4.44.

Tabela 4.44 – Comprimentos de encurvadura dos pilares-estaca na direção longitudinal

Pilar-estaca	Ligação pilar-tabuleiro	$L_{eq,Øreal}$ [m]	$L_{0,long}$ [m]
P1	Deslizante	19,064	38,127
P2	Deslizante	20,280	40,559
P3	Articulado	20,660	41,319
P4	Monolítico	23,387	23,387
P5	Monolítico	23,590	23,590
P6	Monolítico	23,552	23,552
P7	Monolítico	25,754	25,754
P8	Monolítico	24,458	24,458
P9	Monolítico	26,803	26,803
P10	Monolítico	22,761	22,761
P11	Monolítico	23,041	23,041
P12	Monolítico	23,719	23,719
P13	Articulado	20,372	40,743
P14	Articulado	19,588	39,176
P15	Articulado	19,462	38,924
P16	Deslizante	18,104	36,207
P17	Deslizante	17,388	34,776
P18	Deslizante	16,831	33,662

4.8.4. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DOS PILARES

4.8.4.1. Esforços devidos às deformações impostas

De acordo com o que se encontra preconizado nas cláusulas 2.3.1.2 e 2.3.2.2 da NP EN 1992-1-1 (2010), os momentos fletores de primeira ordem, devidos a deformações impostas, podem ser desprezados caso seja formada uma rótula plástica com capacidade de rotação suficiente. Para evitar verificar a capacidade de rotação, e sendo esta uma boa prática adotada em gabinetes de projeto, foi considerada uma perda de rigidez de 50%, na determinação dos referidos momentos fletores de primeira ordem devidos a deformações impostas, de forma a ter em conta os efeitos de perda de rigidez por fendilhação do betão. Esta consideração foi tomada na determinação dos esforços devido aos efeitos das deformações impostas (variações uniformes de temperatura, retração e fluência devida ao pré-esforço), para a verificação da segurança dos pilares em relação aos Estados Limite Últimos. Para ter em conta os efeitos de segunda ordem originados pelos deslocamentos resultantes das deformações impostas, considerou-se uma imperfeição geométrica adicional, de valor igual aos referidos deslocamentos. Desta forma, foram considerados os efeitos das deformações impostas sobre a excentricidade do esforço normal no dimensionamento dos pilares.

4.8.4.2. Efeitos de segunda ordem

O momento fletor resultante da consideração dos efeitos de segunda ordem devido às deformações impostas é calculado pela equação (4.101).

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \tag{4.101}$$

Onde:

- M_{0Ed} – Momento fletor de primeira ordem, incluindo o efeito de imperfeições; e,
- M_2 – Momento fletor nominal de segunda ordem.

Conforme mencionado anteriormente, foi aplicado o Método da Curvatura Nominal, que determina um momento fletor nominal de segunda ordem, baseado num deslocamento, o qual, por sua vez, depende do comprimento efetivo e de uma curvatura máxima estimada, de acordo com a cláusula 5.8.8 da NP EN 1992-1-1 (2010).

O momento fletor nominal de segunda ordem é obtido através da equação (4.102)

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \tag{4.102}$$

Onde:

- N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço normal; e,
- e_2 – Deslocamento, calculado através da equação (4.103).

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \tag{4.103}$$

Onde:

- $1/r$ – Curvatura da secção crítica no instante da rotura;
- l_0 – Comprimento de encurvadura; e,
- c – Coeficiente dependente da distribuição de curvatura, igual a π^2 assumindo uma distribuição sinusoidal da curvatura.

Em elementos de secção transversal constate e simétrica, incluindo as armaduras, o valor da curvatura pode ser calculado através da equação (4.104).

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{\varepsilon_{yd}}{0{,}45\ d} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{\frac{f_{yd}}{E_s}}{0{,}45\ d} \tag{4.104}$$

Onde:

- K_r – Fator de correção dependente do esforço normal;
- K_φ – Coeficiente que tem em conta a fluência; e,
- d – Altura útil.

O valor do fator de correção dependente do esforço normal, K_r, é obtido através da aplicação da equação (4.105).

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} = \frac{\left(\left(1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}\right) - \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}\right)}{\left(\left(1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}\right) - n_{bal}\right)} \leq 1 \tag{4.105}$$

Onde:

- N_{Ed} – Esforço normal reduzido;
- N_{bal} – Valor de n correspondente ao momento resistente máximo (pode ser considerado igual a 0,4);
- A_s – Área total da secção de armaduras; e,
- A_c – Área da secção transversal de betão.

O efeito da fluência é considerado através do coeficiente da equação (4.106).

$$K_\varphi = 1 + (0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}) \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \quad (4.106)$$

Onde:

- φ_{ef} – Coeficiente de fluência efetivo; e,
- λ – Coeficiente de esbelteza.

4.8.4.3. Armaduras longitudinais

O dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares foi efetuado com recurso a uma folha de cálculo em *Microsoft Excel* fornecida pela AdF. A folha de cálculo utilizada analisa secções de betão armado sujeitas a flexão composta plana. Dada a simetria de secção transversal, os momentos fletores atuantes nas direções longitudinal e transversal podem ser somados vectorialmente, originando flexão plana. De acordo com o exposto anteriormente, os esforços utilizados no cálculo consideram os efeitos de encurvadura nas duas direções nos pilares.

Na folha de cálculo, foram considerados os esforços de cada pilar, obtidos através do modelo global de cálculo da ponte, com os seus L_{eq} e $Ø_{eq}$ correspondentes. Para tal, consideraram-se as combinações de ações mais desfavoráveis para cada pilar, e foram avaliados os esforços F_x, F_y, F_z, M_x, M_y e M_z, conforme apresentado na Tabela 4.45. Devido à quantidade de resultados obtidos, dada a dimensão da estrutura, apresenta-se apenas um excerto representativo da tabela.

Tabela 4.45 - Excerto da tabela de esforços considerada na folha de cálculo para dimensionamento das armaduras longitudinais

Resultados do Robot - esforços em barras						
Barra/Nó/Caso	F_X [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
16807/ 113427/ 10226 (C)	12994,87	339,3	0	0	0	3615,96
16807/ 113427/ 10227 (C)	12985,46	-0,56	0	0	0	-6,01
16807/ 113427/ 10228 (C)	12987,21	-0,56	0	0	0	-6,01
16807/ 113427/ 10229 (C)	12109,04	-0,13	0	0	0	-1,4
16807/ 113427/ 10230 (C)	12110,79	-0,13	0	0	0	-1,4
16807/ 113427/ 10231 (C)	12108,1	-0,13	0	0	0	-1,39
16807/ 113427/ 10232 (C)	12111,02	-0,13	0	0	0	-1,39
16807/ 113427/ 10233 (C)	12123,78	566,32	0	0	0	6035,23
16807/ 113427/ 10234 (C)	12994,17	339,3	0	0	0	3615,96
16807/ 113427/ 10235 (C)	12984,76	-0,56	0	0	0	-6,01

Para além disso, foram consideradas as classes de resistência do betão e do aço utilizadas nos pilares, conforme apresentado nas Tabela 4.46 e Tabela 4.47, respetivamente.

Tabela 4.46 – Classes de resistência do betão consideradas na folha de cálculo para os pilares

Betão	C35/45 (B40)
f_{ck}	35 MPa
f_{cd}	23,3 MPa
E_{cm}	33,3 GPa

Tabela 4.47 – Classes de resistência do aço consideradas na folha de cálculo para os pilares

Aço	A500
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa
E_s	200 GPa

Para o dimensionamento da armadura dos pilares, foi também necessário considerar o tipo de secção do pilar, que neste caso era circular, o recobrimento, calculado através da equação (4.107), e o seu diâmetro. Estes valores estão apresentados na Tabela 4.48.

Tabela 4.48 – Características da secção do pilar na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares

Secção do pilar	
Secção	Circular
Recobrimento [m]	0,082
Diâmetro [m]	1,800

$$Recobrimento = c_{nom} + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{As}}{2} = 0{,}05 + 0{,}016 + \frac{0{,}032}{2} \quad (4.107)$$

Para o cálculo das armaduras dos pilares foi também necessário caracterizá-los, tanto na direção *Z*, como na direção *Y*, conforme apresentado nas Tabela 4.49 e Tabela 4.50, respetivamente. Como foi mencionado inicialmente, os nós dos pilares foram considerados móveis em ambas as direções. Na direção *Z*, o comprimento L_Z considerado é igual ao L_{eq} obtido com o $\emptyset_{real}$ ($L_{eq,\emptyset real}$), ou seja, os valores da terceira coluna da Tabela 4.44. O coeficiente de encurvadura nesta direção pode ser igual a 1, para pilares ligados monoliticamente ao tabuleiro, ou 2, para pilares ligados ao tabuleiro através de aparelho de apoio, conforme explicado anteriormente. Na direção *Y*, o comprimento L_Y é igual ao comprimento do modelo do pilar, ou seja, a distância entre o topo e a base do pilar. O coeficiente de encurvadura nesta direção é igual a 2,3, de acordo com o que foi exposto na secção 4.8.3.2 do Capítulo 4. Além das características referidas, foram calculados a inércia, a área, o raio de giração e o coeficiente de esbelteza associados a cada direção do pilar.

Tabela 4.49 – Características de um dos pilares na direção *Z* na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares

Direção *ZZ*	
Nós móveis	
L_Z [m]	18,100
Coeficiente de encurvadura (α)	2,000
Inercia [m^4]	0,515
Área [m^2]	2,545
I [cm]	0,450
λ	80,461

Tabela 4.50 – Características de um dos pilares na direção *Y* na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares

Direção *YY*	
Nós móveis	
L_Y [m]	10,660
Coeficiente de encurvadura (α)	2,300
Inercia [m^4]	0,515
Área [m^2]	2,545
I [cm]	0,450
λ	54,469

Por fim, foi considerada a excentricidade adicional resultante das deformações impostas. Para isso, foi obtido o deslocamento no topo de cada um dos pilares devido à retração, à variação uniforme de temperatura negativa e ao pré-esforço). Estes deslocamentos foram obtidos através do *Robot Structural Analysis* e encontram-se apresentados na Tabela 4.51.

Tabela 4.51 – Deslocamentos no topo dos pilares devido aos efeitos das deformações impostas

Pilar-estaca	Ligação pilar-tabuleiro	Deslocamentos devido à retração [m]	Deslocamentos devido à VUT- [m]	Deslocamentos devido ao pré-esforço [m]	Deslocamentos devido à soma das deformações impostas [m]
P1	Deslizante	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P2	Deslizante	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P3	Articulado	0,0813	0,0350	0,0360	0,1523
P4	Monolítico	0,0662	0,0286	0,0296	0,1243
P5	Monolítico	0,0512	0,0221	0,0229	0,0962
P6	Monolítico	0,0365	0,0158	0,0163	0,0686
P7	Monolítico	0,0219	0,0095	0,0098	0,0411
P8	Monolítico	0,0074	0,0032	0,0033	0,0138
P9	Monolítico	0,0071	0,0031	0,0032	0,0134
P10	Monolítico	0,0217	0,0094	0,0097	0,0407
P11	Monolítico	0,0363	0,0157	0,0162	0,0682
P12	Monolítico	0,0510	0,0220	0,0228	0,0959
P13	Articulado	0,0659	0,0285	0,0295	0,1239
P14	Articulado	0,0809	0,0349	0,0362	0,1521
P15	Articulado	0,0961	0,0415	0,0430	0,1805
P16	Deslizante	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P17	Deslizante	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
P18	Deslizante	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

A Tabela 4.52 apresenta a tabela da folha de cálculo que considera as excentricidades adicionais. Os deslocamentos resultantes das deformações impostas foram considerados como uma excentricidade adicional na direção *Z*, $e_{Z,eq}$, em cada um dos pilares. Em todos os pilares foi considerado que não existia excentricidade adicional na direção *Y*.

É importante salientar que o comprimento equivalente considerado para cada pilar é diferente do comprimento real considerado no modelo. Para ter esta diferença em consideração, foi calculado um fator de escala, apresentado na equação (4.108).

Tabela 4.52 - Excentricidade adicional de um dos pilares devido às deformações impostas na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares

Excentricidade adicional equivalente a outros efeitos	
$e_{Z,eq}$ [mm]	122,1
$e_{Y,eq}$ [mm]	0,0
Escala	0,80

$$Escala = \frac{Comprimento\ no\ modelo}{Comprimento\ equivalente} \tag{4.108}$$

A Tabela 4.53 apresenta os resultados do dimensionamento da armadura dos pilares, bem como a armadura adotada para cada um.

Tabela 4.53 – Armadura adotada em cada pilar

Pilar-estaca	A_s pilar [cm^2]	Armadura adotada
P1	152,7	32Ø25
P2	209	28Ø32
P3	152,7	32Ø25
P4	153,1	32Ø25
P5	152,7	32Ø25
P6	152,7	32Ø25
P7	152,7	32Ø25
P8	152,7	32Ø25
P9	152,7	32Ø25
P10	152,7	32Ø25
P11	152,7	32Ø25
P12	152,7	32Ø25
P13	152,7	32Ø25
P14	169,7	28Ø32
P15	191,1	28Ø32
P16	213,8	28Ø32
P17	216,4	28Ø32
P18	152,7	32Ø25

4.8.5. ARMADURAS LONGITUDINAIS DAS FUNDAÇÕES

O processo de dimensionamento das armaduras longitudinais das fundações foi muito semelhante ao dos pilares. Utilizou-se a mesma folha de cálculo em *Microsoft Excel* fornecida pela AdF, considerando os mesmos pressupostos relativos à flexão plana.

Tal como para os pilares, obtiveram-se os esforços de cada estaca a partir do programa de cálculo *Robot Structural Analysis*, considerando sempre as combinações de ações mais desfavoráveis para cada uma das estacas. No entanto, foi necessário considerar o atrito entre o pilar e a estaca para o cálculo do momento fletor segundo a direção *y*, de acordo com o que se encontra apresentado na equação (4.109).

$$M_y = F_x \cdot 0{,}05 \cdot L_{eq} \tag{4.109}$$

Os valores associados à classe do aço adotados para as estacas mantiveram-se iguais aos adotados para os pilares. Já o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão foi reduzido, em conformidade com a cláusula 2.4.2.5 da NP EN 1992-1-1 (2010). Esta cláusula estabelece que o coeficiente parcial do betão deve ser multiplicado por um coeficiente de valor igual a 1,1. Estes valores considerados para as estacas encontram-se apresentados nas Tabela 4.54 e Tabela 4.55.

Tabela 4.54 – Classes de resistência do betão consideradas na folha de cálculo para as estacas

Betão	C35/45 (B40)
f_{ck}	35 MPa

f_{cd}	21,2 MPa
E_{cm}	33,3 GPa

Tabela 4.55 – Classes de resistência do aço consideradas na folha de cálculo para as estacas

Aço	A500
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa
E_s	200 GPa

Para o dimensionamento da armadura das estacas foi necessário conhecer o tipo de secção transversal da estaca, que, neste caso, era circular, o seu recobrimento, calculado através da equação (4.107), e o seu diâmetro. Como as estacas são betonadas no local, foi necessário considerar a cláusula 2.3.4.2 da NP EN 1992-1-1 (2010) para a determinação do seu diâmetro. De acordo com essa cláusula, para estacas com diâmetros nominais superiores a 1 m, o diâmetro a adotar no cálculo é obtido através da equação (4.110).

$$d_{cálculo} = d_{nominal} - 50\ mm\ = \ 1800 - 50 = 1750\ mm \tag{4.110}$$

O recobrimento e o diâmetro adotados para as estacas encontram-se apresentados na Tabela 4.56.

Tabela 4.56 – Características da secção da estaca na folha de cálculo de dimensionamento dos pilares

Secção da estaca	
Secção	Circular
Recobrimento [m]	0,107
Diâmetro [m]	1,750

Tal como foi efetuado para os pilares, foi necessário caracterizar as estacas em ambas as direções na folha de cálculo. Os nós das estacas foram também considerados móveis. O comprimento L_Z solicitado pela folha de cálculo das estacas foi considerado igual ao dos pilares, assim como o coeficiente de encurvadura nesta direção. Na direção *Y*, o comprimento L_Y também foi considerado igual ao dos pilares. Considerando que parte da estrutura abaixo da viga de fundação apresenta condições menos desfavoráveis para a encurvadura (a estaca é bi-encastrada) do que a parte acima da viga, seria contra a segurança considerar apenas o comprimento abaixo da viga. O coeficiente de encurvadura nesta direção é igual a 2,3. Quanto à excentricidade adicional causada pelas deformações impostas, esta foi considerada, para cada uma das estacas, igual ao seu pilar correspondente. Estas excentricidades encontram-se apresentadas na Tabela 4.51. O fator de escala foi considerado igual a 1 para todas as estacas. O dimensionamento das estacas resultou nas armaduras apresentadas na Tabela 4.57.

Tabela 4.57 – Armadura adotada em cada estaca

Pilar-estaca	A_s estaca [cm^2]	Armadura adotada
P1	204,2	46Ø25
P2	307,5	46Ø32
P3	278,1	46Ø32
P4	194,6	46Ø25
P5	144,3	32Ø25
P6	144,3	32Ø25
P7	144,3	32Ø25
P8	144,3	32Ø25
P9	144,3	32Ø25
P10	144,3	32Ø25
P11	144,3	32Ø25
P12	144,3	32Ø25
P13	197,2	46Ø25
P14	314,8	46Ø32
P15	363,7	46Ø32
P16	318,4	46Ø32
P17	287,6	46Ø32
P18	212,5	46Ø25

4.8.6. ARMADURAS DAS VIGAS DE FUNDAÇÃO

As vigas de fundação foram dimensionadas à flexão simples, de forma absorver os esforços obtidos através do modelo de cálculo dos pilares e das estacas. O dimensionamento da armadura longitudinal foi efetuado através da equação (4.111), enquanto a armadura transversal foi calculada através da equação (4.85). As armaduras longitudinais e transversais adotadas para as vigas de fundação apresentam-se na Tabela 4.58.

Tabela 4.58 – Armaduras das vigas de fundação

M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	$A_{s,long}$ [cm^2]	$A_{s,transv}$ [cm^2/m]
12425	1750	28Ø32	Ø16//0,20+ Ø12//0,20

$$A_{s,longitudinal} = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} \tag{4.111}$$

4.9. CONCLUSÃO

O estudo e o dimensionamento da solução alternativa para a travessia sobre o Rio Lima, utilizando uma solução de tabuleiro em π, permitiram conhecer as vantagens e os inconvenientes da sua aplicação. Uma das grandes vantagens desta solução trata-se do aumento dos vãos, reduzindo assim o número de pilares, o que resulta numa redução dos materiais utilizados por estes elementos.

Ao longo deste capítulo, foi efetuado o dimensionamento dos elementos estruturais da ponte que sofrem alterações, face à solução original. Através das análises transversal e longitudinal, foram determinadas as armaduras ativas e passivas do tabuleiro. Para além disso, foram também dimensionadas as armaduras que constituem os pilares e as fundações. Para os restantes elementos da solução alternativa, como por exemplo, os encontros, foi considerado que seriam muito semelhantes aos da solução original.

Considerando o estudo da solução alternativa, o dimensionamento dos seus elementos estruturais principais permitiu efetuar uma análise comparativa técnico-económica com a solução original, que será descrita no Capítulo 5.

5

COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÓMICA DAS DUAS SOLUÇÕES

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será efetuada uma análise técnico-económica das duas soluções propostas para o tabuleiro da ponte: a solução original, descrita no Capítulo 3, e a solução alternativa, dimensionada e caracterizada ao longo do Capítulo 4. Pretende-se comparar as quantidades de materiais utilizados em ambas as soluções, nomeadamente o aço, o betão, a cofragem à vista e a cofragem não à vista, e avaliar o impacto destas quantidades nos custos e na viabilidade das soluções. As medições destes materiais serão efetuadas de acordo com as regras de medição propostas pelo LNEC (2000).

A análise comparativa será efetuada com base em gráficos, nos quais serão apresentadas as quantidades de materiais de cada uma das soluções. A utilização destes gráficos será vantajosa para a comparação, uma vez que estes permitem uma melhor visualização e quantificação mais clara das variações das quantidades dos materiais.

As quantidades dos trabalhos e dos materiais considerados neste estudo são os mais relevantes do ponto de vista do custo da obra. Neste capítulo também será efetuada uma comparação técnica, na qual serão abordados a complexidade e os prazos de execução de cada uma das soluções. Esta análise permitirá obter informação acerca de qual das opções poderá apresentar uma melhor relação custo-benefício, considerando todos os critérios técnicos e económicos referidos.

5.2. COMPARAÇÃO DAS QUANTIDADES DE BETÃO

Neste capítulo, será apresentada uma análise detalhada da quantidade de betão utilizada nos elementos estruturais das duas soluções propostas para o tabuleiro da ponte: a solução original, que se trata de uma solução com duas longarinas espessas de baixo cutelo, e solução alternativa, que é uma solução de tabuleiro em π.

O gráfico apresentado na Figura 5.1 compara o volume de betão, em m^3, utilizado pelos diferentes elementos estruturais de cada uma das soluções para o tabuleiro. Para esta comparação, foram considerados os seguintes elementos estruturais: vigas de fundação, estacas, pilares e tabuleiro. Na Tabela 5.1, encontram-se apresentadas, em percentagem, as variações do volume de betão, utilizado em cada um dos elementos estruturais, da solução alternativa face à solução original.

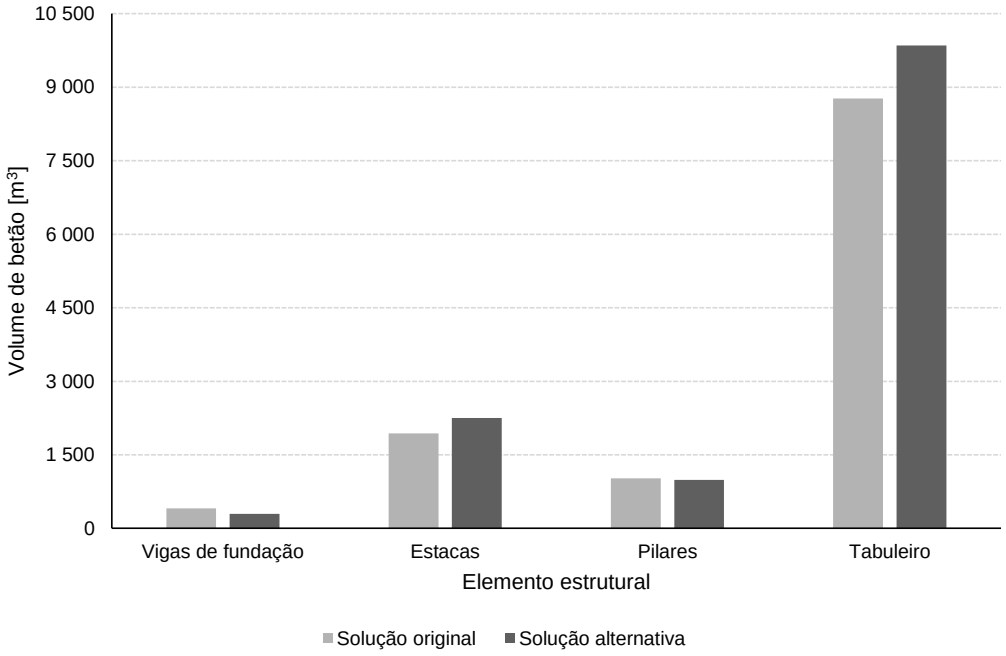


Figura 5.1 – Volume de betão nos elementos estruturais de cada solução

Tabela 5.1 – Variação do volume de betão nos elementos estruturais de cada solução

	Volume de betão [m³]		Comparação [%]
	Solução original	Solução alternativa	
Vigas de fundação	408,48	293,94	-28,04
Estacas	1939,07	2248,59	15,96
Pilares	1022,47	988,87	-3,29
Tabuleiro	8767,69	9852,17	12,37

De acordo com o gráfico contido na Figura 5.1 e com as variações de volume de betão apresentadas na Tabela 5.1, é possível afirmar que:

- Existiu uma redução, de aproximadamente 30%, do volume de betão nas vigas de fundação da solução alternativa;
- No que diz respeito ao volume de betão das estacas da solução alternativa, existiu um aumento de cerca de 310 m^3 de betão, o que representa um aumento de quase 16%;
- Nos pilares, o volume de betão utilizado pela solução alternativa reduziu em 3% face à solução original; e,
- A solução alternativa utiliza um volume de betão no tabuleiro cerca de 1100 m^3 superior à solução original.

A redução do volume de betão nas vigas de fundação na solução alternativa face à solução original é facilmente explicada, uma vez que a geometria deste elemento não alterou entre as duas soluções e o número de alinhamentos de cada par de pilares, ou seja, o número de vigas de fundação diminuiu. Já as variações de volume de betão nos pilares e estacas não podem ser explicadas de forma tão intuitiva. Apesar da redução do número de pilares e estacas na solução alternativa, o diâmetro da secção

transversal aumentou em 0,30 m, face à solução original, o que resultou numa maior área. Para além disso, uma vez que foi aumentada a altura do tabuleiro, os pilares encurtaram, o que influenciou diretamente as quantidades de betão utilizadas. O comprimento das estacas também sofreu um aumento, pois o comprimento de encastramento no firme é diretamente proporcional ao diâmetro da estaca.

É importante referir que, devido à maior eficiência da secção transversal da solução alternativa, apesar de os seus vãos correntes serem 33% superiores aos da solução original, o volume de betão utilizado aumentou em apenas 12%.

Além da variação do volume de betão em cada um dos elementos estruturais, é igualmente relevante proceder à comparação do volume total de betão utilizado em cada uma das soluções, conforme é ilustrado no gráfico apresentado na Figura 5.2 e na variação percentual destacada na Tabela 5.2.

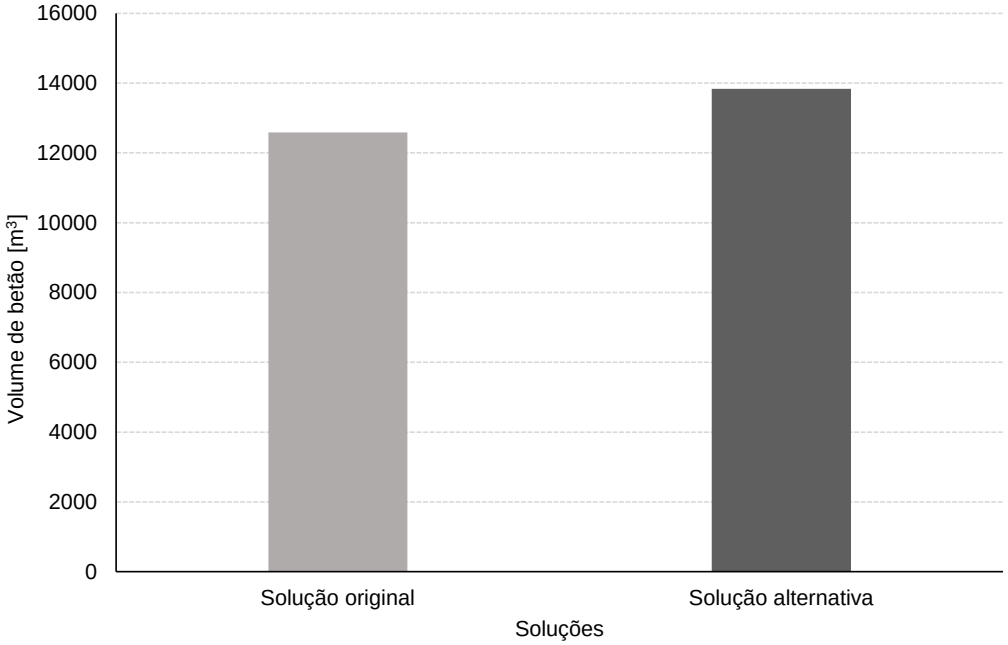


Figura 5.2 – Volume total de betão utilizado em cada uma das soluções

Tabela 5.2 – Variação do volume total de betão utilizado em cada uma das soluções

Volume de betão [m³]		Comparação [%]
Solução original	Solução alternativa	
12586,95	13832,80	9,90

Considerando os dados apresentados na Figura 5.2 e na Tabela 5.2., o volume de betão utilizado pela solução alternativa é ligeiramente superior (cerca de 10%) ao utilizado na solução original.

Os gráficos circulares apresentados na Figura 5.3 e na Figura 5.4, ilustram a distribuição percentual do volume de betão utilizado nos diferentes elementos estruturais, comparando as duas soluções estudadas: a solução original e a solução alternativa, respetivamente.

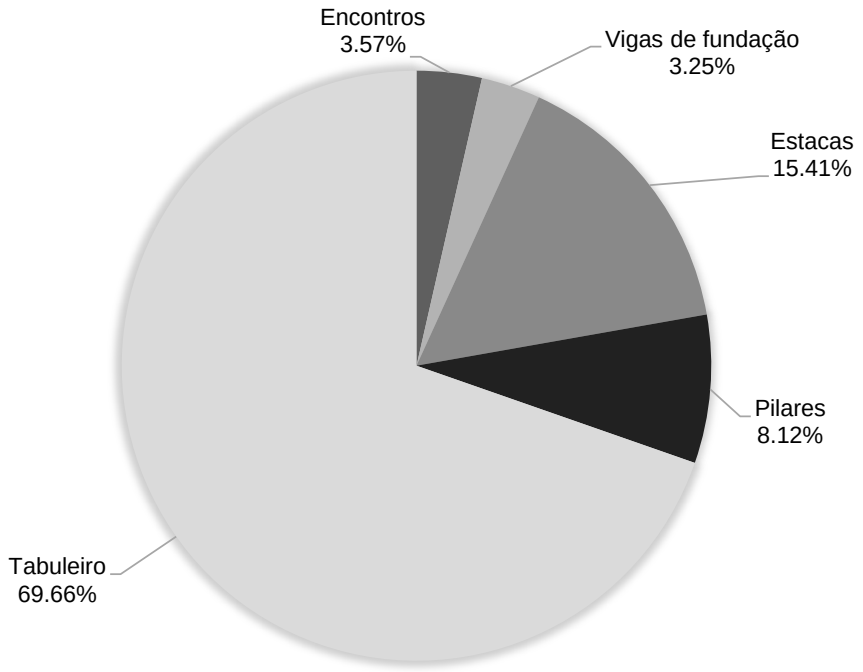


Figura 5.3 – Percentagem do volume de betão utilizado nos elementos estruturais da solução original

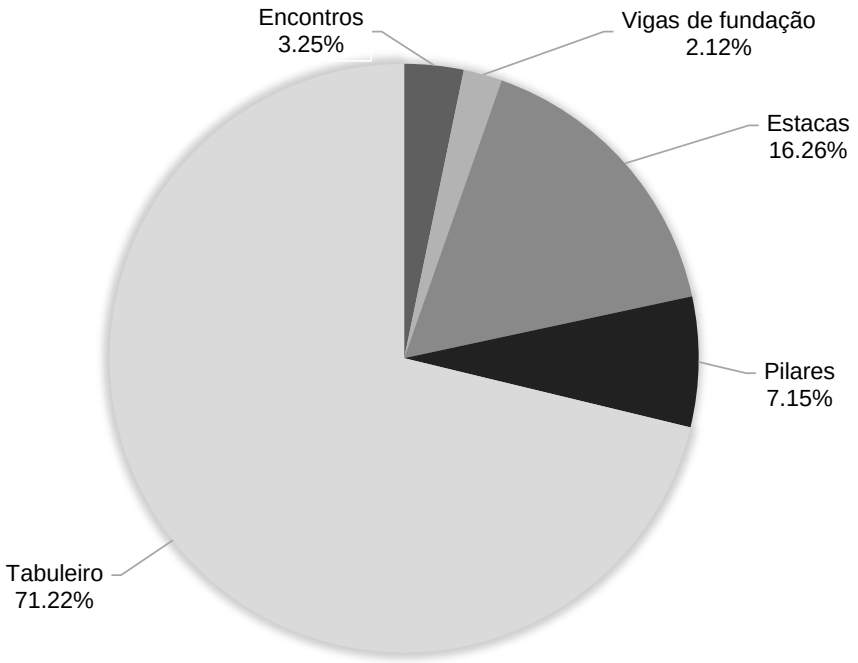


Figura 5.4 - Percentagem do volume de betão utilizado nos elementos estruturais da solução alternativa

A distribuição dos volumes de betão pelos diferentes elementos estruturais é, no geral, semelhante entre as duas soluções. É de notar que a importância relativa dos pilares decresce na solução alternativa, enquanto a importância do tabuleiro e das estaca aumenta.

5.3. COMPARAÇÃO DAS QUANTIDADES DE ARMADURA PASSIVA

Ao longo desta secção, serão apresentados os valores da variação das quantidades de aço nos diferentes elementos estruturais, entre a solução original e a solução alternativa. Salienta-se que, no âmbito desta dissertação, não foram dimensionadas as armaduras transversais dos pilares, pelo que se estimou que a taxa de armaduras correspondente às cintas dos pilares seria semelhante à da solução original.

Inicialmente, foram comparadas as quantidades de aço no tabuleiro, nas carlingas, nas vigas de fundação, nas estacas e nos pilares de cada solução, cujos valores e variações percentuais se encontram apresentados na Figura 5.5 e na Tabela 5.3.

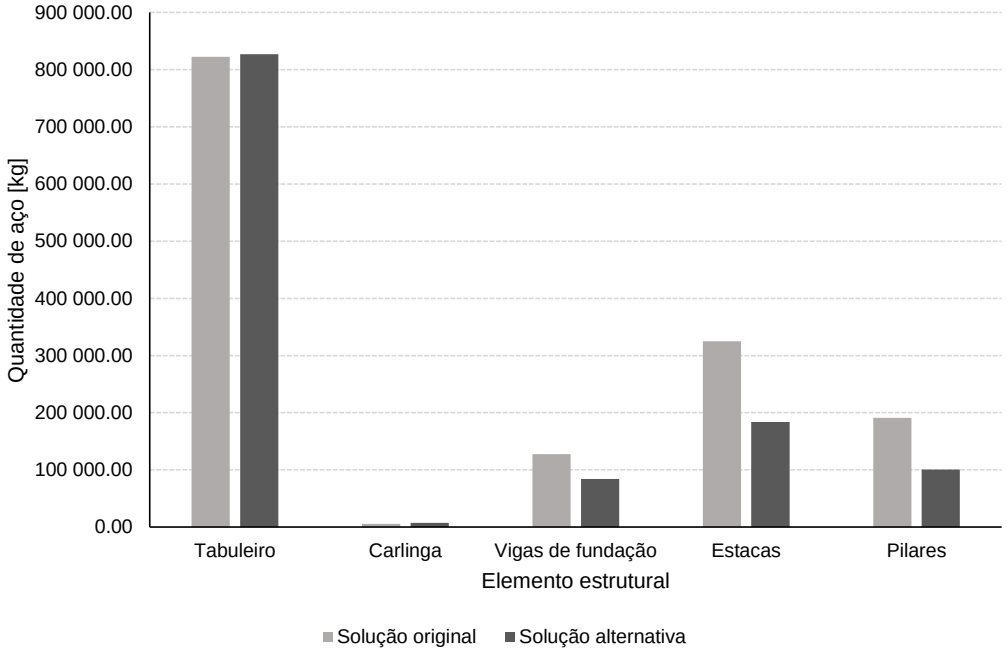


Figura 5.5 – Quantidade total de armadura passiva nos elementos estruturais de cada solução

Tabela 5.3 - Variação da quantidade de armadura passiva nos elementos estruturais de cada solução

	Quantidade de armadura passiva [kg]		Comparação [%]
	Solução original	Solução alternativa	
Tabuleiro	822 706,53	826 859,98	0,50
Carlinga	5 561,03	7 398,52	33,04
Vigas de fundação	127 386,18	84 235,67	-33,87
Estacas	325 064,83	183 704,72	-43,49
Pilares	191 111,57	100 632,23	-47,34

Analisando os dados obtidos, é possível perceber que é necessária uma menor quantidade de aço nas vigas de fundação, nas estacas e nos pilares da solução alternativa. Já o tabuleiro e as carlingas necessitam de mais quantidade de aço na solução alternativa. As reduções das quantidades de aço utilizadas nos pilares e nas estacas da solução alternativa refletem o aumento da secção transversal destes elementos, cujo diâmetro era igual a 1,50 m na solução original e passou a ser igual a 1,80 m, bem como a redução em número destes elementos. Tal como os pilares e as estacas, as vigas de fundação também

utilizam menos armadura na solução alternativa, uma vez que existem em menor número. O aumento em altura da carlinga justifica a maior quantidade de aço necessária para a solução alternativa. Para compreender melhor a quantidade de armaduras utilizadas pelos tabuleiros nas duas soluções, foram analisadas as quantidades de aço utilizadas pelos estribos, armaduras transversais e armaduras longitudinais do tabuleiro, de acordo com o que se apresenta como se encontra apresentado na Figura 5.6 e na Tabela 5.4.

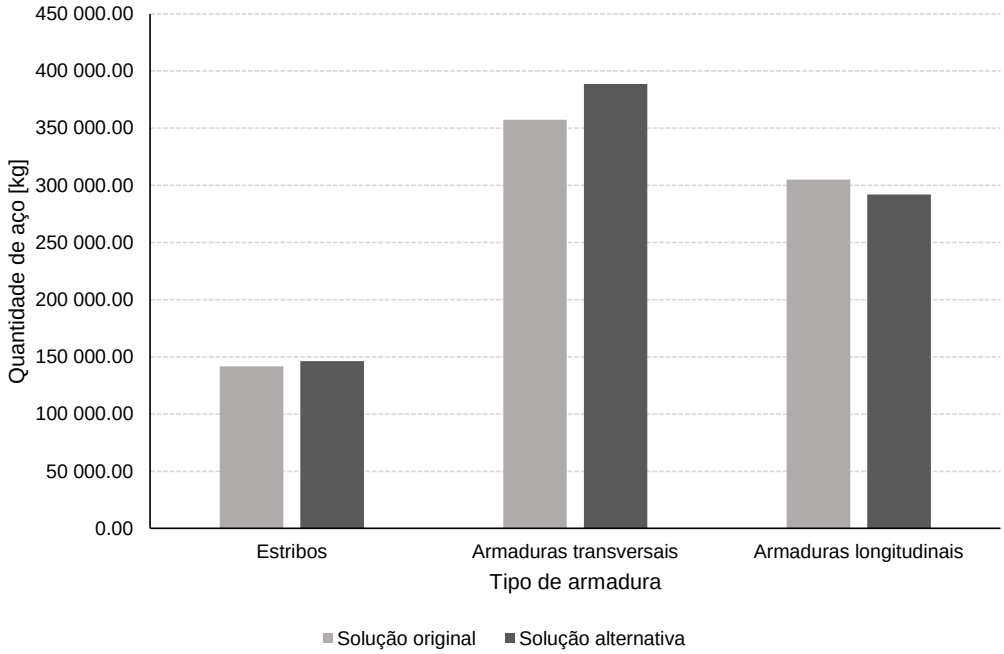


Figura 5.6 – Quantidade de armadura passiva nos tabuleiros de cada solução

Tabela 5.4 – Variação da quantidade de armadura passiva nos tabuleiros de cada solução

	Quantidade de armadura passiva [kg]		Comparação [%]
	Solução original	Solução alternativa	
Estribos	141 625.00	146 272.33	3.28
Armaduras transversais	357 413.25	388 570.59	8.72
Armaduras longitudinais	305 022.00	292 017.06	-4.26

Da análise destes dados, é possível concluir que, as quantidades de aço utilizadas nos tabuleiros apresentam pouca variação entre as duas soluções, o que revela a eficiência da solução alternativa.

Por fim, foram comparadas as quantidades totais de aço utilizadas por cada uma das soluções, como se apresenta na Figura 5.7 e na Tabela 5.5.

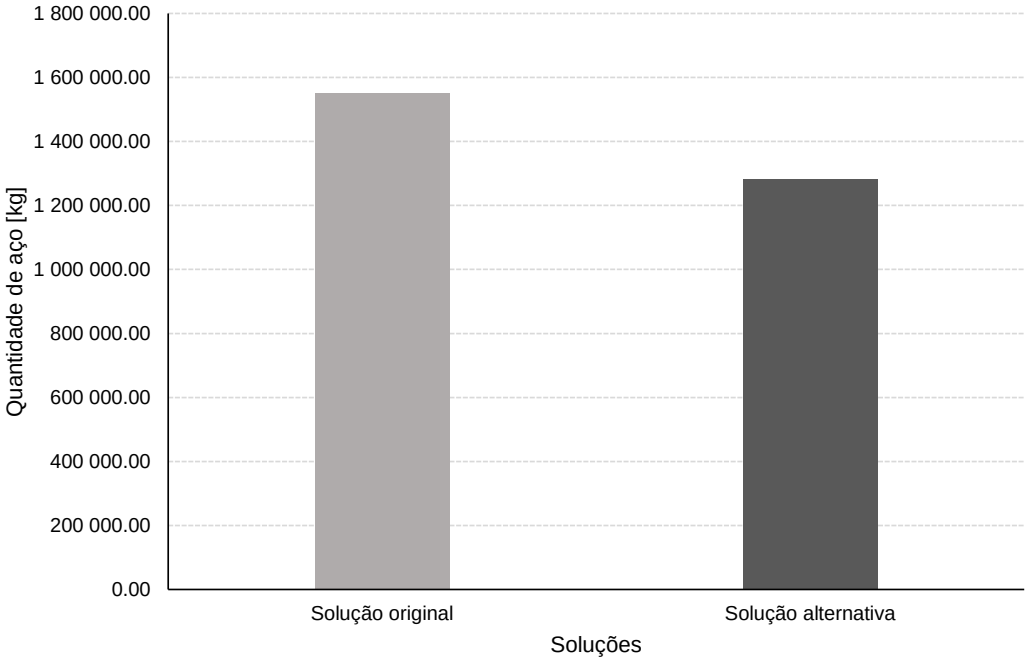


Figura 5.7 - Volume total de armadura passiva utilizado em cada uma das soluções

Tabela 5.5 - Variação do volume total de armadura passiva utilizado em cada uma das soluções

Quantidade de armadura passiva [kg]		Comparação [%]
Solução original	Solução alternativa	
1 549 886,94	1 280 887,93	-17,36

A comparação do volume total de armadura passiva utilizado pelas duas soluções demonstra uma poupança de aproximadamente 17% face à solução original.

É ainda importante referir que, as reduções da quantidade de aço utilizadas nos pilares e nas estacas da solução alternativa não são uma vantagem exclusiva da conceção desta solução, uma vez que, para a solução original, também poderiam ter sido adotados pilares com uma secção maior, que resultam em menor quantidade de armadura. Esta opção não foi considerada por questões estéticas e de integração paisagística, adotando assim pilares mais esbeltos, que, por consequência, necessitam de maiores quantidades de armadura, dado estarem sujeitos a maiores efeitos de segunda ordem.

Por fim, de forma a compreender quais os elementos da estrutura que utilizam a maior percentagem de aço, foram representados os gráficos circulares apresentados na Figura 5.8 e na Figura 5.9, associados à solução original e à solução alternativa, respetivamente.

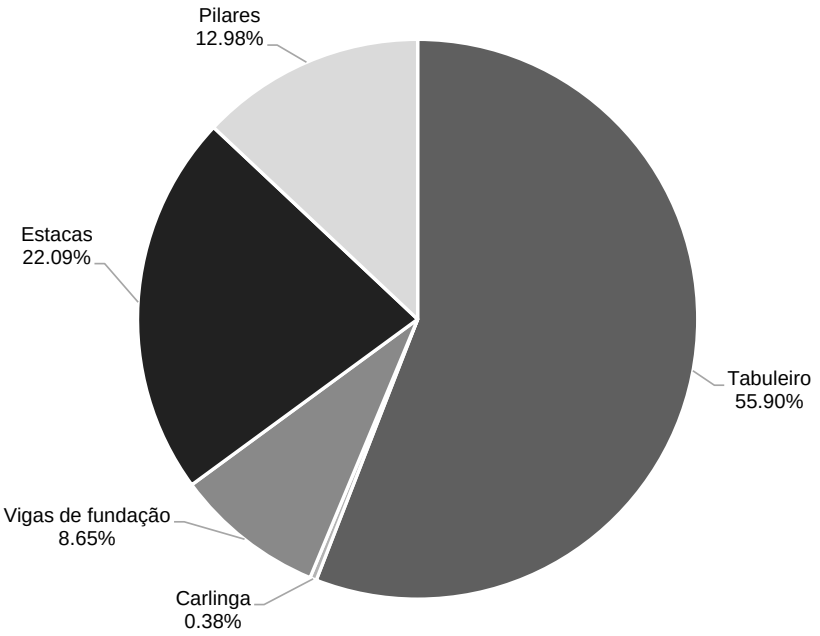


Figura 5.8 – Percentagem da quantidade de armadura passiva utilizada nos elementos da solução original

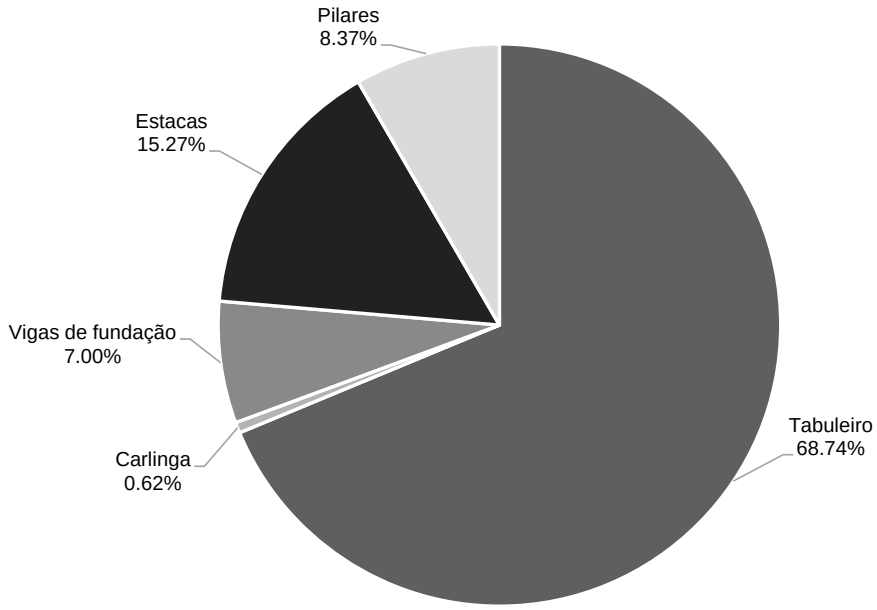


Figura 5.9 – Percentagem da quantidade de armadura passiva utilizada nos elementos da solução alternativa

A análise dos gráficos circulares revela que, na solução alternativa, a importância relativa dos pilares, das estacas e das vigas de fundação decresce, enquanto a dos tabuleiros aumenta.

5.4. COMPARAÇÃO DAS QUANTIDADES DE COFRAGEM

No que diz respeito à cofragem, esta foi classificada em dois tipos distintos: cofragem à vista e cofragem não à vista. Cada um destes tipos de cofragem apresenta diferentes características e particularidades e destina-se à execução de elementos estruturais distintos, conforme será detalhado nas secções 5.4.1 e 5.4.2.

5.4.1. COFRAGEM À VISTA

Para a cofragem à vista, foram considerados o tabuleiro e os pilares da ponte, uma vez que nestes elementos o betão ficará exposto, o que exige um maior cuidado a nível estético. É necessário que a cofragem e o betão sejam de elevada qualidade e a sua execução seja cuidadosa, de forma a não comprometer o acabamento final da estrutura. Este rigor na escolha dos materiais e na execução dos elementos, faz com que o custo da cofragem à vista seja superior ao da cofragem não à vista, devido à necessidade de utilizar materiais de maior qualidade e de mão-de-obra mais qualificada. As áreas de cofragem à vista, utilizadas pelos elementos estruturais de cada solução, encontram-se apresentadas na Figura 5.10, através de um gráfico de barras, e detalhados na Tabela 5.6, onde se apresenta a sua variação percentual face à solução original.

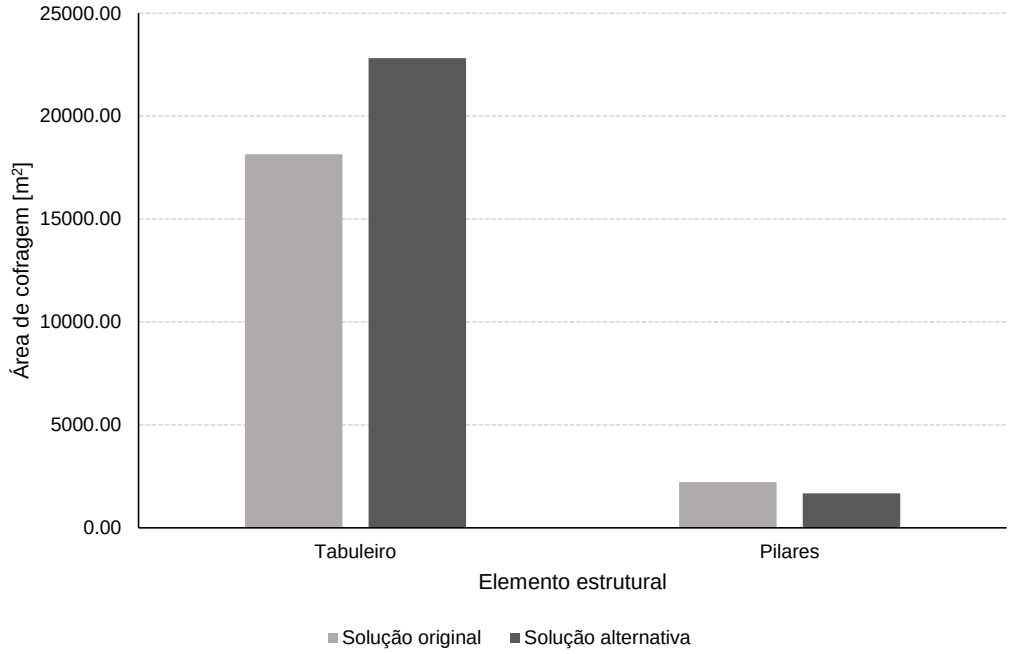


Figura 5.10 - Área de cofragem à vista nos elementos estruturais de cada solução

Tabela 5.6 - Variação da área de cofragem à vista nos elementos estruturais de cada solução

	Área de cofragem à vista [m²]		Comparação [%]
	Solução original	Solução alternativa	
Tabuleiro	18152,59	22822,56	25,73
Pilares	2225,19	1677,23	-24,63

Analisando as informações contidas na Figura 5.10 e na Tabela 5.6, é possível afirmar que:

- O tabuleiro da ponte necessita de uma maior quantidade de cofragem à vista do que os pilares;
- A área de cofragem à vista do tabuleiro apresenta um aumento de cerca de 26% na solução alternativa, em relação à solução original; e,
- Os pilares necessitam de 25% menos de cofragem à vista na solução alternativa, face à solução original.

A redução da área de cofragem à vista nos pilares é explicada pelo menor número de pilares da solução alternativa e pelo seu menor comprimento, face à solução original. Para compreender o aumento da quantidade de cofragem à vista dos tabuleiros, é necessário analisar por qual ou quais dos elementos este material é mais utilizado. Foi então calculada a variação da área de cofragem à vista nos seguintes elementos do tabuleiro: perímetros inferior e lateral, lancis do passeio e carlingas. As quantidades e as variações percentuais da área de cofragem à vista para os elementos mencionados encontram-se apresentadas na Figura 5.11 e na Tabela 5.7.

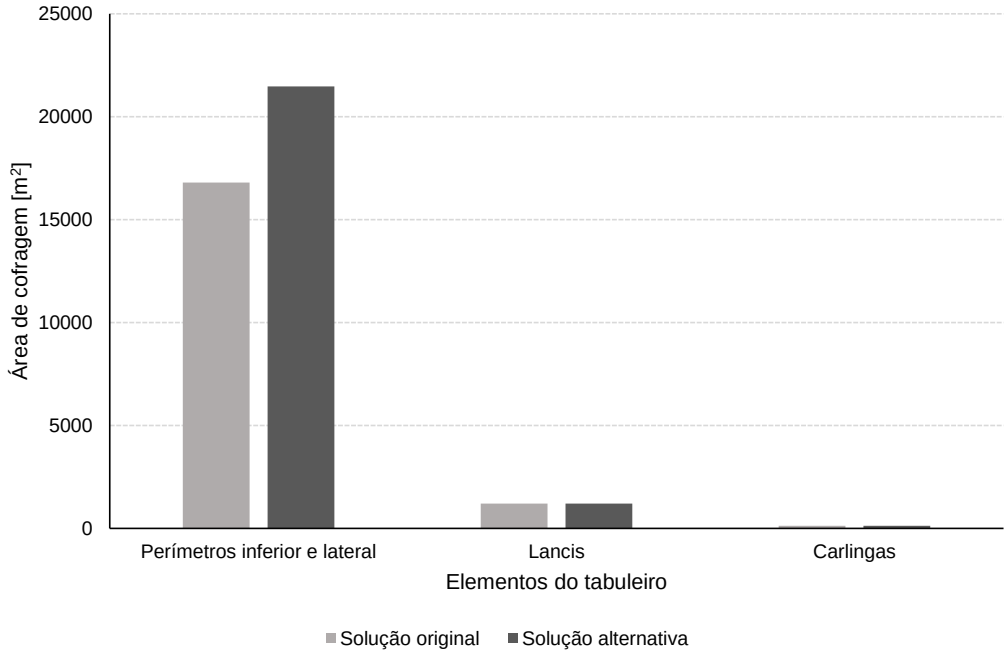


Figura 5.11 - Área de cofragem à vista nos tabuleiros de cada solução

Tabela 5.7 - Variação da área de cofragem à vista nos elementos do tabuleiro de cada solução

	Área de cofragem à vista [m²]		Comparação [%]
	Solução original	Solução alternativa	
Perímetros inferior e lateral	16809,60	21479,57	27,78
Lancis	1207,68	1207,68	0,00
Carlingas	135,31	189,43	40,00

Uma vez que, para as duas secções transversais a faixa de rodagem se encontra dividida da mesma forma, o perímetro dos lancis que necessitam de cofragem à vista é igual para as duas soluções. A maior quantidade de cofragem à vista nas carlingas explica-se pela maior altura da secção transversal na solução variante. Além disso, os perímetros inferior e lateral da solução alternativa são superiores aos da solução original, o que explica o aumento de quase 28%, apresentado na Tabela 5.7.

Em seguida, foram comparadas as áreas de cofragem à vista totais utilizadas em cada uma das soluções, cujas quantidades e variações percentuais se encontram apresentados na Figura 5.12 e na Tabela 5.8. De forma a compreender melhor estes valores e complementar a sua explicação, foram também efetuados gráficos circulares que representam a percentagem da área de cofragem à vista utilizada por cada um dos elementos estruturais da solução original (Figura 5.13) e da solução alternativa (Figura 5.14).

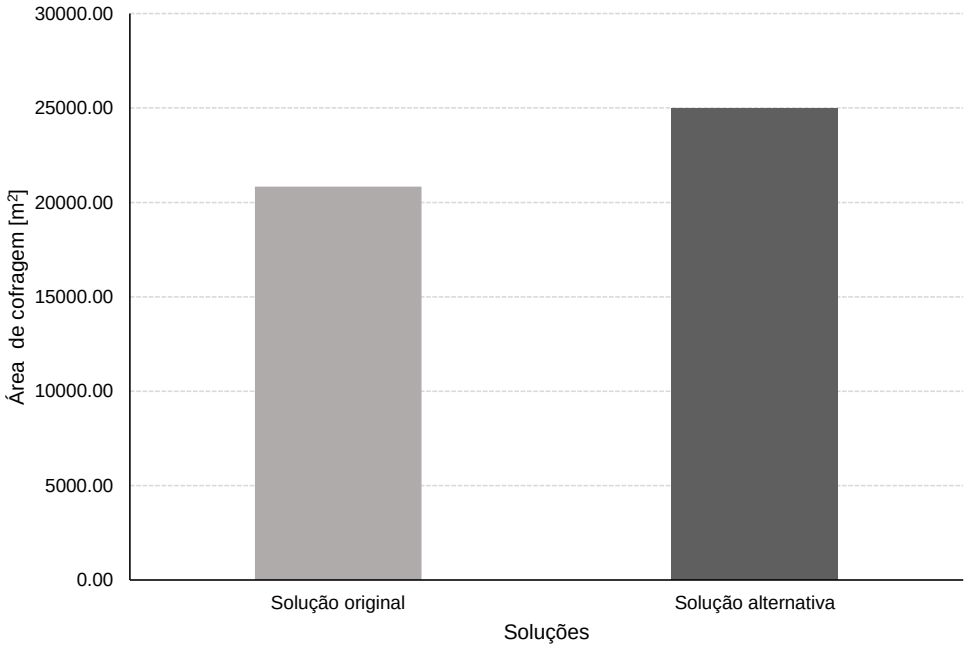


Figura 5.12 – Área total de cofragem à vista utilizado em cada uma das soluções

Tabela 5.8 – Variação da área total de cofragem à vista utilizado em cada uma das soluções

Área de cofragem à vista [m²]		Comparação [%]
Solução original	Solução alternativa	
20840,89	24962,90	19,78

Os gráficos circulares apresentados na Figura 5.13 e na Figura 5.14, ilustram a distribuição percentual da área de cofragem à vista utilizada nos diferentes elementos estruturais, permitindo comparar as duas soluções analisadas: a solução original e a solução alternativa, respetivamente.

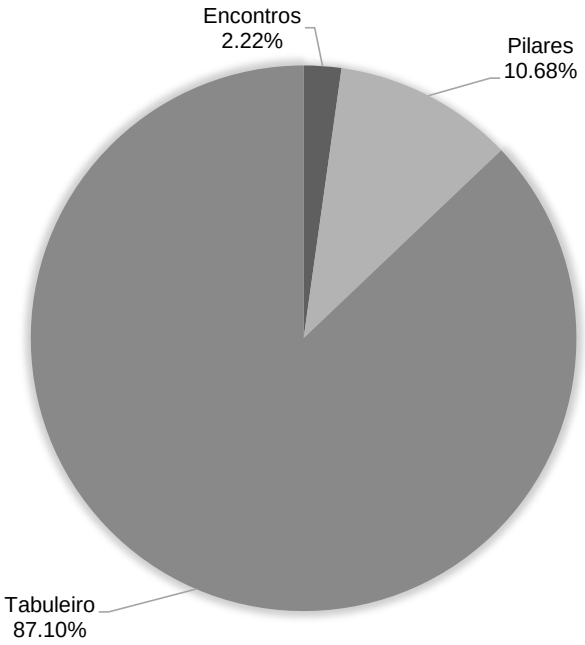


Figura 5.13 - Percentagem da área de cofragem à vista utilizado nos elementos da solução original

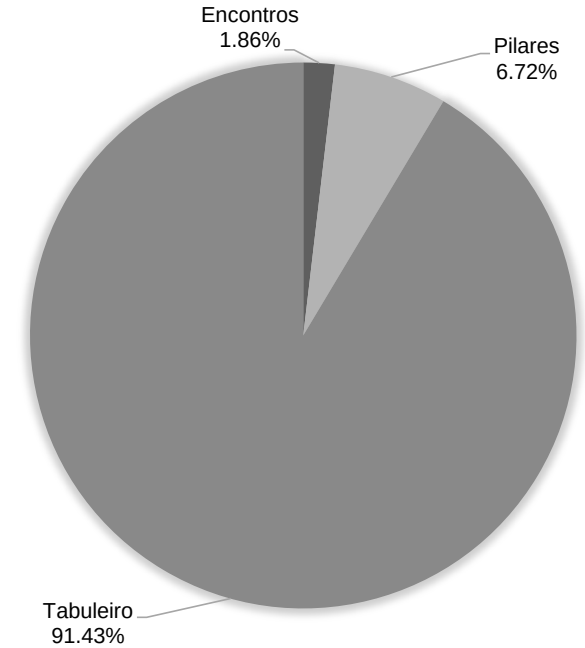


Figura 5.14 - Percentagem da área de cofragem à vista utilizado nos elementos da solução alternativa

Através da observação destes gráficos circulares, apenas se nota uma diminuição da importância relativa dos pilares na solução alternativa, face à solução original. Além disso, em ambas as soluções, o tabuleiro utiliza a maior percentagem de área de cofragem à vista da estrutura.

5.4.2. COFRAGEM NÃO À VISTA

Contrariamente à cofragem à vista, a cofragem não à vista não requer a mesma qualidade de acabamento, dado que a superfície do betão não ficará visível. Assim sendo, este tipo de cofragem é menos dispendioso. As variações da área de cofragem não à vista nas vigas de fundação e nos pilares de cada solução encontram-se apresentadas na Figura 5.15 e na Tabela 5.9.

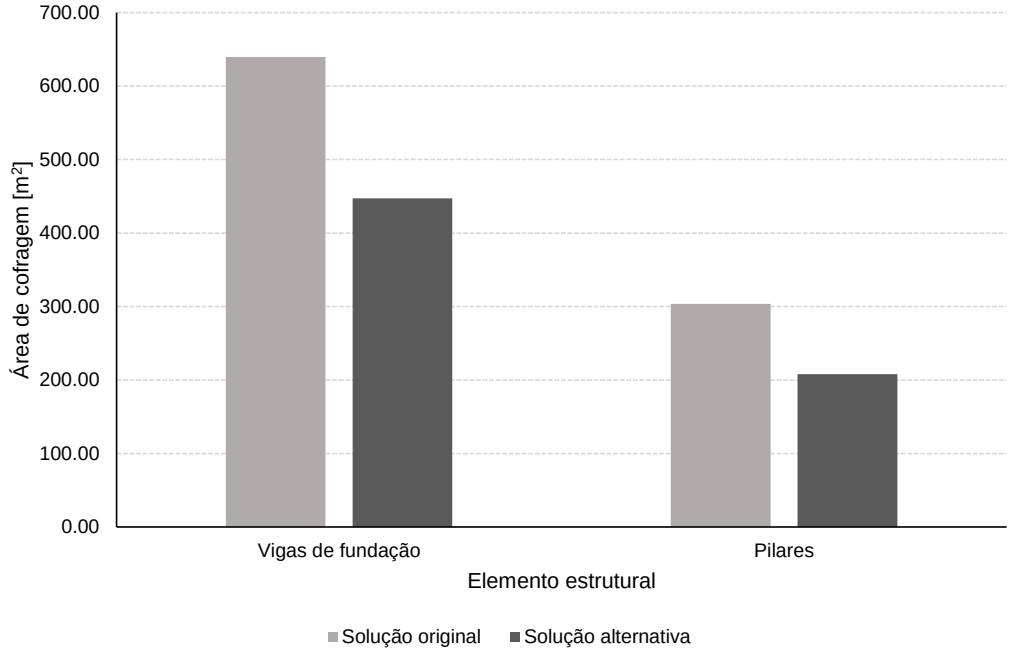


Figura 5.15 - Área de cofragem não à vista nos elementos estruturais de cada solução

Tabela 5.9 - Variação da área de cofragem não à vista nos elementos estruturais de cada solução

	Área de cofragem não à vista [m²]		Comparação [%]
	Solução original	Solução alternativa	
Vigas de fundação	639,36	447,12	-30,07
Pilares	303,48	208,10	-31,43

Através da análise das Figura 5.15 e na Tabela 5.9, é possível concluir que a área de cofragem não à vista, tanto das vigas de fundação, como dos pilares, apresenta reduções de aproximadamente 30% e 32%, respetivamente, face à solução original. Estas reduções são reflexo da diminuição da quantidade destes elementos estruturais na solução alternativa.

De seguida, foram comparadas as áreas totais de cofragem não à vista utilizadas por cada uma das soluções, como se apresenta na Figura 5.16 e na Tabela 5.10.

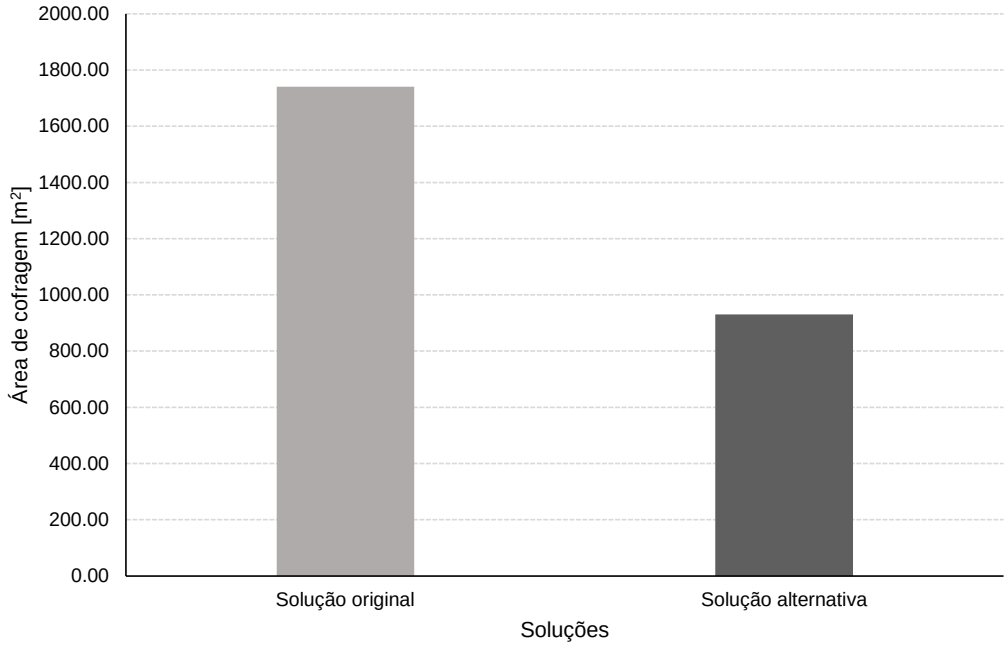


Figura 5.16 - Área total de cofragem não à vista utilizada em cada uma das soluções

Tabela 5.10 - Variação da área total de cofragem não à vista utilizada em cada uma das soluções

Área de cofragem não à vista [m²]		Comparação [%]
Solução original	Solução alternativa	
1741,04	930,35	-46,56

Salienta-se que, uma parte relevante da área de cofragem não à vista da solução original é referente aos aligeiramentos das longarinas desta solução, os quais não existem na solução alternativa.

Tendo em conta as reduções apresentadas pelas vigas de fundação e pelos pilares, bem como a inexistência de aligeiramentos, a área total de cofragem não à vista da solução alternativa apresenta uma redução de aproximadamente 47% face à solução original.

Os gráficos circulares apresentados na Figura 5.17 e na Figura 5.18, ilustram a distribuição percentual da área de cofragem não à vista utilizada nos diferentes elementos estruturais, através dos quais é possível comparar as duas soluções estudadas: a solução original e a solução alternativa, respetivamente.

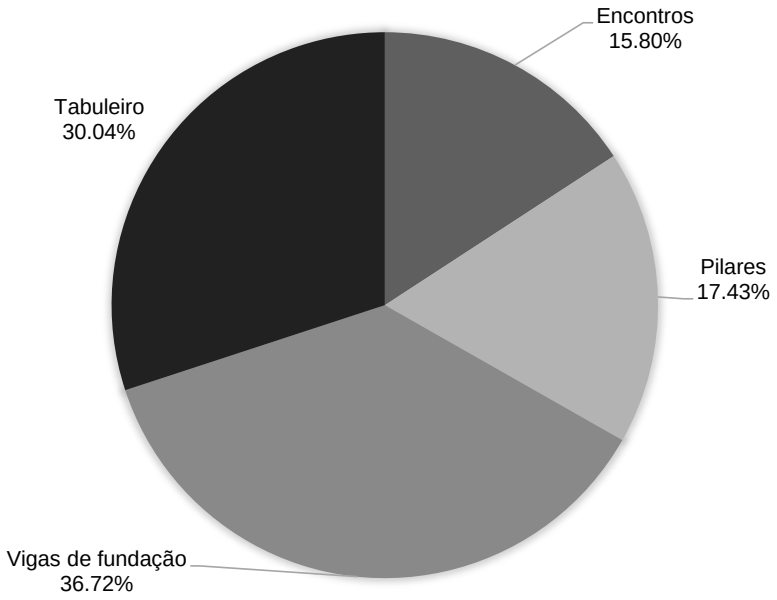


Figura 5.17 - Percentagem da área de cofragem não à vista utilizada nos elementos da solução original

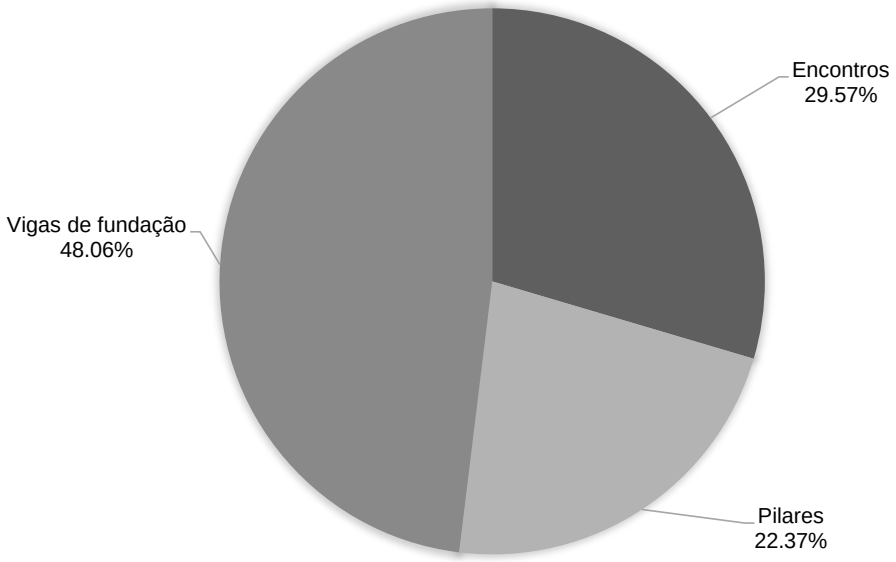


Figura 5.18 - Percentagem da área de cofragem não à vista utilizada nos elementos da solução alternativa

Da análise das duas figuras é possível concluir o seguinte:

- Em ambas as soluções, as vigas de fundação utilizam a maior percentagem de área de cofragem não à vista, sendo igual a 36,72% na solução original e igual a 48,06% na solução alternativa;

- No caso da solução original, o segundo maior setor é referente aos aligeiramentos das longarinas (denominado de "tabuleiro"). A solução alternativa não possui aligeiramentos;
- O menor setor da solução original está associado aos encontros, com uma percentagem igual a 15,80%; e,
- O menor setor da solução alternativa diz respeito à área de cofragem não à vista utilizada em pilares, representando 22,37% do total.

Nota-se um aumento da relevância relativa dos encontros, pilares e vigas de fundação na solução alternativa, face à solução original.

5.5. COMPARAÇÃO DAS QUANTIDADES DE PRÉ-ESFORÇO

No que diz respeito à armadura ativa, para ambas as soluções, foi adotada a mesma quantidade de pré-esforço, ou seja, quatro cabos com dezanove cordões. Na Figura 5.19 encontram-se apresentadas as quantidades de pré-esforço utilizadas em cada uma das soluções.

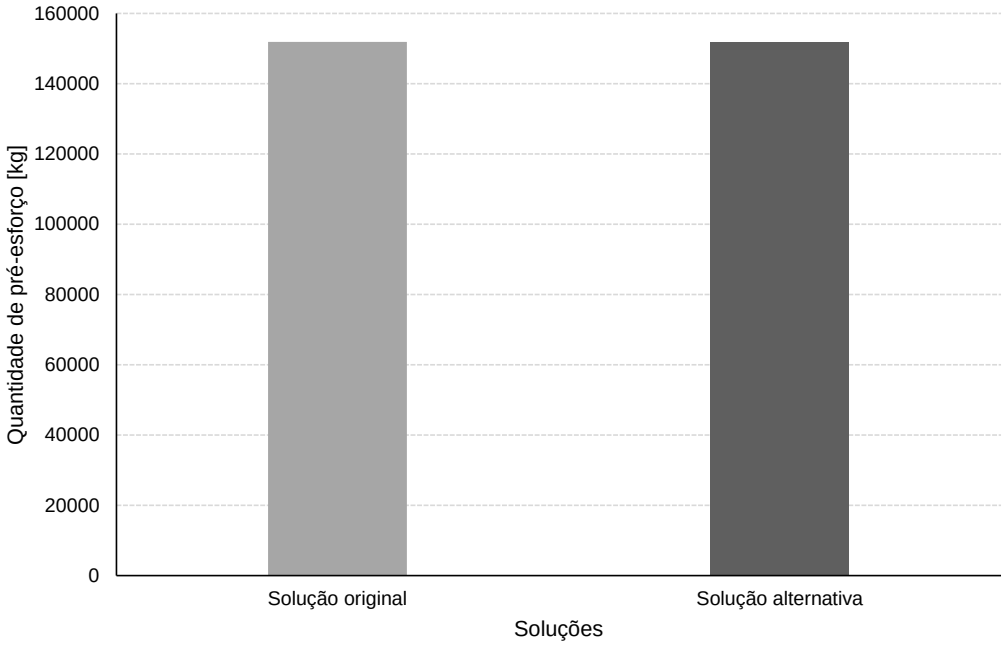


Figura 5.19 – Quantidade total de pré-esforço utilizado em cada uma das soluções

Deste modo, é possível concluir que, apesar de os vãos da solução alternativa serem maiores, não é necessário utilizar maior quantidade de pré-esforço, dado que a sua secção transversal é mais alta e mais eficiente. É possível concluir que a solução adotada no projeto variante consegue vencer vãos maiores com a mesma quantidade de pré-esforço da solução original.

5.6. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

Tendo por base as quantidades dos materiais utilizadas em cada uma das soluções, descritas e comentadas ao longo dos Capítulos 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5, nesta secção pretende-se efetuar uma estimativa orçamental das duas soluções. Para esta estimativa orçamental constam alguns dos trabalhos a realizar de acordo com o projeto, satisfazendo o que se encontra especificado no caderno de encargos. Os custos associados

aos trabalhos relativos à execução da estrada, sendo estes a terraplanagem, a drenagem, a pavimentação, as obras acessórias e os equipamentos de sinalização e segurança, foram considerados iguais aos da solução original, uma vez que não era do âmbito desta dissertação avaliar esses valores. No que diz respeito à execução da ponte, os custos associados aos trabalhos de movimentação de terras, ensaios de integridade das estacas, materiais dos encontros, processos construtivos, aparelhos de apoio, acabamentos, iluminação, entre outros, foram também considerados iguais aos da solução original. O custo dos trabalhos que foram considerados mais relevantes para estudar nesta dissertação encontram-se compilados na Tabela 5.11 e na Tabela 5.12, sendo a primeira referente à solução original e a segunda associada à solução alternativa.

Tabela 5.11 – Estimativa orçamental da ponte, utilizando a solução original

Código	Designação dos trabalhos	Unidade	Dimensões totais	Preços unitários [€]	Preço total [€]
15.2.3	Fundações em estacaria				
15.2.3.1.1.1	com Ø de 1,50 m	m	992,40	560,00	555 744,00
15.2.7	Betões				
15.2.7.2	Betão C30/37				
15.2.7.2.2	Em sapatas, maciços de encabeçamento de estacas e vigas de fundação	m³	383,62	130,00	49 870,60
15.2.7.4	Betão C35/45				
15.2.7.4.1	Em estacas	m³	1 939,07	135,00	261 774,45
15.2.7.4.2	Na elevação dos pilares	m³	1 022,47	145,00	148 258,15
15.2.7.4.3	Em tabuleiros	m³	9 079,67	140,00	1 271 153,80
15.2.8	Cofragens e cavaletes				
15.2.8.4	Nos pilares, em vigas de fundação, para betão não à vista	m²	639,36	40,00	25 574,40
15.2.8.5	Nos pilares, para betão à vista	m²	2 225,19	60,00	133 511,40
15.2.8.6	Nos pilares, para betão não à vista	m²	303,48	40,00	12 139,20
15.2.8.7	Nos tabuleiros, para betão à vista	m²	18 152,59	50,00	907 629,50
15.2.8.8	Nos tabuleiros, para betão não à vista	m²	1 332,00	40,00	19 980,00
15.2.9	Aços				
15.2.9.3	Aço A 500 NR SD, aplicado em obra	kg	1 549 886,94	1,70	2 634 807,80
15.2.9.4	Aço de pré-esforço Y1860S7 incluindo todas as operações e acessórios necessários à realização do pré-esforço				
15.2.9.4.1	Longitudinal	kg	151 889,59	6,00	911 337,52
	Preço total parcial [€]				6 931 780,83

Tabela 5.12 – Estimativa orçamental da ponte, utilizando a solução alternativa

Código	Designação dos trabalhos	Unidade	Dimensões totais	Preços unitários [€]	Preço total [€]
15.2.3	Fundações em estacaria				
15.2.3.1.1.1	com Ø de 1,80 m	m	810,80	756,00	612 964,80
15.2.7	Betões				
15.2.7.2	Betão C30/37				
15.2.7.2.2	Em sapatas, maciços de encabeçamento de estacas e vigas de fundação	m³	276,05	130,00	35 886,24
15.2.7.4	Betão C35/45				
15.2.7.4.1	Em estacas	m³	2 248,59	135,00	303 559,47
15.2.7.4.2	Na elevação dos pilares	m³	988,87	145,00	143 385,65
15.2.7.4.3	Em tabuleiros	m³	9 852,17	140,00	1 379 303,31
15.2.8	Cofragens e cavaletes				
15.2.8.4	Nos pilares, em vigas de fundação, para betão não à vista	m²	447,12	40,00	17 884,80
15.2.8.5	Nos pilares, para betão à vista	m²	1 677,23	60,00	100 634,01
15.2.8.6	Nos pilares, para betão não à vista	m²	208,10	40,00	8 323,96
15.2.8.7	Nos tabuleiros, para betão à vista	m²	22 822,56	50,00	1 141 128,05
15.2.9	Aços				
15.2.9.3	Aço A 500 NR SD, aplicado em obra	kg	1 280 887,93	1,70	2 177 509,47
15.2.9.4	Aço de pré-esforço Y1860S7 incluindo todas as operações e acessórios necessários à realização do pré-esforço				
15.2.9.4.1	Longitudinal	kg	148 968,63	6,00	893 811,80
	Preço total parcial [€]				6 814 391,57

É importante referir que, tendo em conta que a secção transversal das estacas é maior na solução alternativa, para a determinação do custo unitário das fundações em estacaria foi considerado um custo 1,35 vezes superior ao considerado na solução original, como é possível observar nas Tabela 5.11 e Tabela 5.12. Foi também relevante comparar o preço total para os trabalhos considerados nas Tabela 5.11 e Tabela 5.12, sendo que, face à solução original, ocorreu uma poupança de aproximadamente 1,5%, como é possível observar na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 - Variação do preço total parcial de alguns dos trabalhos das duas soluções

Preço total parcial [€]		Comparação [%]
Solução original	Solução alternativa	
6 931 780,83	6 814 391,57	-1,69

De forma a obter um custo total para a obra, apresentam-se discriminados na Tabela 5.14, apesar de alguns serem iguais aos da solução original, os preços totais de todos os trabalhos necessários na obra. De forma a obter uma comparação dos custos, encontra-se apresentado na Tabela 5.15 a variação do preço total da obra, face à solução original.

Tabela 5.14 – Resumo orçamental

Resumo orçamental					
Elementos	Designação dos trabalhos	Solução original		Solução alternativa	
		Preços parciais [€]	Preços totais [€]	Preços parciais [€]	Preços totais [€]
Estrada	Terraplanagem	2 226 404,00	(-)	2 226 404,00	(-)
	Drenagem	391 130,00	(-)	391 130,00	(-)
	Pavimentação	1 219 219,43	(-)	1 219 219,43	(-)
	Obras acessórias	966 967,09	(-)	966 967,09	(-)
	Equipamentos de sinalização e segurança	644 911,13	(-)	644 911,13	(-)
			5 448 631,64		5448631,64
Ponte	Fundações e estruturas	15 156 616,86	(-)	15 059 207,60	(-)
	Iluminação pública	251678,67	(-)	251678,67	(-)
			15 408 295,53		15 310 886,27
Diversos	Diversos	1 333 000	(-)	1 333 000	(-)
			1 333 000		1 333 000
Total [€]			22 189 927,17		22 092 517,91

Tabela 5.15 - Variação do preço total da obra das duas soluções

Preço total [€]		Comparação [%]
Solução original	Solução alternativa	
22 189 927,17	22 092 517,91	-0,44

Analisando os dados obtidos, é possível concluir que, no contexto geral da obra, e tendo em conta o facto de não terem sido analisados todos os trabalhos, a solução alternativa apresenta um custo total 0,44% inferior ao da solução original. Esta diferença, apesar de ser favorável à solução alternativa, é pouco significativa, pelo que não revela uma vantagem em termos económicos expressiva.

Salienta-se que a análise não considerou uma eventual redução dos custos de estaleiro resultante de uma muito provável diminuição no prazo de construção da solução alternativa. Tal como mencionado anteriormente, a redução do número de vãos e do número de pilares no leito do rio na solução alternativa, poderia potencialmente reduzir o prazo de execução da obra. No entanto, devido à falta de informação precisa para estimar este fator, optou-se por não o quantificar.

5.7. CONCLUSÃO

Ao longo do Capítulo 5, foi efetuada uma análise técnico-económica das duas soluções para a travessia sobre o Rio Lima. A análise efetuada focou-se, principalmente, na comparação das quantidades de trabalhos e de materiais utilizados, sendo estes o betão, o aço e as cofragens, e nos seus custos.

No que diz respeito ao tabuleiro, os resultados obtidos demonstram que, apesar de ambas as soluções apresentarem vantagens específicas, é importante destacar a elevada eficiência estrutural da solução alternativa, que para vãos mais extensos, utiliza a mesma quantidade de pré-esforço da solução original e quantidades de armadura passiva pouco superiores. No entanto, existiu um pequeno acréscimo na quantidade de betão necessária face à solução original, o que não compromete a viabilidade económica da solução alternativa, tendo em conta as poupanças obtidas noutros materiais. Este aumento do volume de betão reflete, principalmente, o aumento da altura do tabuleiro em resultado dos vãos mais extensos, comparativamente à solução original.

No que concerne aos pilares e fundações, salienta-se que o aumento da secção transversal dos pilares-estaca e a redução do seu número, em virtude da utilização de maiores vãos, possibilitaram poupanças consideráveis nas quantidades de armadura. Esta diminuição deve-se, sobretudo, à menor esbelteza dos pilares-estaca da solução variante, em consequência do aumento do seu diâmetro (Ø1.80 m em vez de Ø1.50 m). Daí resulta uma minoração muito significativa dos efeitos de segunda ordem que tinham condicionado, em grande parte, o dimensionamento dos pilares-estaca da solução original.

No que diz respeito à cofragem à vista, a solução alternativa necessita de uma maior área total, em particular, nos elementos do tabuleiro. Já as quantidades de cofragem não à vista reduzem significativamente face à solução original, principalmente devido à inexistência de aligeiramentos no tabuleiro e a diminuição do número de alinhamentos de pilares.

Em termos de impacto económico, os custos totais das duas soluções são bastante semelhantes, dado que a estimativa orçamental não demonstra uma vantagem económica substancial para nenhuma das soluções. A poupança verificada na solução alternativa pode ser considerada mínima, refletindo uma diferença de custo praticamente irrelevante no contexto global da obra.

Além disso, prevê-se que a solução alternativa ofereça a possibilidade de reduzir o prazo de execução da obra, uma vez que se executam apenas 6 apoios no leito do rio face aos 9 utilizados pela solução original. Dado que a solução variante tem menos 6 vãos do que a solução original, e admitindo que se consegue manter um ciclo de construção de 1 vão por semana, para estas gamas de vãos, estima-se uma redução de 6 semanas no prazo de execução da solução variante face à solução original.

É importante referir que, para poder efetuar uma comparação técnico-económica mais completa e detalhada das duas soluções, seria necessário quantificar com maior rigor outros aspetos, como por exemplo:

- O prazo total de execução da obra (custos de estaleiro e vantagens da antecipação da data de entrada em serviço da obra);
- Quantidade de trabalhos executados no leito do rio e respetivos prazos de afetação; e,
- Qualidade estética e integração paisagística.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente dissertação teve como objetivo principal o estudo e o dimensionamento de uma solução alternativa à nova travessia sobre o Rio Lima, desenvolvida até ao nível de Anteprojeto. A solução alternativa proposta foi cuidadosamente estudada, com base em análises estruturais que permitiram avaliar a sua viabilidade técnica. É importante voltar a salientar que, uma comparação técnico-económica completa das duas soluções, considerando questões ligadas à própria execução da obra, excedia o âmbito deste trabalho.

Ao longo do Capítulo 2, foram exploradas as diversas tipologias de tabuleiros de pontes e as suas características, dando destaque à importância da escolha do sistema estrutural adequado para garantir a eficiência técnica e económica da obra. Neste contexto, foi apresentada, no Capítulo 3, a solução original para a nova travessia sobre o Rio Lima, constituída por um tabuleiro em laje nervurada de betão armado pré-esforçado, que corresponde a uma solução extensivamente utilizada para vãos da ordem dos 30 a 40 m e com alturas de pilares relativamente reduzidas. A aplicação especifica desta solução à travessia sobre o Rio Lima demonstrou-se evidentemente adequada para as condições especificas deste local. No entanto, com o objetivo de explorar possíveis otimizações, principalmente em termos de redução do número de pilares e fundações, foi analisada uma solução alternativa, constituída por um tabuleiro em laje vigada (tabuleiro em π) com vãos maiores, da ordem dos 45 m. Apesar de, normalmente, esta solução ser aplicada a viadutos ou pontes com pilares mais altos, as condições geotécnicas desfavoráveis no local desta obra que obrigam à consideração de fundações indiretas por estacas com comprimentos superiores a 20 m, torna vantajoso a adoção de vãos maiores do que os usualmente escolhidos para obras com pilares de altura reduzida.

Ao longo do Capítulo 4, foram apresentados a conceção, a análise, o dimensionamento e a pormenorização dos principais elementos estruturais da solução alternativa, replicando as tarefas usuais levadas a cabo no projeto de uma obra de arte deste tipo. Realçaram-se as particularidades dos modelos numéricos utilizados tanto na análise transversal como na análise longitudinal da ponte. Foram descritas as verificações de segurança que permitiram realizar o dimensionamento das armaduras do tabuleiro, dos pilares e das fundações da ponte, que, em conjunto com o respeito das disposições construtivas regulamentarmente impostas, deram origem aos desenhos de pormenor que são apresentados em anexo a esta dissertação. Este capítulo destaca ainda a eficiência e a viabilidade técnica e económica da solução, o que demonstra que a solução estudada constitui uma alternativa competitiva à solução original.

No Capítulo 5, são apresentadas as principais quantidades e trabalhos que permitiram efetuar uma análise comparativa entre as duas soluções para a travessia sobre o Rio Lima, com enfâse nos aspetos económicos. Através da comparação das quantidades de materiais (betão, aço e cofragens), são evidenciadas algumas diferenças entre as duas soluções, sendo que a alternativa demonstra uma maior eficiência no uso de armaduras e uma redução do número de apoios no leito do rio, apesar de um ligeiro aumento no volume de betão. Foi possível identificar, com clareza, que a adoção de um tabuleiro em π, ao permitir adotar vãos com comprimentos superiores aos da solução original, e ao reduzir o número de pilares e fundações, tem a vantagem de diminuir o seu custo de execução, num local com condições especialmente desfavoráveis como é este. Para além disso, o aumento do diâmetro dos pilares e das estacas nesta solução alternativa, resultou numa significativa poupança de armaduras, o que contribuiu também para reduzir os custos associados à execução destes elementos estruturais. Apesar desta vantagem, o aumento do diâmetro resultou numa solução menos atrativa visualmente, apresentado assim uma desvantagem do ponto de vista estético. A necessidade da utilização de um maior volume de cofragem no tabuleiro apresentou-se como uma desvantagem adicional.

É importante destacar que a estimativa de custos apresentada no Capítulo 5, apesar de ser relevante, foi efetuada apenas como uma análise preliminar, com base nos critérios da estimativa definidos para o projeto original, não tendo resultado de nenhuma consulta a uma Entidade Executante. A reduzida diferença entre os custos totais das duas solução, indica que ambas as opções são viáveis economicamente.

Em suma, demonstrou-se com esta dissertação que a adoção da tipologia de tabuleiro em laje vigada em π, com vãos correntes da ordem dos 45 m, normalmente indicada para viadutos que atravessam obstáculos mais altos, pode ser vantajosa também nos casos com "rasante baixa" quando as condições de fundação são particularmente adversas. No entanto, é sabido que estas soluções são menos esbeltas e, portanto, menos interessantes do ponto de vista estético e de integração paisagística.

Convém também salientar outra especificidade da solução variante proposta, que consiste na adoção de uma largura da alma na zona dos pilares superior ao estritamente necessário por questões de dimensionamento do tabuleiro. Esta maior largura permitiu considerar que, nos alinhamentos centrais da ponte, os pilares mais altos são monolíticos com o tabuleiro, o que reduz a sua esbelteza e os correspondentes efeitos de segunda ordem. Desta forma, é possível viabilizar soluções de pilar-estaca que são, usualmente, as mais económicas para este tipo de obras.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A necessidade da evolução contínua na área da Engenharia Civil e a procura por soluções cada vez mais eficientes e económicas requerem que sejam efetuados estudos mais aprofundados sobre o tema que foi objeto da presente dissertação. De forma a avaliar de forma mais conclusiva qual seria a solução mais vantajosa para o tabuleiro da ponte, serão, em seguida, discriminadas algumas sugestões para desenvolvimentos futuros:

- Salientando novamente a necessidade de soluções de projeto inovadoras, seria relevante estudar outras soluções de conceção para esta mesma obra. Sugere-se, por exemplo, o estudo de outras soluções alternativas, tais como um tabuleiro com vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas, com vãos da ordem dos 35-40 m de comprimento, ou um tabuleiro em caixão de altura constante de betão armado pré-esforçado com vãos da ordem dos 60 m;
- Sugere-se também que, ao nível da análise comparativa, seja efetuado um estudo mais cuidado do ponto de vista dos custos e das vantagens e desvantagens de cada solução, em particular, no

que diz respeito às particularidades do processo construtivo e aos prazos de execução da obra; e,

- Por fim, realça-se que a análise comparativa e o estudo de soluções variantes, como a realizada neste trabalho, se revelam igualmente pertinentes para outras tipologias de infraestruturas, nomeadamente pontes ferroviárias. Este tipo de exercício é especialmente relevante face aos investimentos significativos que serão efetuados em Portugal num futuro próximo, demonstrando-se uma estratégia eficaz na otimização de soluções.

BIBLIOGRAFIA

Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda. (2022). *Estudo Prévio da Via Rodoviária e Programa Base da Ponte*.

Adão da Fonseca - Engenheiros Consultores Lda. (2024). *Projeto de Execução da Nova Travessia sobre o Rio Lima*.

Broms, B. (1964). *Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils*.

Cabral, P. (2021). Eminente Engenheiro de Estruturas: Armando Rito - Uma Vida para as Pontes. *Structural Engineering International*, *31*(1), 147–152. https://doi.org/10.1080/10168664.2020.1848369

Diário da República. (2023). *Portaria nº 255/2023*.

EN 1990-A2. (2005). *EN 1990 - Eurocode: Basis of Structural Design - Annex A2: Application for bridges (Normative)*.

Hambly, E. (1991). *Bridge Deck Behaviour* (Segunda). Taylor & Francis.

LNEC. (2023). *Regras de medição na construção* (26 ª edição). LNEC.

Manterola, J. (2006). *Puentes - Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*.

Marchão, C., & Appleton, J. (2005). *Betão Armado e Pré-esforçado II: Módulo 1 - Pré-esforço*.

NP EN 1990. (2009). *Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas*. www.ipq.pt

NP EN 1991-1-4. (2010). *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento*. www.ipq.pt

NP EN 1991-2. (2017). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas Parte 2: Ações de tráfego em pontes*. www.ipq.pt

NP EN 1992-1-1. (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*.

NP EN 1992-2. (2018). *Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão Parte 2: Pontes de betão Projeto e disposições construtivas*. www.ipq.pt

NP EN 1998-1. (2010). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*.

NP EN 1998-2. (2008). *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para a resistência aos sismos Parte 2:Pontes*.

OBrien, E. J., Keogh, D. L., & O'Connor, A. J. (2014). *Bridge Deck Analysis* (2nd ed.). Taylor & Francis.

Pacheco, P. (2024). *Noções Fundamentais de Engenharia de Pontes, Apresentado na Unidade Curricular de Pontes, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.

Rito, A. (2004). *Alguns Viadutos Construídos na A7*.

Rodrigues, R. A. (2008). *Estudo Económico de Processos Construtivos de Tabuleiros Betonados In Situ em Pontes de Pequeno e Médio Vão* [Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto]. http://www.fe.up.pt

Schlaich, J., Manterola, J., & Pacheco, P. (2008). *Tipologias e sistemas estruturais*.

Teixeira, M. A. (2015). *Desenvolvimento e Exploração de Aplicação Para Dimensionamento Expedito de Tabuleiros e Viadutos* [Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto]. http://www.fe.up.pt

Tsionis, G., Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., Davaine, L., Feldmann, M., Frank, R., Hanswille, G., Hensen, W., Kolias, B., Malakatas, N., Mancini, G., Ortega Cornejo, M., Sedlacek, G., Denton, S., & Raoul, J. (2012). *Bridge design to Eurocodes worked examples*. Publications Office.

ANEXO A1

ANEXO A1

A1.1. FOLHAS DE CÁLCULO EM MICROSOFT EXCEL

Projecto		Piso	1	Zona	Praça da entrada

h	0.35 m	PP	25	8.75 kN/m²	x 1.35	Afastamento	// 0.100	N_{ELS}	-
b_w	1.00 m	G_k	2.00 kN/m²		x 1.35	$A_{s,min}$	4.96 cm²/m	Classe	Classe 1
c	50 mm	Q_k	20.00 kN/m²		x 1.35	$A_{s,max}$	70 cm²/m	f_{ck}	35.00 MPa
Betão	C35/45	ψ_2	0.00			α_s	15.00	f_{cd}	23.33 MPa
w_k	0.30 mm	Carga ELS	10.75 kN/m²			α_e	5.87	f_{ctm}	3.21 MPa
ϵ_{cs}	0.000 ‰	Carga ELU	41.51 kN/m²			ELU/ELS	3.86	η_1	1.00

Armadura					$M_{Rd}^{Total}{}_{ELS}$	$M_{Rd}^{Total}{}_{ELU}$	$M_{Rd}^{Total}{}_{Eq}$ (mín)	$M_{Rd}^{1}{}_{ELS}$	$M_{Rd}^{1}{}_{ELU}$	$M_{Rd}^{1}{}_{Eq}$ (mín)
Ø 6	//0.200	+	Ø 6	//0.200	14.87 kN/m	36.18 kN/m	36.18 kN/m	4.34 kN/m	18.17 kN/m	16.76 kN/m
Ø 8	//0.200	+	Ø 6	//0.200	22.97 kN/m	49.90 kN/m	49.90 kN/m	9.79 kN/m	32.08 kN/m	32.08 kN/m
Ø 8	//0.200	+	Ø 8	//0.200	32.14 kN/m	63.64 kN/m	63.64 kN/m	9.79 kN/m	32.08 kN/m	32.08 kN/m
Ø 10	//0.200	+	Ø 8	//0.200	44.23 kN/m	80.88 kN/m	80.88 kN/m	18.20 kN/m	49.73 kN/m	49.73 kN/m
Ø 10	//0.200	+	Ø 10	//0.200	57.45 kN/m	98.17 kN/m	98.17 kN/m	18.20 kN/m	49.73 kN/m	49.73 kN/m
Ø 12	//0.200	+	Ø 10	//0.200	73.74 kN/m	118.66 kN/m	118.66 kN/m	29.96 kN/m	70.95 kN/m	70.95 kN/m
Ø 12	//0.200	+	Ø 12	//0.200	87.22 kN/m	139.25 kN/m	139.25 kN/m	29.96 kN/m	70.95 kN/m	70.95 kN/m
Ø 16	//0.200	+	Ø 12	//0.200	112.77 kN/m	189.16 kN/m	189.16 kN/m	64.51 kN/m	123.43 kN/m	123.43 kN/m
Ø 16	//0.200	+	Ø 16	//0.200	141.27 kN/m	238.44 kN/m	238.44 kN/m	64.51 kN/m	123.43 kN/m	123.43 kN/m
Ø 20	//0.200	+	Ø 16	//0.200	177.31 kN/m	297.20 kN/m	297.20 kN/m	99.96 kN/m	187.79 kN/m	187.79 kN/m
Ø 20	//0.200	+	Ø 20	//0.200	216.18 kN/m	355.05 kN/m	355.05 kN/m	99.96 kN/m	187.79 kN/m	187.79 kN/m
Ø 25	//0.200	+	Ø 20	//0.200	274.70 kN/m	435.73 kN/m	435.73 kN/m	149.86 kN/m	281.73 kN/m	281.73 kN/m
Ø 25	//0.200	+	Ø 25	//0.200	337.22 kN/m	513.34 kN/m	513.34 kN/m	149.86 kN/m	281.73 kN/m	281.73 kN/m
Ø 32	//0.200	+	Ø 25	//0.200	441.69 kN/m	625.12 kN/m	625.12 kN/m	245.29 kN/m	429.25 kN/m	429.25 kN/m
Ø 32	//0.200	+	Ø 32	//0.200	553.05 kN/m	723.95 kN/m	723.95 kN/m	245.29 kN/m	429.25 kN/m	429.25 kN/m

Figura A.1 – Folha de cálculo em Microsoft Excel da Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda, para dimensionamento das armaduras da consola e da laje entre longarinas e verificações de segurança

Soil properties estimation (manual calculation)

El. length	0.5	m
Diameter	1.8	m
Avg. γ	17	kN/m^3
Water depth	6.5	m
SF on Kp	1.5	
Passive width	2.5	*D

Element	Depth [m]	N_{SPT}	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [MPa]	k [kPa]	Kp	σ' [kPa]	F_{max} [kN/m]
1	0.25								
2	0.75								
3	1.25								
4	1.75								
5	2.25								
6	2.75								
7	3.25								
8	3.75								
9	4.25								
10	4.75								
11	5.25								
12	5.75		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	0.85	**42.8**
13	6.25		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	9.35	**110.7**
14	6.75		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	15.35	**158.6**
15	7.25		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	18.85	**186.6**
16	7.75		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	22.35	**214.5**
17	8.25		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	25.85	**242.5**
18	8.75		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	29.35	**270.4**
19	9.25		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	32.85	**298.4**
20	9.75		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	36.35	**326.4**
21	10.25		27	7.5	1.5	**2700**	2.66	39.85	**354.3**

Figura A.2 – Excerto da folha de cálculo da interação solo-estrutura da AdFGeo - Engenheiros Consultores, Lda, para estimar a força máxima e a rigidez das molas

Laterally loaded elastic piles on elasto-plastic nodal springs

Excel VBA
Constant pile EI
Constant soil stiffness in each element
Constant element subdivision length
Loads and restraints on top node

Description	Estacas Ponte sobre o Lima
	Estaca 1800 - Pilar P18 Alterado para altura real
	Caso Geral - Hipótese PAN c/ SF=1,5 e PW=2,5

General parameters

Pile length	25	m
E_{pile}	3.40E+07	kPa
I_{pile}	5.15E-01	m^4
Elements	50	
Element length	0.5	m
Load steps	20	
Max. iterations/step	20	

Clear results

SOLVE

Top node moment restraint (0=fixed; 1=free)

Node	ux	θ
1	1	1

Top node loads

Node	Fh [kN]	M [kNm]	Top node reaction [kNm]	
1	320	0	M	0.0

Figura A.3 – Excerto da folha de cálculo da interação solo-estrutura da AdFGeo - Engenheiros Consultores, Lda: Dados necessários fornecer para obter esforços e deslocamentos nos pilares-estaca

Spring forces (last step)			
	F_soil	z	F_soil
Element	[kNm]	[m]	[kN]
1	0.0	0.00	0.0
2	0.0	-0.50	0.0
3	0.0	-1.00	0.0
4	0.0	-1.50	0.0
5	0.0	-2.00	0.0
6	0.0	-2.50	0.0
7	0.0	-3.00	0.0
8	0.0	-3.50	0.0
9	0.0	-4.00	0.0
10	0.0	-4.50	0.0
11	-10.7	-5.00	0.0
12	-30.6	-5.50	-10.7
13	-38.3	-6.00	-19.9
14	-35.5	-6.50	-18.4
15	-32.7	-7.00	-17.0
16	-30.0	-7.50	-15.7
17	-27.5	-8.00	-14.4
18	-25.0	-8.50	-13.1
19	-22.6	-9.00	-11.9
20	-20.3	-9.50	-10.7
21	-18.1	-10.00	-9.6
22	-16.1	-10.50	-8.5
23	-14.1	-11.00	-7.5
24	-12.3	-11.50	-6.6
25	-10.6	-12.00	-5.7
26	-89.1	-12.50	-4.9
27	-220.8	-13.00	-84.3
28	-247.8	-13.50	-136.5
29	-199.7	-14.00	-111.2
30	-156.7	-14.50	-88.5
31	-118.6	-15.00	-68.2
32	-85.1	-15.50	-50.4
33	-55.9	-16.00	-34.7
34	-30.8	-16.50	-21.2
35	-9.4	-17.00	-9.6
36	8.7	-17.50	0.2
37	23.8	-18.00	8.5
38	36.2	-18.50	15.3
39	46.4	-19.00	20.9
40	54.5	-19.50	25.5
41	61.0	-20.00	29.1
42	66.1	-20.50	31.9
43	70.1	-21.00	34.2
44	73.2	-21.50	35.9
45	75.6	-22.00	37.3
46	77.6	-22.50	38.3
47	79.2	-23.00	39.2
48	80.6	-23.50	40.0
49	81.9	-24.00	40.6
50	62.2	-24.50	41.3
		-25.00	20.9

Pile forces (last step)		
z	V	M
[m]	[kN]	[kNm]
0.0	320	0
-0.5	320	-160
-1.0	320	-320
-1.5	320	-480
-2.0	320	-640
-2.5	320	-800
-3.0	320	-960
-3.5	320	-1120
-4.0	320	-1280
-4.5	320	-1440
-5.0	320	-1600
-5.5	320	-1760
-6.0	309	-1915
-6.5	289	-2059
-7.0	271	-2195
-7.5	254	-2322
-8.0	238	-2441
-8.5	224	-2553
-9.0	211	-2658
-9.5	199	-2758
-10.0	188	-2852
-10.5	179	-2941
-11.0	170	-3026
-11.5	163	-3108
-12.0	156	-3186
-12.5	150	-3261
-13.0	145	-3334
-13.5	61	-3364
-14.0	-75	**-3326**
-14.5	-187	-3233
-15.0	-275	-3096
-15.5	-343	-2924
-16.0	-394	-2727
-16.5	-428	-2513
-17.0	**-450**	-2288
-17.5	-459	-2059
-18.0	-459	-1829
-18.5	-450	-1604
-19.0	-435	-1386
-19.5	-414	-1179
-20.0	-389	-985
-20.5	-360	-805
-21.0	-328	-641
-21.5	-294	-494
-22.0	-258	-366
-22.5	-220	-255
-23.0	-182	-164
-23.5	-143	-93
-24.0	-103	-42
-24.5	-62	-10
-25.0	-21	0

Pile displacement and rotation (la		
z	u_x	θ
[m]	[m]	[rad]
0.000	**0.029**	-0.002
-0.500	0.028	-0.002
-1.000	0.027	-0.002
-1.500	0.025	-0.002
-2.000	0.024	-0.002
-2.500	0.023	-0.002
-3.000	0.022	-0.002
-3.500	0.020	-0.002
-4.000	0.019	-0.002
-4.500	0.018	-0.002
-5.000	0.017	-0.002
-5.500	0.016	-0.002
-6.000	0.015	-0.002
-6.500	0.014	-0.002
-7.000	0.013	-0.002
-7.500	0.012	-0.002
-8.000	0.011	-0.002
-8.500	0.010	-0.002
-9.000	0.009	-0.002
-9.500	0.008	-0.002
-10.000	0.007	-0.002
-10.500	0.006	-0.002
-11.000	0.006	-0.001
-11.500	0.005	-0.001
-12.000	0.004	-0.001
-12.500	0.004	-0.001
-13.000	0.003	-0.001
-13.500	0.003	-0.001
-14.000	0.002	-0.001
-14.500	0.002	-0.001
-15.000	0.001	-0.001
-15.500	0.001	-0.001
-16.000	0.001	-0.001
-16.500	0.000	0.000
-17.000	0.000	0.000
-17.500	0.000	0.000
-18.000	0.000	0.000
-18.500	0.000	0.000
-19.000	0.000	0.000
-19.500	0.000	0.000
-20.000	-0.001	0.000
-20.500	-0.001	0.000
-21.000	-0.001	0.000
-21.500	-0.001	0.000
-22.000	-0.001	0.000
-22.500	-0.001	0.000
-23.000	-0.001	0.000
-23.500	-0.001	0.000
-24.000	-0.001	0.000
-24.500	-0.001	0.000
-25.000	-0.001	0.000

Figura A.4 – Excerto da tabela da folha de cálculo da interação solo-estrutura da AdFGeo - Engenheiros Consultores, Lda: Apresentação dos esforços e dos deslocamentos nos pilares-estaca

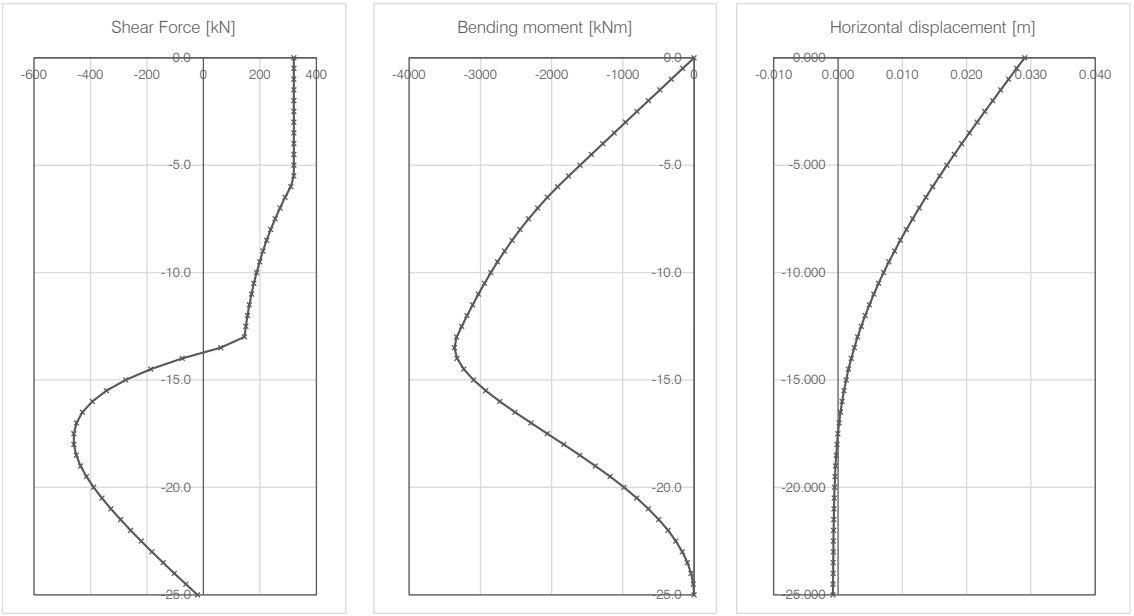


Figura A.5 – Excerto da folha de cálculo da interação solo-estrutura da AdFGeo - Engenheiros Consultores, Lda: Gráfico dos esforços e dos deslocamentos nos pilares-estaca

ANEXO A2

ANEXO A2

A2.1. ANÁLISE DO TABULEIRO

A2.1.1. MODELOS DE CÁLCULO

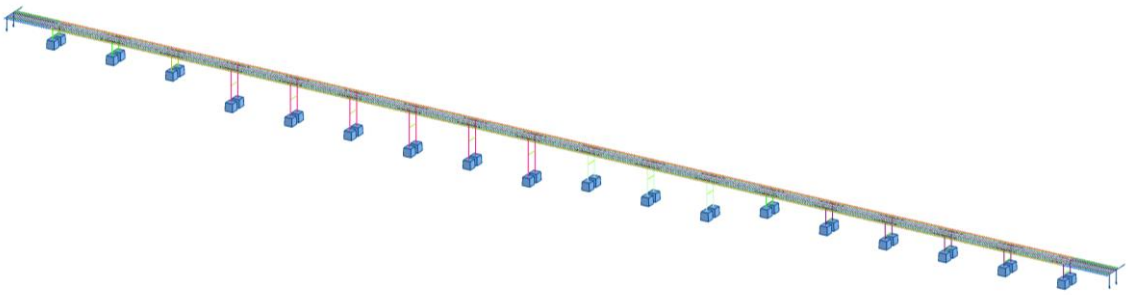


Figura A.6 – Visão global do modelo de cálculo

Secção	A (m2)	yg (m)	zg (m)	Ixx (m4)	Iyy (m4)	Izz (m4)	Ac (m2)	Winf,yy (m3)	Wsup,yy (m3)	Winf,zz (m3)	Wsup,zz (m3)	A,nucleo_longarina (m2)	Tipo secção	PP (kN/m)
LS1	5.361	3.907	2.181	0.293	4.395	13.715	4.468	2.014901421	5.016552511	3.510391605	3.392307692	2.029	Zona esbelta	50.718
LS2.P	6.682	2.689	1.823	1.326	6.009	5.765	5.568	3.296324739	4.869692058	2.143770919	1.095723247	3.628	Zona a 3m do apoio	90.703
LS3	5.361	3.907	2.181	0.293	4.395	13.715	4.468	2.014901421	5.016552511	3.510391605	3.392307692	2.029	Zona esbelta	50.718
LS4.P	6.776	2.839	1.838	1.318	6.024	6.598	5.647	3.277584331	4.941919606	2.323952096	1.29088241	3.663	Zona a 3m do apoio	91.563
LS1.V	5.586	3.903	2.146	0.362	4.683	13.776	4.655	2.182199441	5.14050494	3.529592621	3.404002965	2.233	Zona esbelta	55.820
LS2.E.1	6.273	2.631	1.847	1.091	5.619	5.274	5.228	3.042284786	4.643884298	2.004484987	0.991502162	3.328	Zona a 3m do apoio	83.190
LS2.E.2	5.861	2.574	1.878	0.876	5.240	4.809	4.884	2.790095847	4.444274809	1.868104118	0.894438244	3.021	Zona a 3m do apoio	75.528
LS2.E.3	5.441	2.515	1.907	0.681	4.849	4.378	4.534	2.542789722	4.216606696	1.74083499	0.805556578	2.705	Zona esbelta	67.633
LS2.E.4	5.041	2.458	1.944	0.518	4.468	4.010	4.201	2.298251029	4.014195867	1.631244915	0.730080117	2.402	Zona esbelta	60.043
LS2.D.1	6.374	2.646	1.841	1.147	5.713	5.394	5.312	3.10320478	4.698190789	2.038397581	1.016892911	3.402	Zona a 3m do apoio	85.055
LS2.D.2	6.063	2.604	1.861	0.978	5.425	5.031	5.052	2.915260613	4.536204013	1.931950845	0.94104003	3.172	Zona a 3m do apoio	79.288
LS2.D.3	5.752	2.560	1.883	0.823	5.139	4.692	4.793	2.729049389	4.377172061	1.8328125	0.87050928	2.939	Zona esbelta	73.480
LS2.D.4	5.441	2.515	1.907	0.681	4.849	4.378	4.534	2.542789722	4.216606696	1.74083499	0.805556578	2.705	Zona esbelta	67.633
LS2.D.5	5.130	2.471	1.935	0.552	4.554	4.089	4.275	2.353385013	4.058645276	1.654593282	0.746212813	2.470	Zona esbelta	61.740
LS3.V.1	5.755	3.901	2.121	0.421	4.893	13.830	4.796	2.30678925	5.22724359	3.545244809	3.415658187	2.386	Zona esbelta	59.653
LS3.V.2	5.474	3.905	2.163	0.327	4.541	13.745	4.561	2.099167822	5.07885906	3.519795134	3.397972806	2.131	Zona esbelta	53.275
LS4.1	6.469	2.796	1.856	1.140	5.745	6.185	5.391	3.095528017	4.78376353	2.212195994	1.200097012	3.434	Zona a 3m do apoio	85.855
LS4.2	6.157	2.752	1.877	0.972	5.459	5.797	5.131	2.908098029	4.625847458	2.106468023	1.115236629	3.201	Zona a 3m do apoio	80.028
LS4.3	5.847	2.708	1.899	0.818	5.166	5.439	4.872	2.720431806	4.461226252	2.008604136	1.037638306	2.966	Zona esbelta	74.160
LS4.4	5.536	2.664	1.924	0.677	4.870	5.107	4.613	2.531133056	4.298234775	1.91707958	0.966155883	2.730	Zona esbelta	68.250
LS4.5	5.226	2.620	1.952	0.550	4.572	4.795	4.355	2.342366803	4.137828054	1.83	0.899549719	2.492	Zona esbelta	62.300

Figura A.7 – Propriedades seccionais das secções do tabuleiro

A2.1.2. DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NAS LONGARINAS

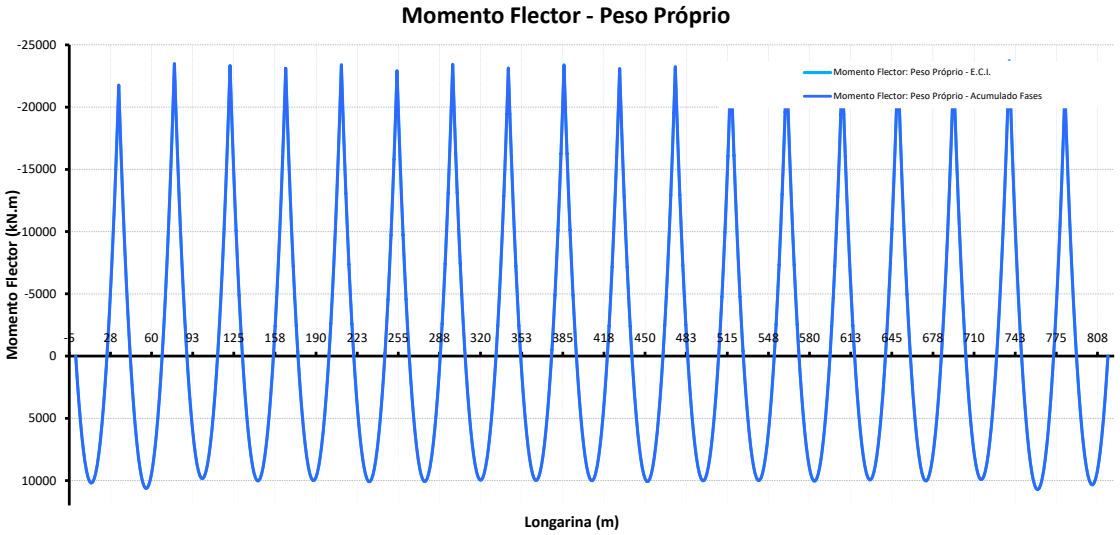


Figura A.8 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido ao peso próprio

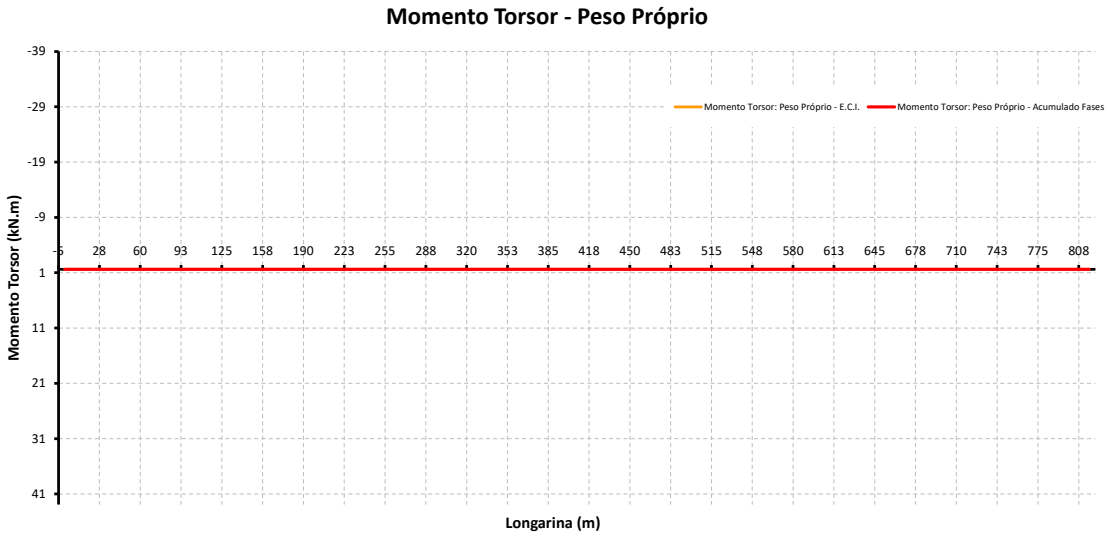


Figura A.9 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido ao peso próprio

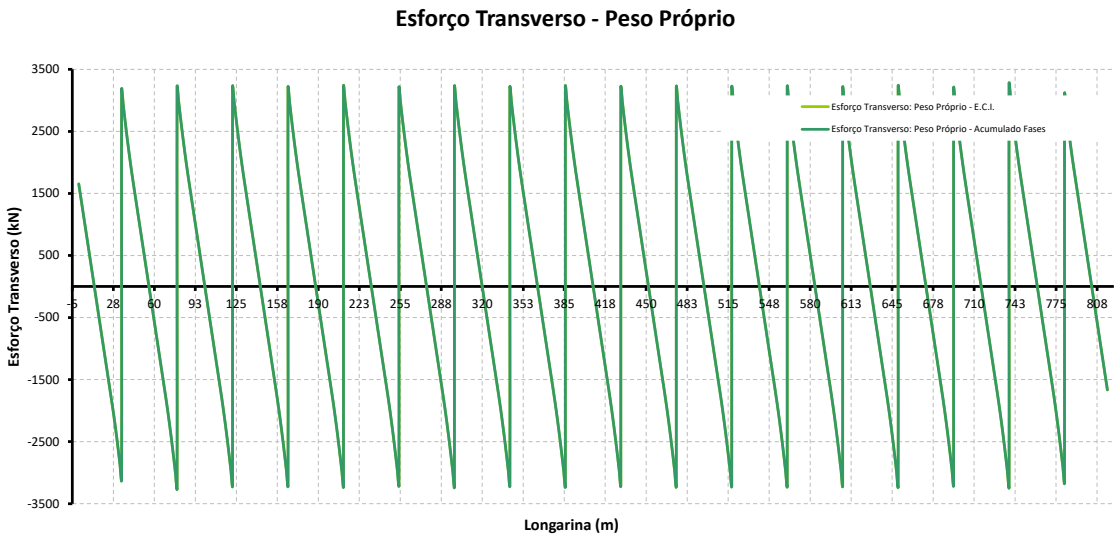


Figura A.10 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido ao peso próprio

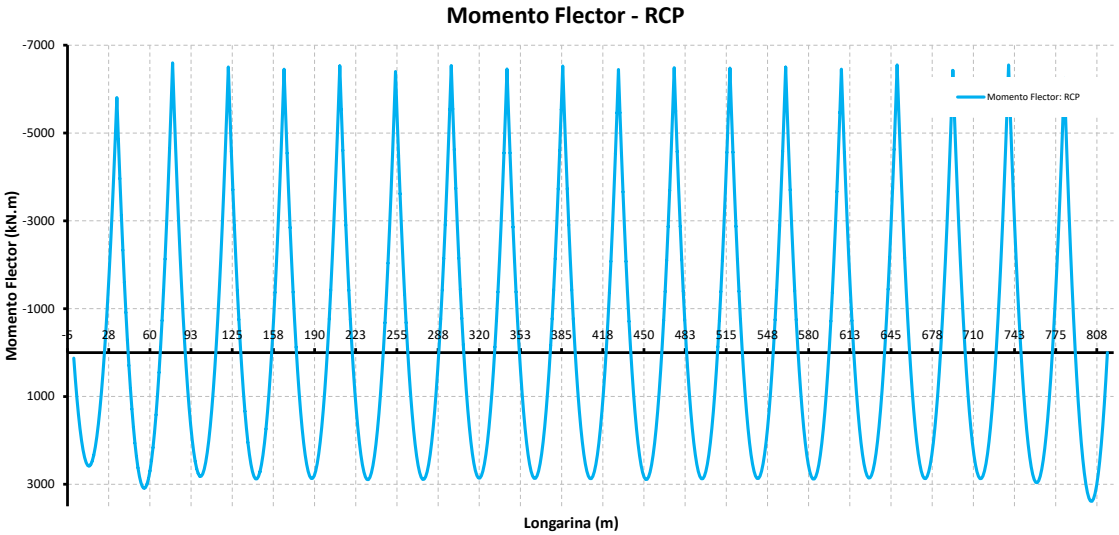


Figura A.11 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido às restantes cargas permanentes

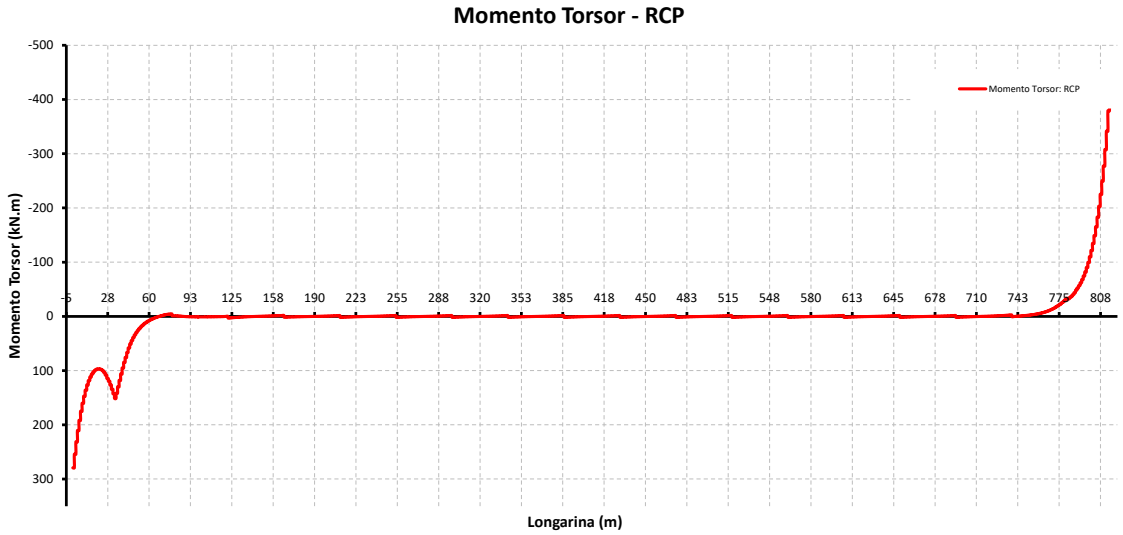


Figura A.12 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido às restantes cargas permanentes

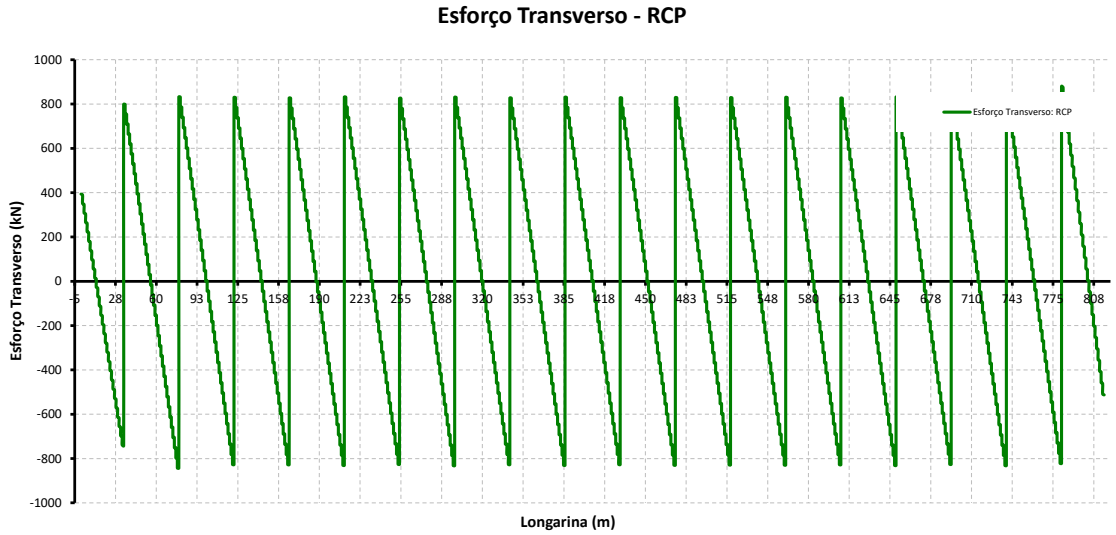


Figura A.13 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido às restantes cargas permanentes

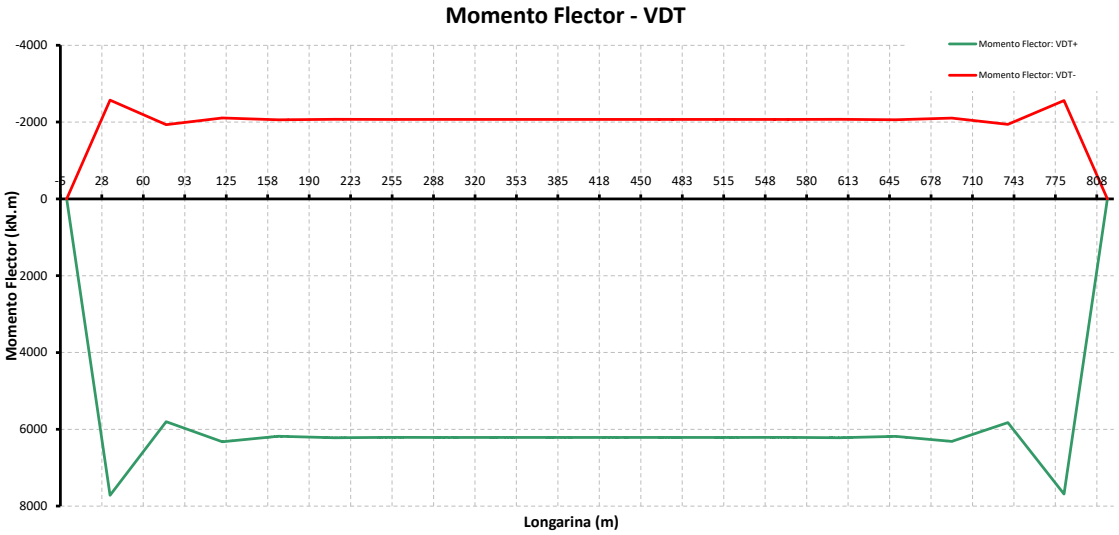


Figura A.14 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido à variação diferencial de temperatura

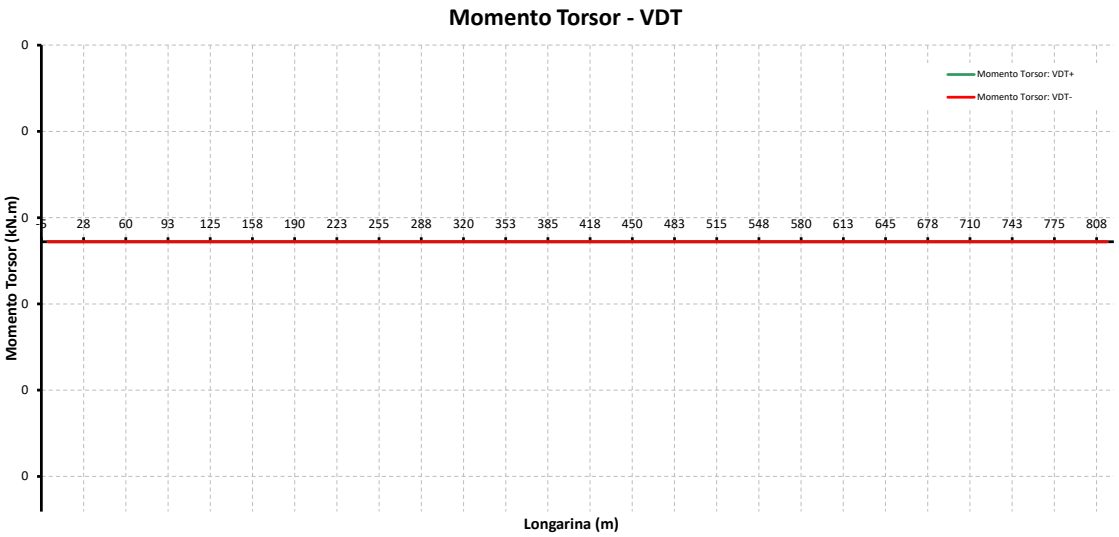


Figura A.15 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido à variação diferencial de temperatura

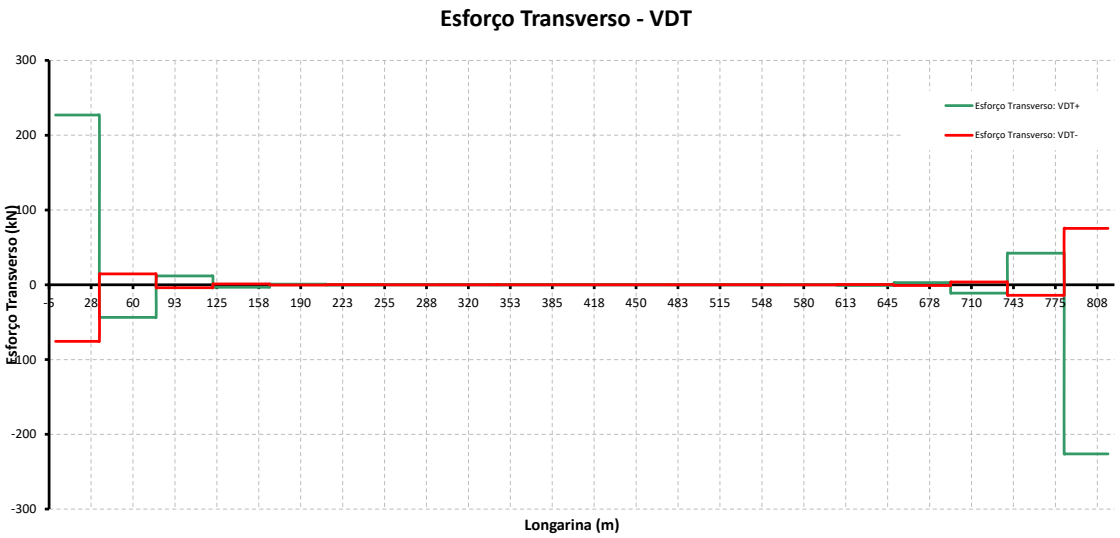


Figura A.16 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido à variação diferencial de temperatura

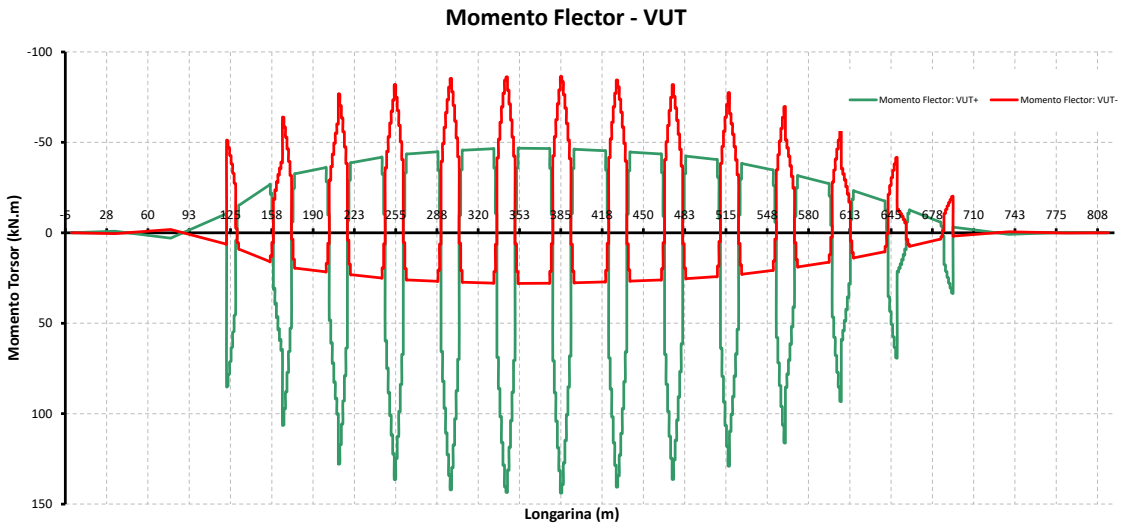


Figura A.17 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido à variação uniforme de temperatura

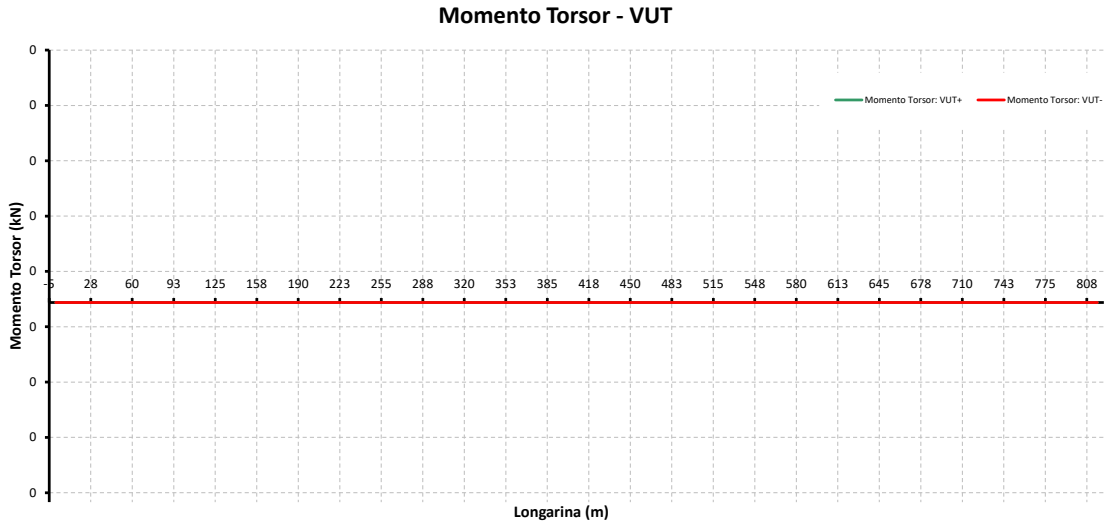


Figura A.18 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido à variação uniforme de temperatura

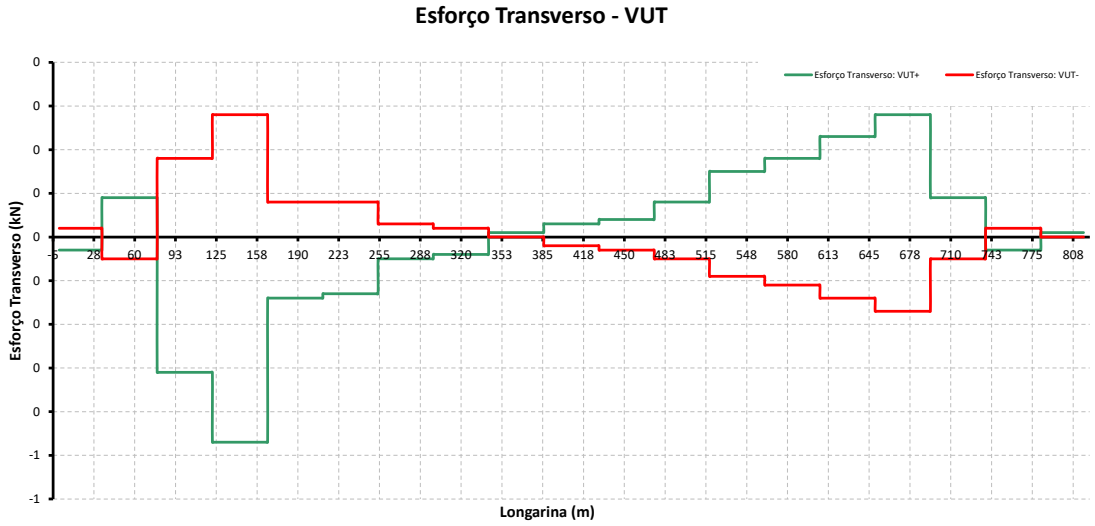


Figura A.19 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido à variação uniforme de temperatura

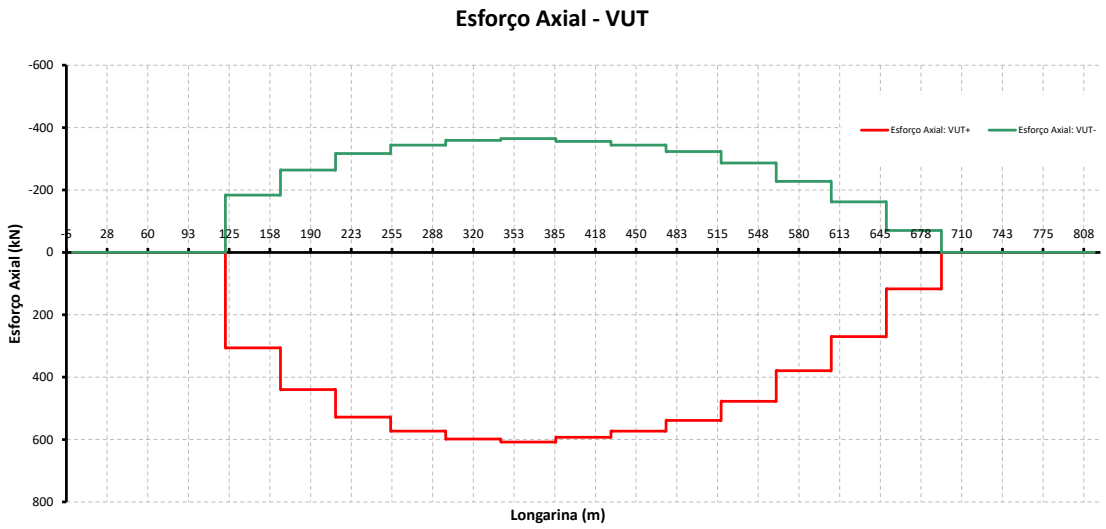


Figura A.20 – Diagrama de esforço axial nas longarinas devido à variação uniforme de temperatura

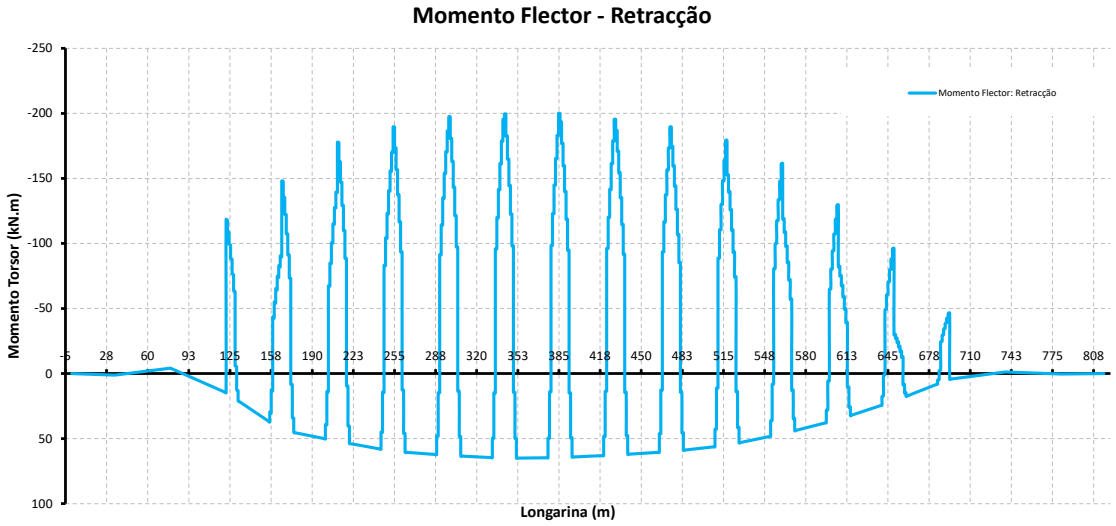


Figura A.21 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido à retração

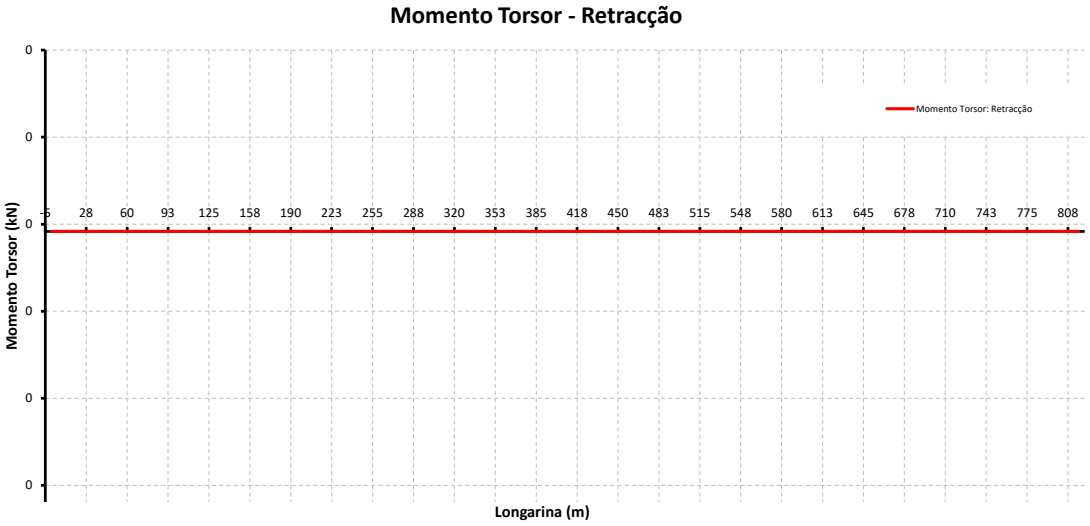


Figura A.22 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido à retração

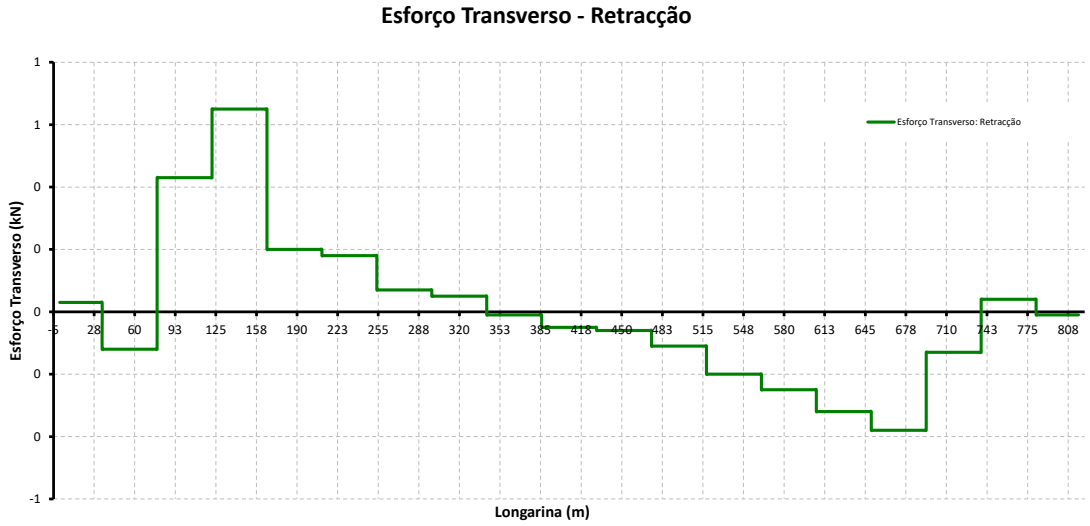


Figura A.23 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido à retração

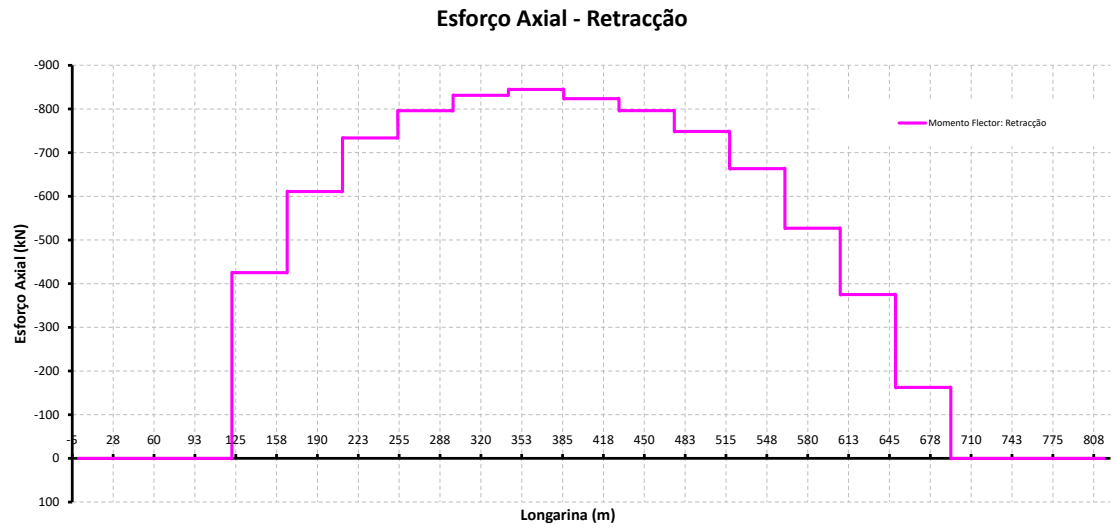


Figura A.24 – Diagrama de esforço axial nas longarinas devido à retração

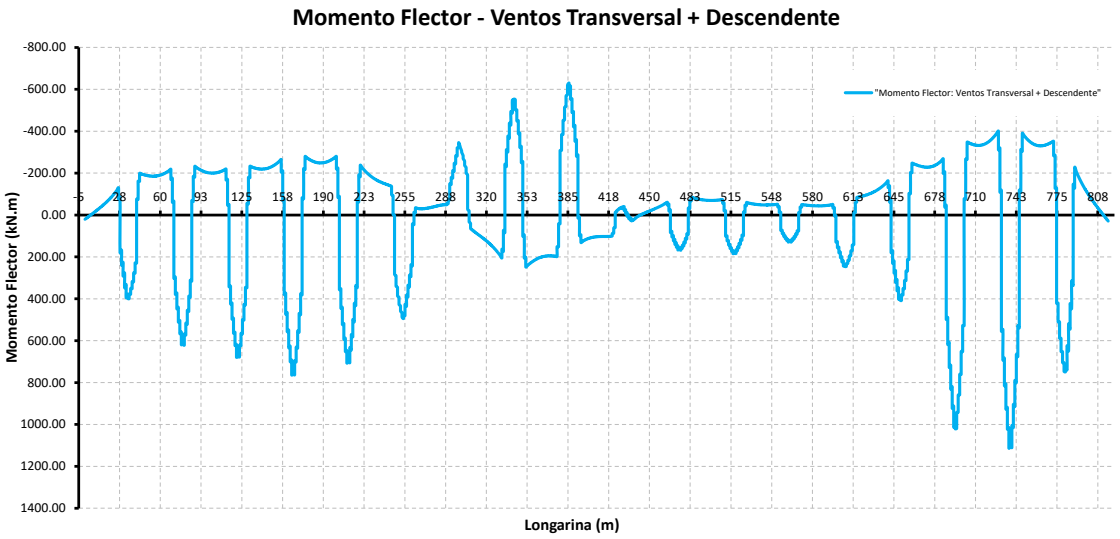


Figura A.25 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido aos ventos transversal e descendente

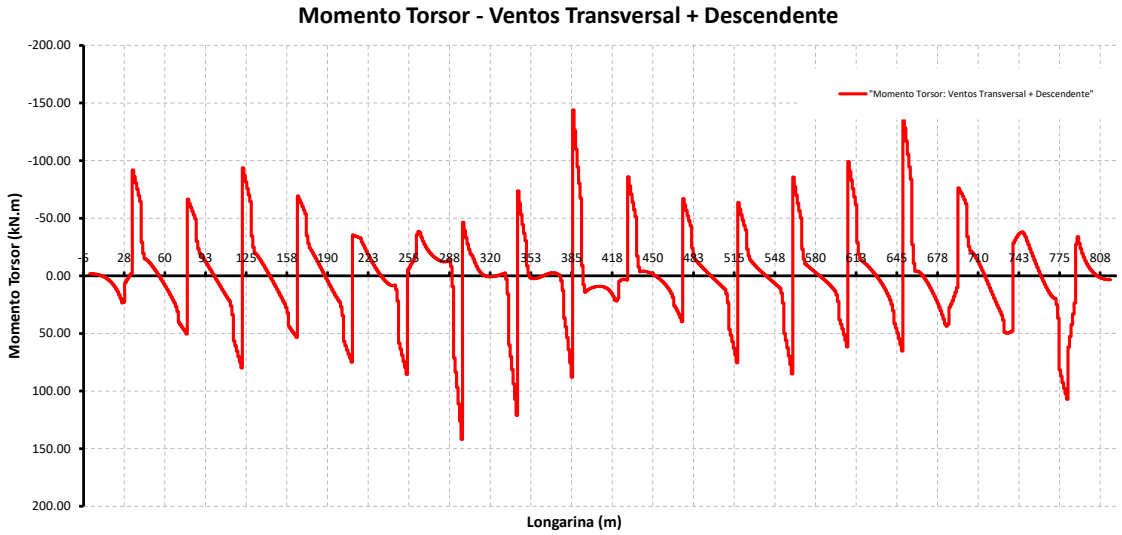


Figura A.26 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido aos ventos transversal e descendente

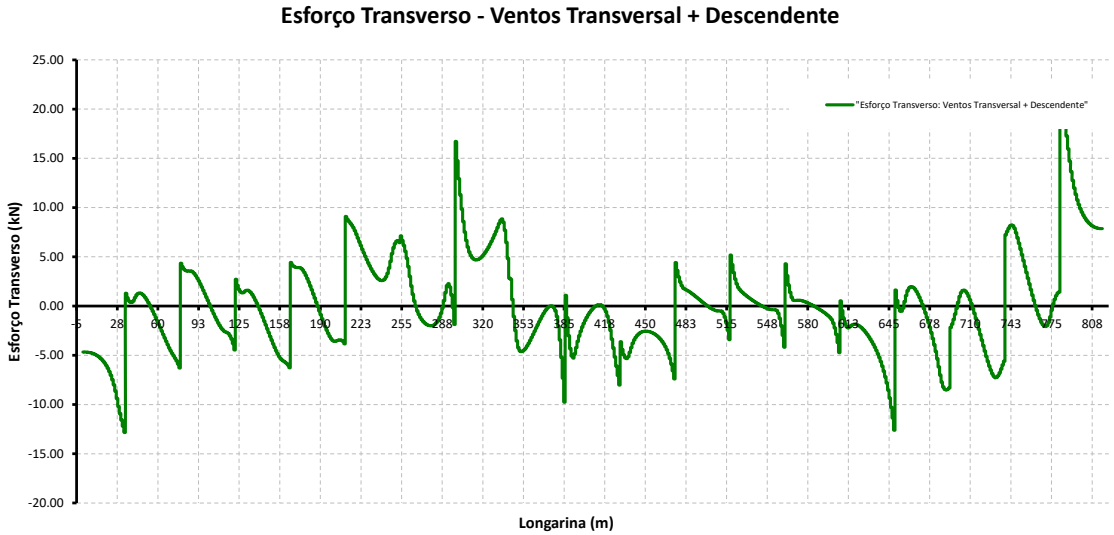


Figura A.27 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido aos ventos transversal e descendente

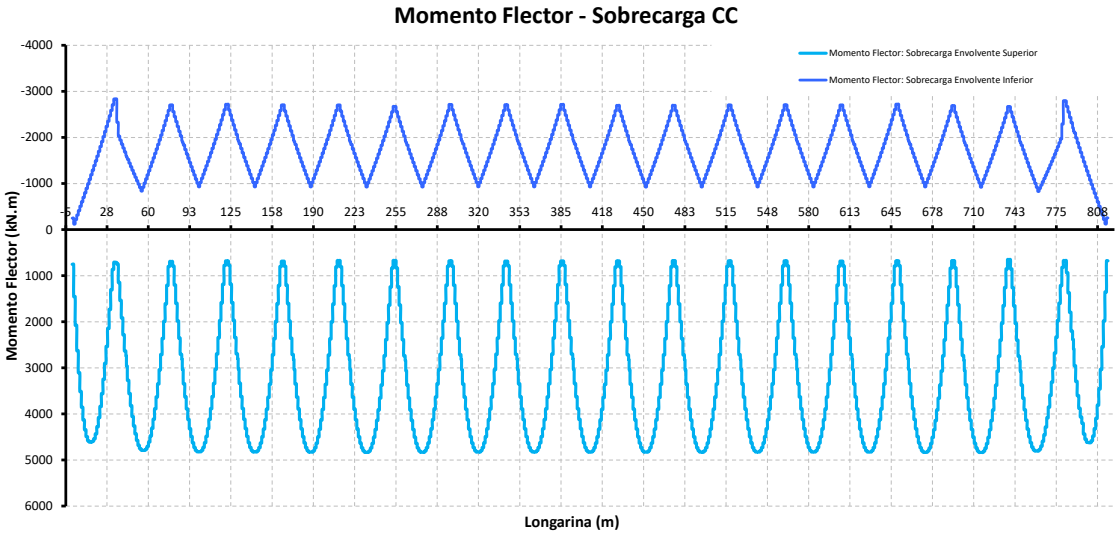


Figura A.28 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido ao sistema tandem

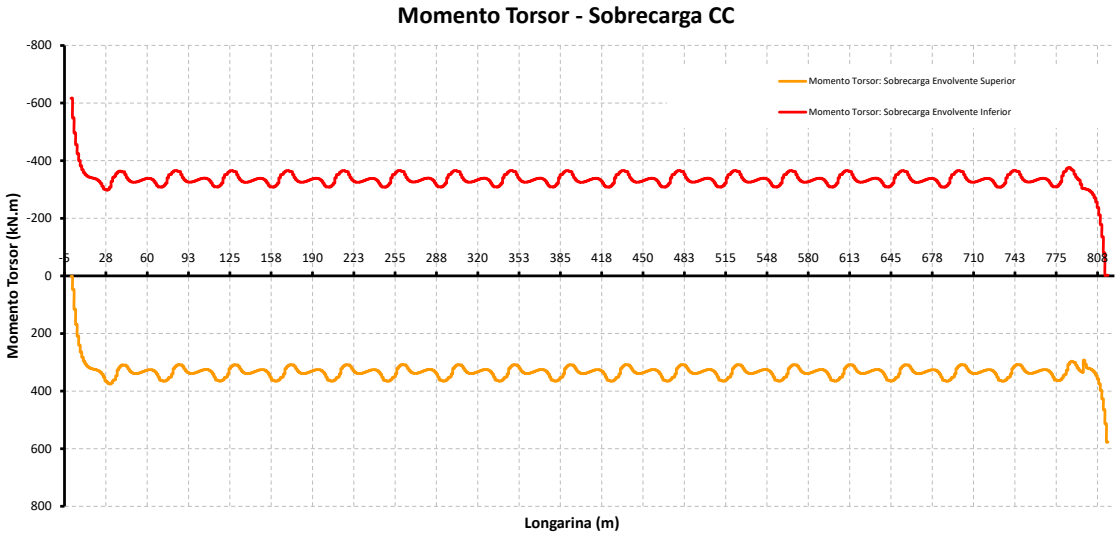


Figura A.29 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido ao sistema tandem

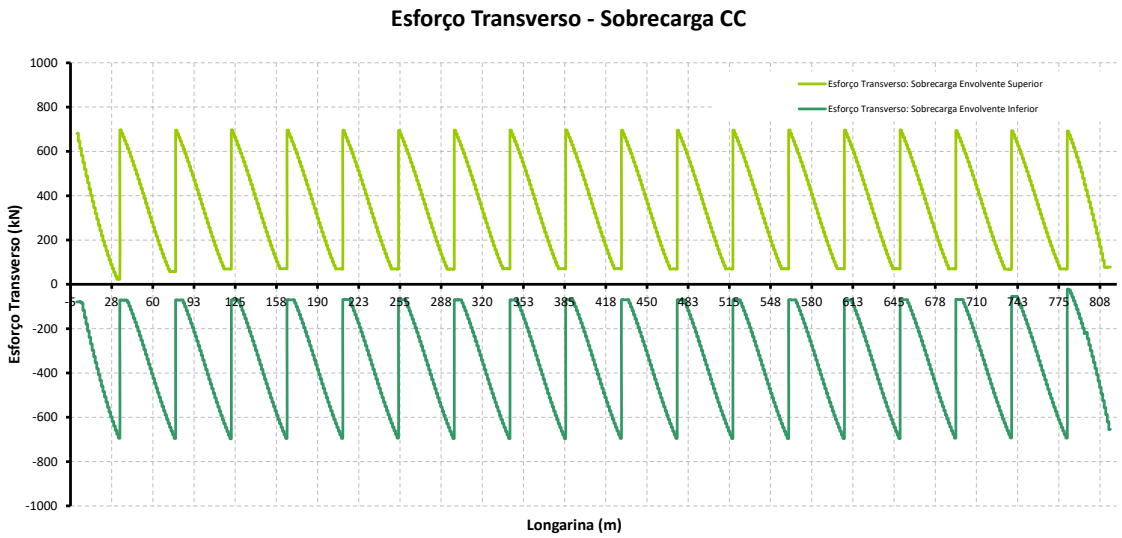


Figura A.30 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido ao sistema tandem

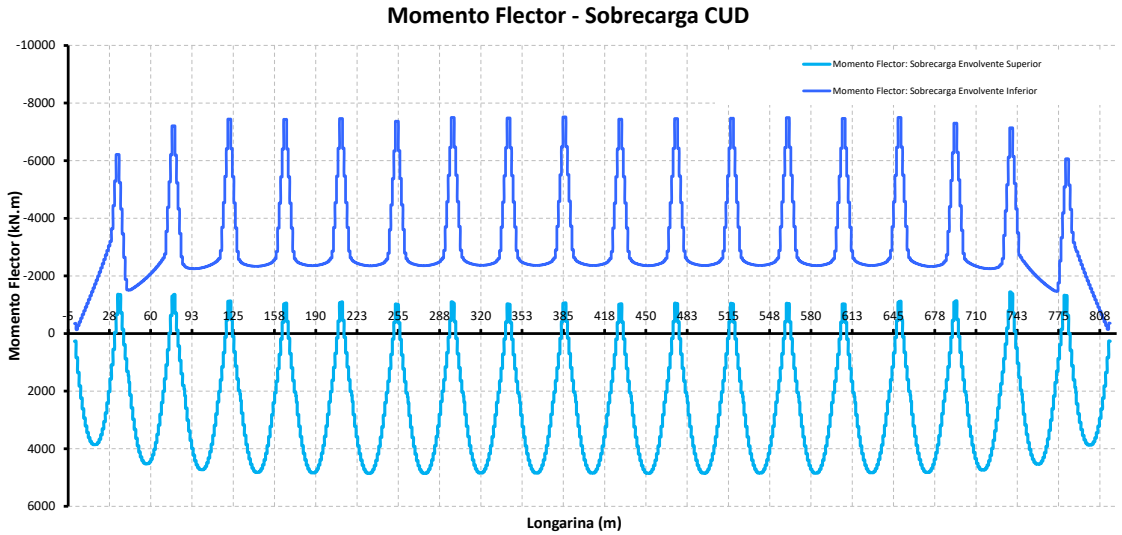


Figura A.31 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido às carga uniformemente distribuídas da sobrecarga rodoviária

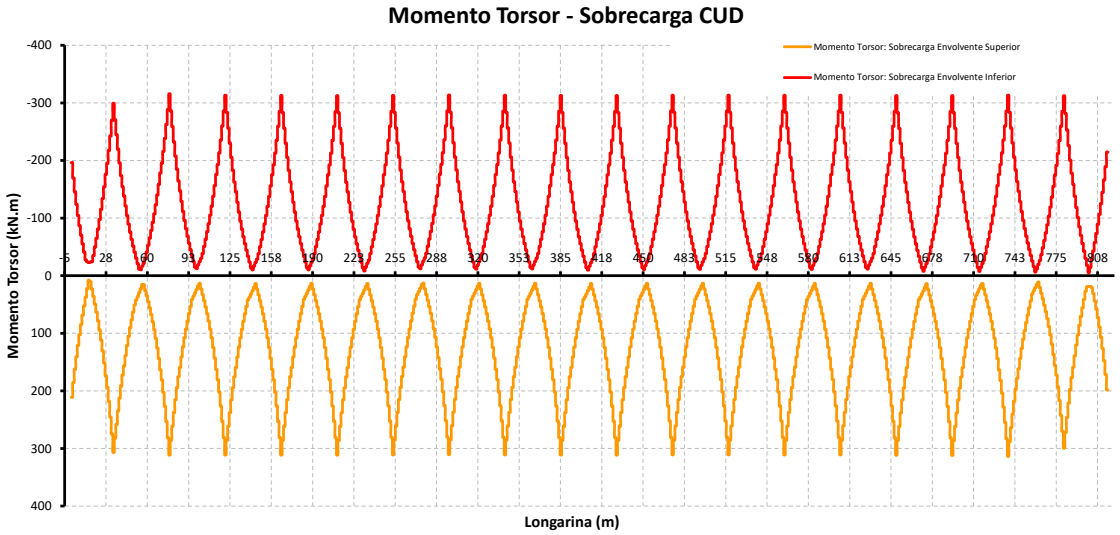


Figura A.32 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido às carga uniformemente distribuídas da sobrecarga rodoviária

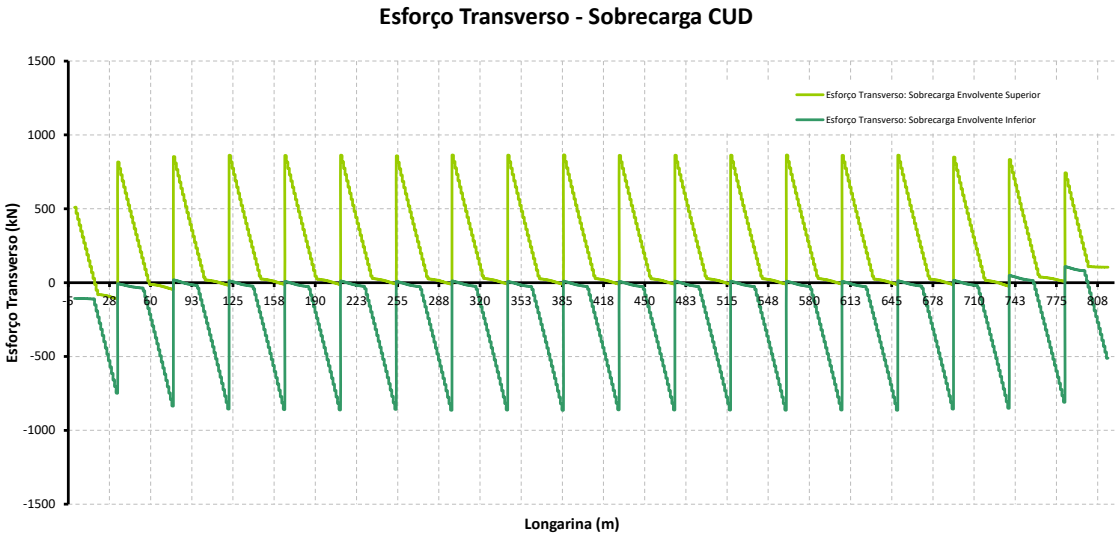


Figura A.33 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido às carga uniformemente distribuídas da sobrecarga rodoviária

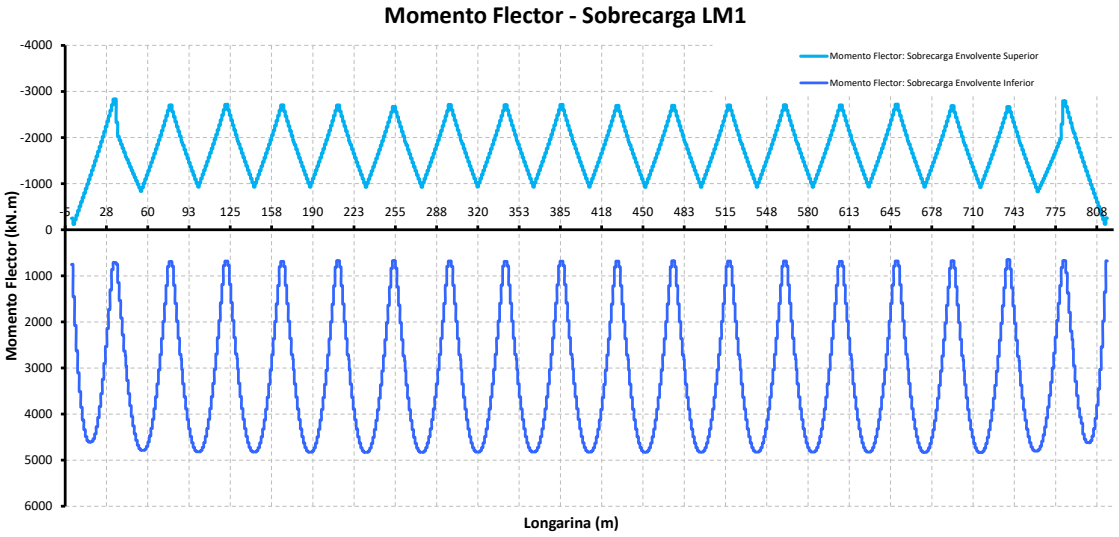


Figura A.34 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido ao LM1

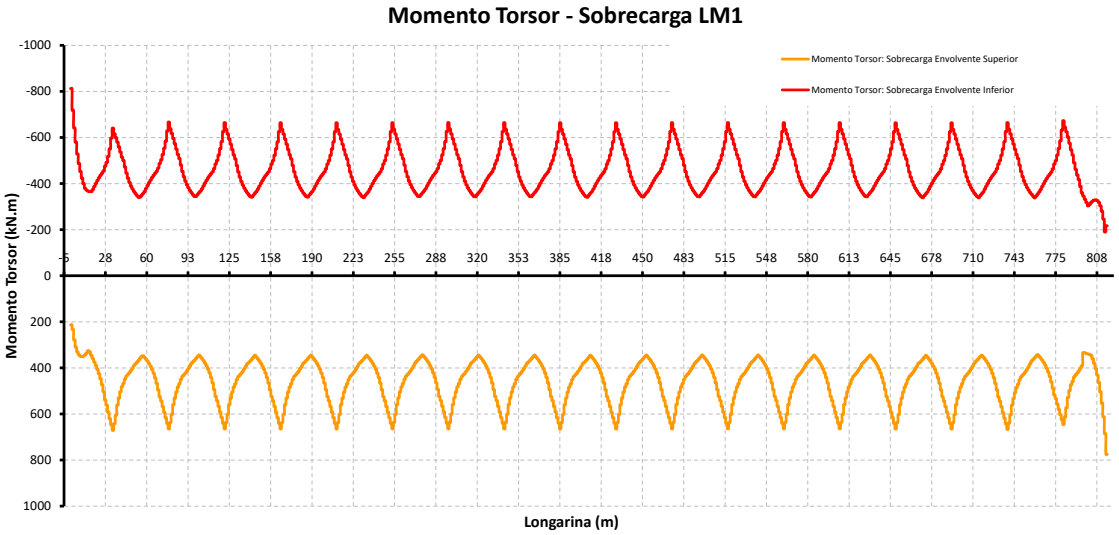


Figura A.35 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido ao LM1

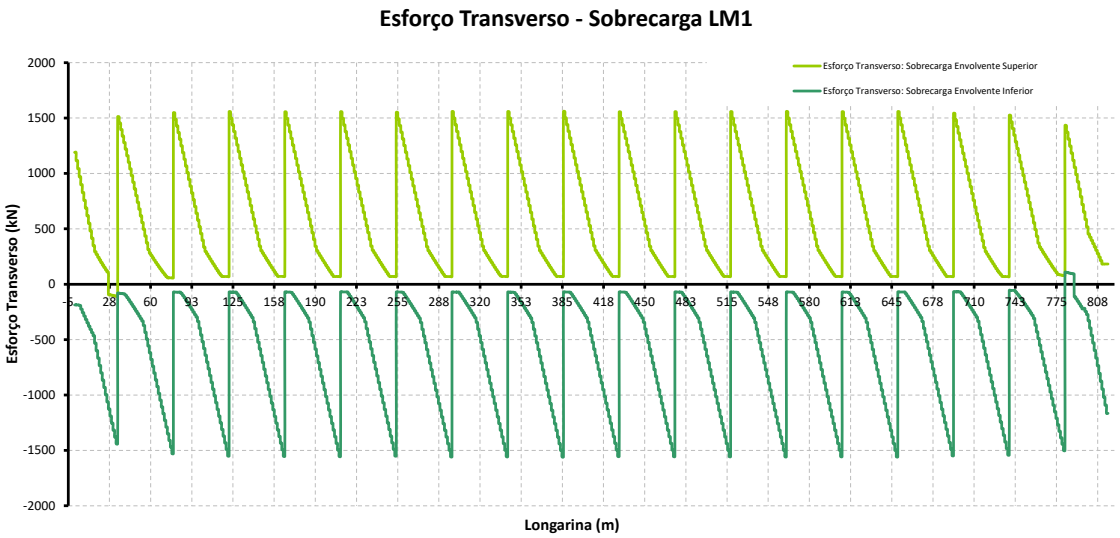


Figura A.36 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido ao LM1

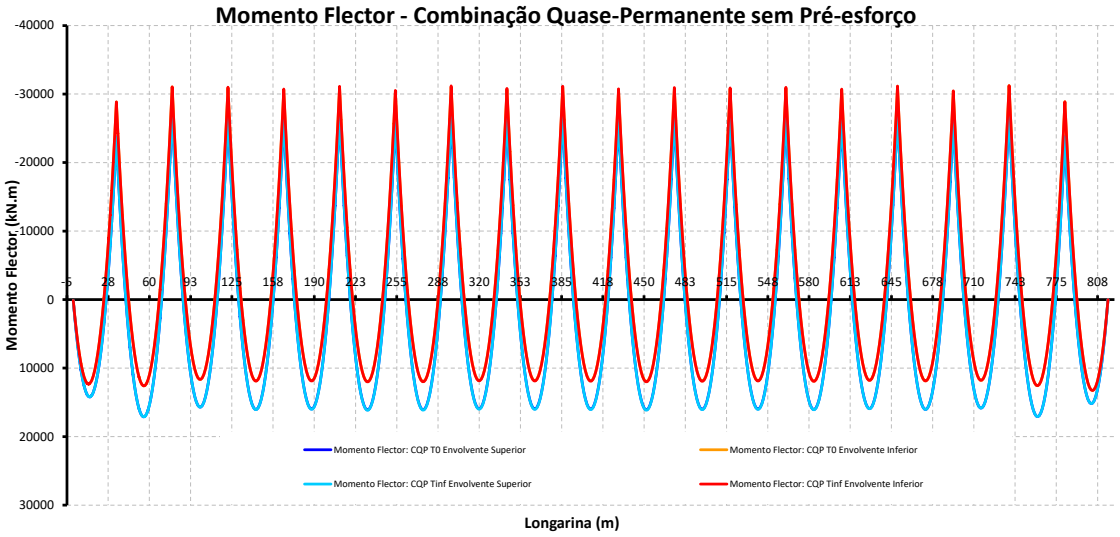


Figura A.37 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas para a Combinação Quase-Permanente (sem pré-esforço)

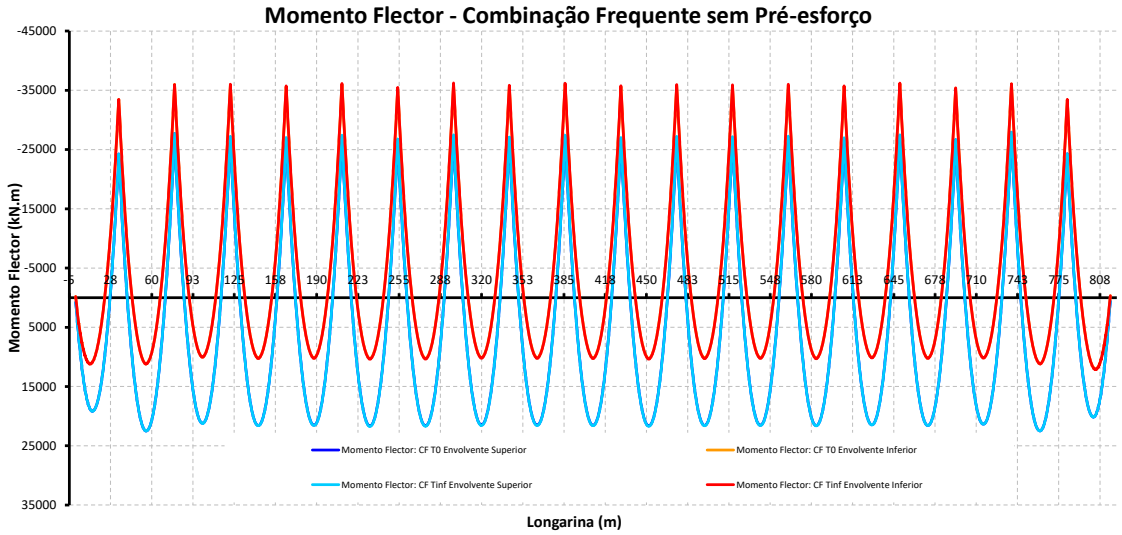


Figura A.38 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas para a combinação frequente (sem pré-esforço)

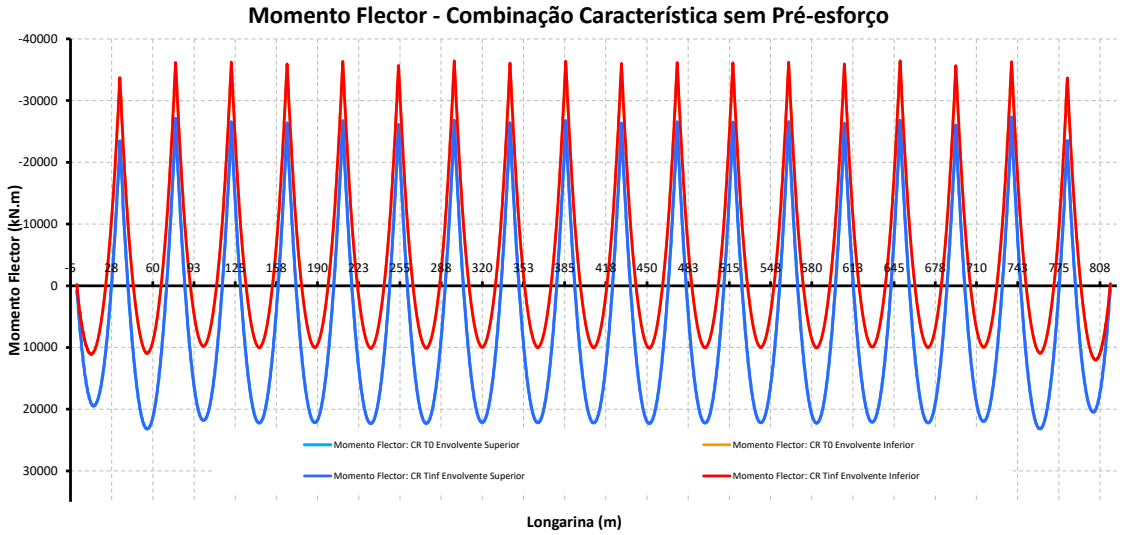


Figura A.39 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas para a combinação característica (sem pré-esforço)

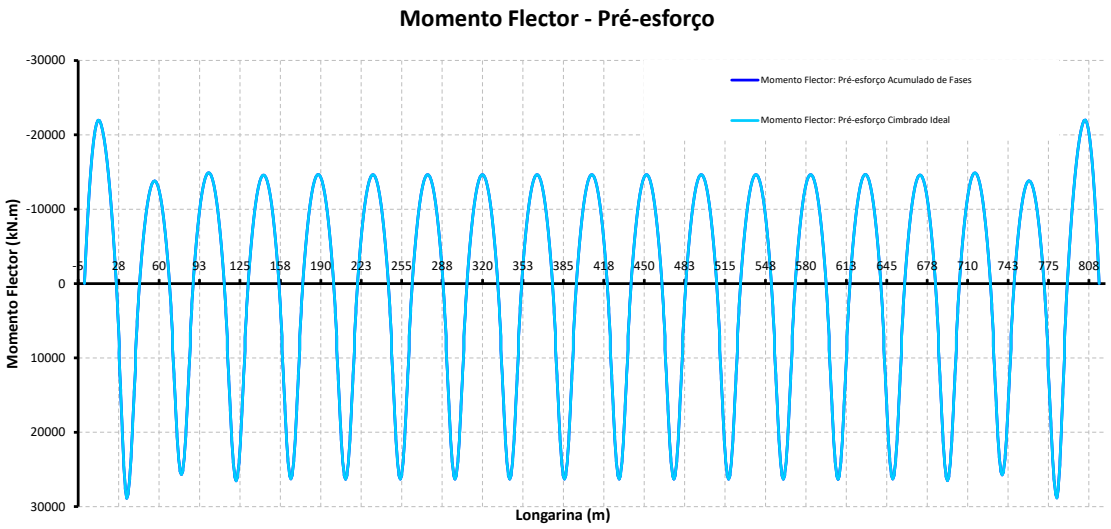


Figura A.40 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas devido ao pré-esforço

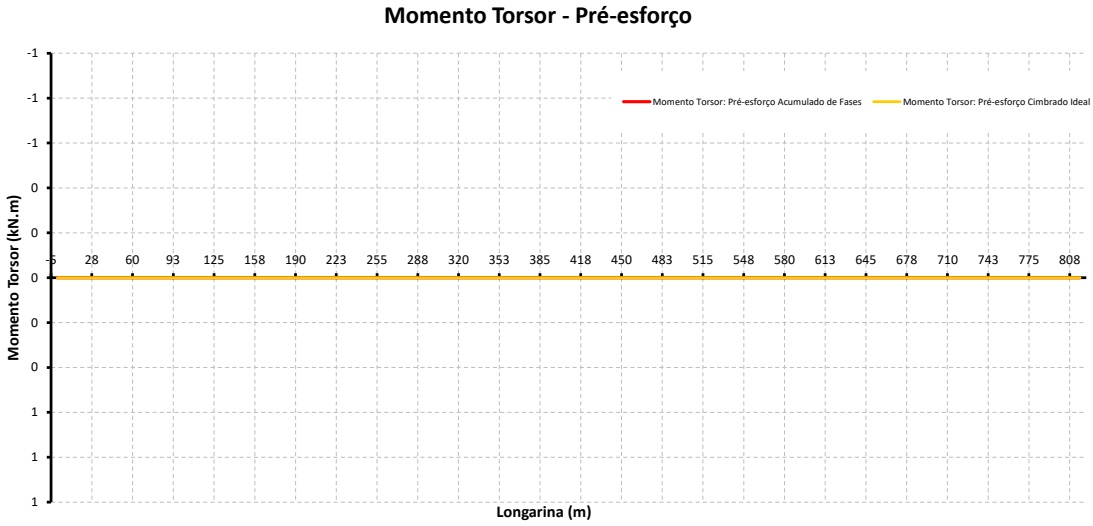


Figura A.41 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas devido ao pré-esforço

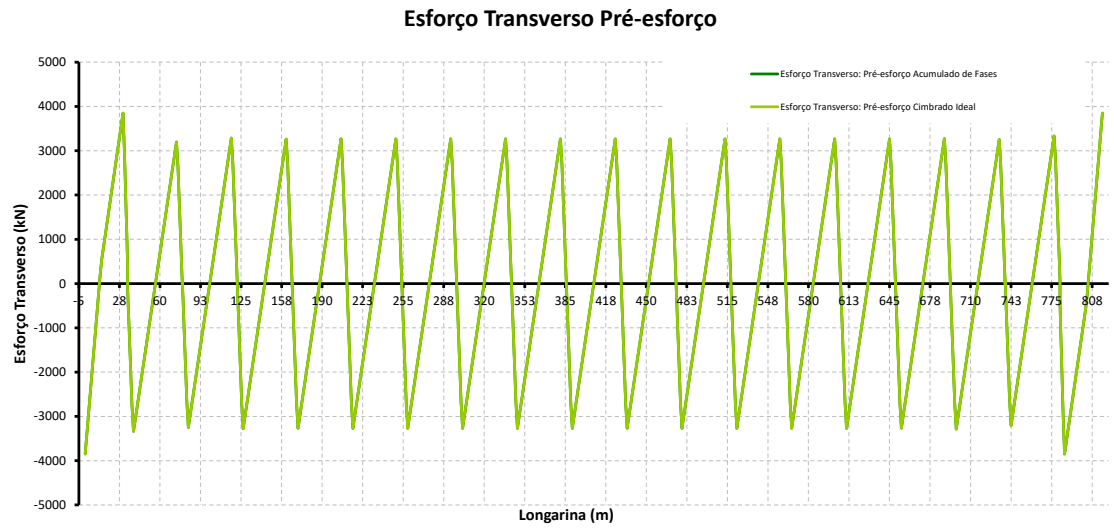


Figura A.42 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas devido ao pré-esforço

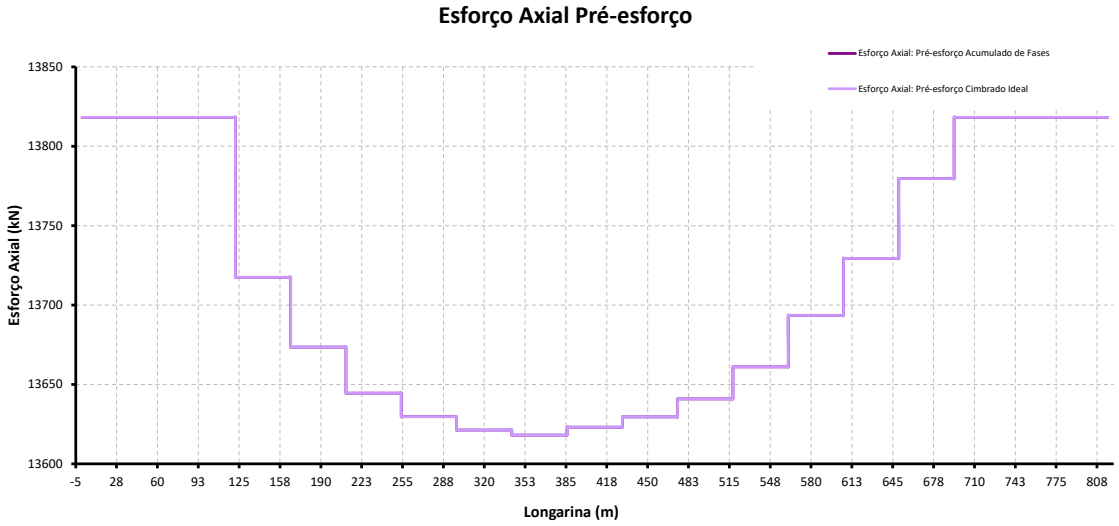


Figura A.43 – Diagrama de esforço axial nas longarinas devido ao pré-esforço

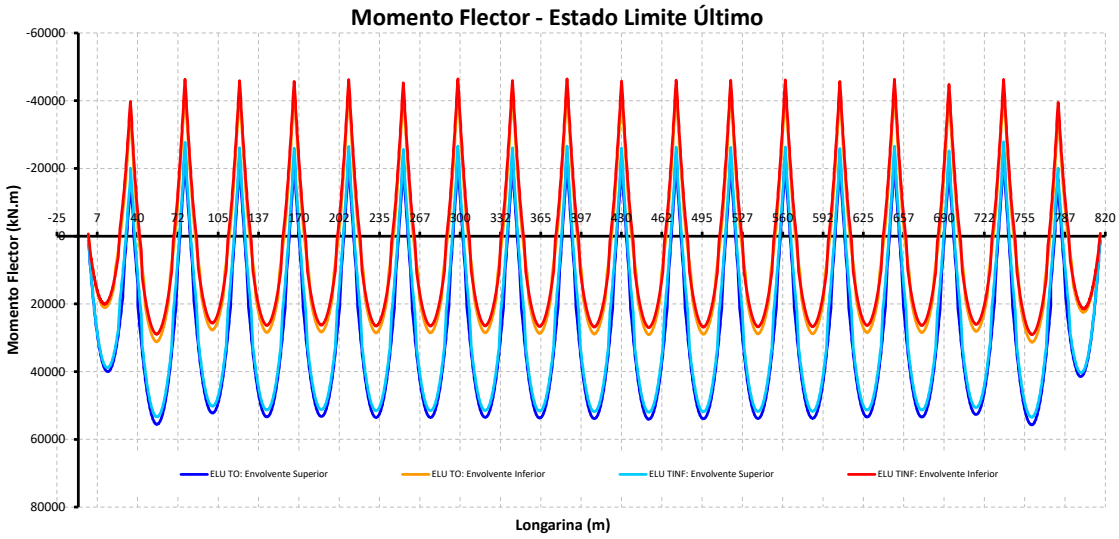


Figura A.44 – Diagrama de momentos fletores nas longarinas para a combinação de Estado Limite Último

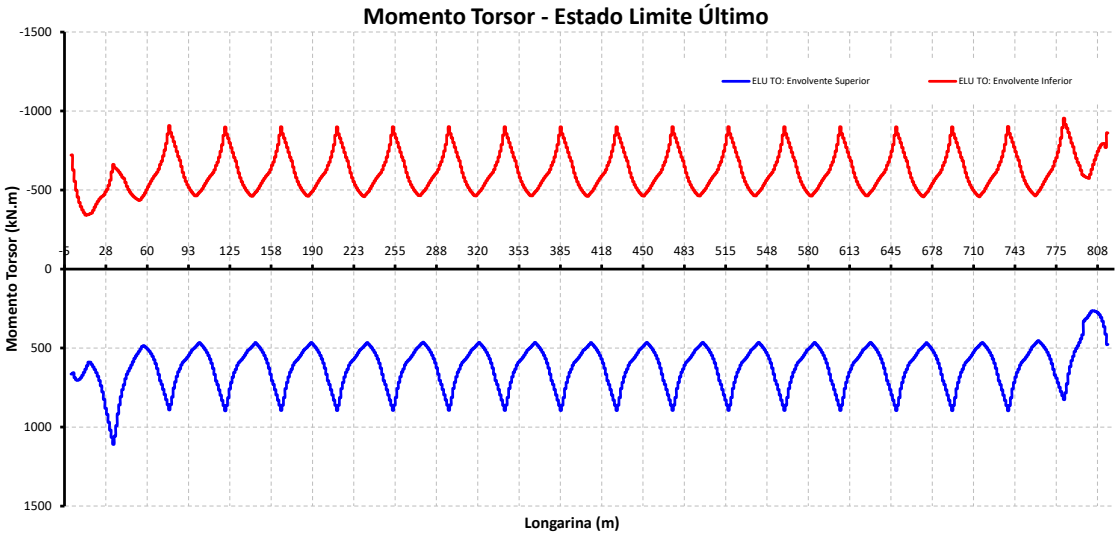


Figura A.45 – Diagrama de momentos torsores nas longarinas para a combinação de Estado Limite Último

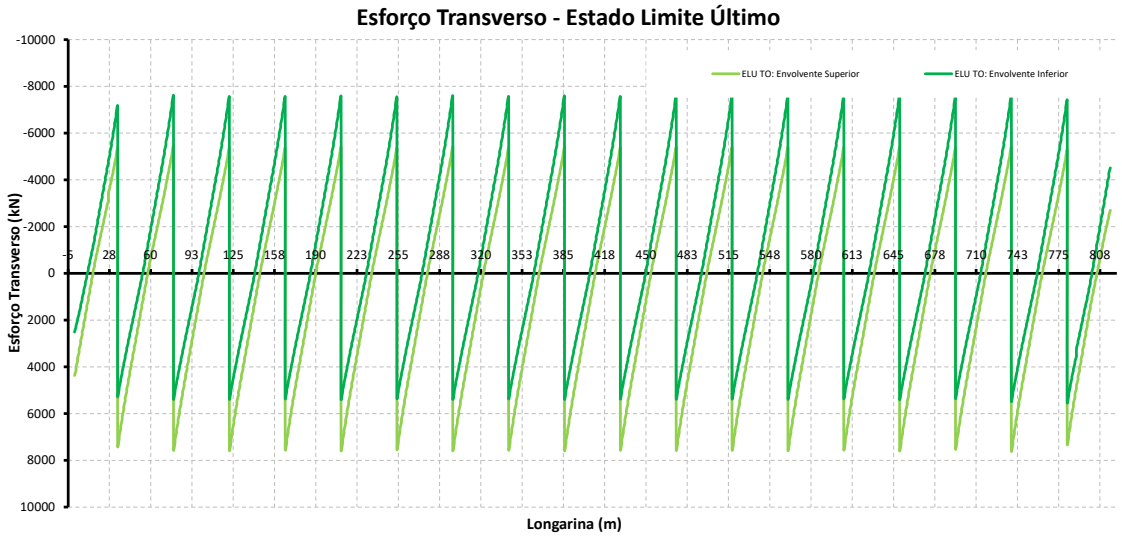


Figura A.46 – Diagrama de esforço transverso nas longarinas para a combinação de Estado Limite Último

A2.1.3. MODOS DE VIBRAÇÃO

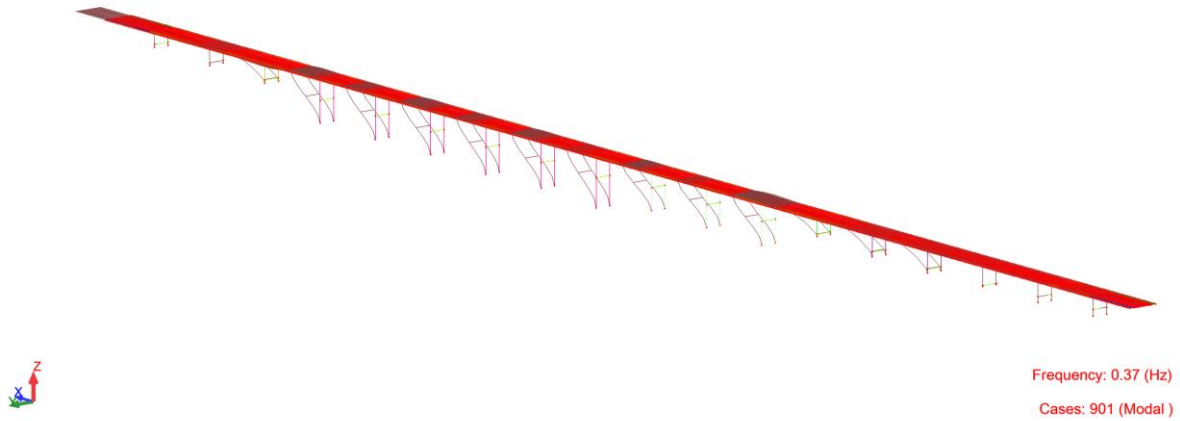


Figura A.47 – 1º modo de vibração

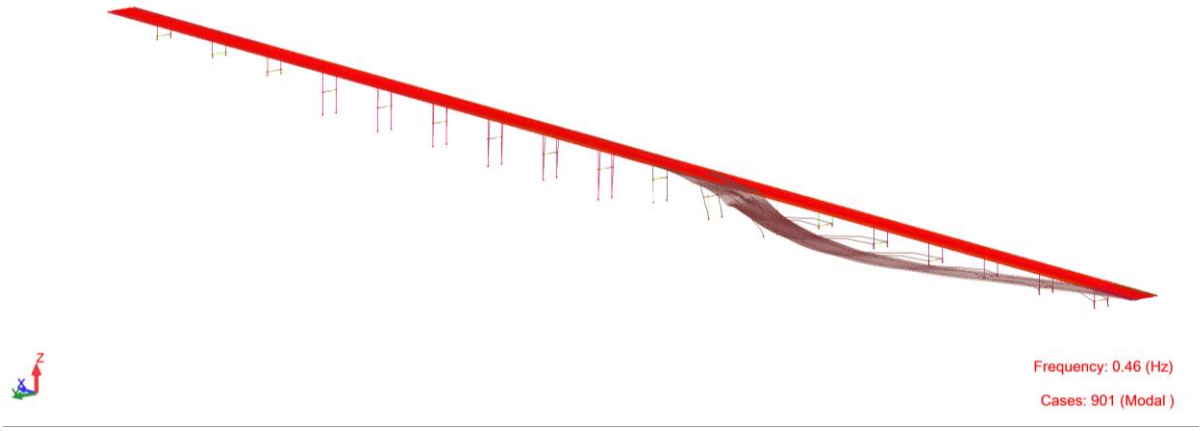


Figura A.48 – 2º modo de vibração

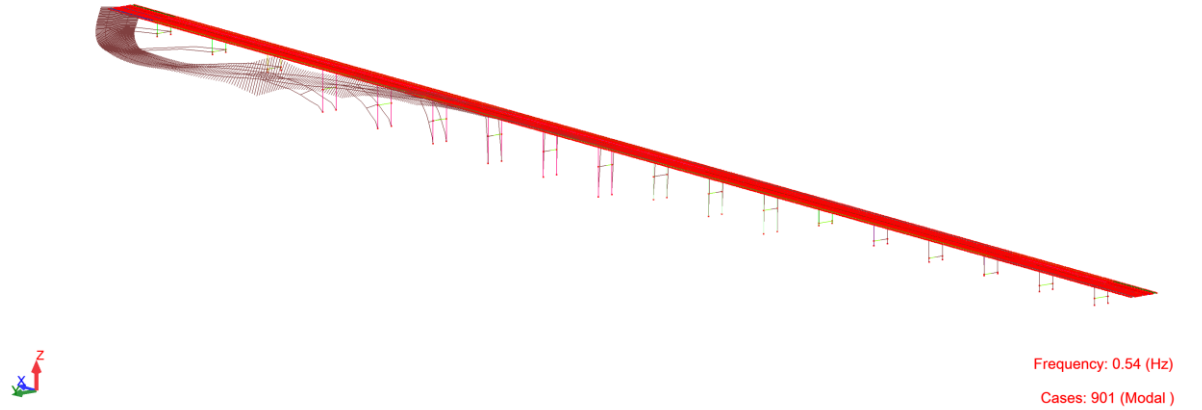


Figura A.49 – 3º modo de vibração

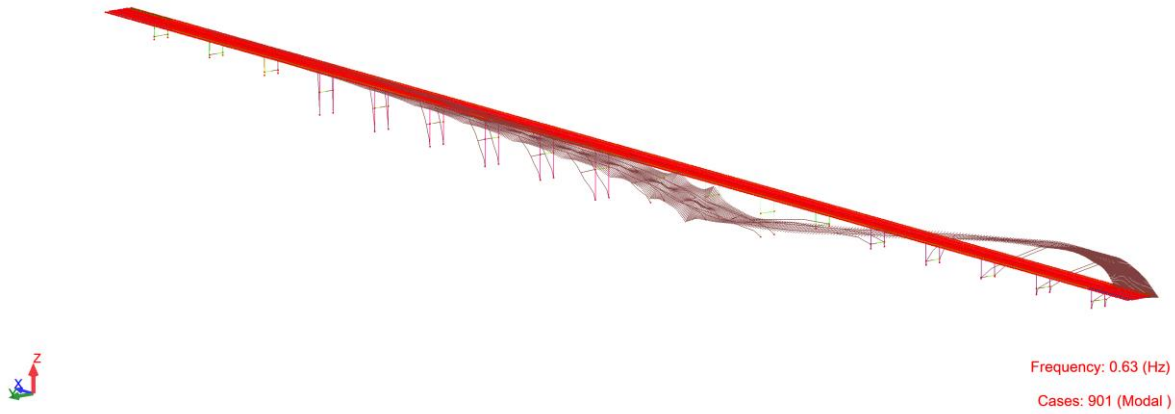


Figura A.50– 4º modo de vibração

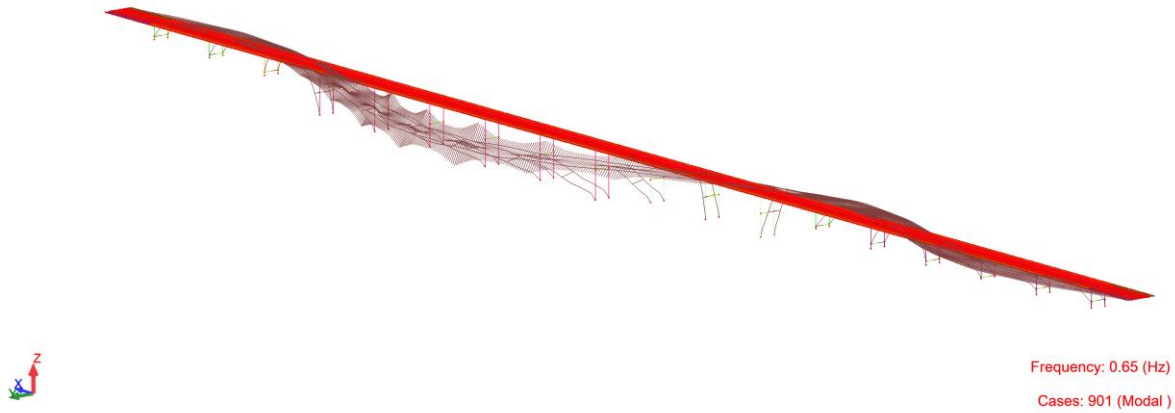


Figura A.51 – 5º modo de vibração

A2.2. ANÁLISE DE PRÉ-ESFORÇO

A2.2.1. TRAÇADO DO CABO

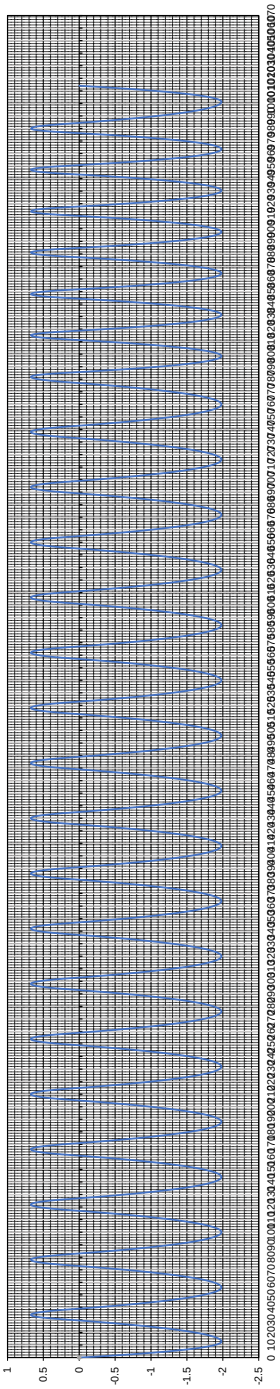


Figura A.52 – Traçado do cabo

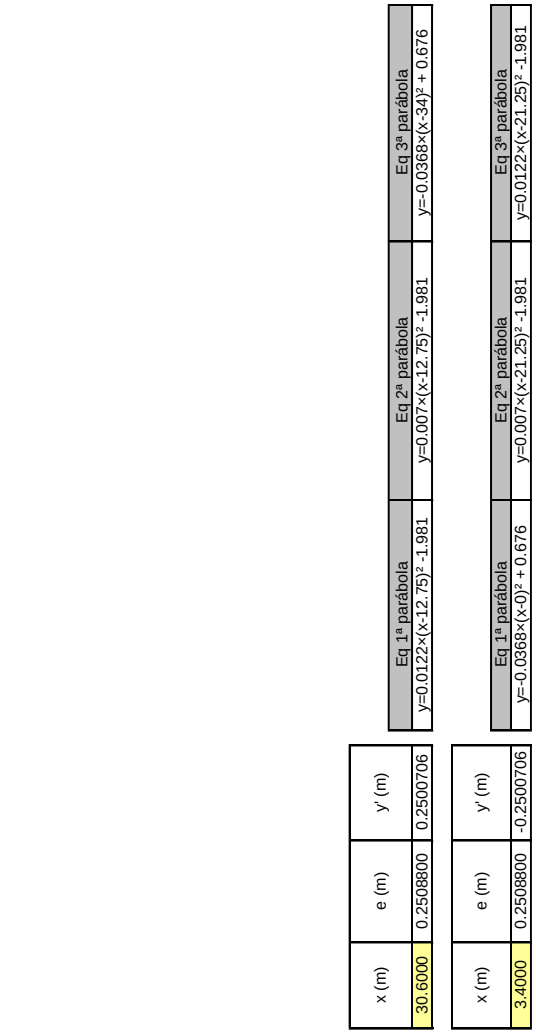


Figura A.53 – Equações do traçado do cabo (vãos extremos)

Vãos Centrais	L (m)	1º Ponto tg=0 & x=0	2º Ponto	3º Ponto tg=0 (≈1/2 vão)		4º Ponto	5º Ponto
		e1	Pt inflexão	x (m)	e+ (m)	Pt inflexão	tg=0 & x=L
			x (m)			x (m)	e- (m)
2º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
3º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
4º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
5º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
6º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
7º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
8º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
9º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
10º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
11º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
12º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
13º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
14º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
15º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
16º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
17º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760
18º Vão	44.0000	0.6760	4.4000	22.0000	-1.9810	39.6000	0.6760

x (m)	e (m)	y (m)
0.0000	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
6.6000	-0.3535675	-0.2113523
16.5000	-1.7734219	-0.0754830
29.7000	-1.5741469	0.1056761
33.0000	-1.1506875	0.1509659
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000
	0.6760000	0.0000000

Eq 1ª parábola	Eq 2ª parábola	Eq 3ª parábola	Eq 4ª parábola
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676
y=-0.0274×(x-0)² + 0.676	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=0.0069×(x-22)² -1.981	y=-0.0274×(x-44)² + 0.676

Figura A.54 – Equações do traçado do cabo (vãos intermédios)

A2.2.2. VERIFICAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

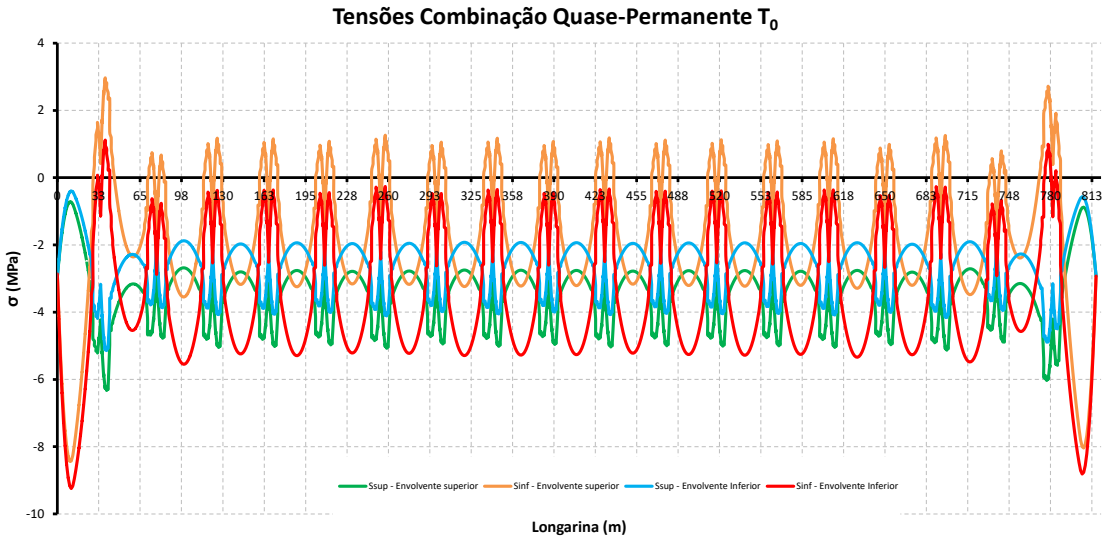


Figura A.55 – Tensões nas longarinas para a Combinação Quase-Permanente a tempo inicial

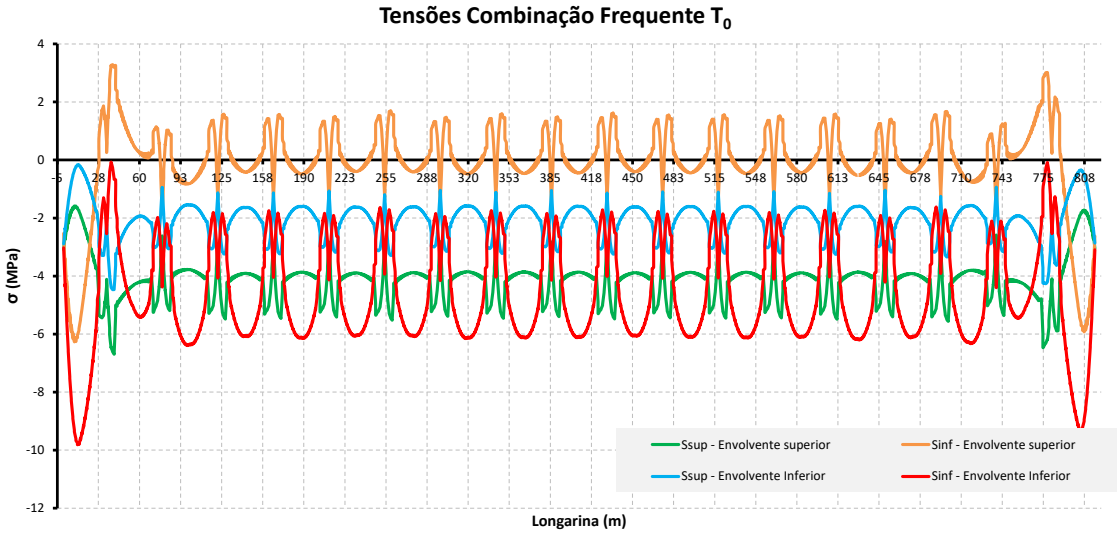


Figura A.56 – Tensões nas longarinas para a Combinação Frequente a tempo inicial

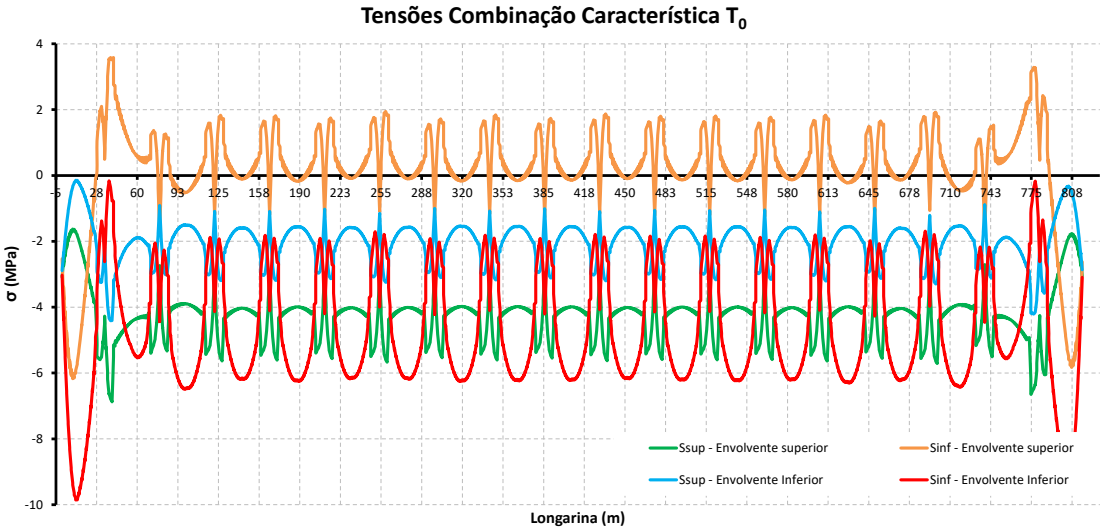


Figura A.57 – Tensões nas longarinas para a Combinação Característica a tempo inicial

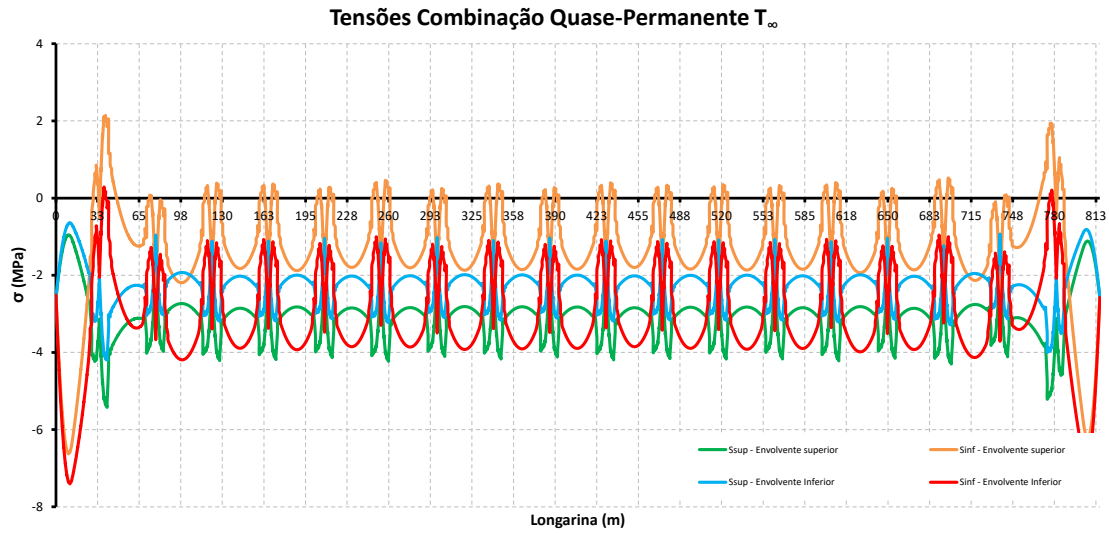


Figura A.58 – Tensões nas longarinas para a Combinação Quase-Permanente a tempo infinito

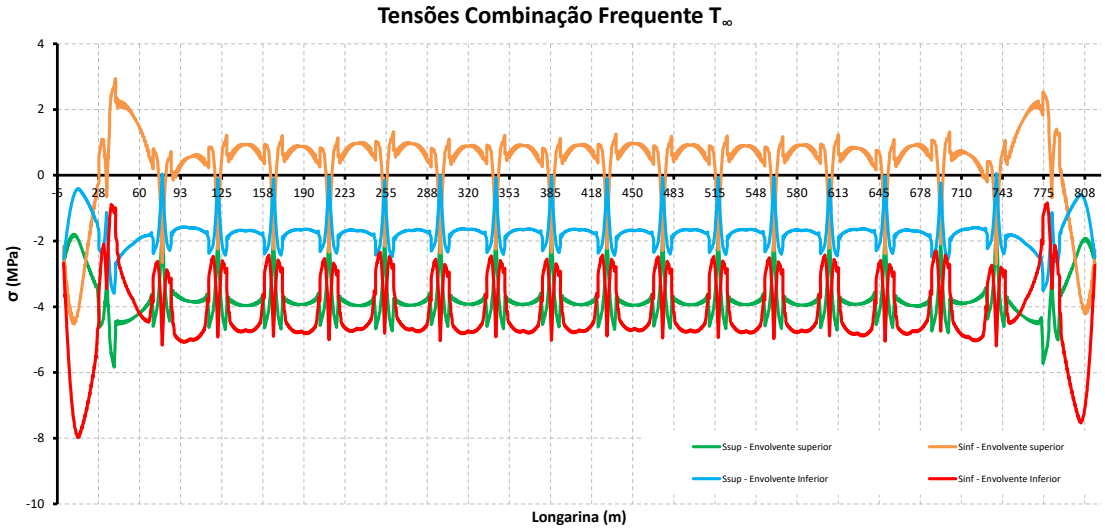


Figura A.59 – Tensões nas longarinas para a Combinação Frequente a tempo infinito

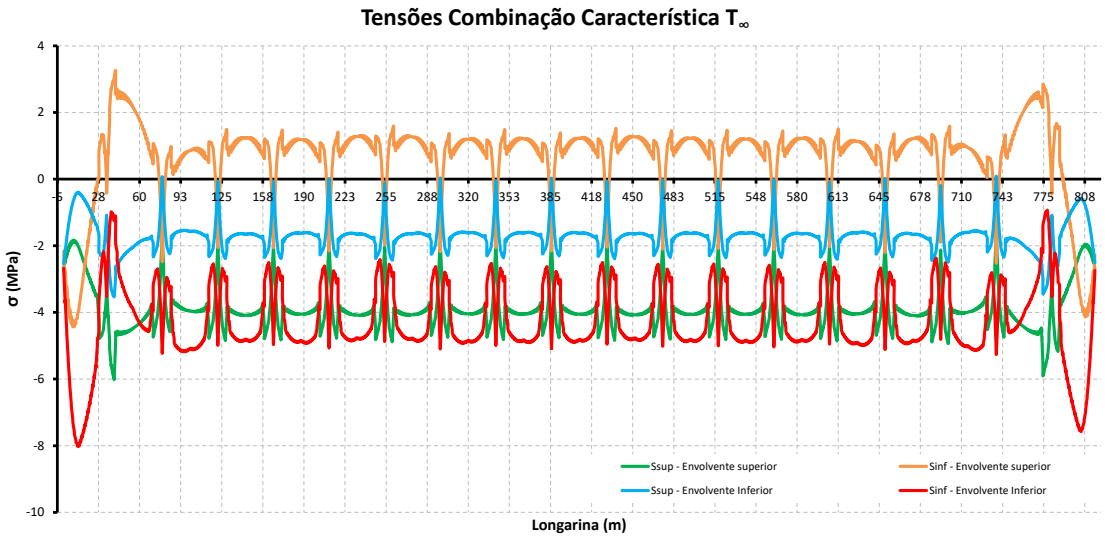


Figura A.60 – Tensões nas longarinas para a Combinação Característica a tempo infinito

A2.3. ANÁLISE LONGITUDINAL DO TABULEIRO

A2.3.1. CARGAS APLICADAS PARA A ANÁLISE TRANSVERSAL

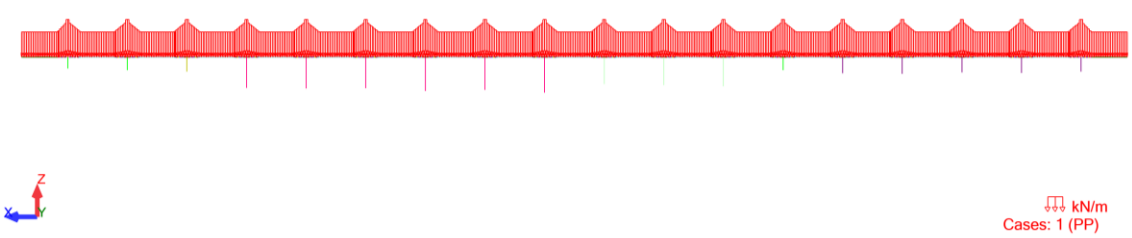


Figura A.61 – Carga do peso próprio aplicada ao tabuleiro (alçado)

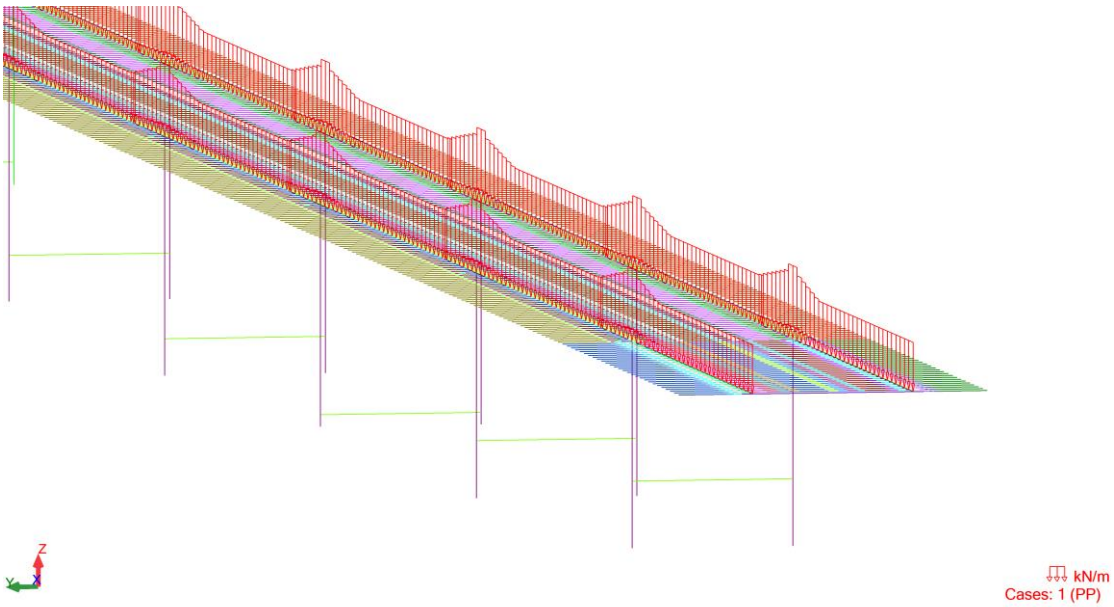


Figura A.62 – Carga do peso próprio aplicada ao tabuleiro (em perspetiva)

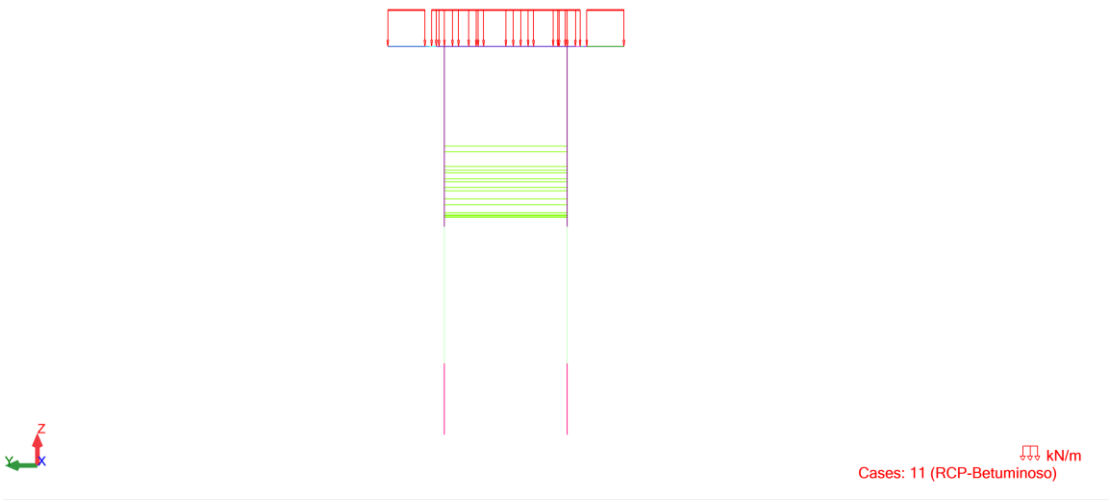


Figura A.63 – Carga do pavimento betuminoso aplicada ao tabuleiro

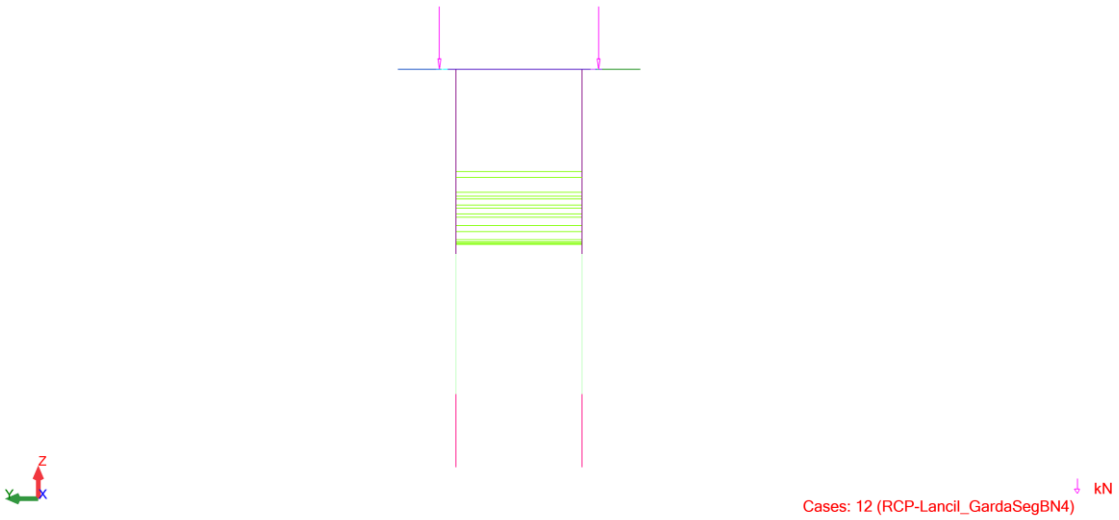


Figura A.64 – Carga do lancil e guarda de segurança aplicada ao tabuleiro

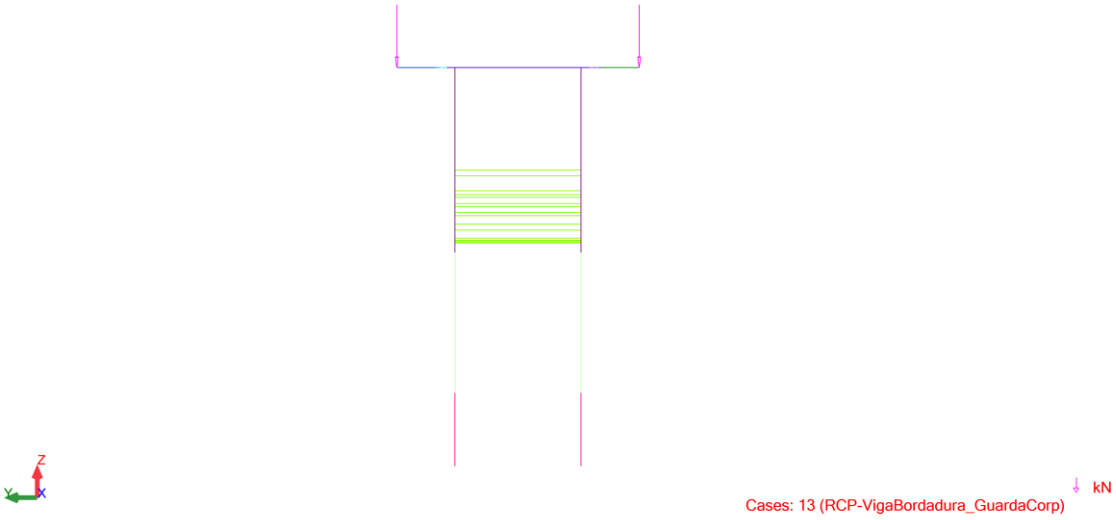


Figura A.65 – Carga da viga de bordadura e guarda-corpos aplicada ao tabuleiro

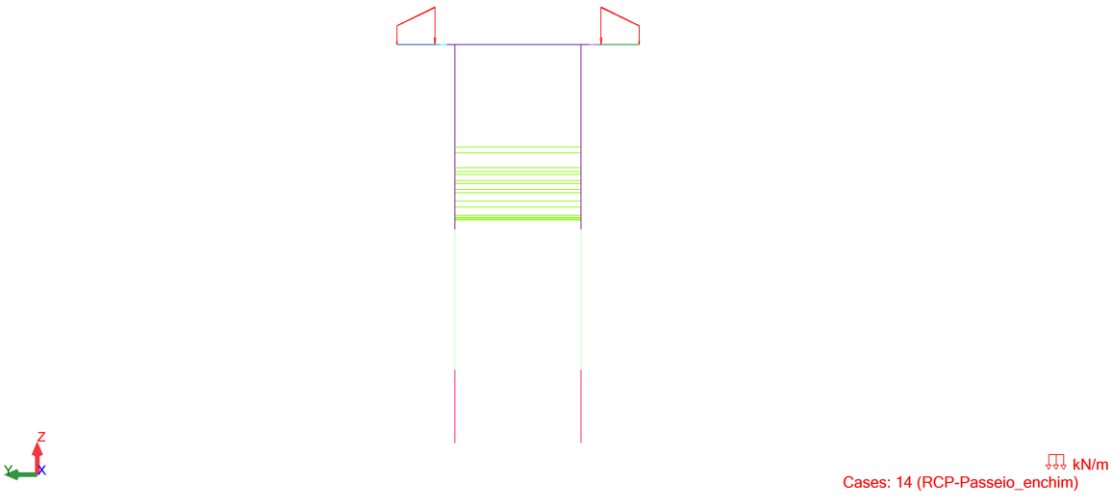


Figura A.66 – Carga do enchimento do passeio aplicada ao tabuleiro

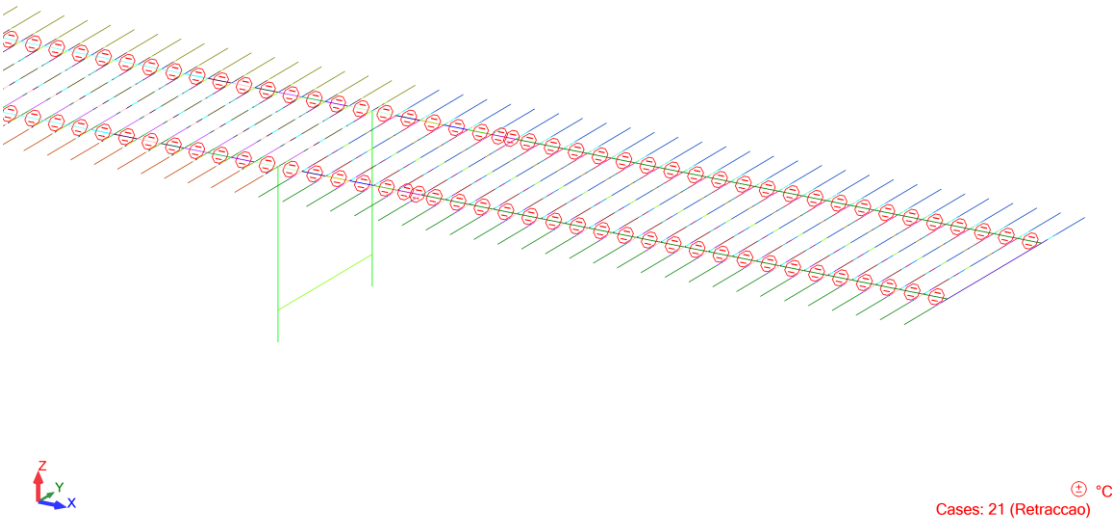


Figura A.67 – Carga da retração aplicada ao tabuleiro

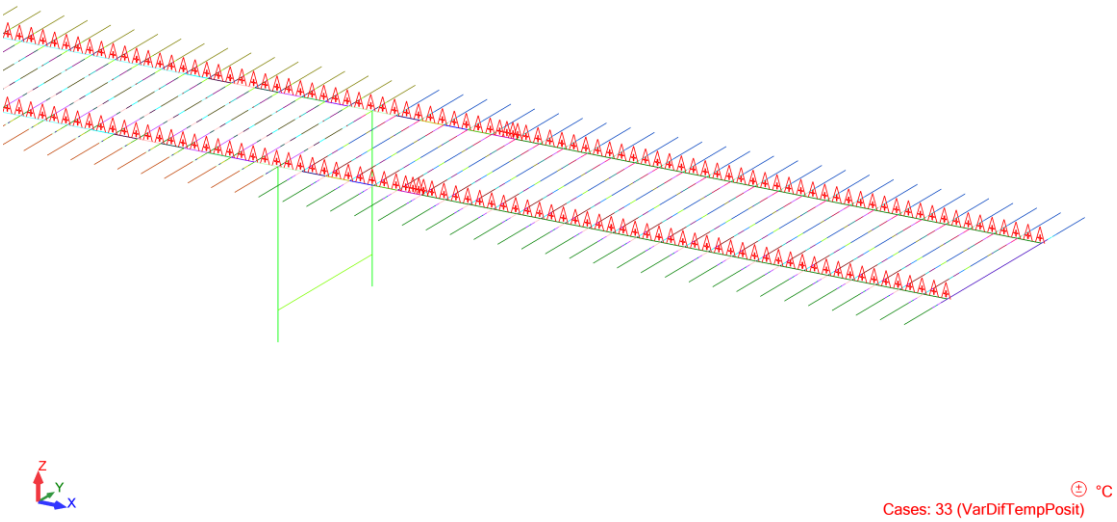


Figura A.68 – Carga da variação diferencial de temperatura positiva aplicada ao tabuleiro

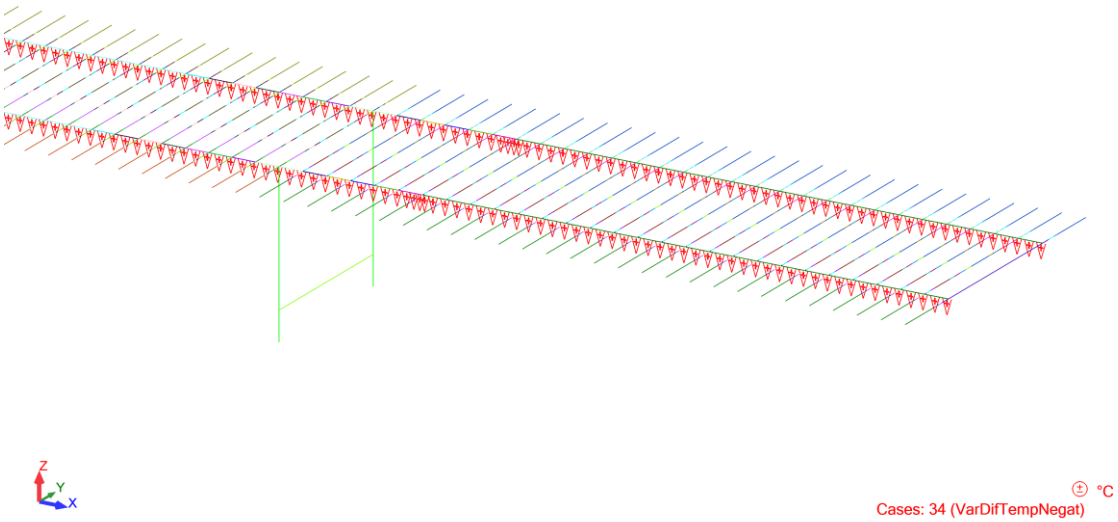


Figura A.69 – Carga da variação diferencial de temperatura negativa aplicada ao tabuleiro

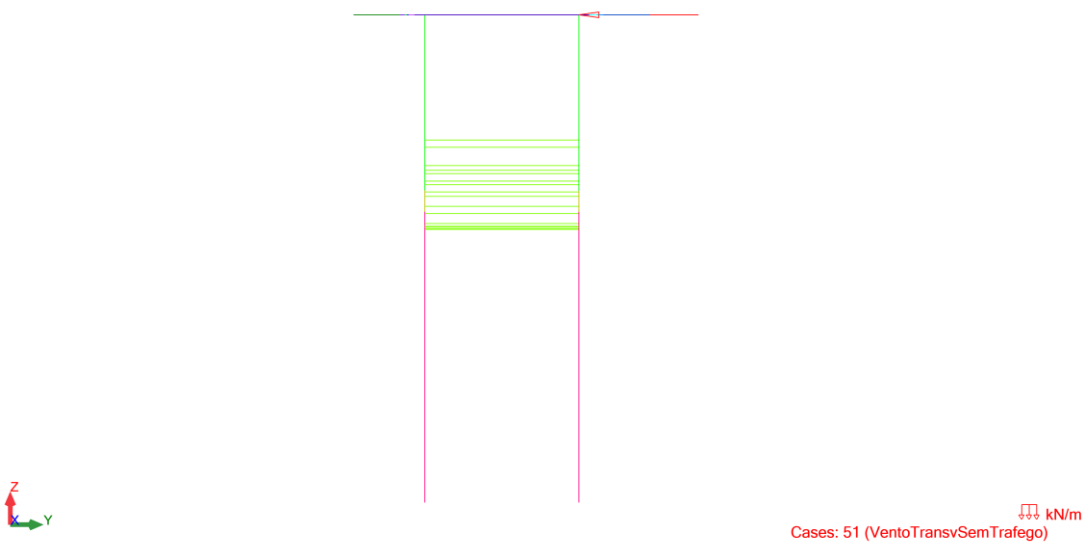


Figura A.70 – Carga do vento transversal aplicada ao tabuleiro

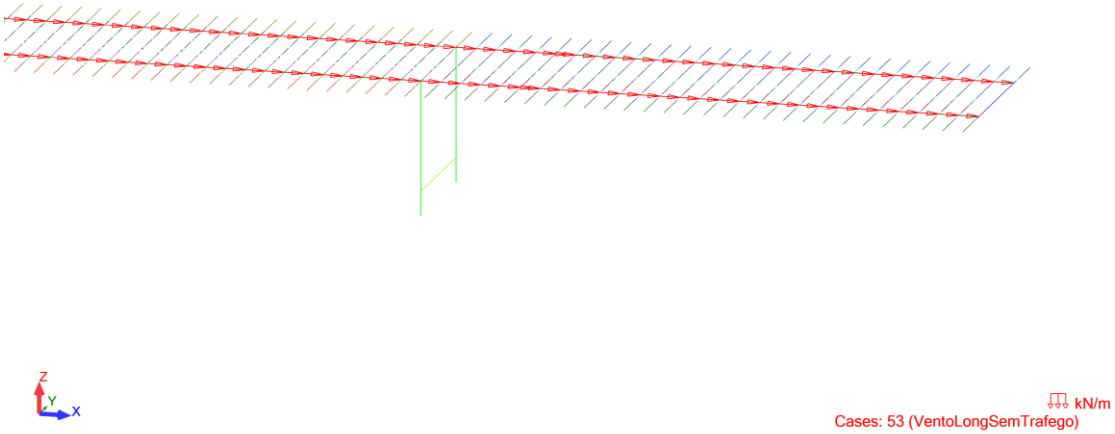


Figura A.71 – Carga do vento longitudinal aplicada ao tabuleiro

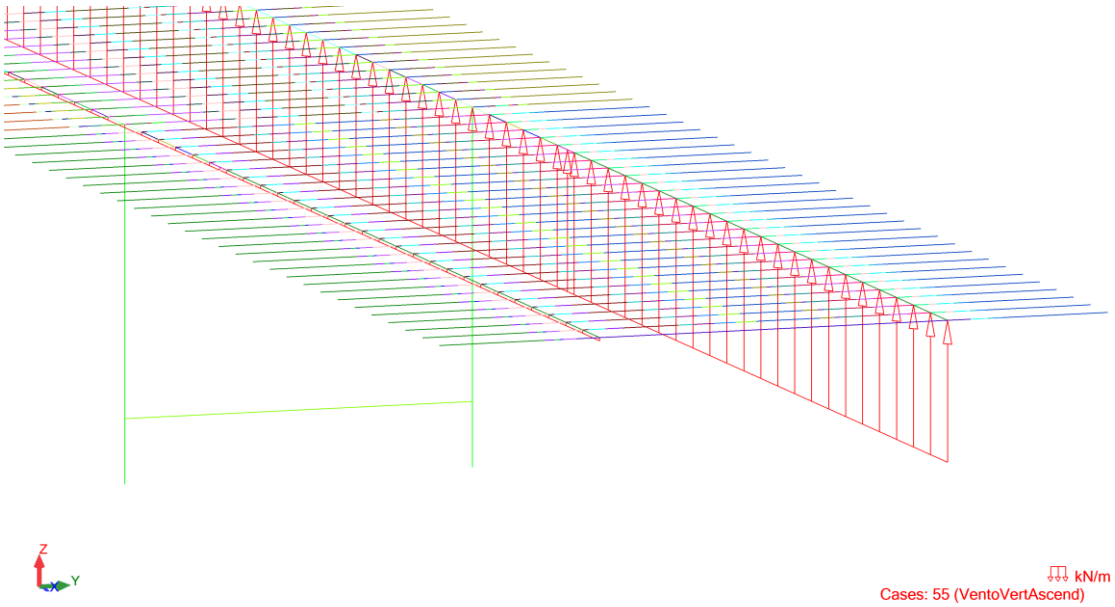


Figura A.72 – Carga do vento vertical ascendente aplicada ao tabuleiro

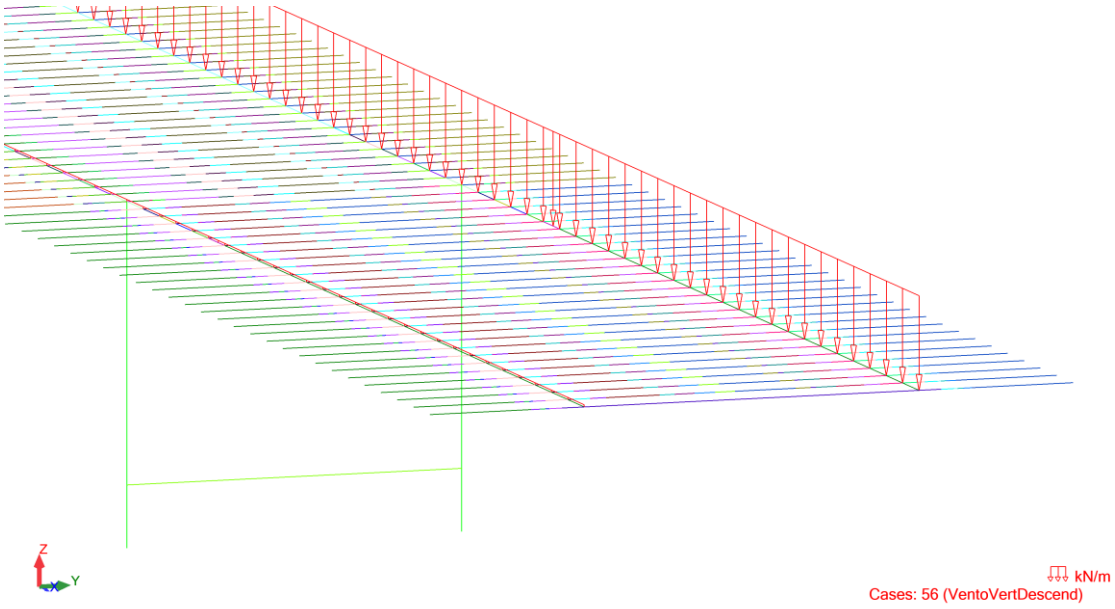


Figura A.73 – Carga do vento vertical descendente aplicada ao tabuleiro

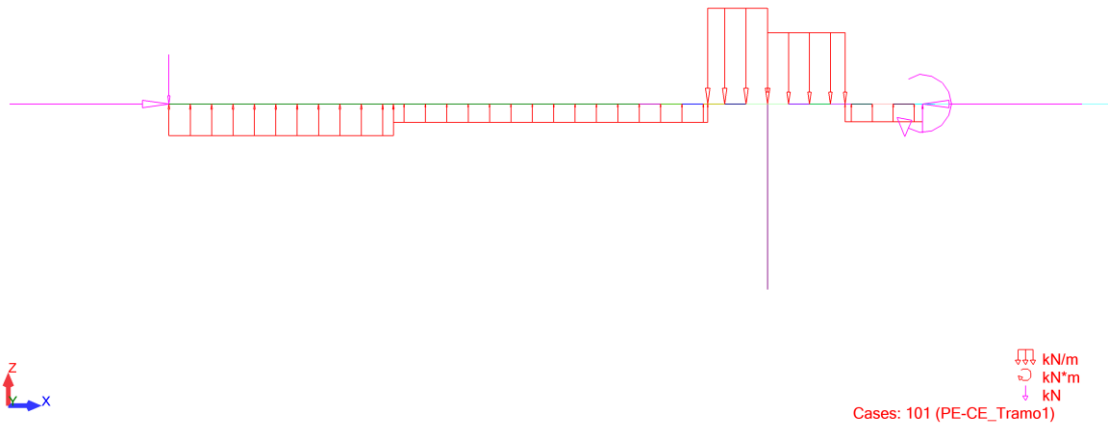


Figura A.74 – Cargas equivalentes do pré-esforço aplicadas ao tramo 1 do tabuleiro

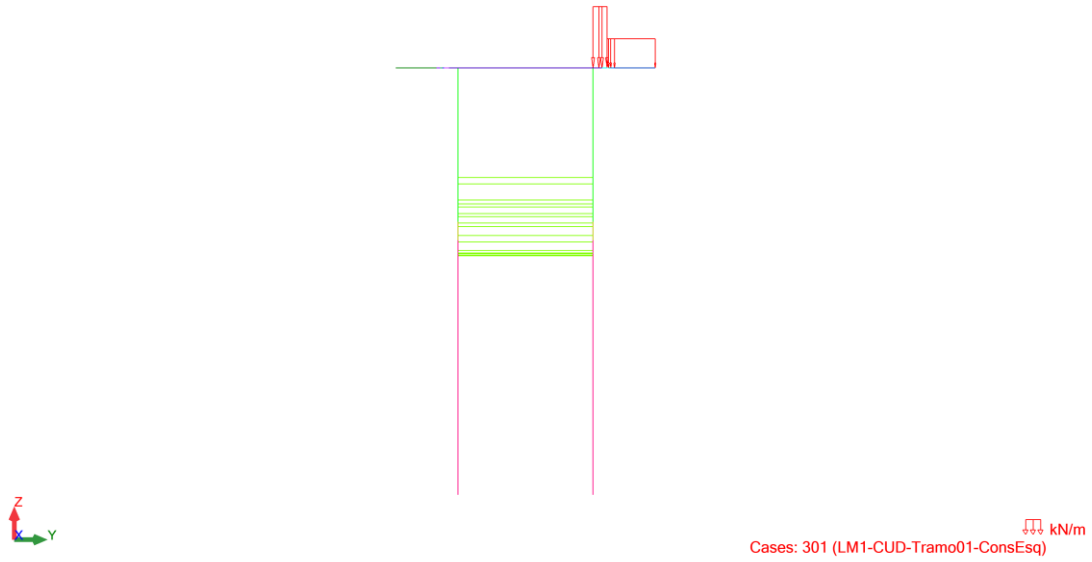


Figura A.75 – Carga uniformemente distribuída do LM1 aplicada à consola esquerda do tramo 1 do tabuleiro

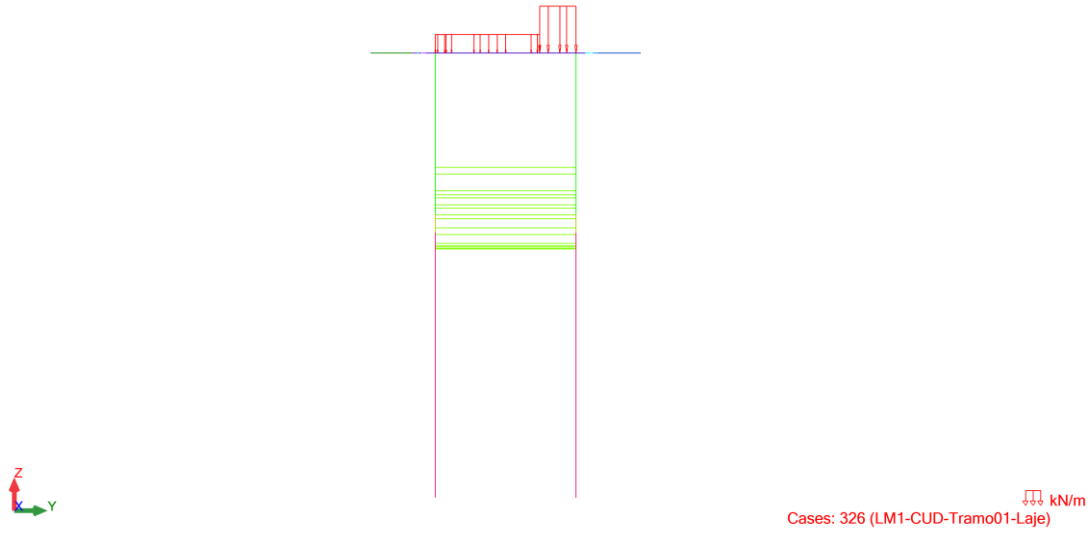


Figura A.76 – Carga uniformemente distribuída do LM1 aplicada à laje entre longarinas do tramo 1 do tabuleiro

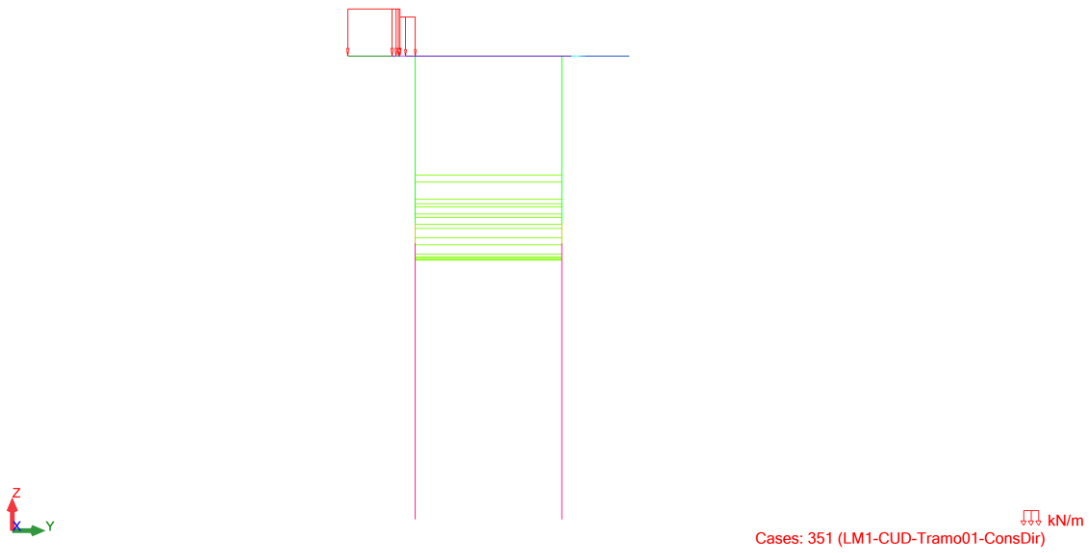


Figura A.77 – Carga uniformemente distribuída do LM1 aplicada à consola direita do tramo 1 do tabuleiro

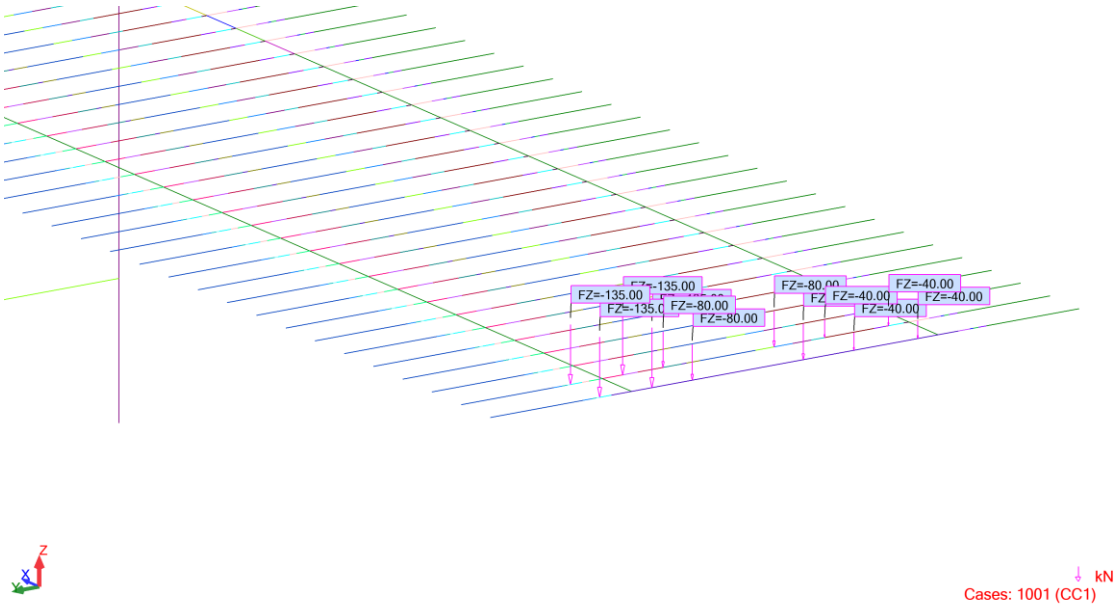


Figura A.78 – Carga concentrada (sistema tandem) do LM1 aplicada ao tabuleiro

A2.4. ANÁLISE TRANSVERSAL DO TABULEIRO

A2.4.1. MODELO PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DAS CARGAS PERMANENTES E SOBRECARGAS NAS CONSOLAS

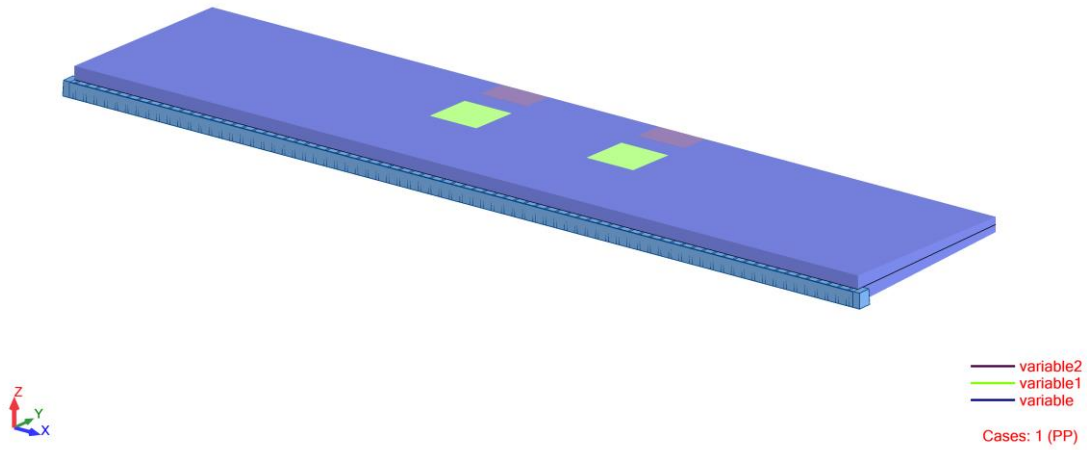


Figura A.79 – Modelo de cálculo para a análise transversal da consola do tabuleiro para obter o momento fletor máximo

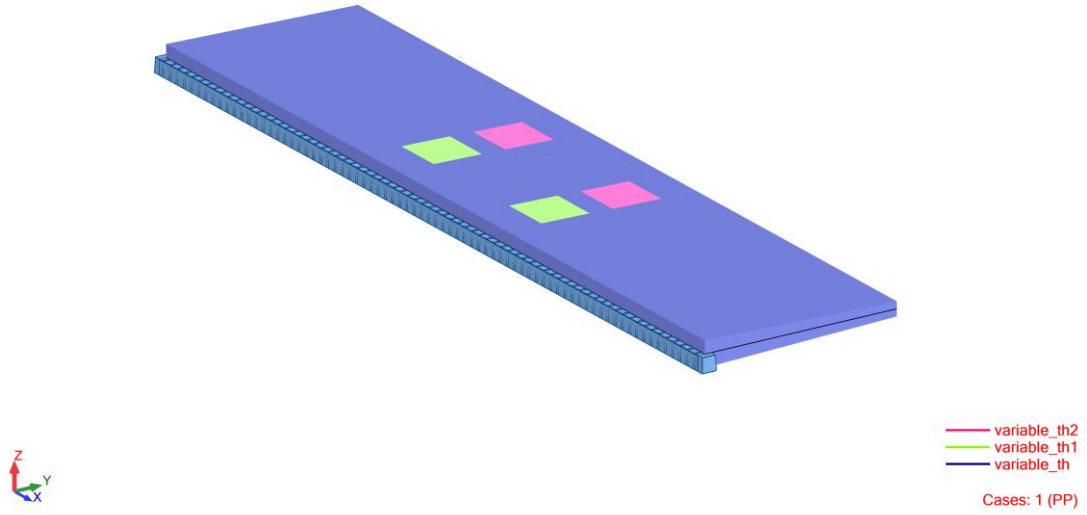


Figura A.80 – Modelo de cálculo para a análise transversal da consola do tabuleiro para obter o esforço transverso máximo

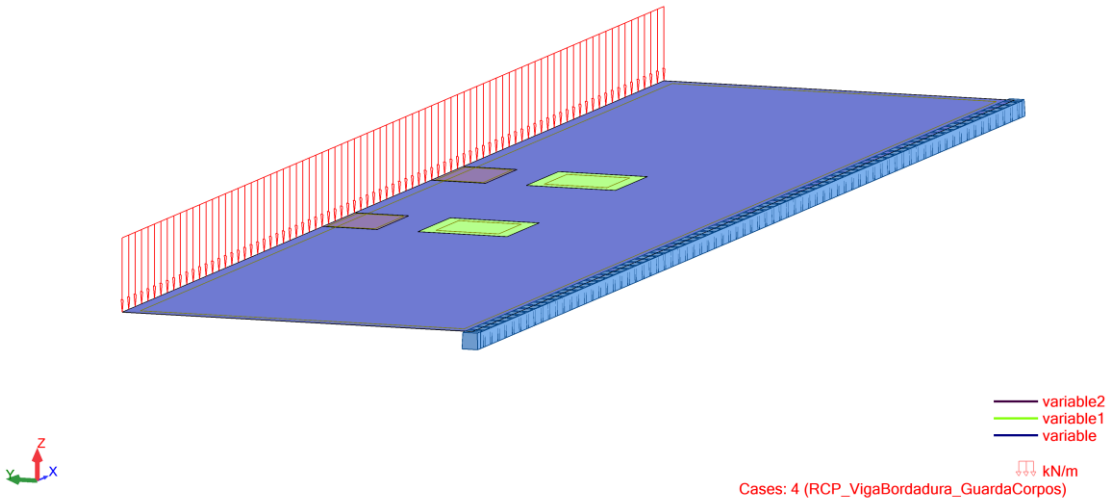


Figura A.81 – Carga da viga de bordadura e guarda-corpos aplicada à consola do tabuleiro

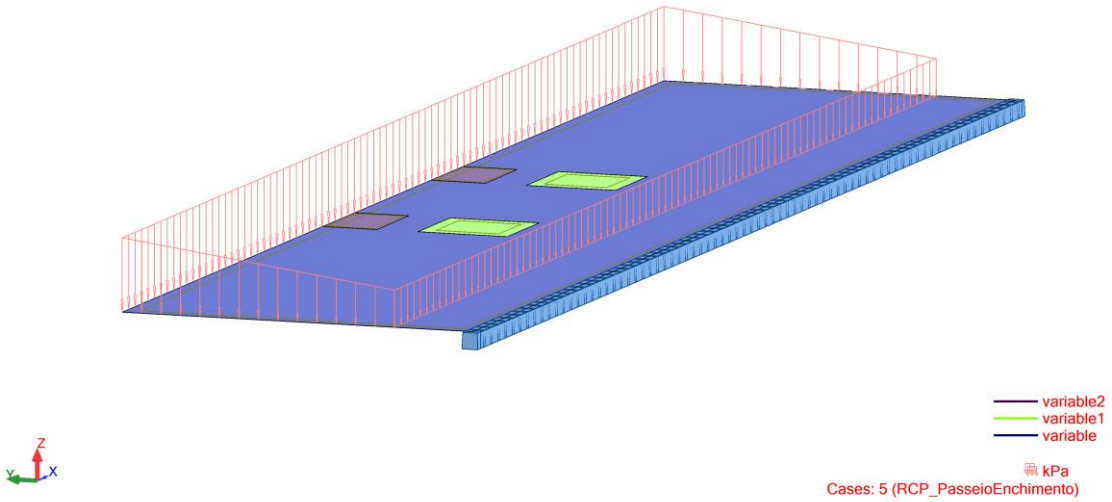


Figura A.82 – Carga do enchimento do passeio aplicada à consola do tabuleiro

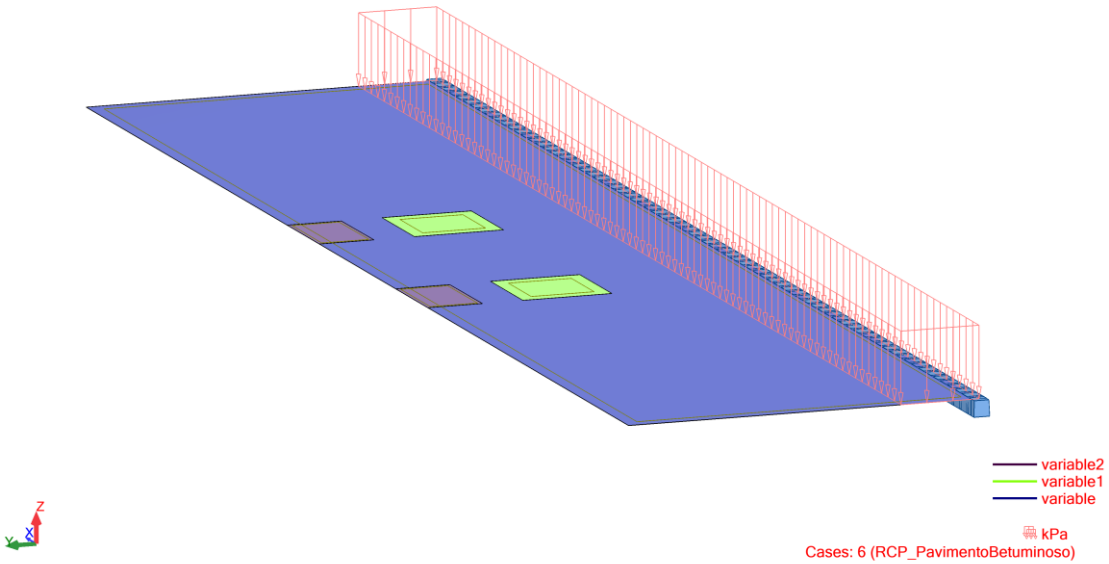


Figura A.83 – Carga do pavimento betuminoso aplicada à consola do tabuleiro

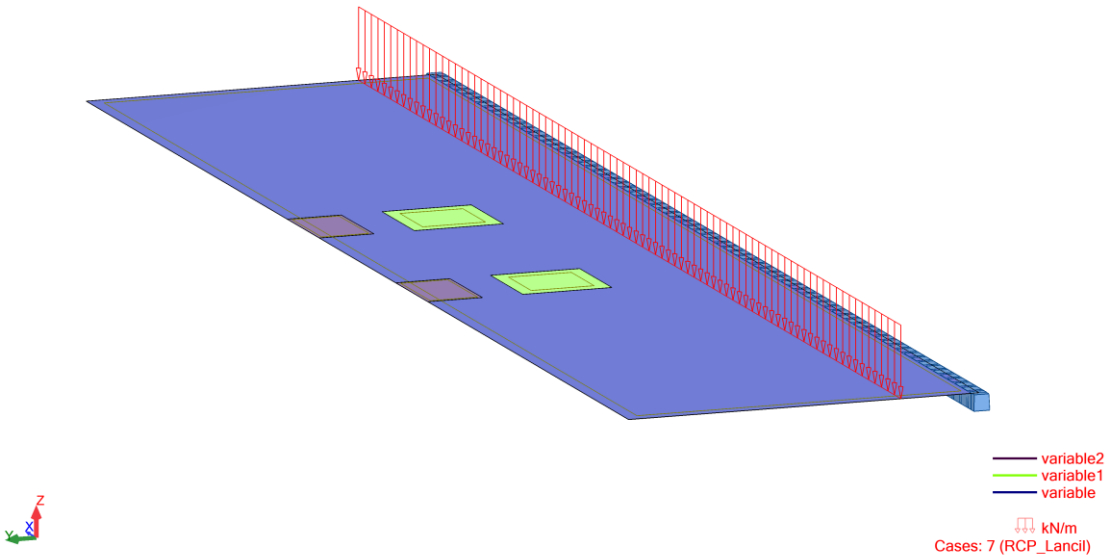


Figura A.84 – Carga do lancil aplicada à consola do tabuleiro

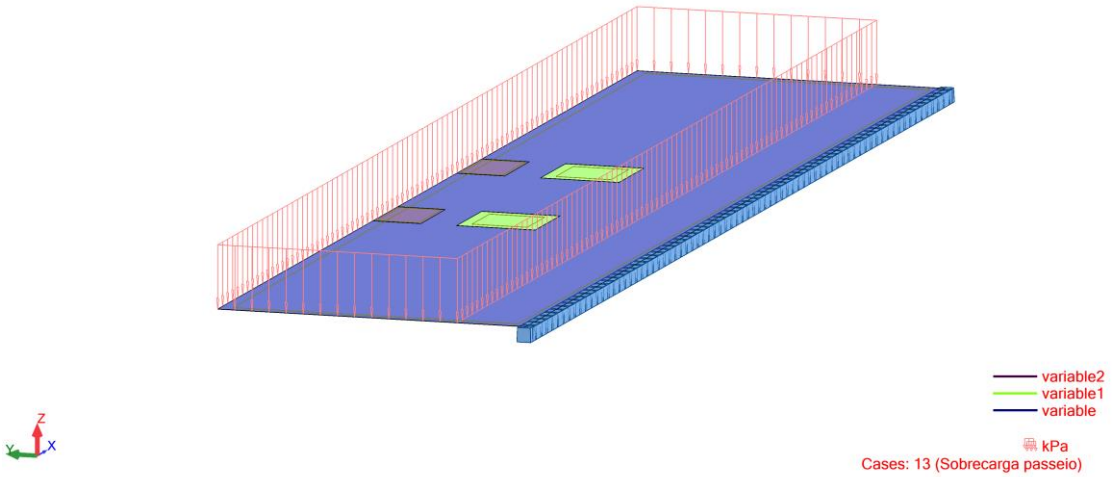


Figura A.85 – Sobrecarga do passeio aplicada à consola do tabuleiro

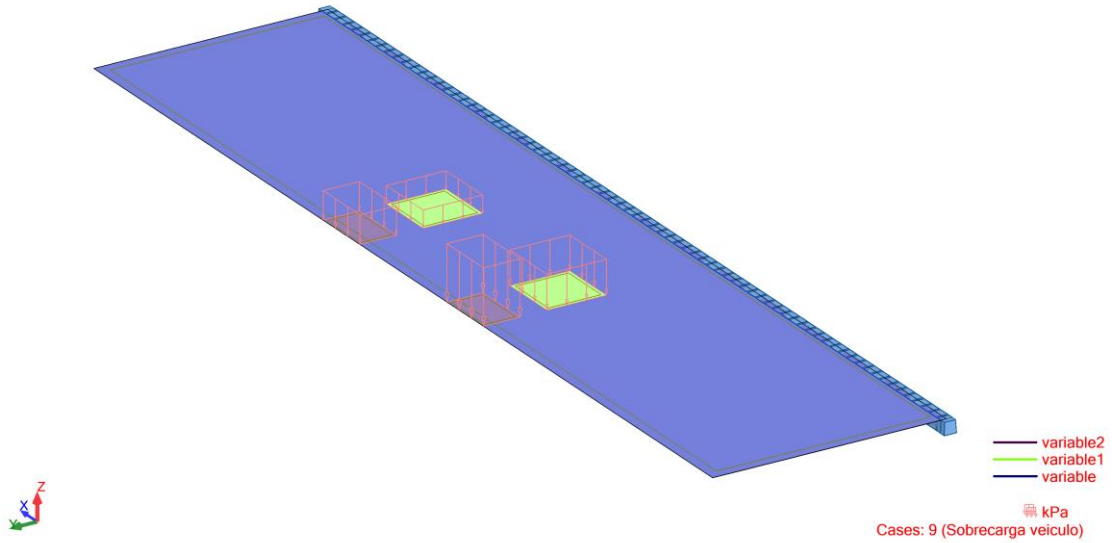


Figura A.86 – Sobrecarga do veículo de serviço aplicada à consola do tabuleiro

A2.4.2. MODELO PARA ANÁLISE TRANSVERSAL DAS CARGAS PERMANENTES E SOBRECARGAS NA LAJE CENTRAL

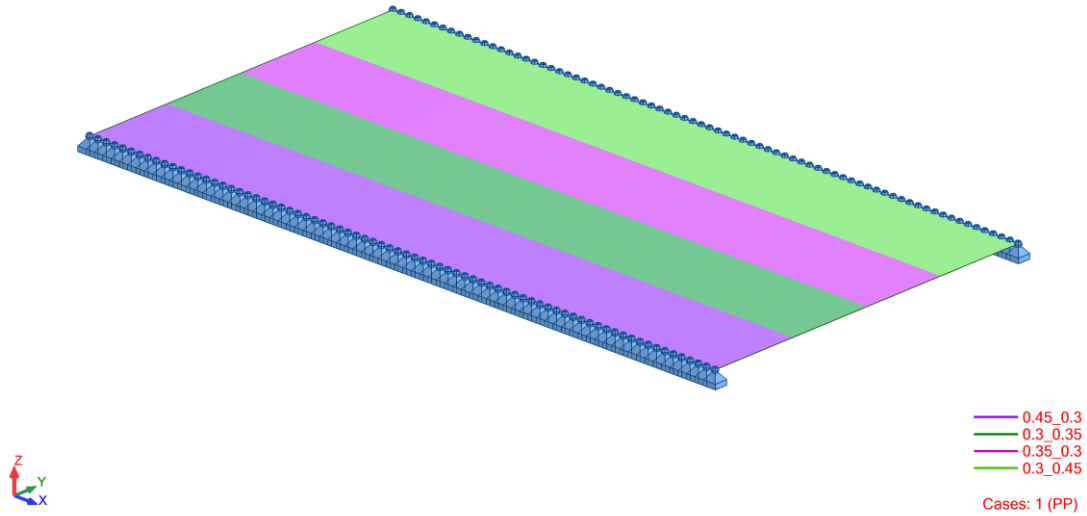


Figura A.87 – Modelo de cálculo para a análise transversal da laje entre longarinas do tabuleiro

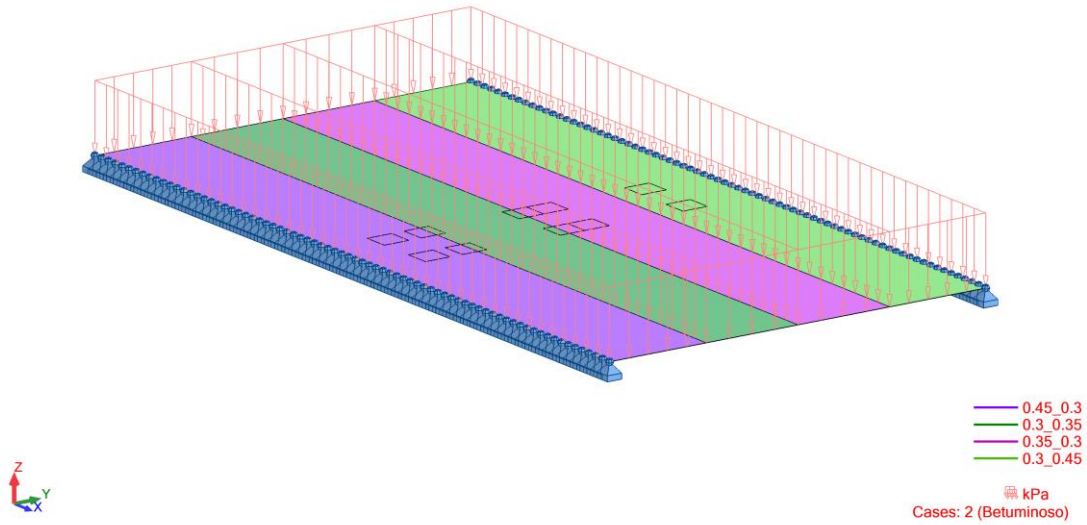


Figura A.88 – Carga do pavimento betuminoso aplicada à laje entre longarinas do tabuleiro

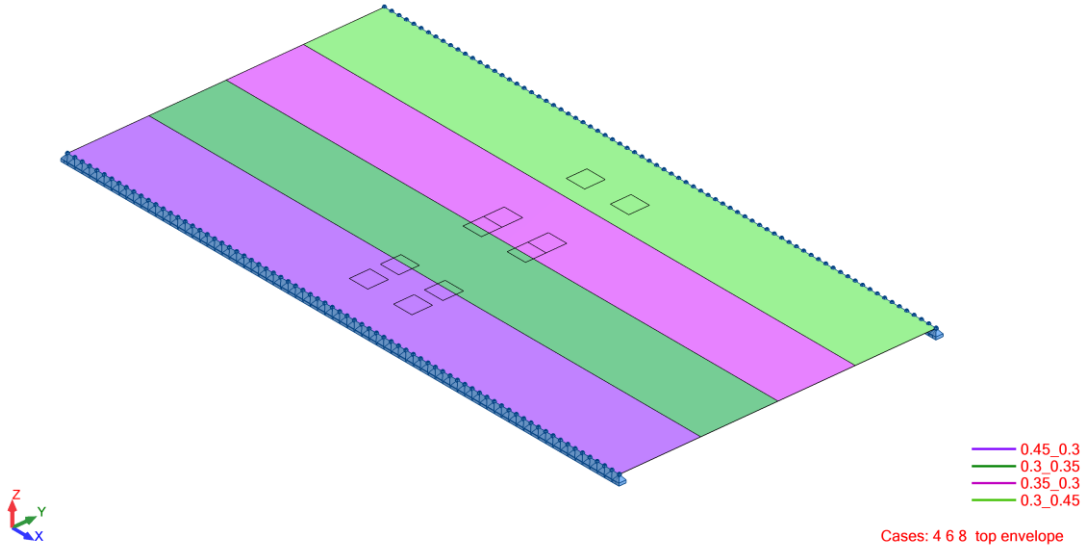


Figura A.89 – Posição das sobrecargas rodoviárias (sistemas tandem) na laje entre longarinas do tabuleiro para obtenção do momento fletor máximo

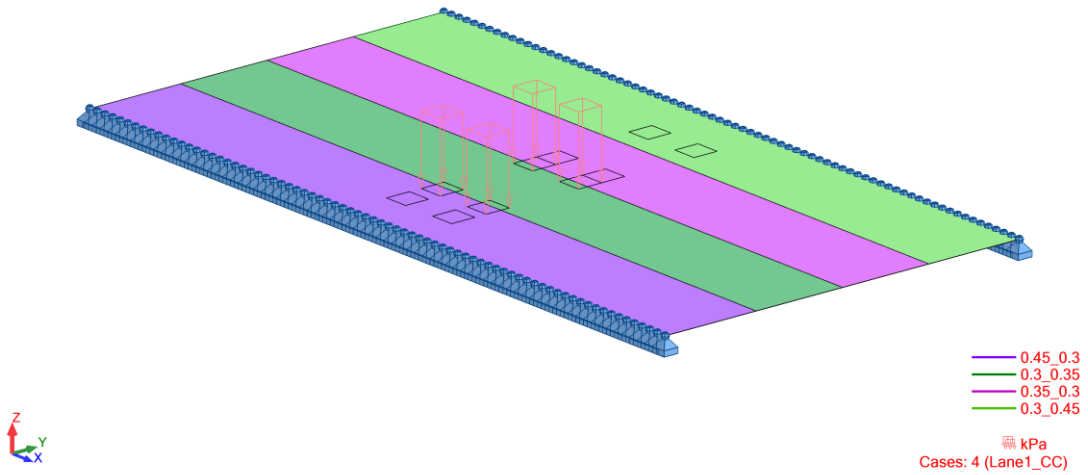


Figura A.90 – Cargas do sistema tandem 1 (ST1) aplicadas à laje entre longarinas do tabuleiro para obtenção do momento fletor máximo

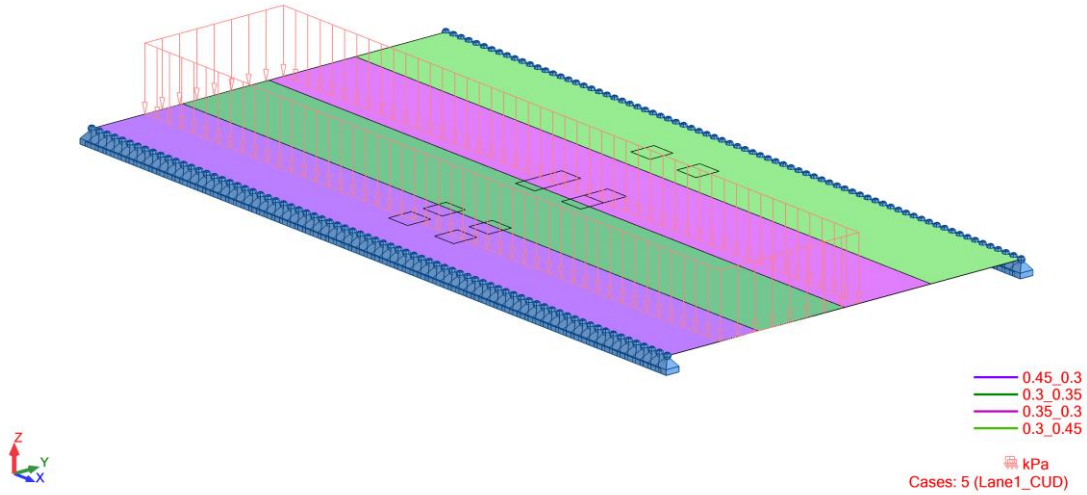


Figura A.91 – Cargas uniformemente distribuídas associadas ao LM1 aplicadas à laje entre longarinas do tabuleiro para obtenção do momento fletor máximo

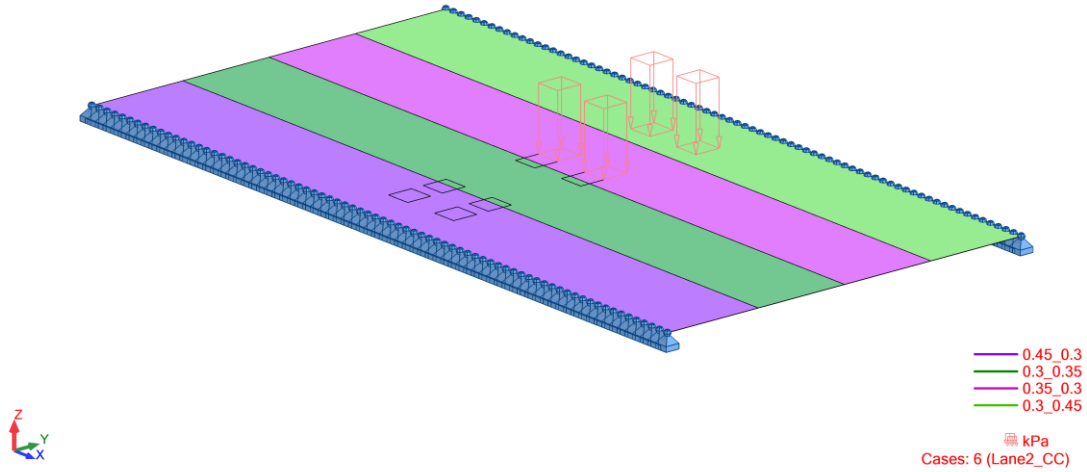


Figura A.92 – Cargas do sistema tandem 2 (ST2) aplicadas à laje entre longarinas do tabuleiro para obtenção do momento fletor máximo

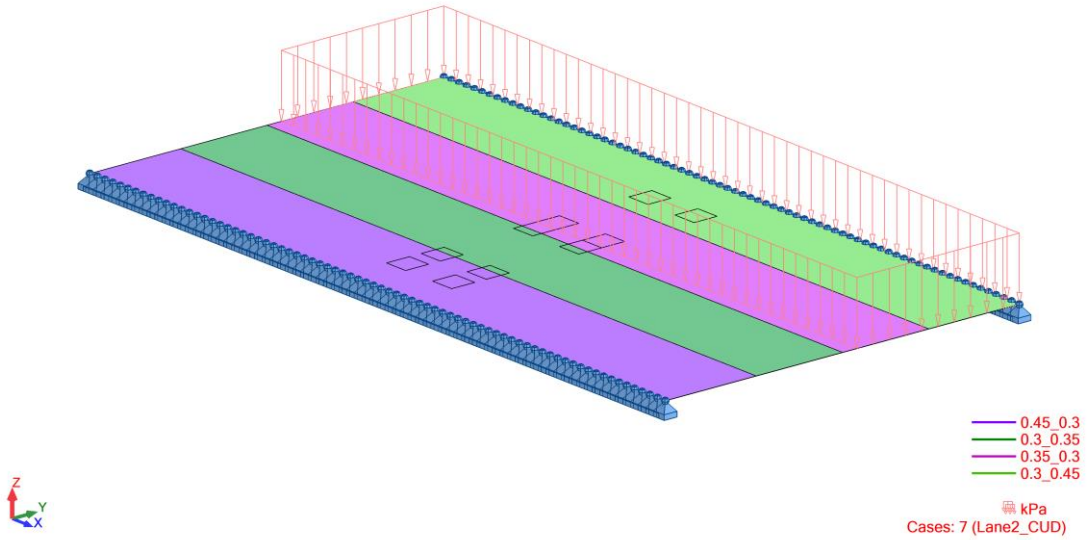


Figura A.93 – Cargas uniformemente distribuídas associadas ao LM2 aplicadas à laje entre longarinas do tabuleiro para obtenção do momento fletor máximo

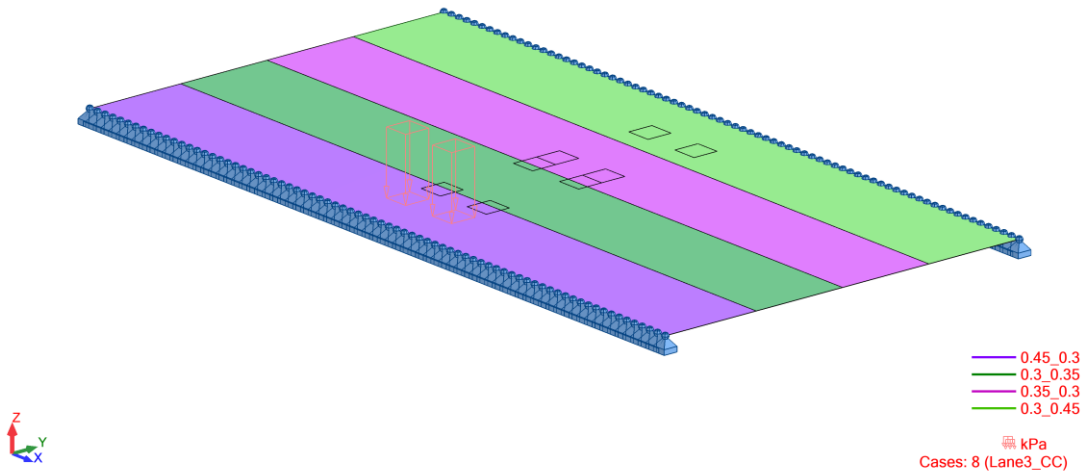


Figura A.94 – Cargas do sistema tandem 3 (ST3) aplicadas à laje entre longarinas do tabuleiro para obtenção do momento fletor máximo

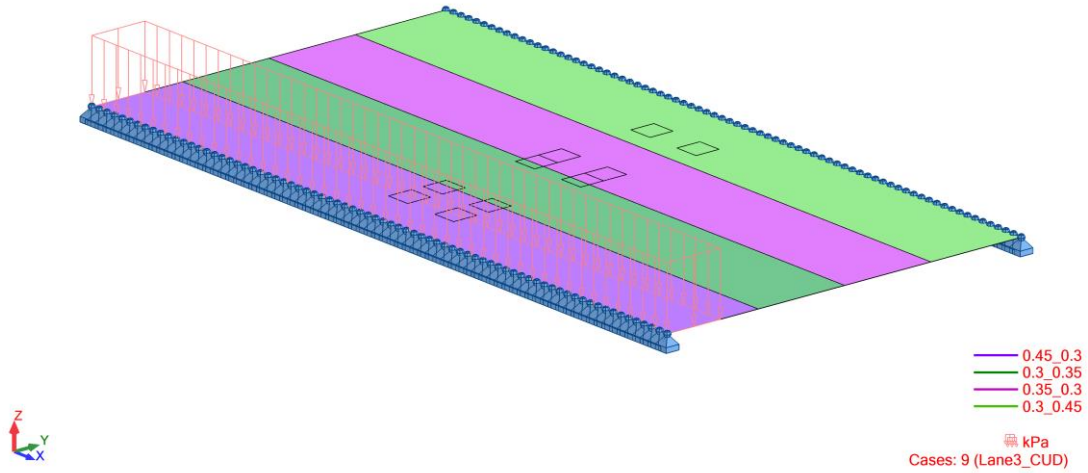


Figura A.95 – Cargas uniformemente distribuídas associadas ao LM3 aplicadas à laje entre longarinas do tabuleiro para obtenção do momento fletor máximo

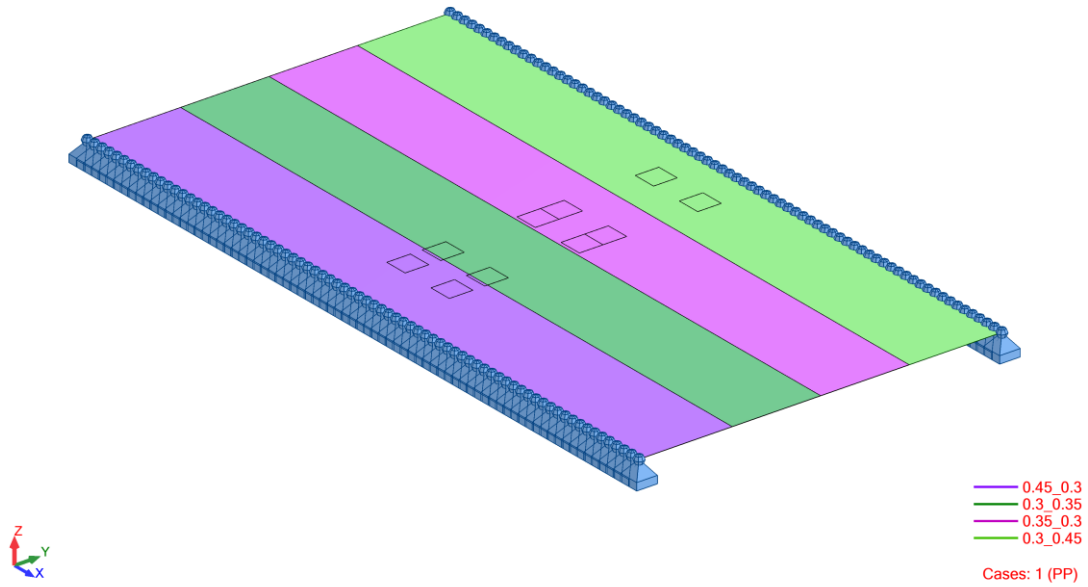
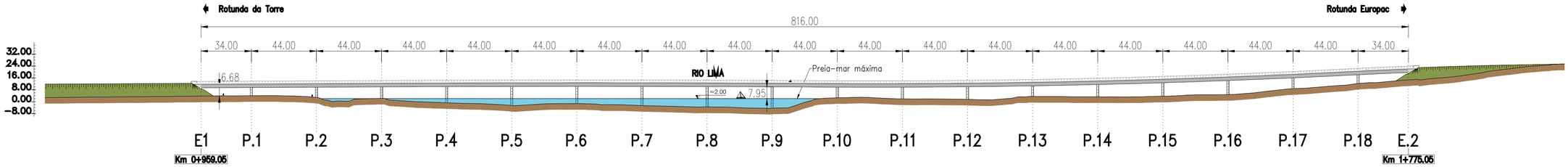


Figura A.96 – Posição das sobrecargas rodoviárias (sistemas tandem) na laje entre longarinas do tabuleiro para obtenção do esforço transverso máximo

ANEXO A3

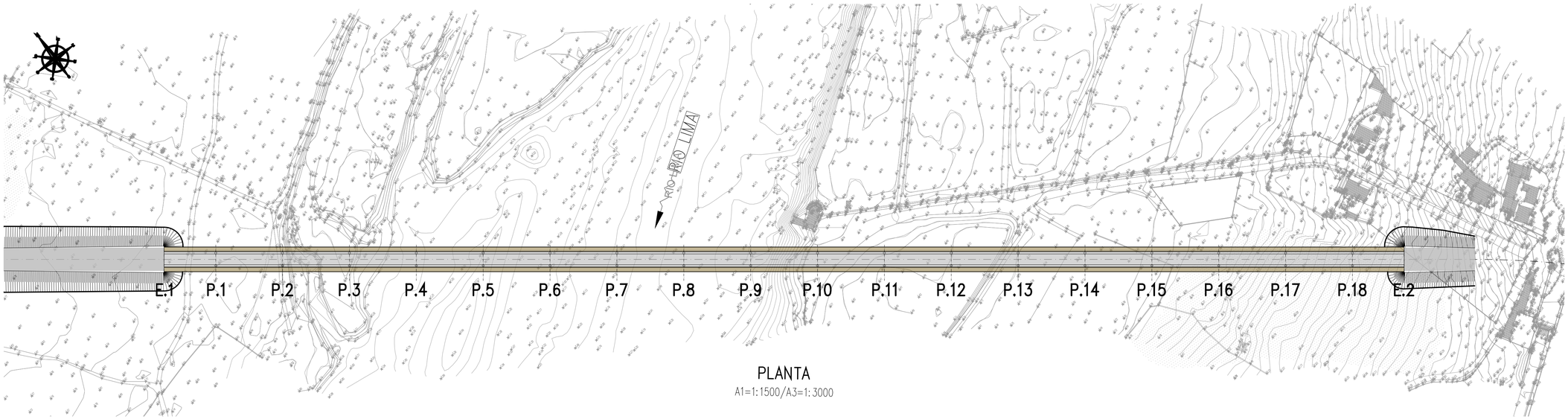
ANEXO A3

A3.1. PEÇAS DESENHADAS DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA



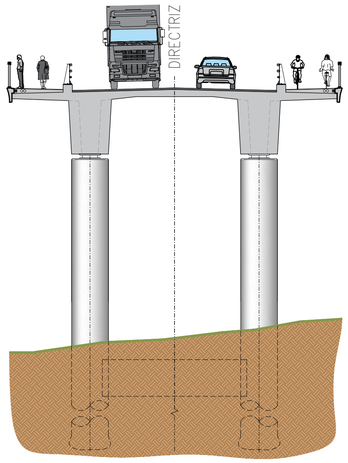
ALÇADO LONGITUDINAL

A1=1:1500/A3=1:3000



PLANTA

A1=1:1500/A3=1:3000



CORTE TRANSVERSAL

A1=1:150/A3=1:300

MATERIAIS

BETÕES

REGULARIZAÇÃO	NP EN206-1	C16/20	X0		Dmáx. 25	S3
ESTACAS	NP EN206-1	C35/45	XC2(P)+XA1	Cl 0,40	Dmáx. 20	S4
ENCONTROS						
FUNDAÇÕES	NP EN206-1	C30/37	XC2(P)+XA1	Cl 0,40	Dmáx. 20	S3
ELEVAÇÃO	NP EN206-1	C30/37	XC4(P)	Cl 0,40	Dmáx. 20	S3
LAJES DE TRANSIÇÃO	NP EN206-1	C30/37	XC2(P)	Cl 0,40	Dmáx. 20	S3
PILARES						
VIGAS DE FUNDAÇÃO	NP EN206-1	C30/37	XC2(P)+XA1	Cl 0,40	Dmáx. 20	S3
FUSTES	NP EN206-1	C35/45	XC4(P)	Cl 0,40	Dmáx. 20	S3
TABULEIROS	NP EN206-1	C35/45	XC4(P)	Cl 0,20	Dmáx. 20	S3

AÇOS

ARMADURAS PASSIVAS	A 500 NR SD
ARMADURAS ACTIVAS	EN10138-3 Y1860S7
AÇO EM CHAPA	S355 J2
AÇO EM PERFIS LAMINADOS	S355 J0
AÇO EM PERFIS TUBULARES	S355 J2H

RECOBRIMENTOS

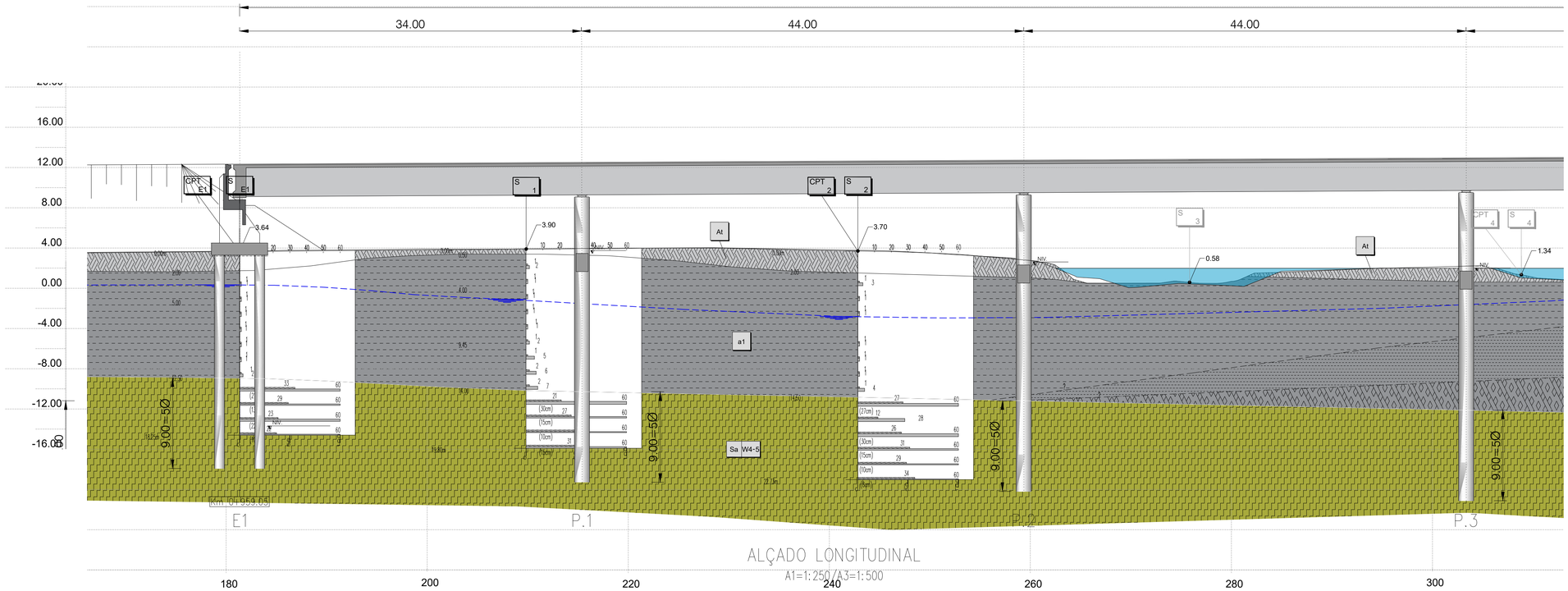
ESTACAS	75 mm
ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO	45 mm
ENCONTROS	50 mm
PILARES	50 mm
TABULEIROS	60 mm

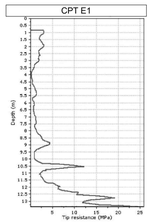
Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

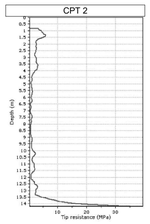
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substitui:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Planta e Alçado Geral da Ponte Corte Transversal da Ponte
	Verificado:		
	Aprovado:	Substituído:	

Número		
3959-PE-EST-PD001-R00		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	1

Rotunda da Torre







LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

Q^b - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

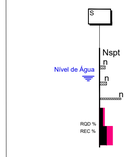
ROCHAS HERCÍNICAS:

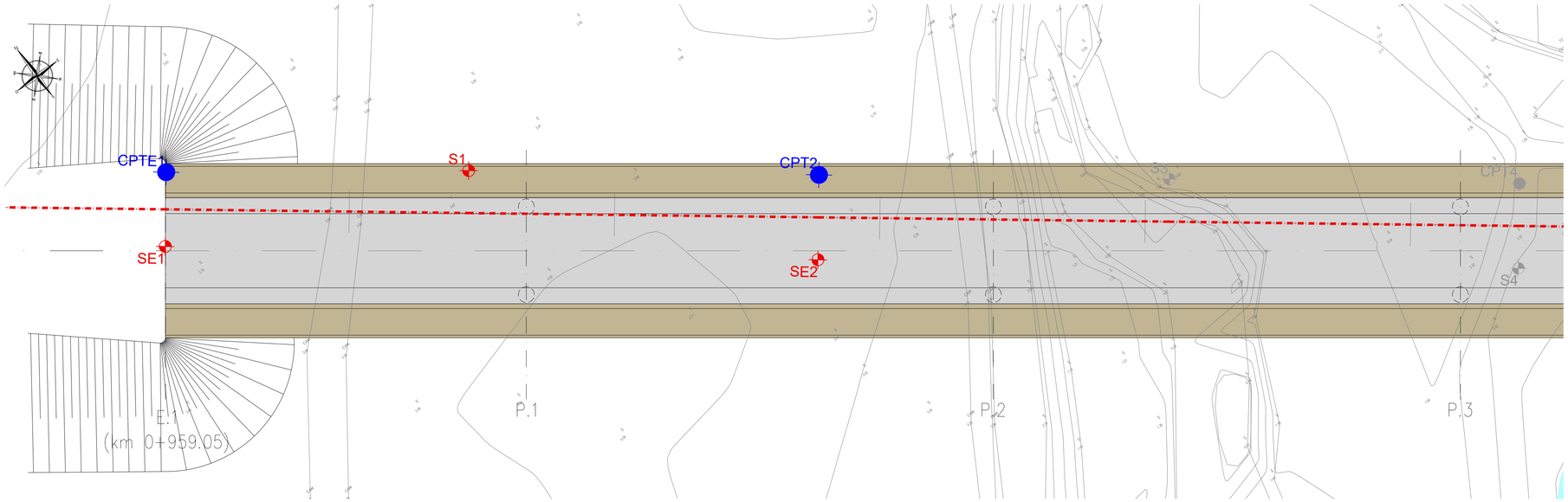
γg - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas; de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO



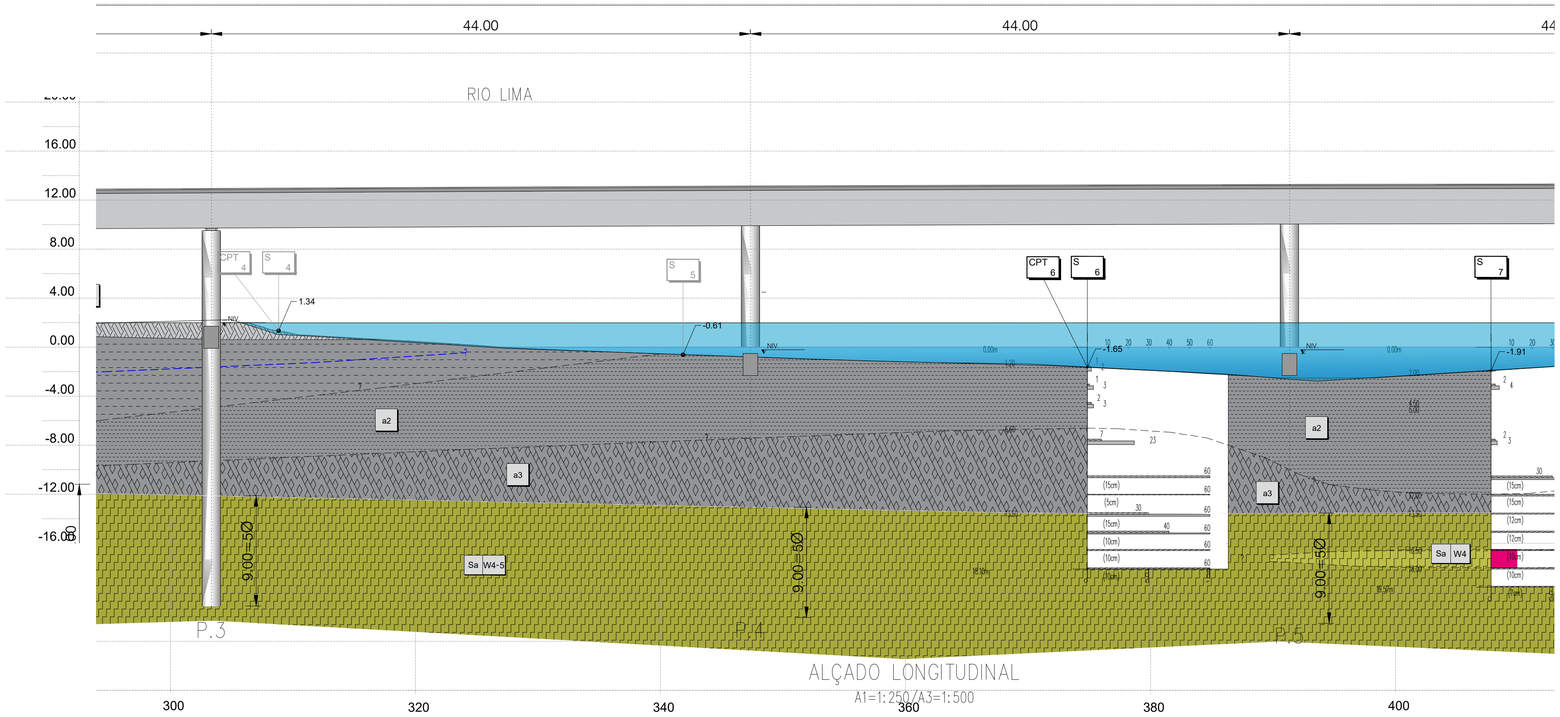


PLANTA
A1=1:250/A3=1:500

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

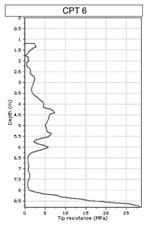
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Dimensionamento Geral Geologia e prospecção geotécnica 1/8
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

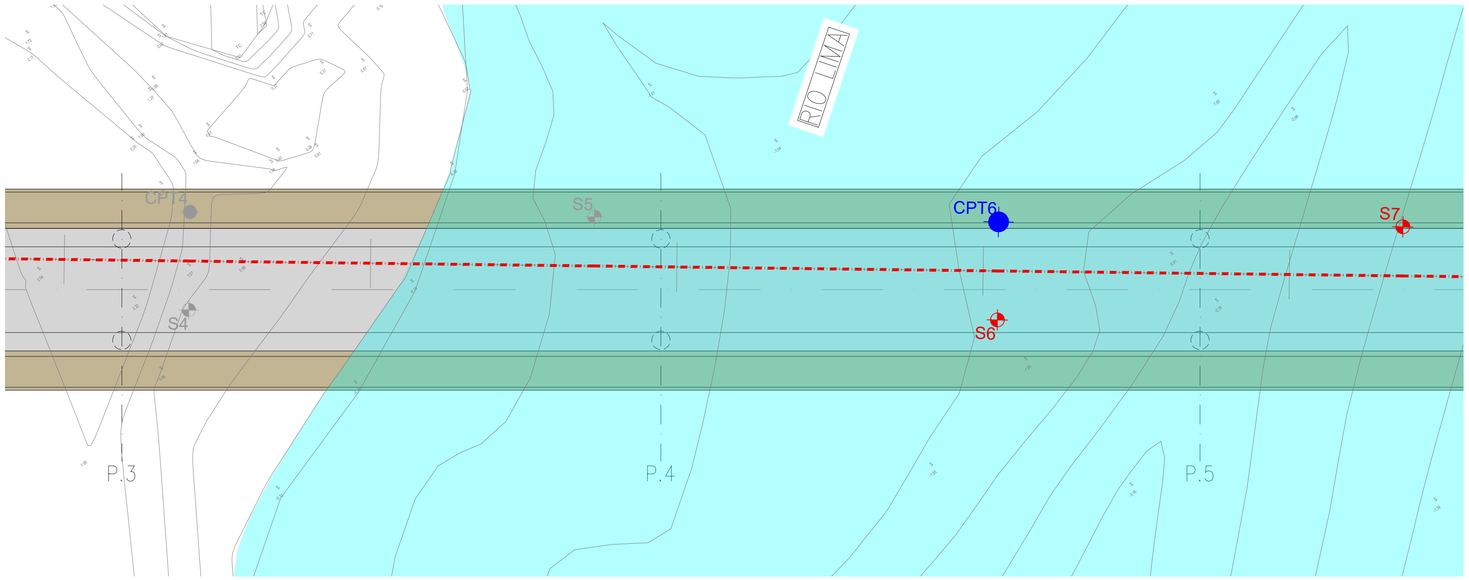
Número		
3959-PE-EST-PD002-R00		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	2



ALÇADO LONGITUDINAL

A1=1:250/A3=1:500





PLANTA

A1=1:250/A3=1:500

LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

Q^b - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

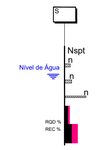
ROCHAS HERCÍNICAS:

γg - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas; de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

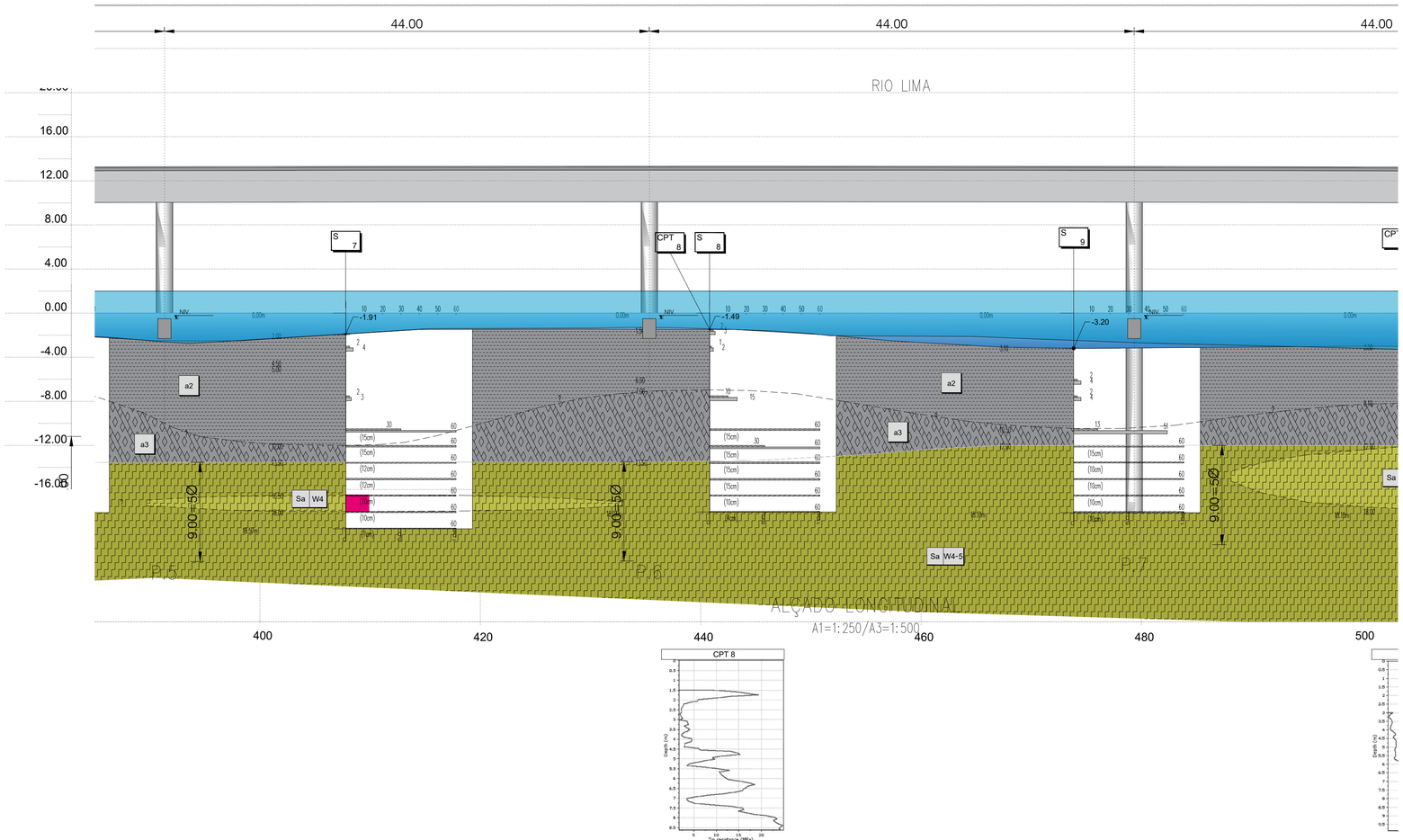
- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO



Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

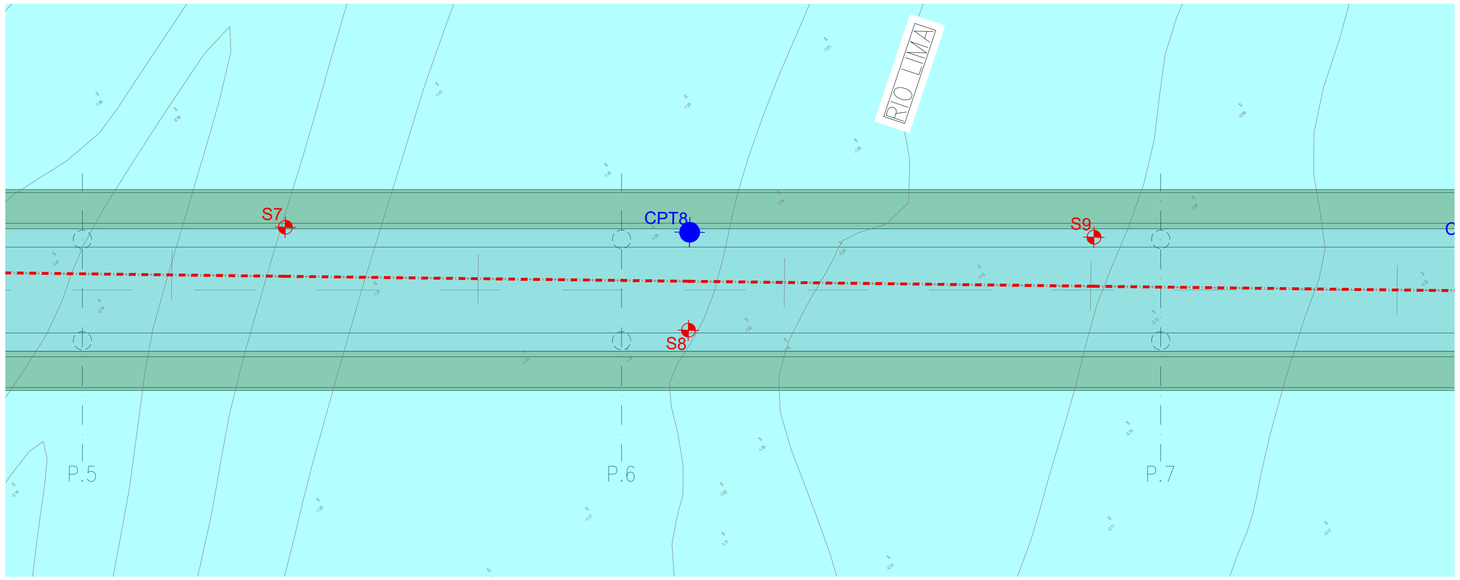
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Dimensionamento Geral Geologia e prospecção geotécnica 2/8
	Verificado:		
	Aprovado:	Substituído:	

Número		
3959-PE-EST-PD003-R00		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	3



ALÇADO LONGITUDINAL

A1=1:250/A3=1:500



PLANTA

A1=1:250/A3=1:500

LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

Q^b - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

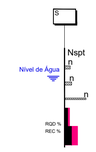
ROCHAS HERCÍNICAS:

γg - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas; de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

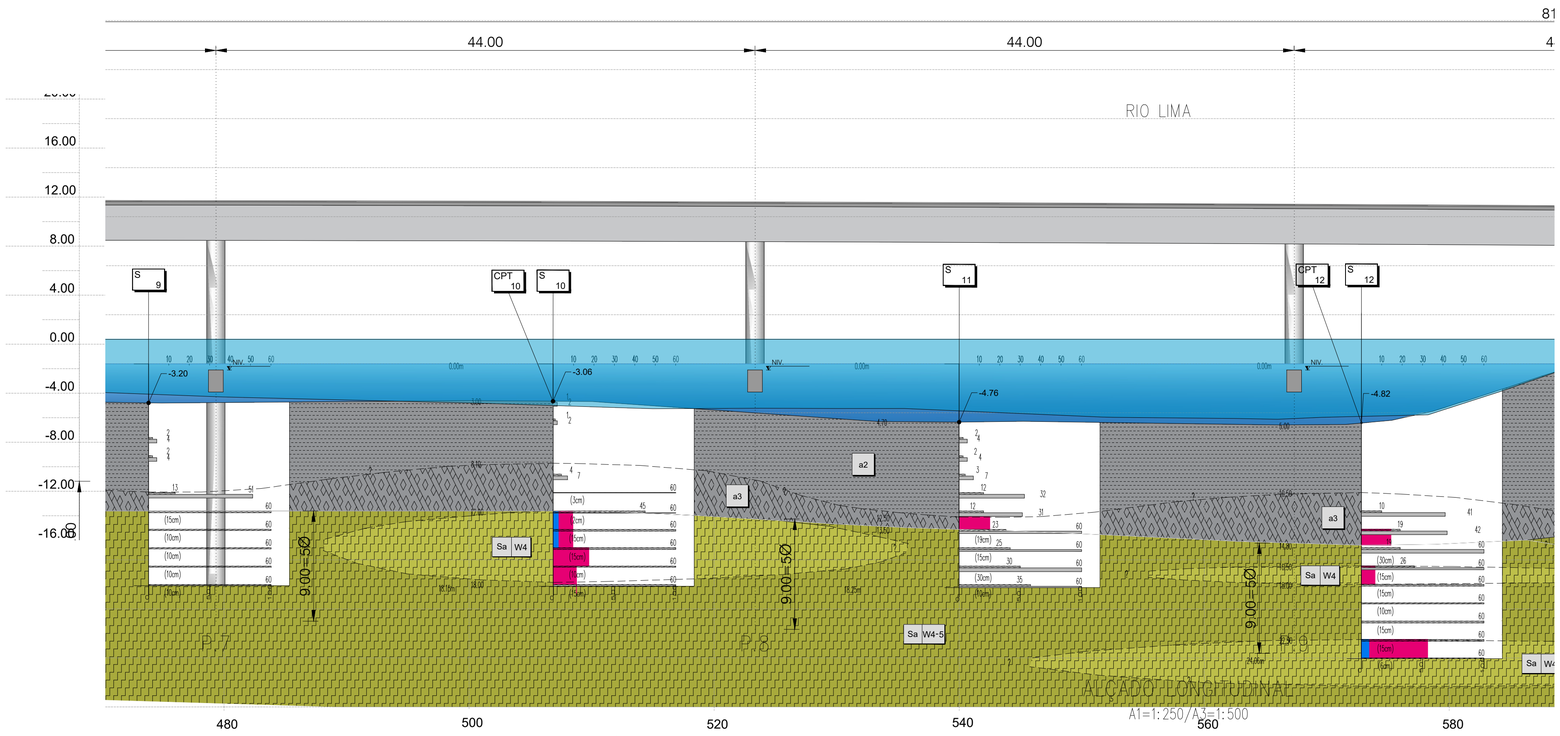
- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO

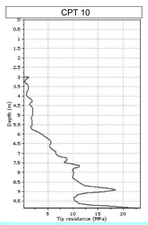


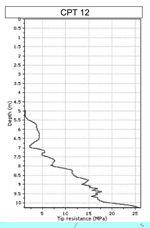
Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

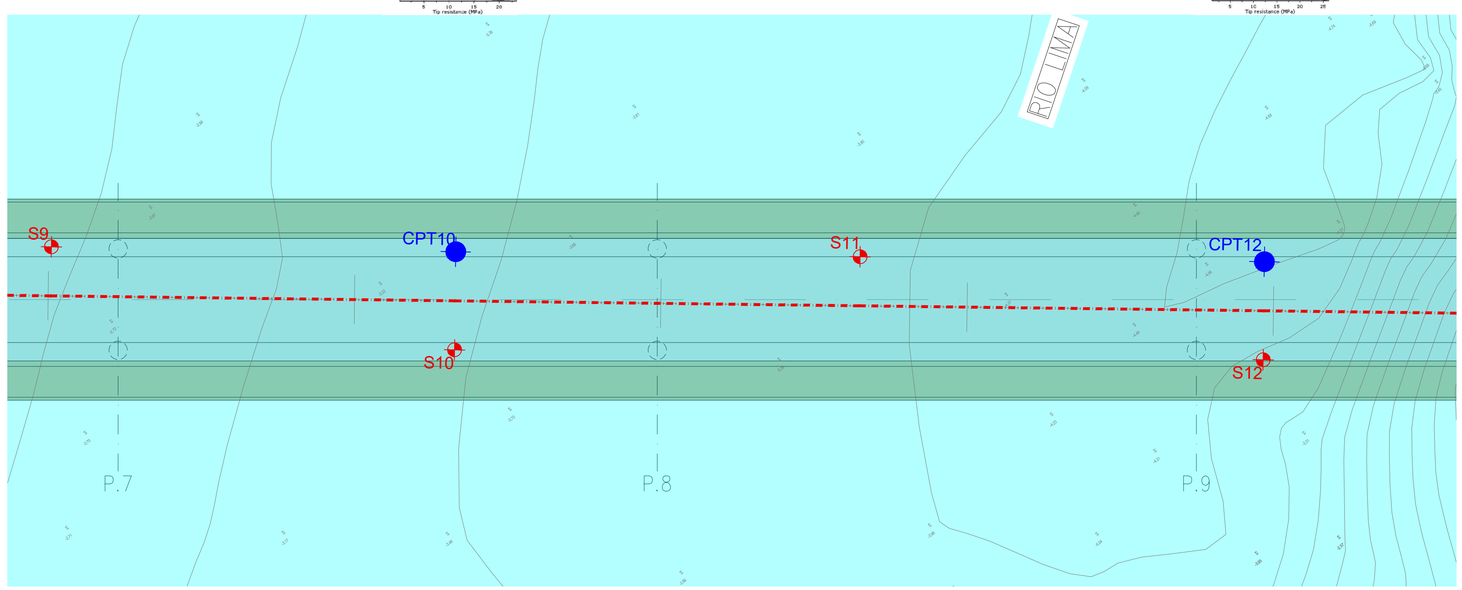
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substitui:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Dimensionamento Geral Geologia e prospecção geotécnica 3/8
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

Número		
3959-PE-EST-PD004-R00		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	4









PLANTA

A1=1:250/A3=1:500

LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

Q^b - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

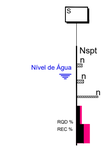
ROCHAS HERCÍNICAS:

γ'g - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas; de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

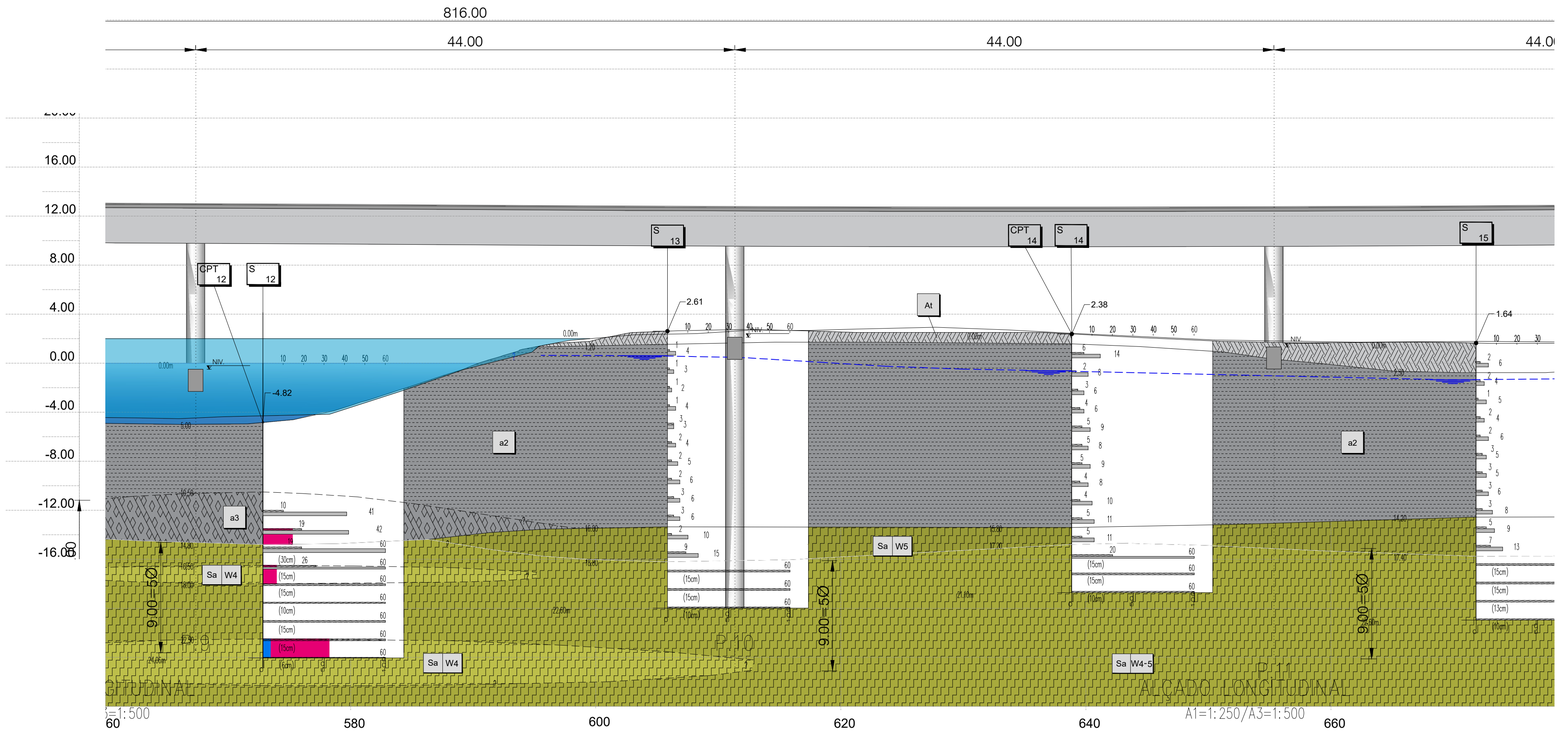
- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO

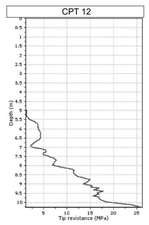


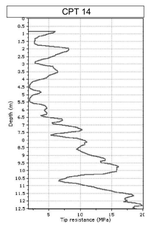
Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

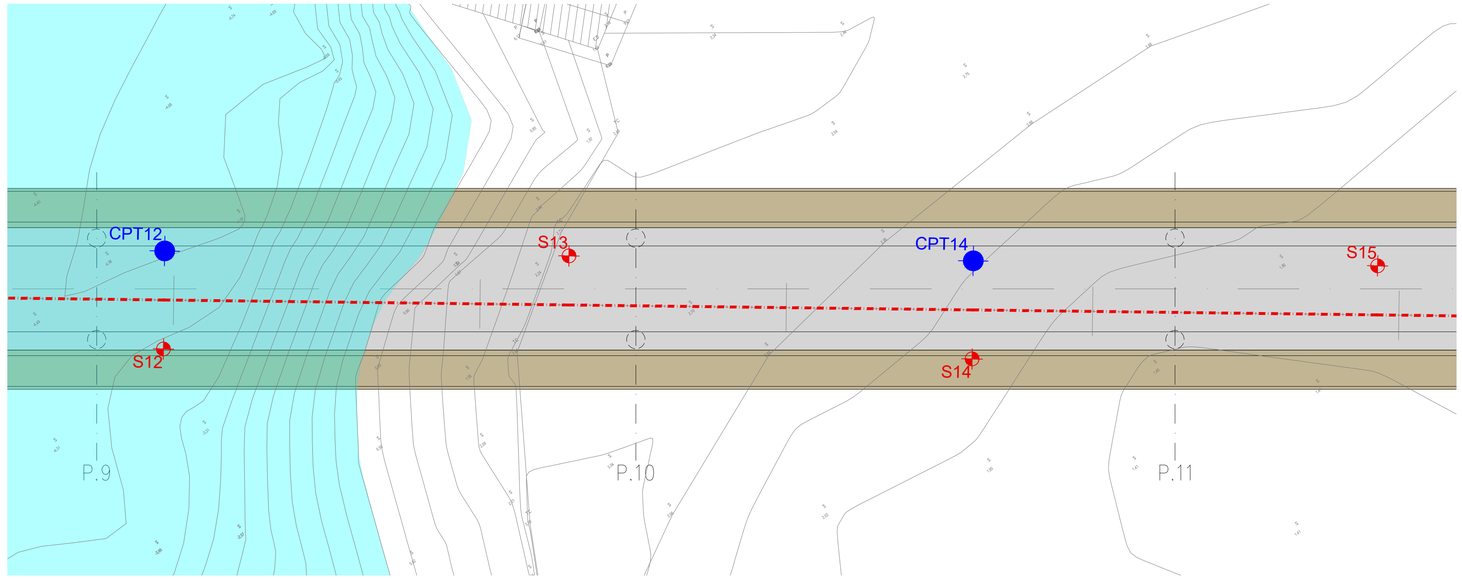
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Dimensionamento Geral Geologia e prospecção geotécnica 4/8
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

Número		
3959-PE-EST-PD005-R00		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	5









PLANTA

A1=1:250/A3=1:500

LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

Q^b - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

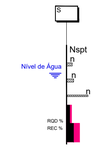
ROCHAS HERCÍNICAS:

γg - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas; de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

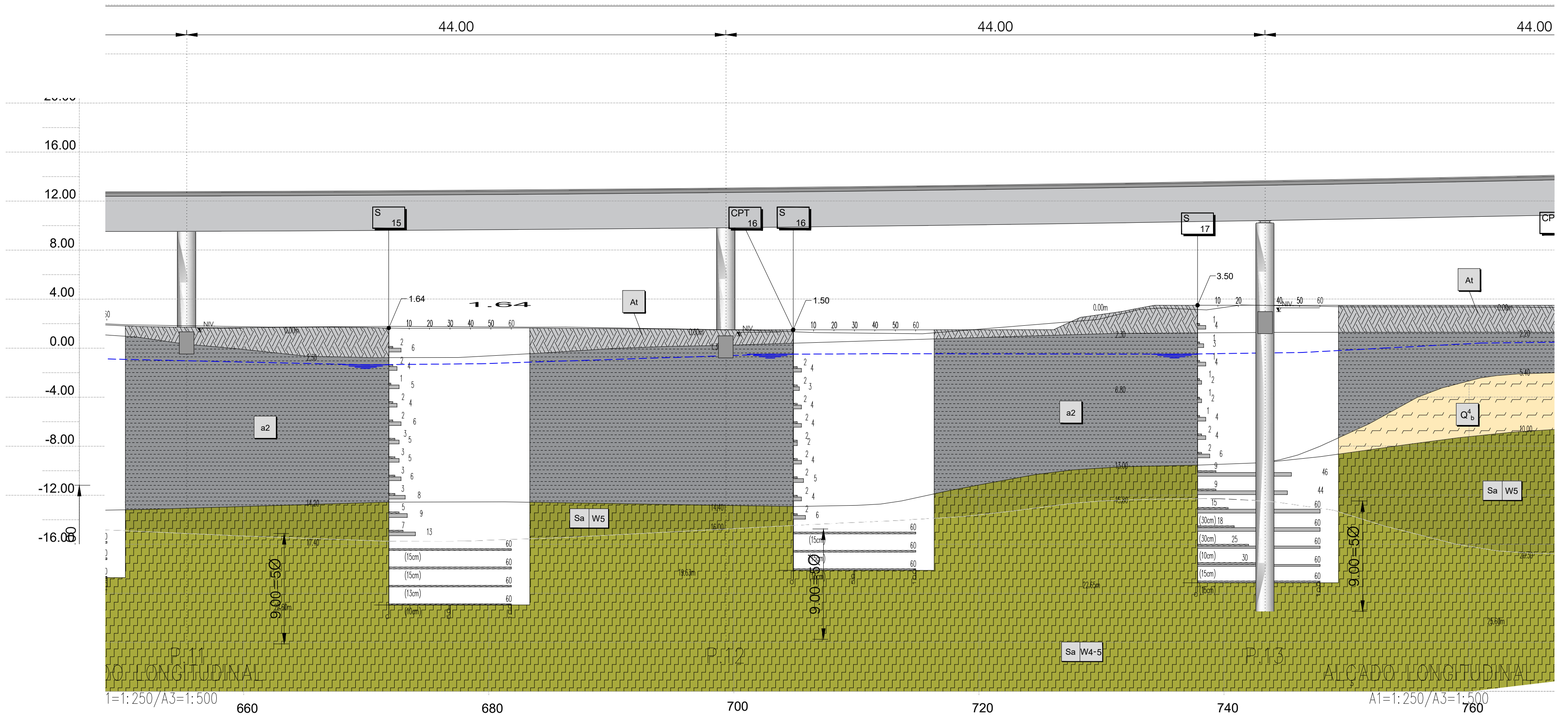
- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO

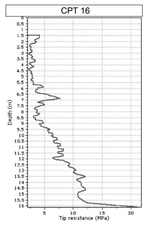


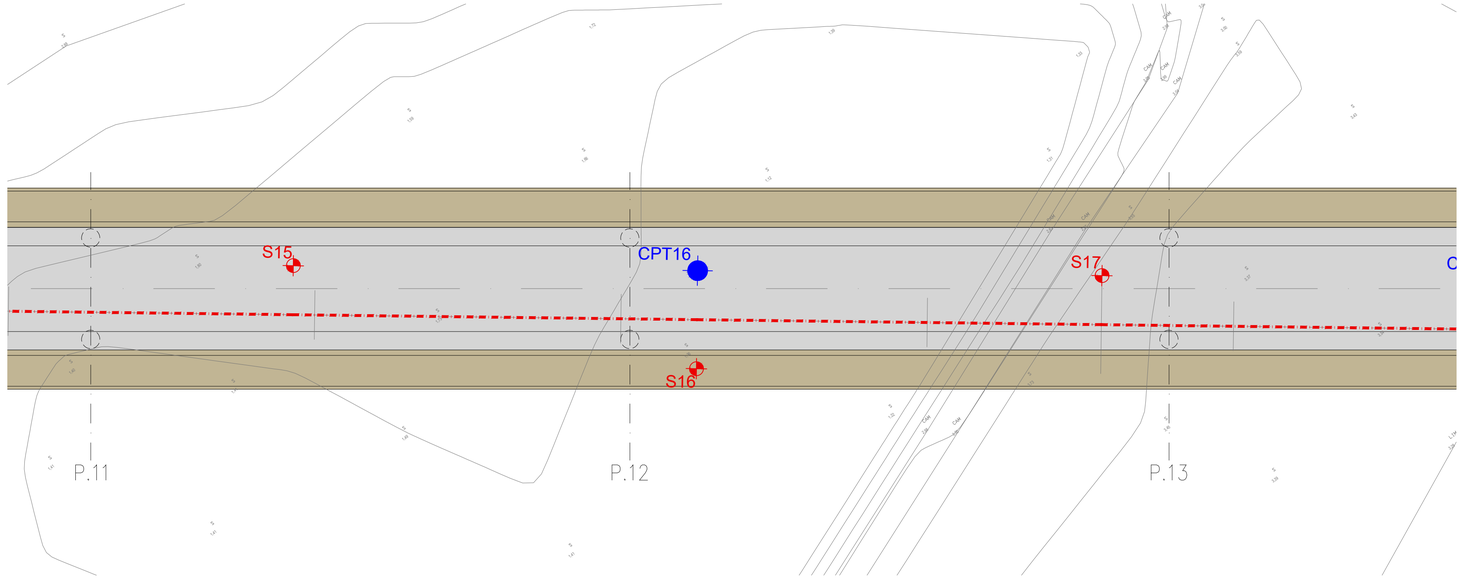
Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA
ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA
PROJETO VARIANTE
Dimensionamento Geral
Geologia e prospecção geotécnica 5/8

Escala:	Elaborado:	Substituí:	Número:		
Indicadas	Verificado:	Substituído:	3959-PE-EST-PD006-R00		
	Aprovado:		Data: 09/2024	Folha: 1/1	Nº. de Ordem: 6







PLANTA

A1=1:250/A3=1:500

LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

$Q^{A}b$ - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

ROCHAS HERCÍNICAS:

γ'g - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas; de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO

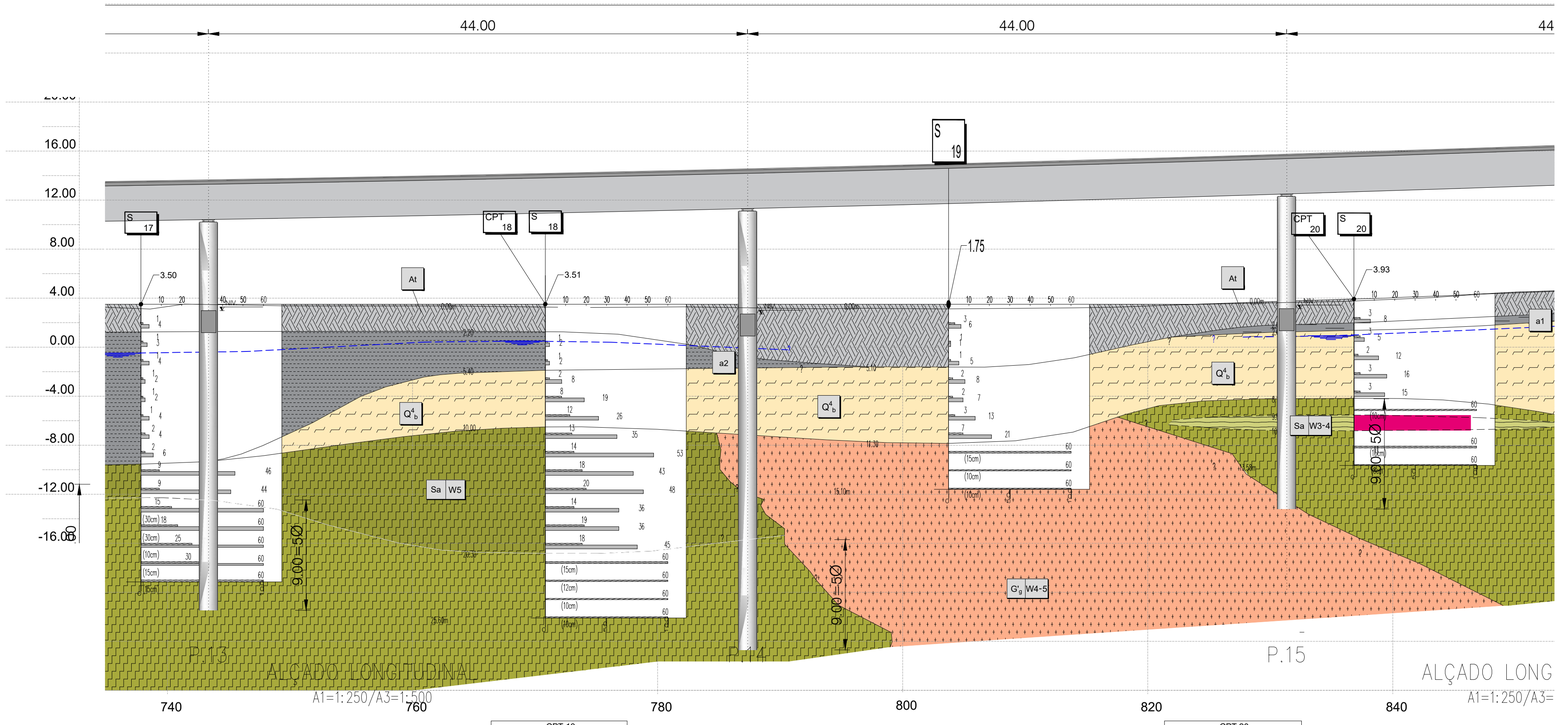


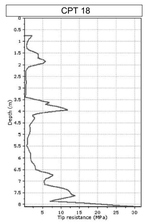
Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

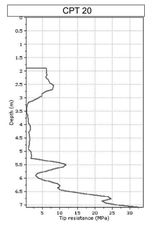
NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA
ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA
PROJETO VARIANTE
Dimensionamento Geral
Geologia e prospecção geotécnica 6/8

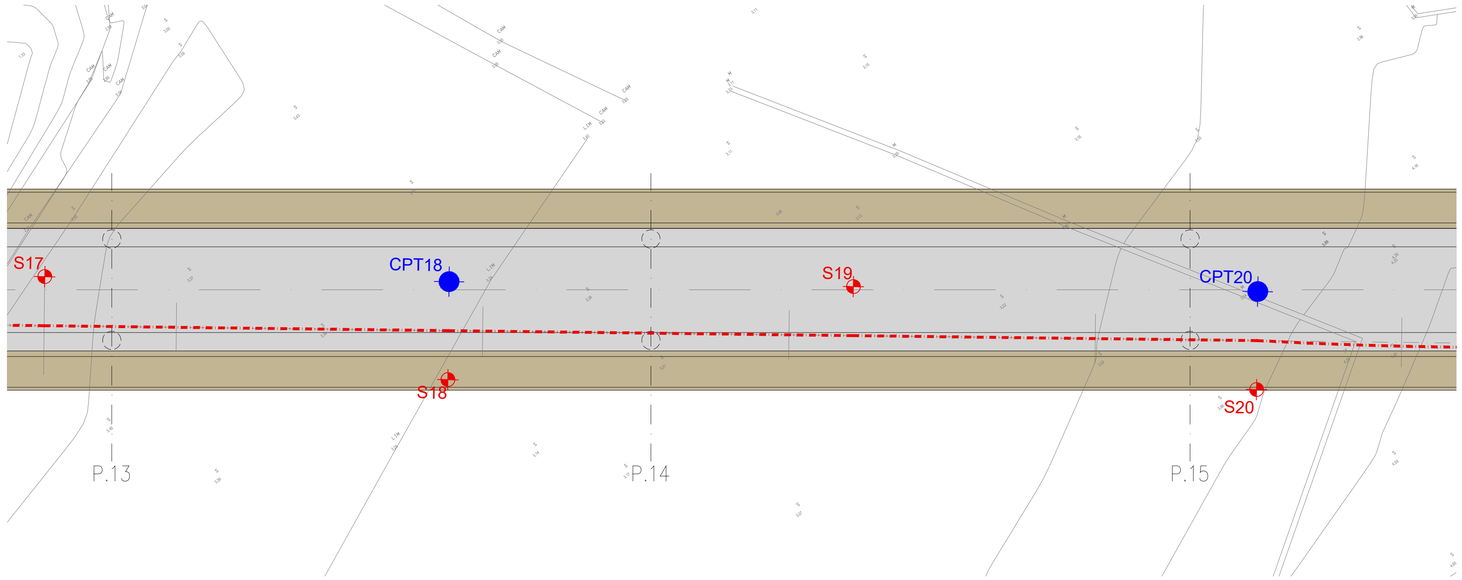
Escala:	Elaborado:	Substituí:
Indicadas	Verificado:	Substituído:
	Aprovado:	

Número		
3959-PE-EST-PD007-R00		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	7









PLANTA
A1=1:250/A3=1:500

LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

Q^b - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

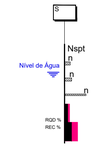
ROCHAS HERCÍNICAS:

ɣ'g - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas, de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO

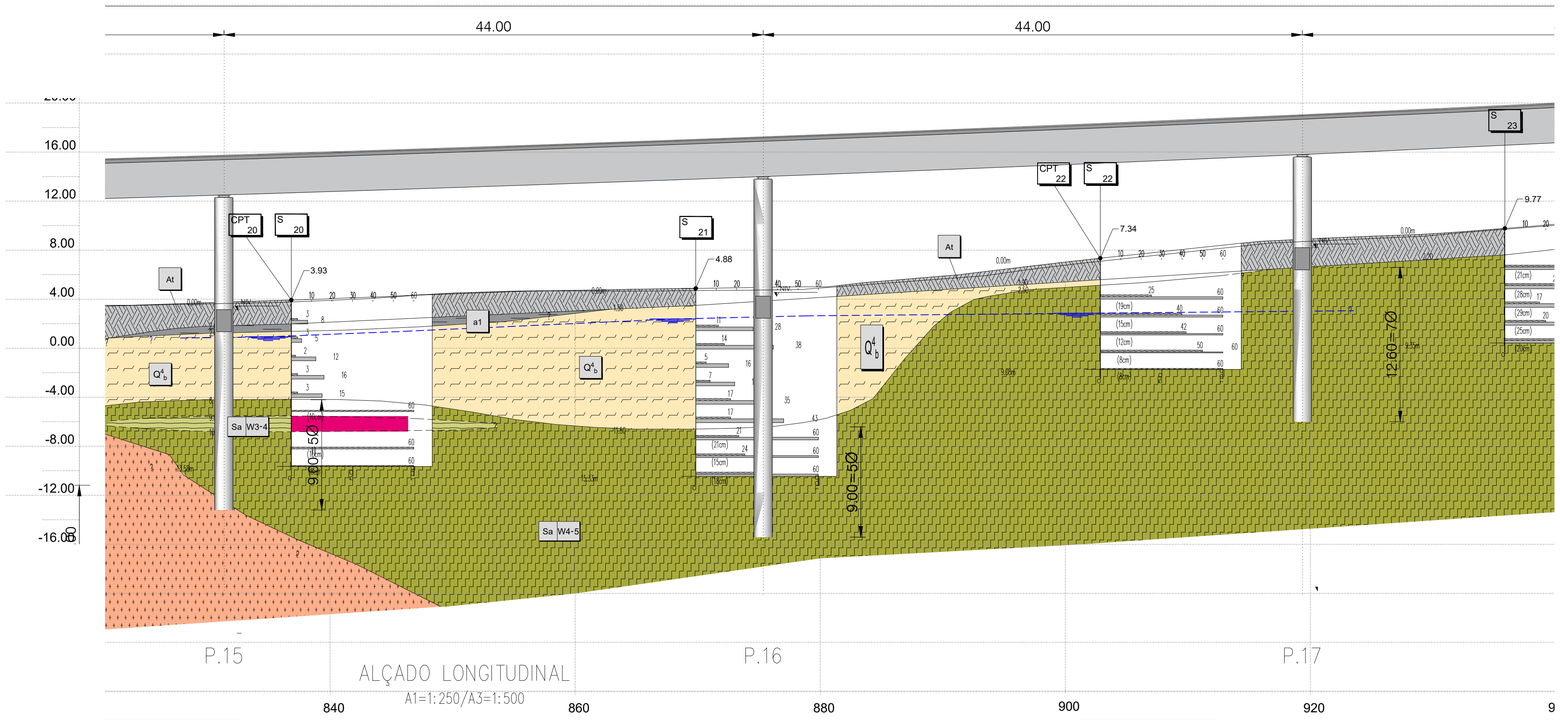


Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

Escala: Indicadas	Elaborado:	Substitui:	
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

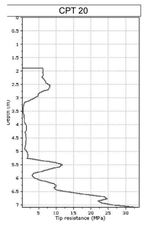
NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA
ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA
PROJETO VARIANTE
Dimensionamento Geral
Geologia e prospecção geotécnica 7/8

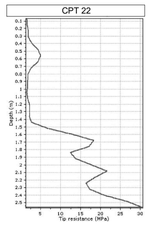
Número			
3959-PE-EST-PD008-R00			
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:	
09/2024	1/1	8	

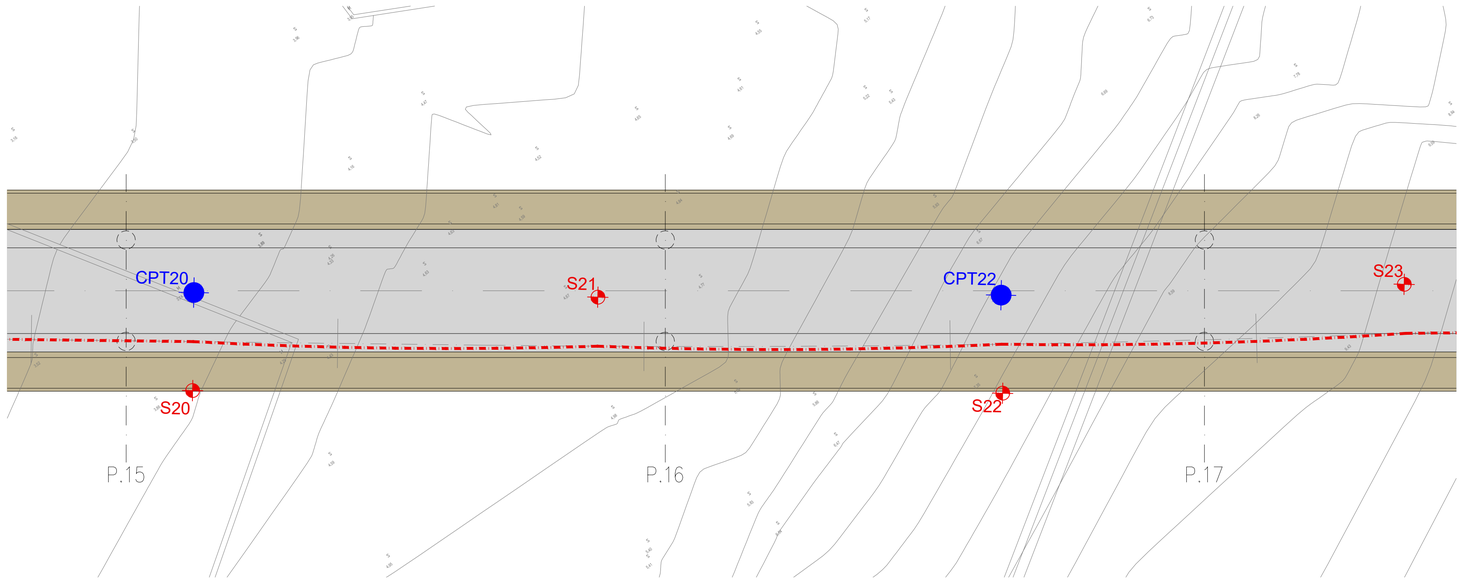


ALÇADO LONGITUDINAL

A1=1:250/A3=1:500







PLANTA

A1=1:250/A3=1:500

LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

Q^b - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

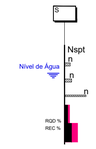
ROCHAS HERCÍNICAS:

γg - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas, de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

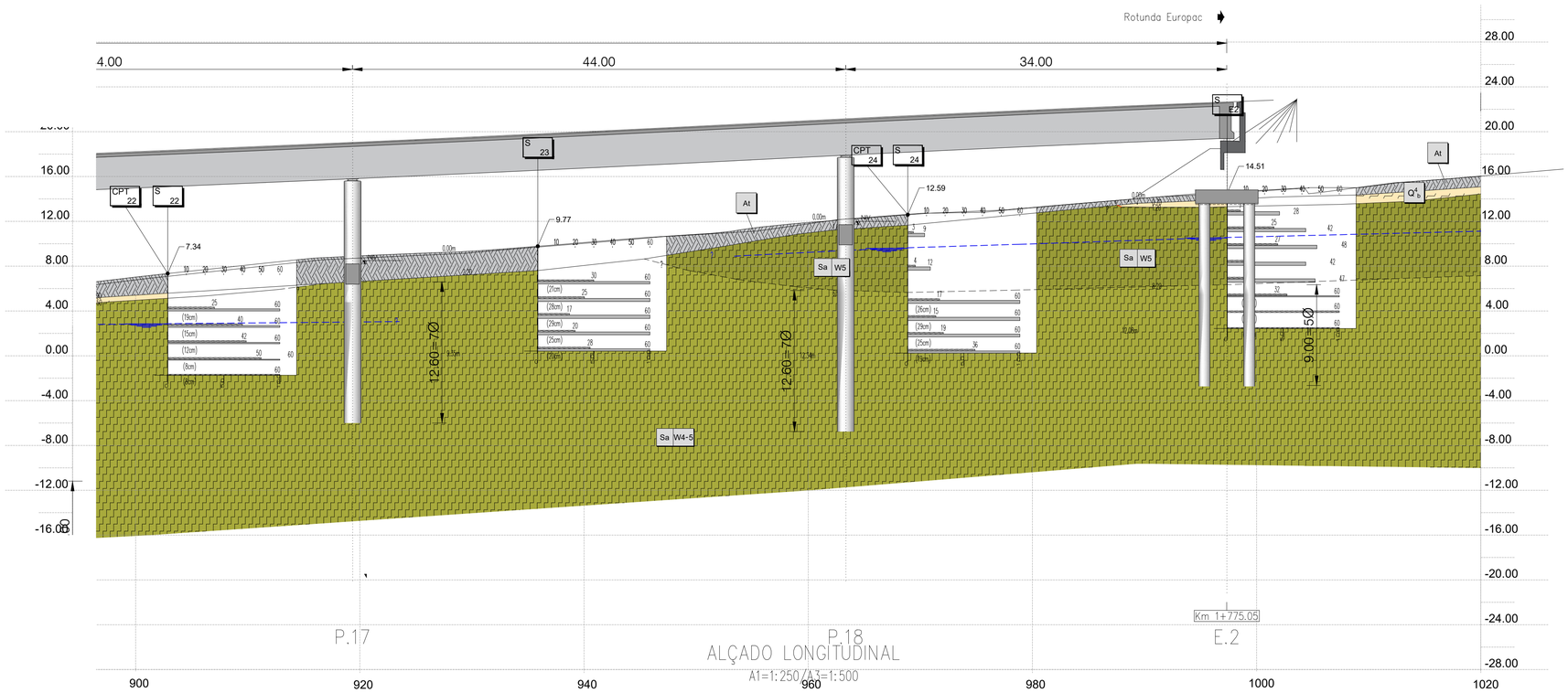
- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO



Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

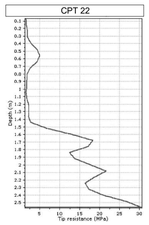
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substitui:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Dimensionamento Geral Geologia e prospecção geotécnica 7/8
	Verificado:		
	Aprovado:	Substituído:	

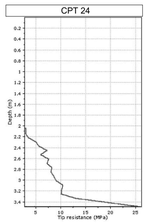
Número		
3959-PE-EST-PD008-R00 (2)		
Data: 09/2024	Folha:	Nº. de Ordem: 8

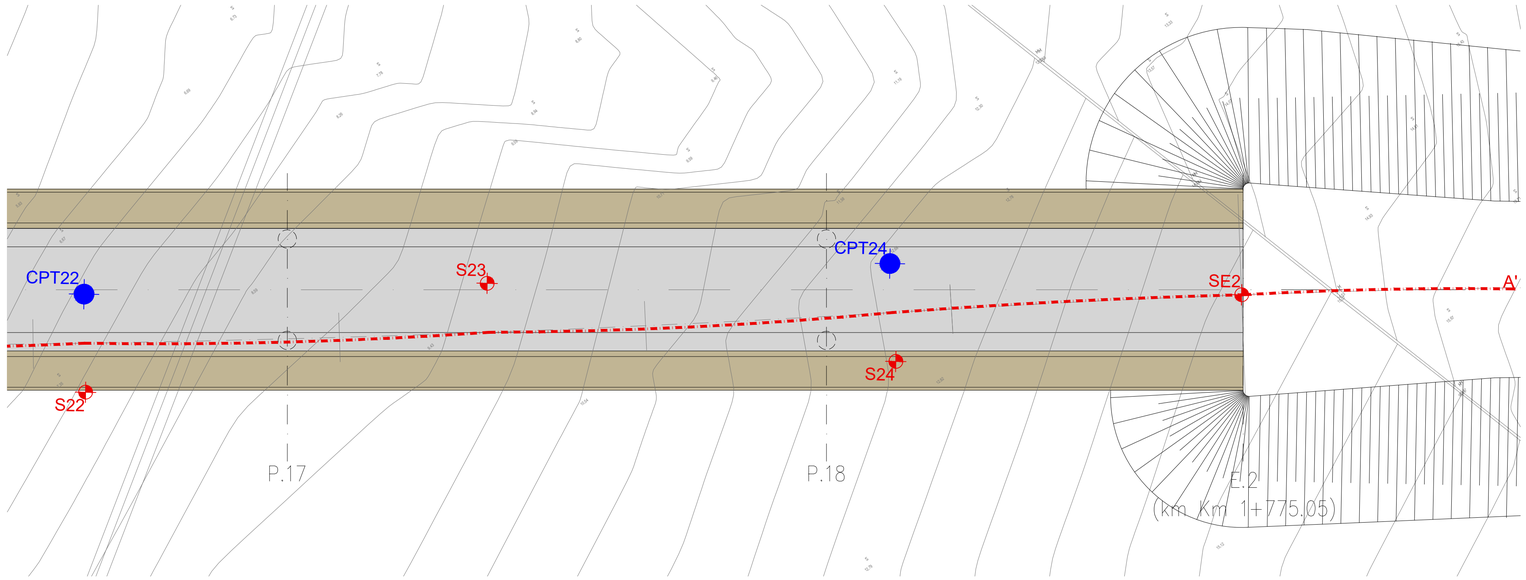


ALÇADO LONGITUDINAL

A1=1:250/A3=1:500







PLANTA

A1=1:250/A3=1:500

LEGENDA:

- SONDAGENS MECÂNICAS - S i
- SONDAGENS MECÂNICAS NÃO REALIZADAS - S i
- ENSAIO - CPT i
- ENSAIO NÃO REALIZADO - CPT i
- PENETROMETRO DINÂMICO LIGEIRO - PDL i
- POÇOS DE PROSPEÇÃO - P i

DEPÓSITOS RECENTES:

At - Aterro: Areias siltosas, acastanhadas, com evidências de forte contaminação orgânica, com restos vegetais e de raízes, pontualmente com fragmentos de origem e dimensão variada.

a - Depósitos Aluvionares: Intercalações de níveis silto-lodosos e areno-lodosos, de tons cinza escuros por vezes bege acastanhados, pontualmente com elementos quartzosos sub-rolados. No leito do rio, a base destes depósitos apresenta nível de cascalheira composta essencialmente por fragmentos quartzosos e xistentos sub-rolados envoltos em areias grosseiras a finas.

Q^4_b - Depósitos de Praias Antigas: areias médias a grosseiras, siltosas, intercaladas com níveis silto-argilosos, de tons castanho amarelados, com esparsos elementos quartzosos sub-rolados.

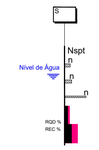
ROCHAS HERCÍNICAS:

γg - Granito: decomposto, manifestando-se através de areias médias a grosseiras, siltosas; de tons esbranquiçados.

SILÚRICO:

Sa - Xisto: maioritariamente na forma decomposta, através de siltes argilosos, micáceos, pontualmente com fração algo arenosa, por vezes com quartzo de exsudação metamórfica, de tons acinzentados, acastanhados, esverdeados e bordó,quando reconhecido no estado rochoso, de tons acastanhados, bordó e acinzentados.

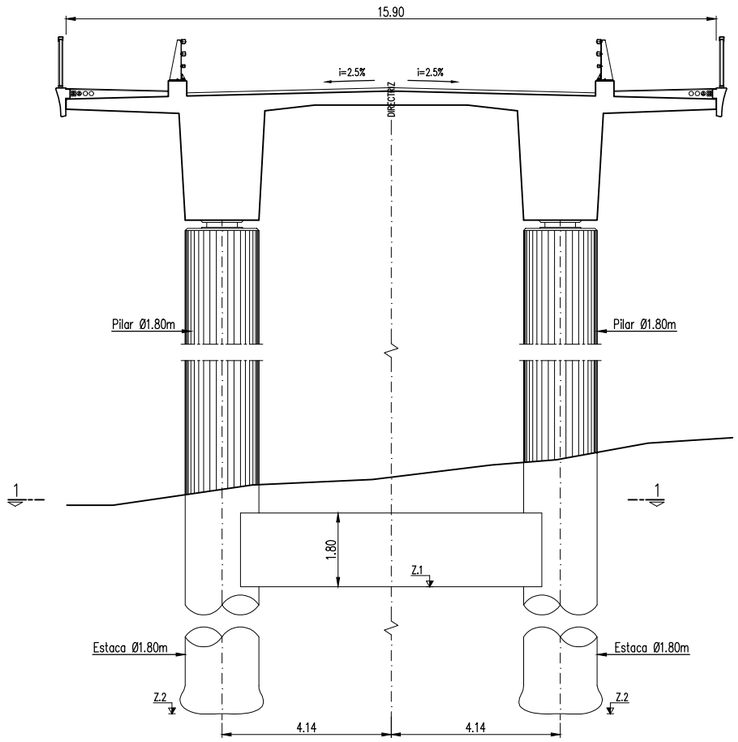
- CONTACTO GEOLÓGICO
- LIMITE DE ALTERAÇÃO
- NIVEL FREÁTICO



Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

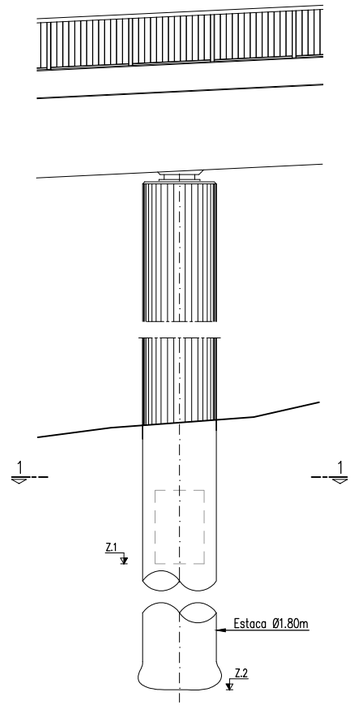
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Dimensionamento Geral Geologia e prospecção geotécnica 8/8
	Verificado:		
	Aprovado:	Substituído:	

Número		
3959-PE-EST-PD009-R00		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	9



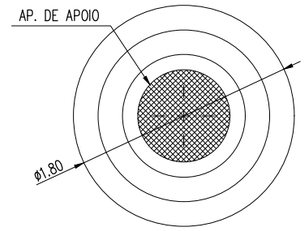
CORTE TRANSVERSAL PELOS
PILARES COM AP. APOIO (P1 A P3 E P13 A P18)

A1=1:75/A3=1:150



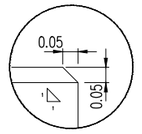
ALÇADO DOS PILARES COM AP. APOIO
(P1 A P3 E P13 A P18)

A1=1:75/A3=1:150



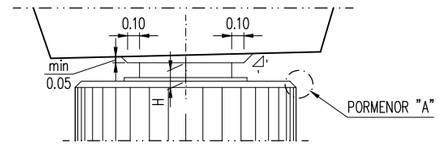
COROAMENTO DE PILARES
COM AP. APOIO – PLANTA

A1=1:25/A3=1:50



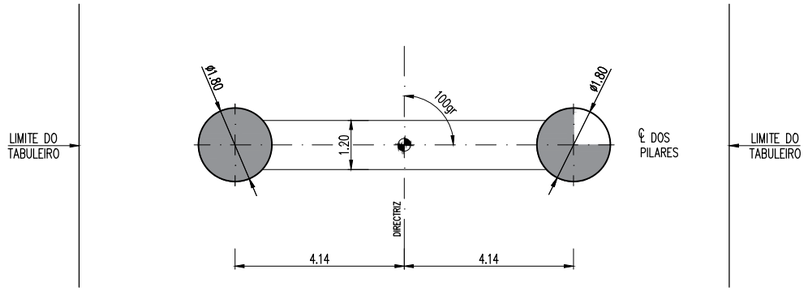
PORMENOR "A"

A1=1:10/A3=1:20



COROAMENTO DO PILAR
DE PILARES COM AP. APOIO ALÇADO

A1=1:25/A3=1:50



CORTE 1–1

A1=1:75/A3=1:150

"H" – ALTURA DO APARELHO DE APOIO

AS COTAS DE COROAMENTO DOS PILARES FORAM DEFINIDAS EM FUNÇÃO DA COTA DA BASE DAS VIGAS DEDUZIDA A ALTURA DO APARELHO DE APOIO.

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

Escala: Indicadas

Elaborado:

Verificado:

Aprovado:

Substituí:

Substituído:

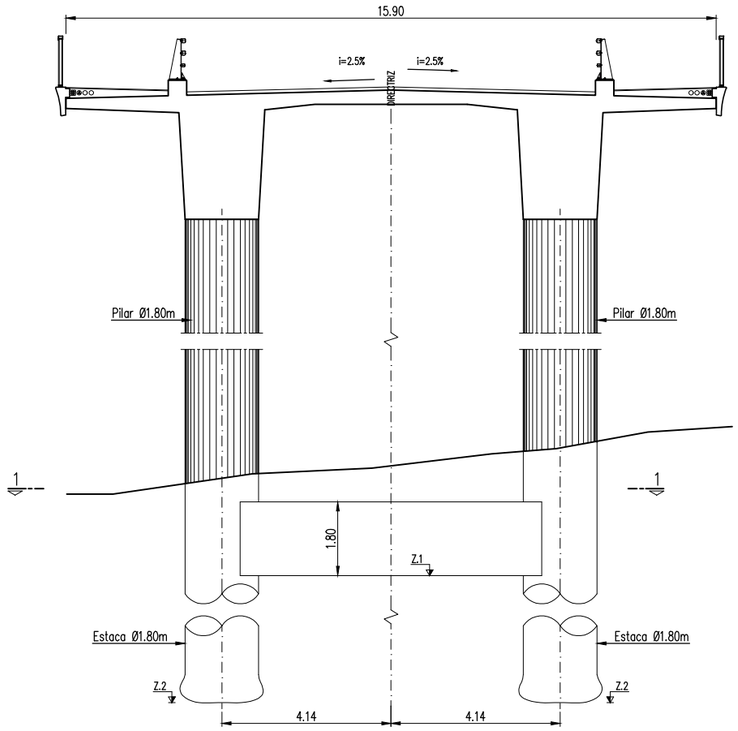
NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA
ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA
PROJETO VARIANTE
Pilares da Ponte
Dimensionamento 1/2

Número: 3959-PE-EST-PD028-R00

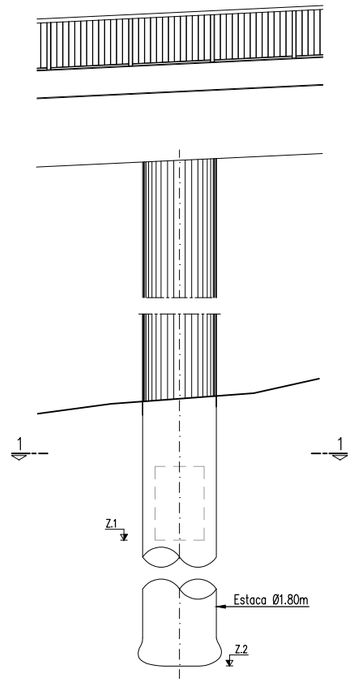
Data: 09/2024

Folha: 1/1

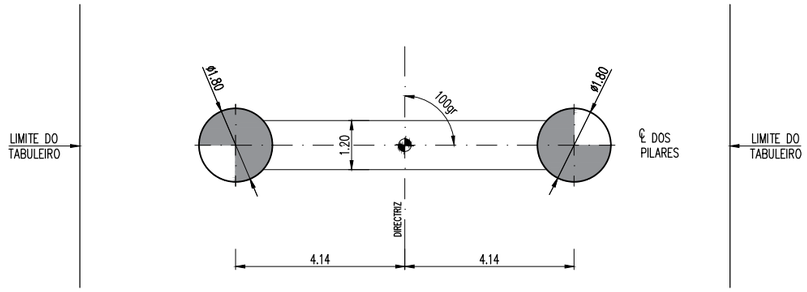
Nº. de Ordem: 28



CORTE TRANSVERSAL PELOS
PILARES SEM AP. APOIO (P4 A P12)
A1=1:75/A3=1:150



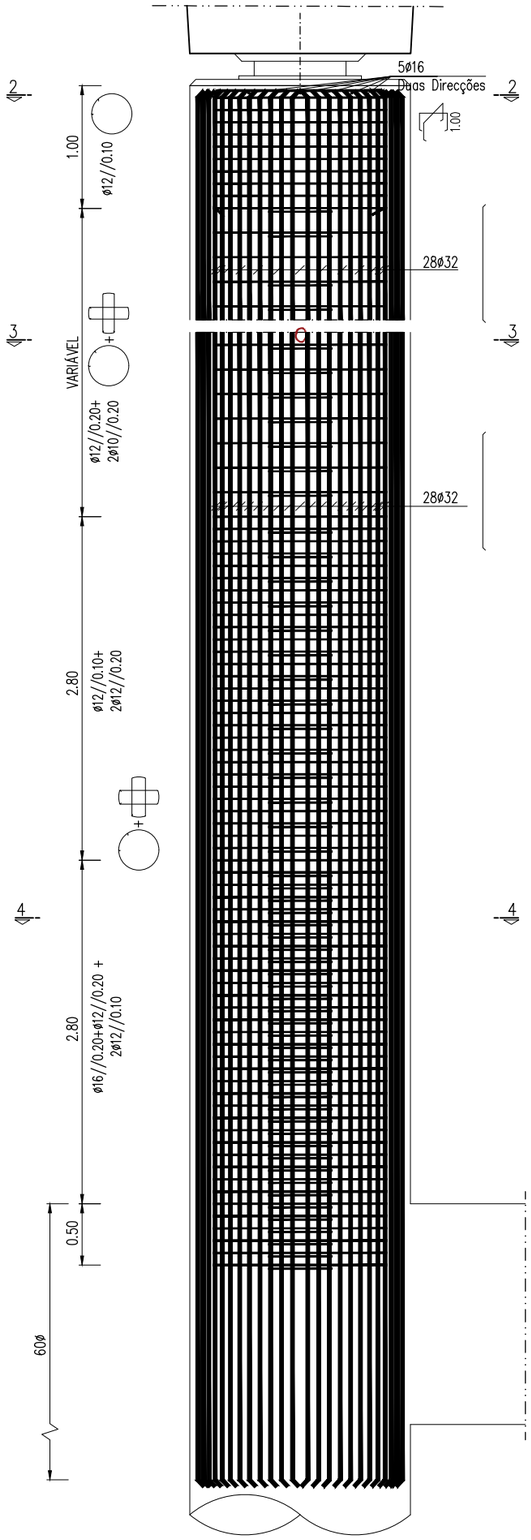
ALÇADO DOS PILARES SEM AP. APOIO
(P4 A P12)
A1=1:75/A3=1:150



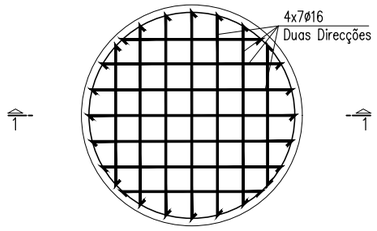
CORTE 1–1
A1=1:75/A3=1:150

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

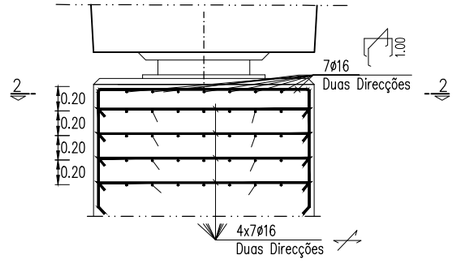
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substitui:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Pilares da Ponte Dimensionamento 2/2	Número: 3959-PE-EST-PD029-R00	
	Verificado:	Substituído:		Data: 09/2024	Folha: 1/1
	Aprovado:				Nº. de Ordem: 29

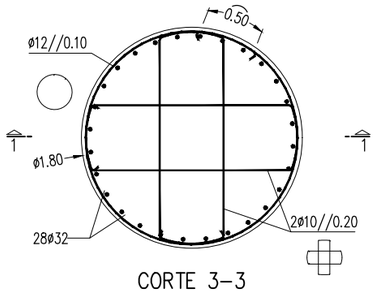


CORTE 1–1
ARMADURAS DOS PILARES P2, P14, P15, P16 E P17
A1=1:25/A3=1:50

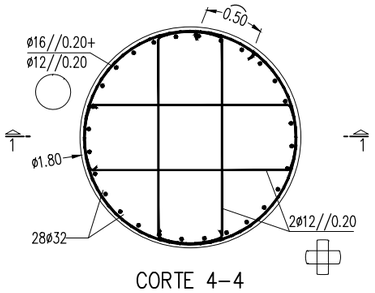


CORTE 2–2
A1=1:25/A3=1:50

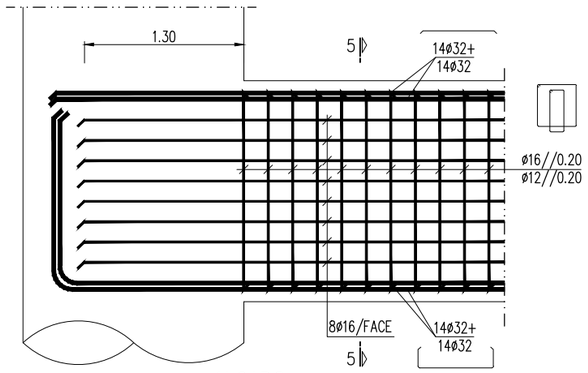




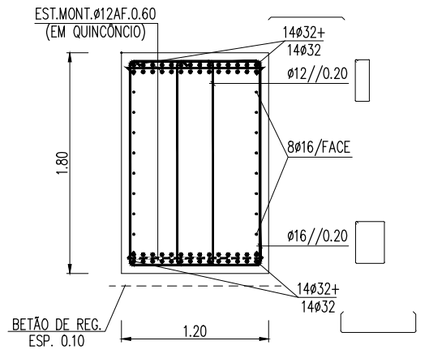
CORTE 3–3
A1=1:25/A3=1:50



CORTE 4–4
A1=1:25/A3=1:50



ALÇADO
ARMADURAS DA TRAVESSA
A1=1:25/A3=1:50



CORTE 5–5
ARMADURAS DA TRAVESSA
A1=1:25/A3=1:50

AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

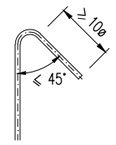
– COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTES:

	BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA
C20/25	45ø	65ø
C30/37	35ø	50ø
C35/45	30ø	45ø

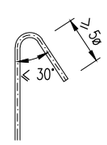
– RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.07m NAS PEÇAS ENTERRADAS
0.05m NAS RESTANTES

COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO

		BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA
C20/25	lb0	80ø	115ø
C30/37	lb0	65ø	95ø
C35/45	lb0	60ø	85ø



DOBRAGEM DOS
ESTRIBOS/CINTAS
(NA ZONA DE REFORÇO DE CINTAGEM)



DOBRAGEM DOS
ESTRIBOS/CINTAS
(EM GERAL)

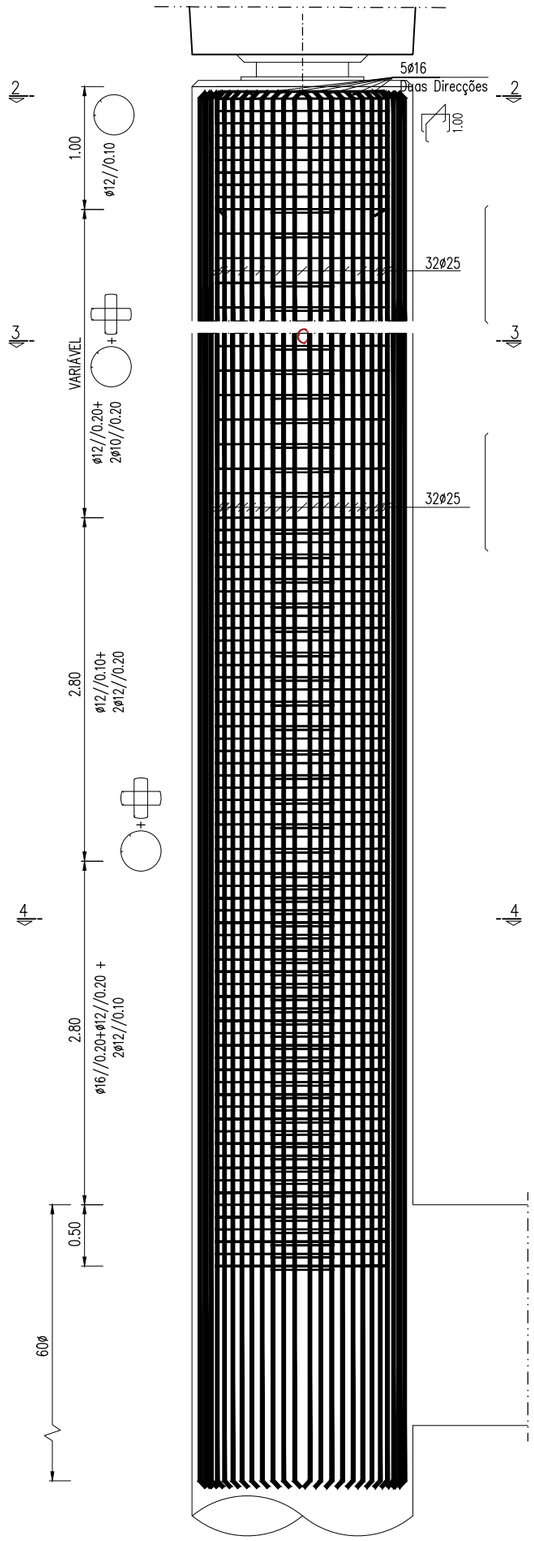
MATERIAIS

BETÕES	
REGULARIZAÇÃO	C16/20
FUNDAÇÕES	C30/37
ELEVAÇÃO	C35/45
AÇOS	A500 NR

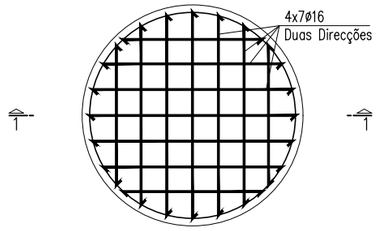
Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE PILARES ARMADURAS 2/3
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

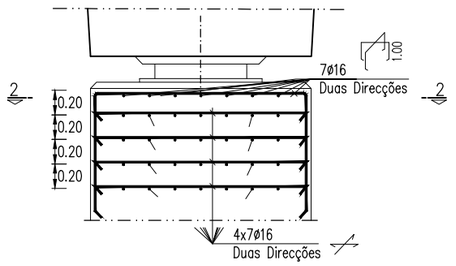
Número		
3959-PE-EST-PD031-R01		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	31

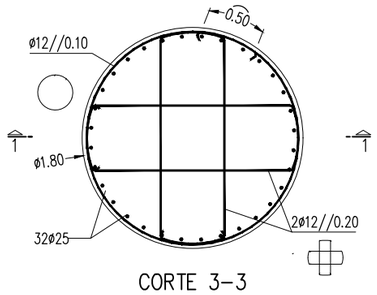


CORTE 1–1
ARMADURAS DOS PILARES P1, P3, P13, E P18
A1=1:25/A3=1:50

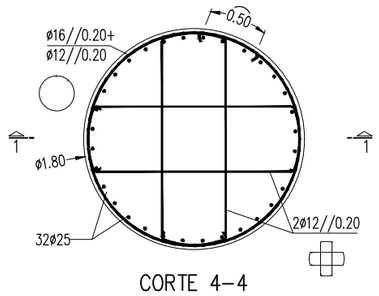


CORTE 2–2
A1=1:25/A3=1:50

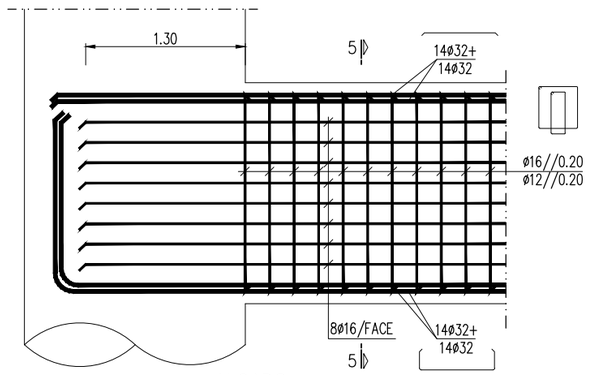




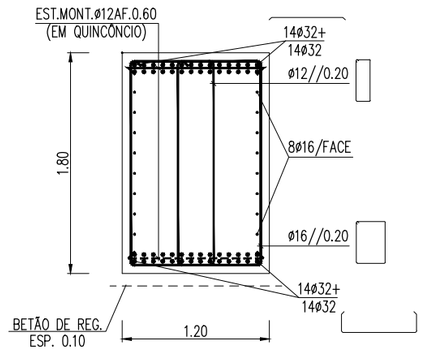
CORTE 3–3
A1=1:25/A3=1:50



CORTE 4–4
A1=1:25/A3=1:50



ALÇADO
ARMADURAS DA TRAVESSA
A1=1:25/A3=1:50



CORTE 5–5
ARMADURAS DA TRAVESSA
A1=1:25/A3=1:50

AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

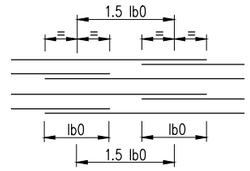
– COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTES:

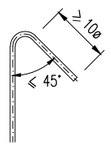
	BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA
C20/25	45ø	65ø
C30/37	35ø	50ø
C35/45	30ø	45ø

– RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.07m NAS PEÇAS ENTERRADAS
0.05m NAS RESTANTES

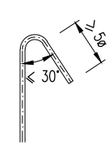
COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO

		BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA
C20/25	lb0	80ø	115ø
C30/37	lb0	65ø	95ø
C35/45	lb0	60ø	85ø





DOBRAGEM DOS
ESTRIBOS/CINTAS
(NA ZONA DE REFORÇO DE CINTAGEM)



DOBRAGEM DOS
ESTRIBOS/CINTAS
(EM GERAL)

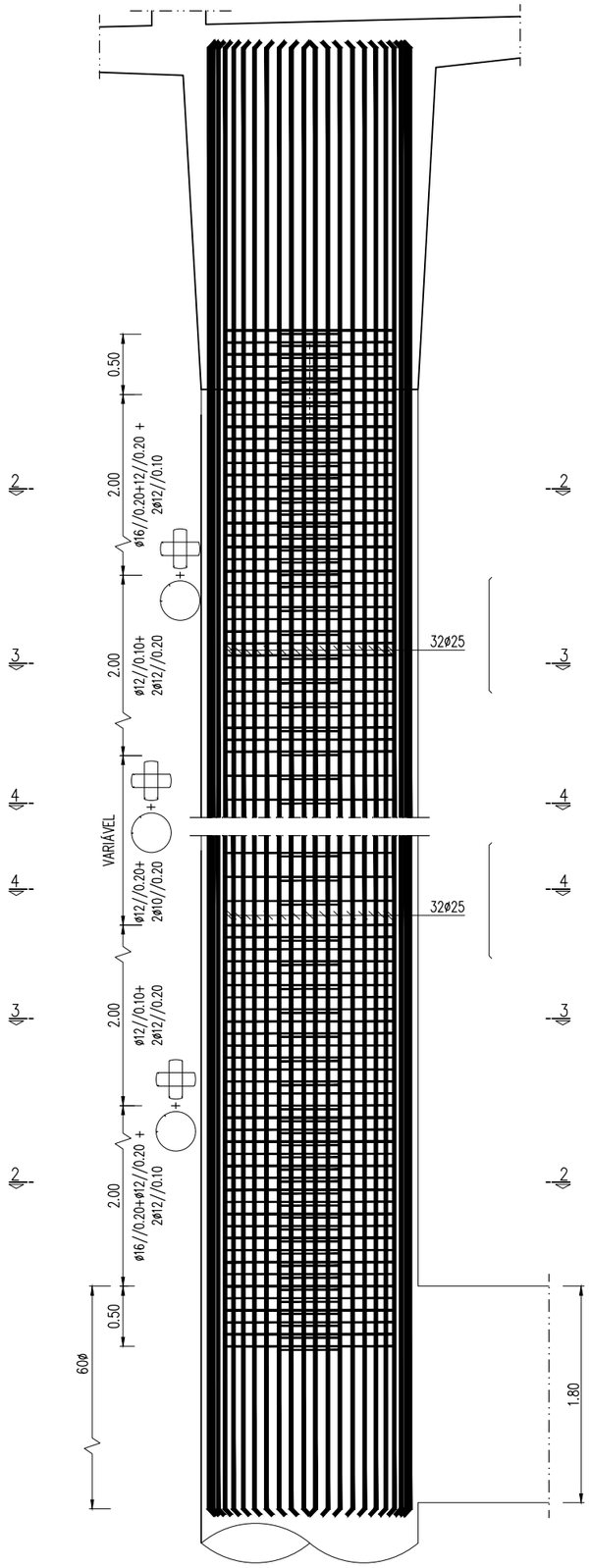
MATERIAIS

BETÕES	
REGULARIZAÇÃO	C16/20
FUNDAÇÕES	C30/37
ELEVAÇÃO	C35/45
AÇOS	A500 NR

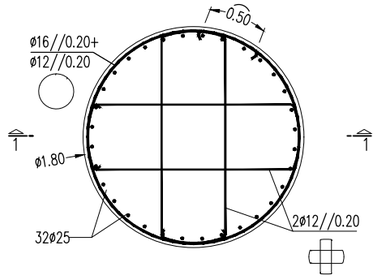
Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE PILARES ARMADURAS 3/3
	Verificado:		
	Aprovado:	Substituído:	

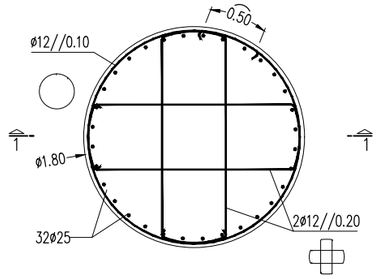
Número		
3959-PE-EST-PD032-R01		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	32



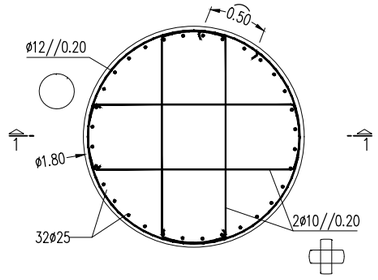
CORTE 1–1
ARMADURAS DOS PILARES P4 A P12
A1=1:25/A3=1:50



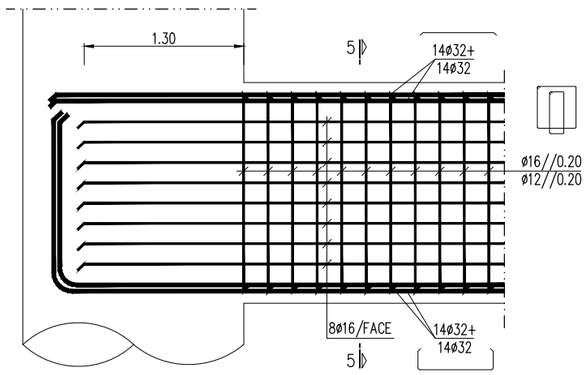
CORTE 2–2
A1=1:25/A3=1:50



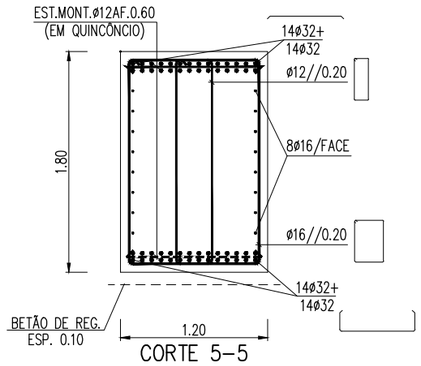
CORTE 3–3
A1=1:25/A3=1:50



CORTE 4–4
A1=1:25/A3=1:50



ALÇADO
ARMADURAS DA TRAVESSA
A1=1:25/A3=1:50



CORTE 5–5
ARMADURAS DA TRAVESSA
A1=1:25/A3=1:50

AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

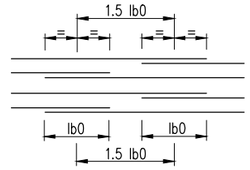
– COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTES:

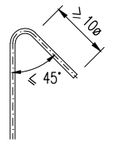
	BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA
C20/25	45ø	65ø
C30/37	35ø	50ø
C35/45	30ø	45ø

– RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.07m NAS PEÇAS ENTERRADAS
0.05m NAS RESTANTES

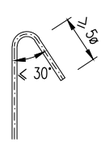
COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO

		BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERÊNCIA
C20/25	lb0	80ø	115ø
C30/37	lb0	65ø	95ø
C35/45	lb0	60ø	85ø





DOBRAGEM DOS
ESTRIBOS/CINTAS
(NA ZONA DE REFORÇO DE CINTAGEM)



DOBRAGEM DOS
ESTRIBOS/CINTAS
(EM GERAL)

MATERIAIS

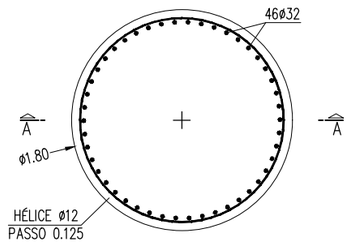
BETÕES	
REGULARIZAÇÃO	C16/20
FUNDAÇÕES	C30/37
ELEVAÇÃO	C35/45
AÇOS	A500 NR

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

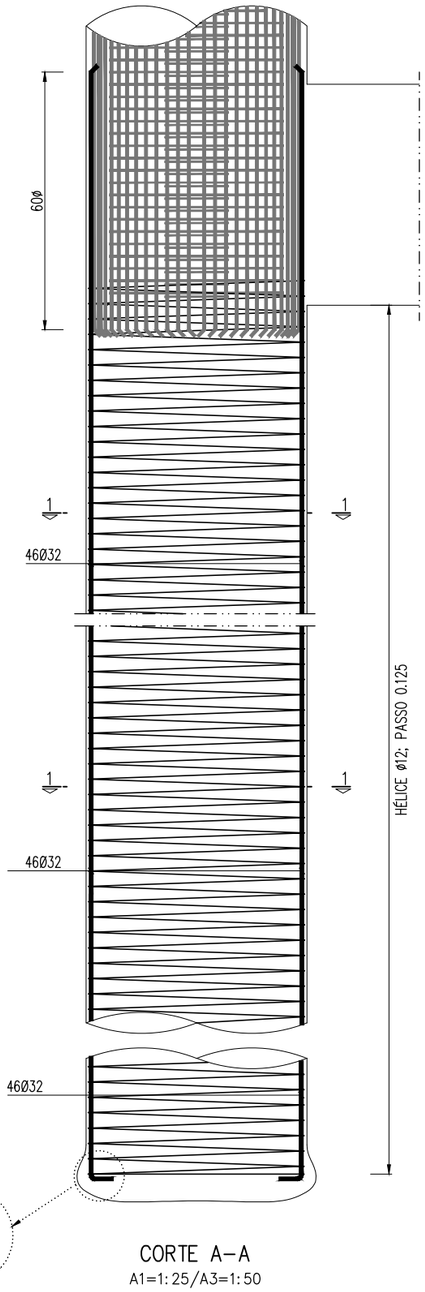
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substitui:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE PILARES ARMADURAS 1/3
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

Número		
3959-PE-EST-PD030-R01		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	30

ESTACA PARA OS PILARES P2, P3, P14, P15, P16 e P17

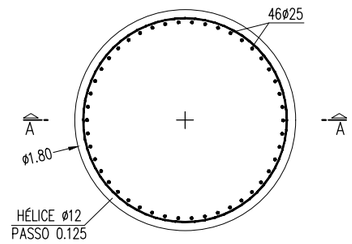


CORTE 1-1
A1=1:25/A3=1:50

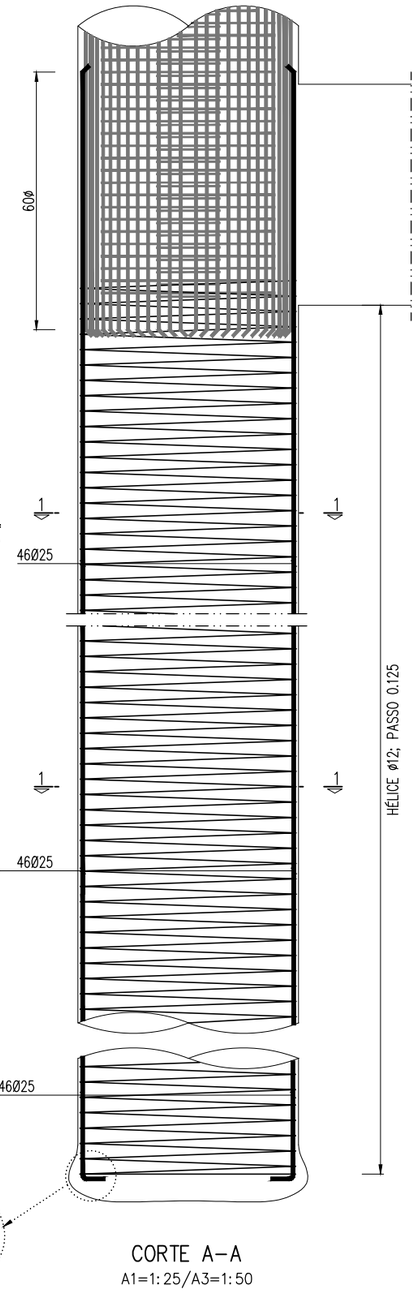


CORTE A-A
A1=1:25/A3=1:50

ESTACA PARA OS PILARES P1, P4, P13 e P18



CORTE 1-1
A1=1:25/A3=1:50



CORTE A-A
A1=1:25/A3=1:50

AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

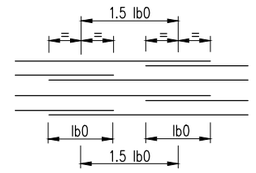
- SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTES:

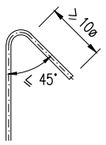
	BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERENCIA
C20/25	45ø	65ø
C30/37	35ø	50ø
C35/45	30ø	45ø

- RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.07m NAS PEÇAS ENTERRADAS
  0.05m NAS RESTANTES

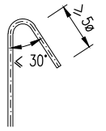
COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO

		BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERENCIA
C20/25	lb0	80ø	115ø
C30/37	lb0	65ø	95ø
C35/45	lb0	60ø	85ø





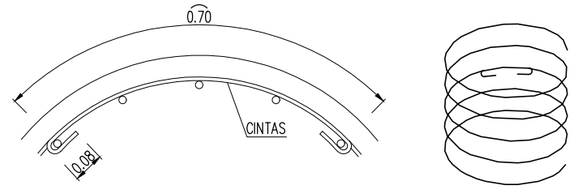
DOBRAGEM DOS ESTRIBOS/CINTAS (NA ZONA DE REFORÇO DE CINTAGEM)



DOBRAGEM DOS ESTRIBOS/CINTAS (EM GERAL)

MATERIAIS

BETÕES	
REGULARIZAÇÃO	C16/20
FUNDAÇÕES	C30/37
AÇOS	A500 NR



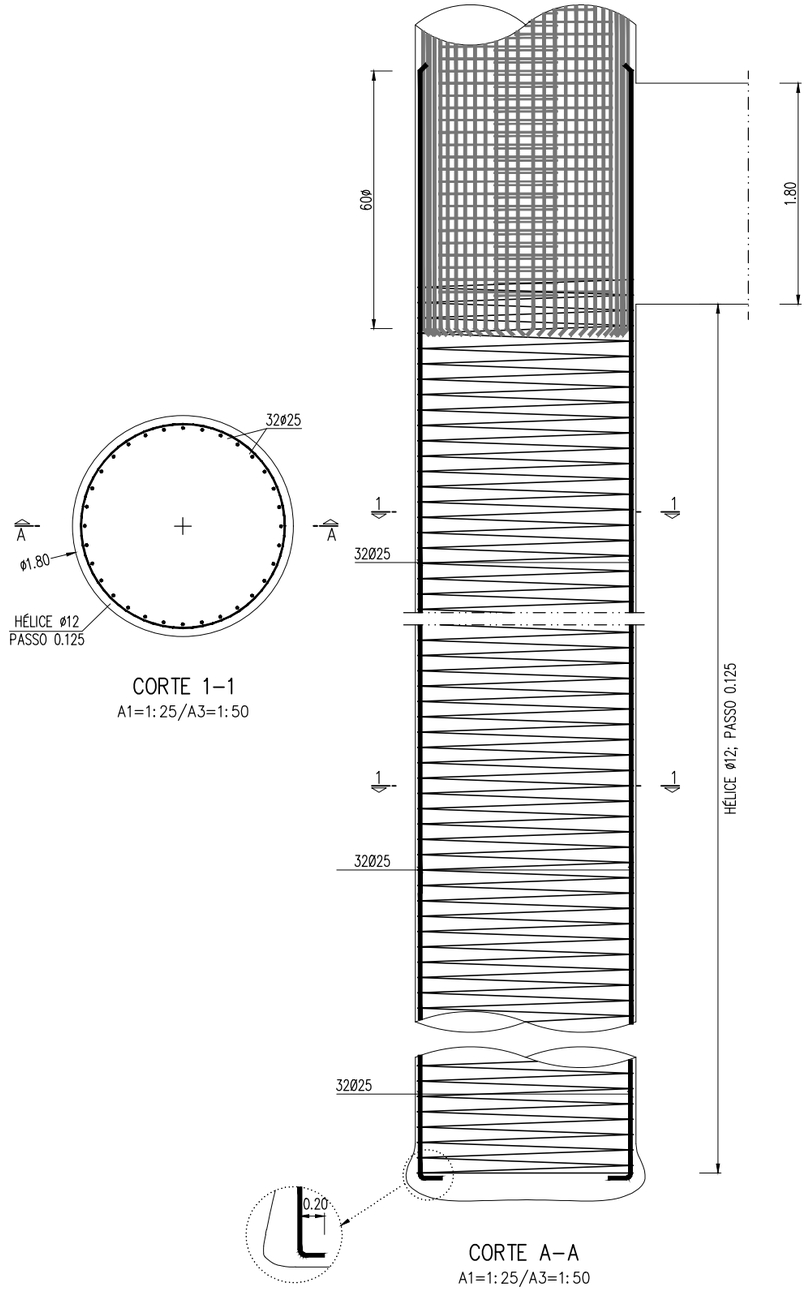
COMPRIMENTO DE SOBREPOSIÇÃO DAS CINTAS
ESQUEMÁTICO

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

Escala: Indicadas	Elaborado:	Substitui:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE ESTACAS ARMADURAS 1/2
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

Número		
3959-PE-EST-PD033-R01		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	33

ESTACA PARA OS PILARES P5 A P12



CORTE 1-1
A1=1:25/A3=1:50

CORTE A-A
A1=1:25/A3=1:50

AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

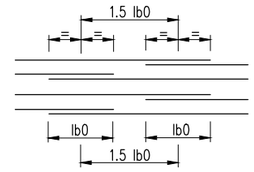
- SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTES:

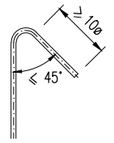
	BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERENCIA
C20/25	45ø	65ø
C30/37	35ø	50ø
C35/45	30ø	45ø

- RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.07m NAS PEÇAS ENTERRADAS
  0.05m NAS RESTANTES

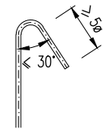
COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO

		BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERENCIA
C20/25	lb0	80ø	115ø
C30/37	lb0	65ø	95ø
C35/45	lb0	60ø	85ø





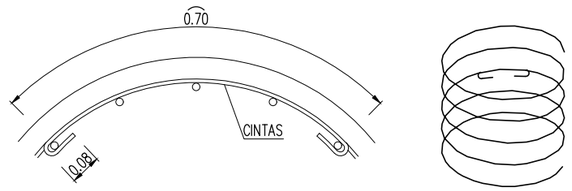
DOBRAGEM DOS ESTRIBOS/CINTAS (NA ZONA DE REFORÇO DE CINTAGEM)



DOBRAGEM DOS ESTRIBOS/CINTAS (EM GERAL)

MATERIAIS

BETÕES	
REGULARIZAÇÃO	C16/20
FUNDAÇÕES	C30/37
AÇOS	A500 NR

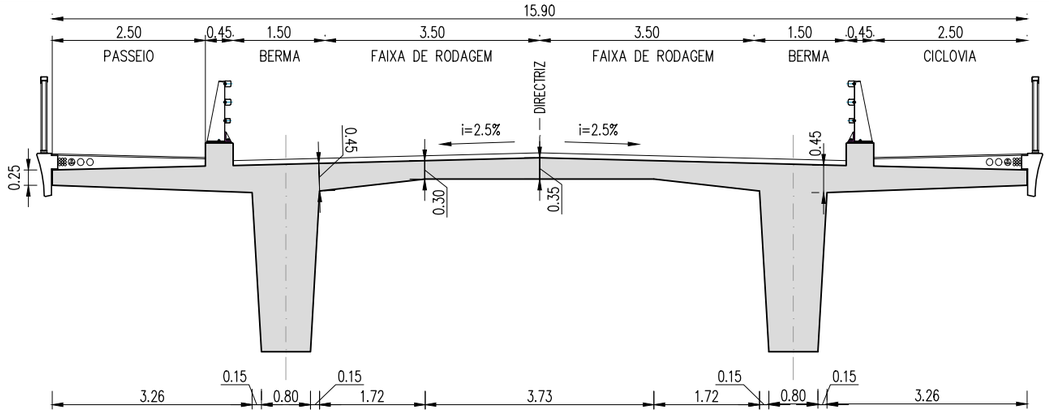


COMPRIMENTO DE SOBREPOSIÇÃO DAS CINTAS
ESQUEMÁTICO

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

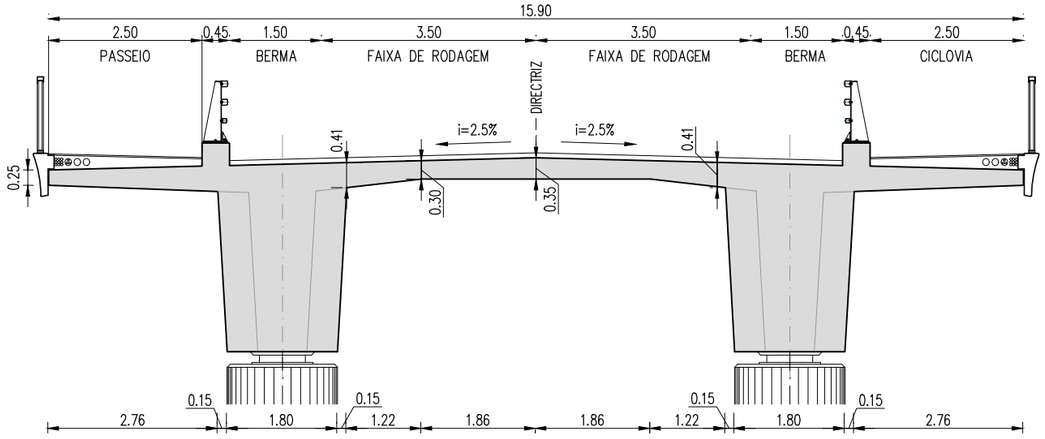
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE ESTACAS ARMADURAS 1/2
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

Número		
3959-PE-EST-PD033-R01		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	33



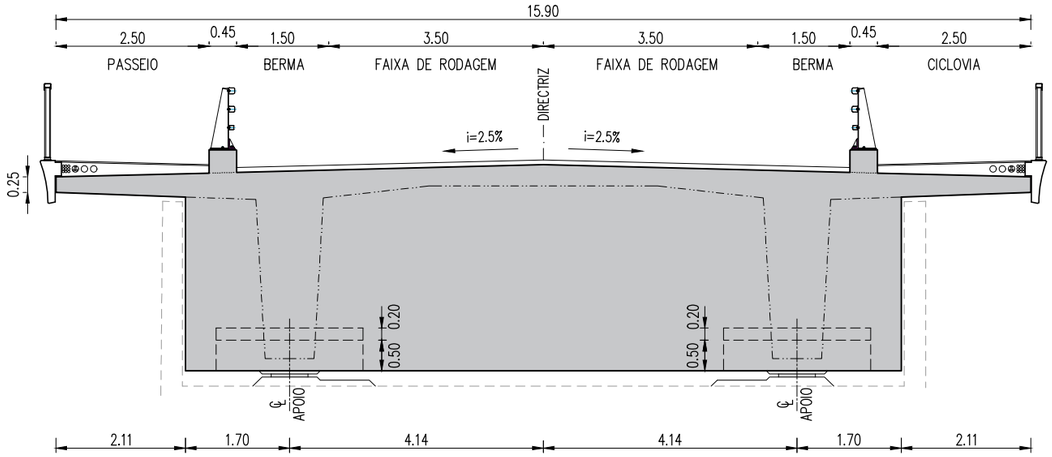
CORTE TRANSVERSAL TIPO JUNTO AOS PILARES

A1=1:50/A3=1:100



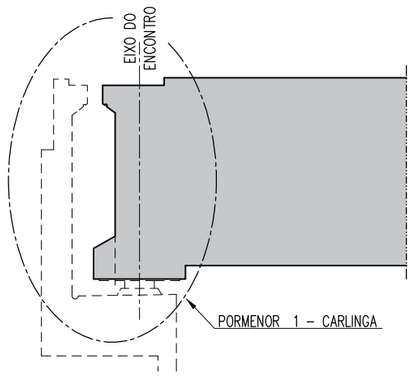
CORTE TRANSVERSAL TIPO A MEIO VÃO

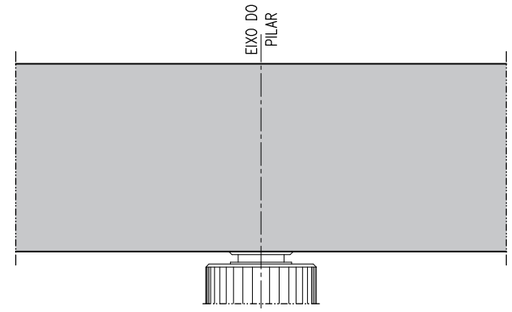
A1=1:50/A3=1:100



CORTE TRANSVERSAL TIPO NO ALINHAMENTO DOS ENCONTROS

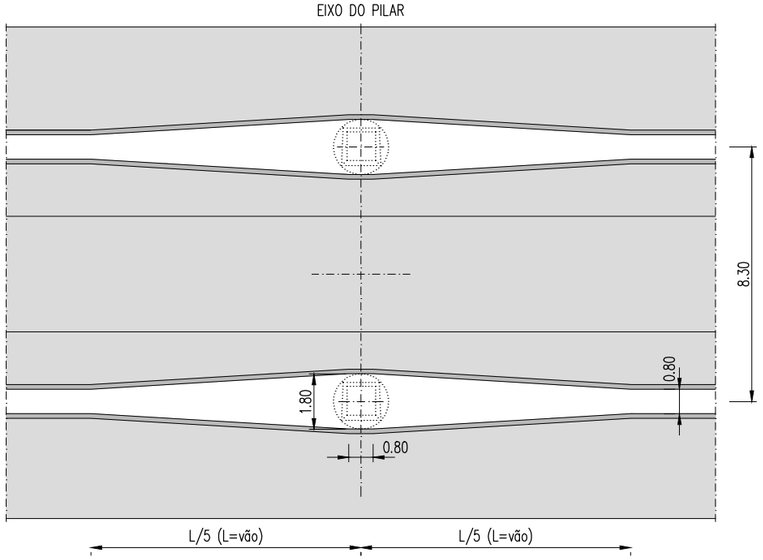
A1=1:50/A3=1:100





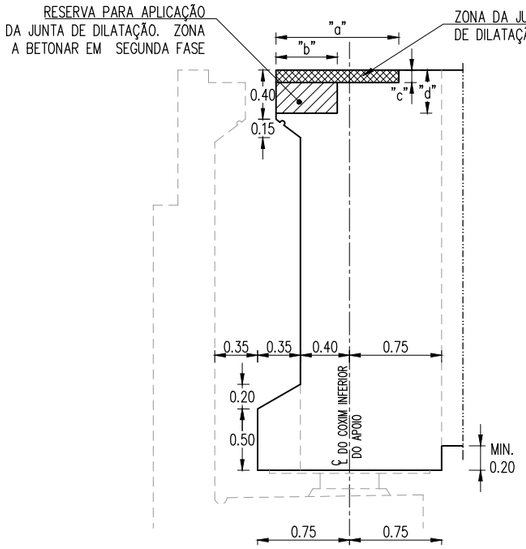
CORTE LONGITUDINAL PELO EIXO DAS LONGARINAS

A1=1:50/A3=1:100



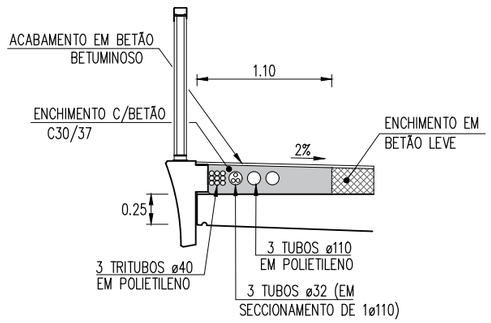
ESQUEMA DE VARIAÇÃO DA ESPESSURA DA ALMA DAS VIGAS
VISTA 3–3

Escalas A1=1:100 / A3=1:200



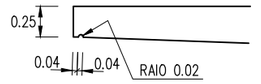
PORMENOR 1 – CARLINGA

A1=1:25/A3=1:50



PORMENOR DO PASSEIO

A1=1:25/A3=1:50



PORMENOR DA PONTA DA CONSOLA

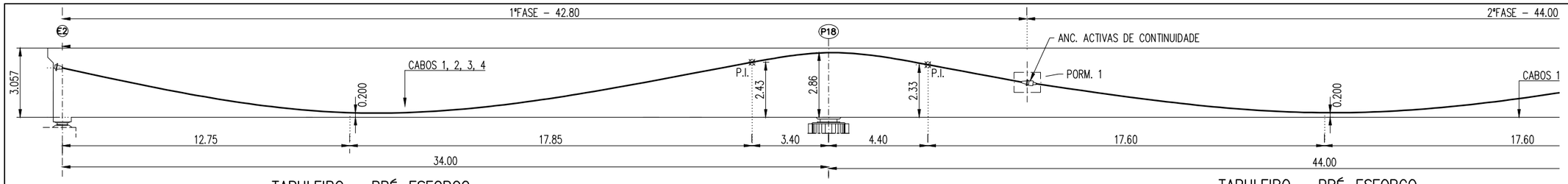
A1=1:25/A3=1:50

NOTA: "a"/"b"/"c"/"d" DIMENSÕES A AJUSTAR CONSOANTE O TIPO DE JUNTA A APLICAR

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE Tabuleiro Dimensionamento
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

Número		
3959-PE-EST-PD035-R01		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	35

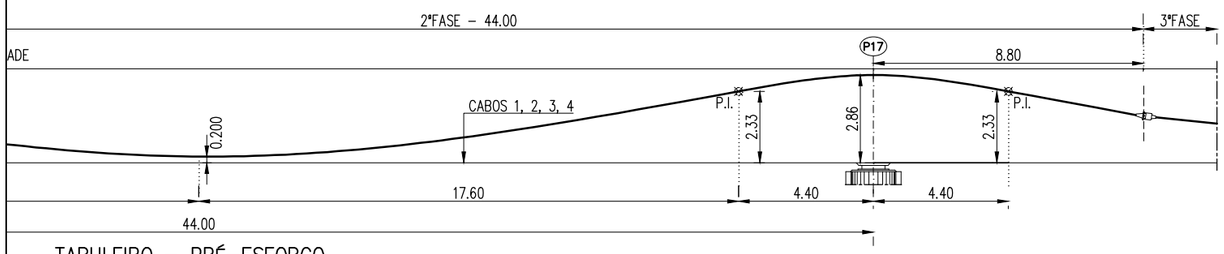


TABULEIRO – PRÉ-ESFORÇO
1ª FASE (VÃO EXTREMO DE 34m)
A1=1:100/A3=1:200

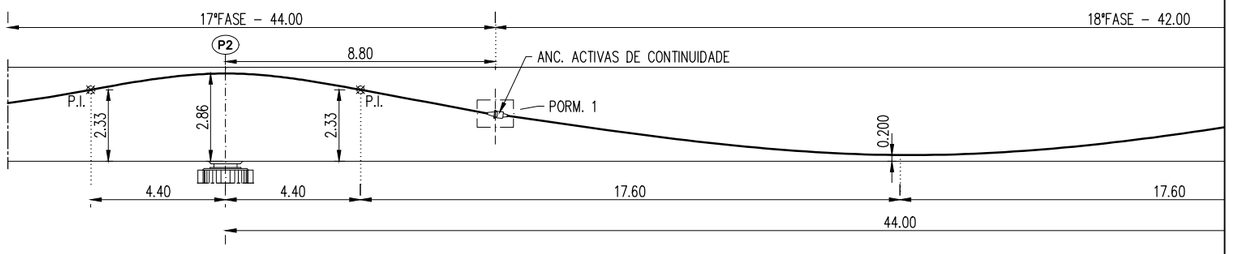
TABULEIRO – PRÉ-ESFORÇO
2ª a 17ª FASE
A1=1:100/A3=1:200

LEGENDA

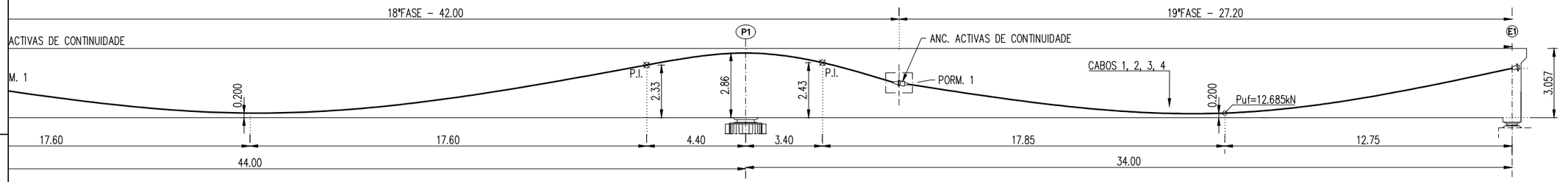
- ⊏ – ANCORAGEM
- ⊏▷ – ANC. ACTIVA DE CONTINUIDADE
- P.I.– PONTO DE INFLEXÃO
- Puf – PRÉ-ESFORÇO ÚTIL FINAL MÍNIMO PARA CADA VIGA DO TABULEIRO.



TABULEIRO – PRÉ-ESFORÇO
2ª a 17ª FASE
A1=1:100/A3=1:200



TABULEIRO – PRÉ-ESFORÇO
18ª FASE
A1=1:100/A3=1:200

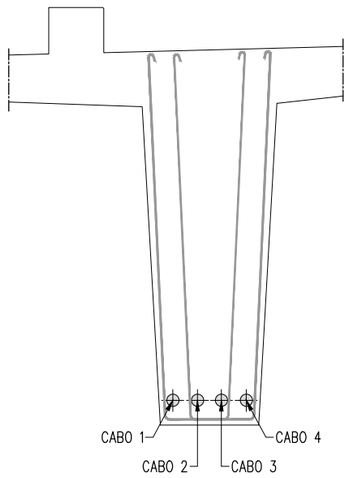


TABULEIRO – PRÉ-ESFORÇO
18ª FASE
A1=1:100/A3=1:200

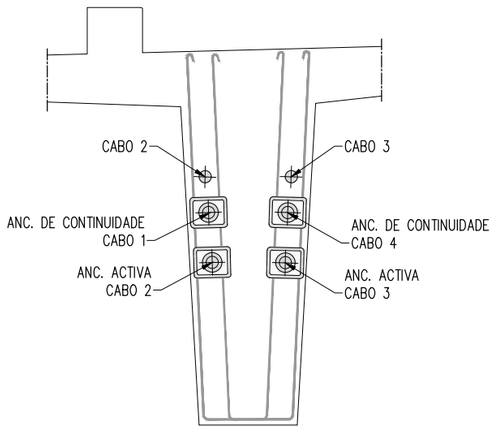
TABULEIRO – PRÉ-ESFORÇO
19ª FASE (VÃO EXTREMO DE 34m)
A1=1:100/A3=1:200

PRÉ-ESFORÇO P/ VIGA	
CABO 1	Aα = 28,5 cm²
CABO 2	Aα = 28,5 cm²
CABO 3	Aα = 28,5 cm²
CABO 4	Aα = 28,5 cm²

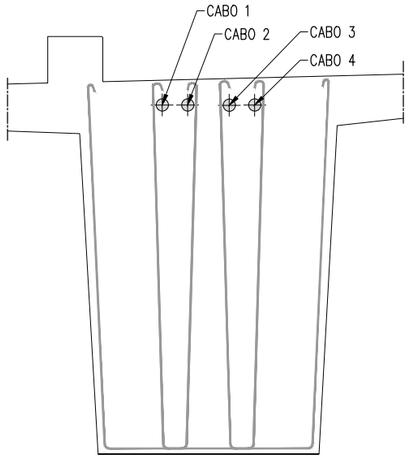
Aα – ÁREA MIN. DE PRÉ-ESFORÇO
(1.5 cm² / CORDÃO)



CORTE TRANSVERSAL A MEIO VÃO
A1=1:25/A3=1:50



CORTE TRANSVERSAL NA JUNTA DE BETONAGEM
A1=1:25/A3=1:50

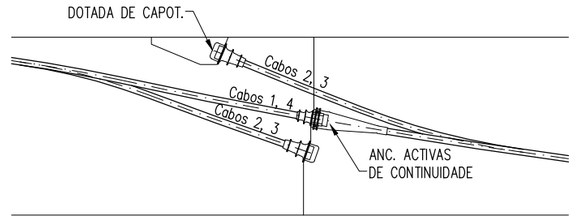


CORTE TRANSVERSAL SOBRE OS PILARES
A1=1:25/A3=1:50

NOTA

– O TRAÇADO E QUANTIDADE DE PRÉ-ESFORÇO FORAM DIMENSIONADOS TENDO EM CONSIDERAÇÃO QUE O TABULEIRO SERÁ CONSTRUÍDO TRAMO A TRAMO COM RECURSO A CIMBRE AUTO-LANÇÁVEL, PODENDO HAVER NECESSIDADE DE ALGUMA REVISÃO EM FUNÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO ADOPTADO.

– A APRESENTAÇÃO DOS CABOS E SUA COTAGEM REFERE-SE A UM TRAÇADO TEÓRICO NO EIXO DO TABULEIRO.
O PROJECTO DE PRÉ-ESFORÇO TERÁ ESTE FACTO EM CONTA AO PROPOR OS TRAÇADOS FINAIS RESPEITANTES A CADA UMA DAS VIGAS.

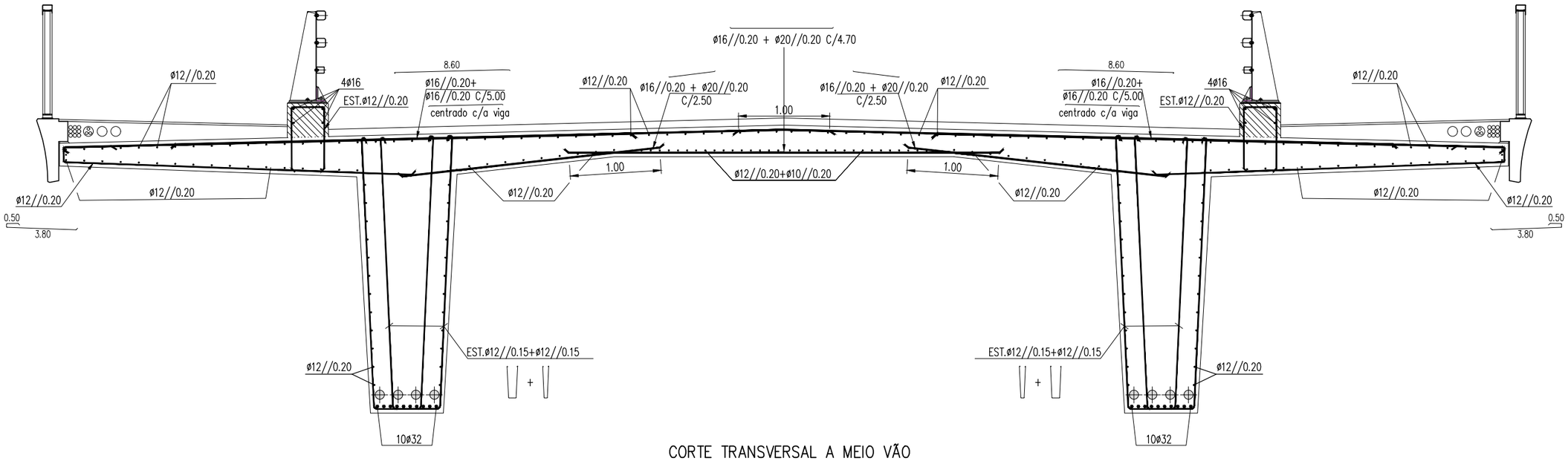


PORMENOR 1 DAS ANC. DE CONTINUIDADE
(ESQUEMÁTICO)

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

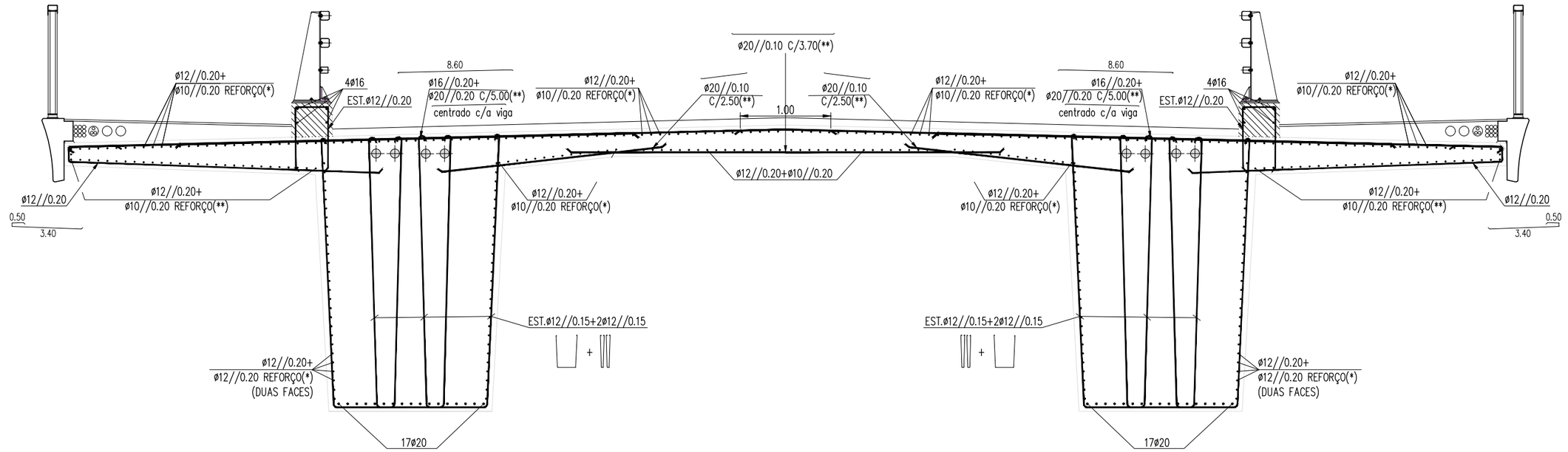
Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE TABULEIRO PRÉ-ESFORÇO
	Verificado:		
	Aprovado:	Substituído:	

Número		
3959-PE-EST-PD042-R01		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	42



CORTE TRANSVERSAL A MEIO VÃO

A1=1:25/A3=1:50



CORTE TRANSVERSAL NA ZONA DO APOIO

A1=1:25/A3=1:50

AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

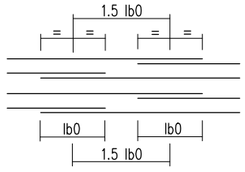
- SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTES:

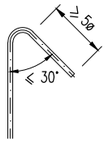
	BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERENCIA
C20/25	45ø	65ø
C30/37	35ø	50ø
C35/45	30ø	45ø

- RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.07m NAS PEÇAS ENTERRADAS
  0.05m NAS RESTANTES

COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO

		BOA ADERENCIA	OUTRAS COND. DE ADERENCIA
C20/25	lb0	80ø	115ø
C30/37	lb0	65ø	95ø
C35/45	lb0	60ø	85ø





MATERIAIS

BETÕES	
TABULEIRO	C35/45
AÇOS	A500 NR

NOTAS

- ZONA A BETONAR APÓS A CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO

* – ARMADURA COM 10.00m CENTRADA COM O EIXO DO PILAR.

** – ARMADURA DISPOSTA EM 2.00m CENTRADA COM O EIXO DO PILAR.

Versão	Data	Descrição	Elab.	Verif.

Escala: Indicadas	Elaborado:	Substituí:	NOVA TRAVESSIA SOBRE O RIO LIMA ENTRE A EN 203 - DEOCRISTE E A EN 202 - NOGUEIRA PROJETO VARIANTE TABULEIRO ARMADURAS 1/6
	Verificado:	Substituído:	
	Aprovado:		

Número		
3959-PE-EST-PD036-R01		
Data:	Folha:	Nº. de Ordem:
09/2024	1/1	36