



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



**Projecto de Execução da Passagem Superior 9A, na
Concessão Douro Litoral na A32/IC2 – Oliveira de
Azeméis / IP1 (S. Lourenço), Trecho 3 –
Louredo / IP1 (S. Lourenço)**

FRANCISCO MIGUEL DOMINGOS ANTUNES

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de
Especialização de Estruturas

Orientadores:

Eng.º Civil Pedro Castro Caldas Cabral, Administrador da Armando Rito Engenharia S.A.
Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Professora Coordenadora do ISEL

Júri:

Presidente:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos, Professor Coordenador do ISEL

Vogais:

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Professor Coordenador do ISEL
Eng.º Civil Pedro Castro Caldas Cabral, Administrador da Armando Rito Engenharia S.A.
Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Professora Coordenadora do ISEL

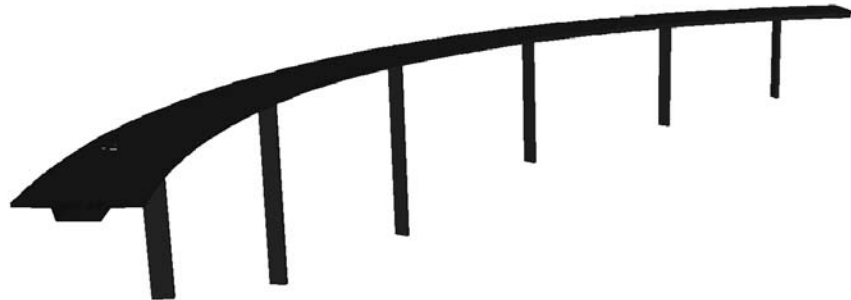
Dezembro de 2011



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



**Projecto de Execução da Passagem Superior 9A, na
Concessão Douro Litoral na A32/IC2 – Oliveira de
Azeméis / IP1 (S. Lourenço), Trecho 3 –
Louredo / IP1 (S. Lourenço)**

FRANCISCO MIGUEL DOMINGOS ANTUNES

Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de
Especialização de Estruturas

Documento Provisório

Orientadores:

Eng.º Civil Pedro Castro Caldas Cabral, Administrador da Armando Rito Engenharia S.A.
Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Professora Coordenadora do ISEL

Júri:

Presidente:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos, Professor Coordenador do ISEL

Vogais:

Doutor Carlos Jorge Amorim Miragaia Trancoso Vaz, Professor Coordenador do ISEL
Eng.º Civil Pedro Castro Caldas Cabral, Administrador da Armando Rito Engenharia S.A.
Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Professora Coordenadora do ISEL

Outubro de 2011

RESUMO

O presente trabalho teve como principal objectivo a aplicação dos conceitos adquiridos nas unidades curriculares da licenciatura e do mestrado. Nesse sentido tomou-se a opção da realização de um projecto de execução de uma obra de arte para o trabalho final de mestrado, realizado num conceituado gabinete de projecto de pontes e viadutos, com vista à obtenção do grau de mestre.

O projecto refere-se a uma obra de arte que se insere num nó rodoviário de ligação entre duas auto-estradas que, dados os seus condicionamentos de perfil, quer longitudinal quer transversal, e implantação no local, pode ser considerada uma obra de arte especial. O processo de análise foi feito com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000*®, tendo em conta os regulamentos nacionais aplicáveis a estruturas de pontes e os Eurocódigos em fase de implementação em Portugal.

O projecto de execução, objecto deste trabalho, foi realizado em função de uma metodologia de construção simples, que é o recurso à utilização, por fases, de cimbres apoiados no solo. A optimização das fases de construção é um factor condicionante na análise e concepção da obra de arte deste projecto, pelo que se procura obter uma relação optimizada entre o rendimento de construção e o funcionamento estrutural da obra de arte, de forma a garantir a segurança da estrutura e o conforto dos utilizadores a longo prazo.

ABSTRACT

The main purpose of the present study was the practical application of the theoretical concepts acquired during the Civil Engineering course and Master's degree. In view of obtaining the Master degree the chosen option was to develop a design of an overpass, held a prestigious bridge design office.

The project refers to an overpass that is inserted at a road junction linking two motorways. Given the constraints of the longitudinal and transversal profiles and the deployment on the site, the structure of this overpass can be considered "particular". The analysis was conducted using the *SAP2000*® structural software, taking into account the National Codes applicable to bridge design and, also, the Eurocodes being implemented in Portugal.

The design of the overpass was carried out considering that the structure was to be built by the span-by-span method using formwork supported on the ground. The optimization of the construction phase was a determinant factor in the analysis and design of the viaduct object of this study. So, a search to optimise the relation between the productivity of the construction of the structure and its future behaviour from the point of view of its safety and long term user convenience was conducted.

PALAVRAS-CHAVE

Passagem Superior, Betão Armado e Pré-Esforçado, Construção Tramo-a-Tramo.

KEYWORDS

Overpass Bridge, Prestressed and Reinforced Concrete Structures, Span-by-span Construction.

AGRADECIMENTOS

À engenheira Cristina Machado e ao engenheiro Pedro Cabral, pela oportunidade que me concederam de concretizar um sonho de criança de “estar por dentro” de uma ponte.

A todos os colaboradores da *Armando Rito Engenharia, S.A.*, pela sua disponibilidade e ajuda, e mais do que isso, pela boa disposição que contribuiu para o prazer de realizar este trabalho.

A todos os meus colegas do ISEL, que em conjunto ultrapassamos todos os desafios que nos foram colocados e foram transpostos com um grande espírito de união.

A todos os professores com quem me cruzei, que de uma maneira geral, com a sua sabedoria, me transmitiram o gosto pela arte da Engenharia Civil.

Aos meus pais, por todo o apoio ao longo destes anos como suporte de realização da minha formação académica.

À minha irmã, Arqt.^a Sónia Antunes, que contribuiu com o seu dom de arquitecta para a minha formação como engenheiro civil.

À Marta, de uma forma especial, por todo o companheirismo ao longo destes dois anos de mestrado.

Ao meu avô, pela sua simplicidade e pelo seu modo de vida dedicada ao trabalho, como meio de realização pessoal.

ÍNDICE

| | |
|---|--------|
| Resumo | i |
| Abstract | iii |
| Palavras-Chave | v |
| Keywords..... | v |
| Agradecimentos..... | vii |
| Índice de Quadros..... | x |
| Índice de Figuras | xii |
| I. Introdução | I-1 |
| II. Condicionalismos Gerais..... | II-3 |
| 1. Localização, Rasante e Perfil Transversal..... | II-3 |
| 2. Geologia e Fundações..... | II-4 |
| 2.1. Litologia Dominante..... | II-5 |
| 2.2. Geomorfologia..... | II-5 |
| 2.3. Hidrogeologia..... | II-5 |
| 2.4. Prospeção Geotécnica..... | II-6 |
| 2.5. Zonamento Geotécnico..... | II-6 |
| 2.6. Condições de Fundação..... | II-9 |
| 3. Condicionamentos Gerais de Dimensionamento..... | II-10 |
| 4. Metodologia de Cálculo | II-14 |
| III. Características Gerais da Estrutura..... | III-17 |
| 1. Caracterização da Solução Adoptada | III-17 |
| 1.1. Tabuleiro..... | III-17 |
| 1.2. Pilares | III-19 |
| 1.3. Encontros..... | III-20 |
| 1.4. Fundações | III-20 |
| 1.5. Diversos..... | III-20 |
| 1.6. Materiais | III-21 |
| 2. Processo Construtivo | III-21 |
| IV. Cálculos Justificativos..... | IV-25 |
| 1. Verificação da Segurança do Tabuleiro na Direcção Longitudinal para a Fase de Construção | IV-25 |
| 1.1. Acções | IV-26 |
| 1.2. Esforços e Verificação da Segurança | IV-27 |

| | | |
|------|---|-------|
| 2. | Verificação da Segurança do Tabuleiro na Direcção Longitudinal para a Fase de Serviço IV-29 | |
| 2.1. | Acções Permanentes | IV-29 |
| 2.2. | Acções Variáveis..... | IV-29 |
| 2.3. | Esforços e Verificação da Segurança..... | IV-31 |
| 3. | Verificação da Segurança do Tabuleiro na Direcção Transversal | IV-37 |
| 3.1. | Verificação da Segurança da Consola do Tabuleiro | IV-37 |
| 3.2. | Verificação da Segurança da Carlinga de Apoio nos Encontros..... | IV-43 |
| 4. | Verificação da Segurança dos Pilares e Fundações | IV-46 |
| 4.1. | Pilares..... | IV-47 |
| 4.2. | Fundações | IV-47 |
| 4.3. | Verificação da Segurança – Acção de Base Sobrecargas e Temperaturas..... | IV-47 |
| 4.4. | Verificação da Segurança – Acção de Base Sismo | IV-57 |
| 5. | Verificação da Segurança dos Encontros..... | IV-65 |
| 5.1. | Acções..... | IV-65 |
| 5.2. | Verificação da Segurança dos Montantes | IV-68 |
| 5.3. | Verificação da Segurança das Fundações | IV-70 |
| 5.4. | Verificação da Segurança da Viga de Estribo..... | IV-72 |
| 6. | Equipamentos..... | IV-73 |
| 6.1. | Aparelhos de Apoio | IV-73 |
| 6.2. | Juntas de Dilatação..... | IV-80 |
| V. | Conclusão..... | V-81 |
| VI. | Referências Bibliográficas | VI-83 |

Anexos

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|---|--------|
| Quadro II-1 - Caracterização Geotécnica das Zonas Geotécnicas..... | II-9 |
| Quadro III-1 - Alturas dos Fustes dos Pilares..... | III-19 |
| Quadro IV-1 – Quantificação da Restante Carga Permanente..... | IV-27 |
| Quadro IV-2 - Deslocamentos Longitudinais do Tabuleiro. [cm] | IV-33 |
| Quadro IV-3 - Momentos Flectores Característicos na Consola do Intradorso. [kN.m/m] | IV-39 |
| Quadro IV-4 - Esforços Transversos Característicos na Consola do Intradorso. [kN/m]..... | IV-39 |
| Quadro IV-5 - Momentos Flectores Característicos na Consola do Extradorso. [kN.m/m] | IV-39 |
| Quadro IV-6 - Esforços Transversos Característicos na Consola do Extradorso. [kN/m]..... | IV-40 |

| | |
|--|-------|
| Quadro IV-7 - Estado Limite de Largura de Fendas na Consola do Tabuleiro. | IV-41 |
| Quadro IV-8 - Estados Limite Últimos de Flexão na Consola do Tabuleiro. [kN.m/m]..... | IV-42 |
| Quadro IV-9 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso na Consola do Tabuleiro. [kN/m] | IV-43 |
| Quadro IV-10 - Momentos Flectores Característicos da Carlinga de Apoio. [kN.m] | IV-44 |
| Quadro IV-11 – Esforços Transversos Característicos da Carlinga de Apoio. [kN]..... | IV-44 |
| Quadro IV-12 - Estado Limite de Largura de Fendas na Carlinga de Apoio. | IV-45 |
| Quadro IV-13 - Estados Limite Últimos de Flexão na Carlinga de Apoio [kN.m]..... | IV-45 |
| Quadro IV-14 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso na Carlinga de Apoio. | IV-46 |
| Quadro IV-15 – Esforços de Cálculo no Topo dos Pilares. Acção de Base Sobrecargas | IV-48 |
| Quadro IV-16 – Esforços de Cálculo na Base dos Pilares. Acção de Base Sobrecargas | IV-48 |
| Quadro IV-17 – Esforços de Cálculo no Topo dos Pilares. Acção de Base Temperaturas..... | IV-48 |
| Quadro IV-18 – Esforços de Cálculo na Base dos Pilares. Acção de Base Temperaturas..... | IV-48 |
| Quadro IV-19 – Excentricidades Adicionais [m] | IV-49 |
| Quadro IV-20 – Esforços de Cálculo no Topo dos Pilares. Acção de Base Sobrecargas | IV-49 |
| Quadro IV-21 – Esforços de Cálculo na Base dos Pilares. Acção de Base Sobrecargas | IV-49 |
| Quadro IV-22 – Esforços de Cálculo no Topo dos Pilares. Acção de Base Temperaturas..... | IV-50 |
| Quadro IV-23 – Esforços de Cálculo na Base dos Pilares. Acção de Base Temperaturas..... | IV-50 |
| Quadro IV-24 - Estados Limite de Largura de Fendas no Topo do Pilares. | IV-51 |
| Quadro IV-25 - Estados Limite de Largura de Fendas na Base do Pilares. | IV-51 |
| Quadro IV-26 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso nos Pilares. | IV-54 |
| Quadro IV-27 - Esforços de Cálculo na Base da Sapata e Capacidade de Carga do Terreno. . | IV-55 |
| Quadro IV-28 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas. Direcção Longitudinal. | IV-57 |
| Quadro IV-29 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas. Direcção Transversal. | IV-57 |
| Quadro IV-30 - Esforços de Cálculo no Topo do Pilar. Sismo Longitudinal..... | IV-59 |
| Quadro IV-31 - Esforços de Cálculo na Base do Pilar. Sismo Longitudinal. | IV-60 |
| Quadro IV-32 - Esforços de Cálculo no Topo do Pilar. Sismo Transversal..... | IV-60 |
| Quadro IV-33 - Esforços de Cálculo na Base do Pilar. Sismo Transversal. | IV-60 |
| Quadro IV-34 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso nos Pilares. | IV-62 |
| Quadro IV-35 - Esforços de Cálculo na Base da Sapata e Capacidade de Carga do Terreno. Sismo Longitudinal. | IV-63 |
| Quadro IV-36 - Esforços de Cálculo na Base da Sapata e Capacidade de Carga do Terreno. Sismo Transversal. | IV-64 |
| Quadro IV-37 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas. Sismo Longitudinal..... | IV-64 |
| Quadro IV-38 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas. Sismo Transversal..... | IV-65 |
| Quadro IV-39 - Coeficientes Sísmicos dos Encontros. | IV-68 |

| | |
|--|-------|
| Quadro IV-40 - Estados Limite Últimos de Flexão dos Montantes dos Encontros. | IV-69 |
| Quadro IV-41 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso dos Montantes dos Encontros. .IV-69 | |
| Quadro IV-42 - Esforços de Cálculo na Base da Sapata dos Encontros e Capacidade de Carga do Terreno..... | IV-70 |
| Quadro IV-43 - Estados Limite Últimos de Equilíbrio dos Encontros. | IV-71 |
| Quadro IV-44 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas dos Encontros..... | IV-71 |
| Quadro IV-45 - Estados Limite Últimos de Flexão na Viga de Estribo dos Encontros..... | IV-72 |
| Quadro IV-46 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso da Viga de Estribo dos Encontros. | IV-73 |
| Quadro IV-47 - Reacções do Tabuleiro nos Encontros. [kN]..... | IV-76 |
| Quadro IV-48 - Cargas Verticais por Aparelho de Apoio. [kN]..... | IV-76 |
| Quadro IV-49 - Cargas Horizontais por Aparelho de Apoio. [kN]..... | IV-76 |
| Quadro IV-50 - Deslocamentos Longitudinais nos Aparelhos de Apoio. [cm]..... | IV-76 |
| Quadro IV-51 - Verificação da Segurança ao Esmagamento do Betão na Zona dos Aparelhos de Apoio. | IV-78 |
| Quadro IV-52 – Armadura na Zona dos Aparelhos de Apoio na Direcção Longitudinal..... | IV-79 |
| Quadro IV-53 – Armadura na Zona dos Aparelhos de Apoio na Direcção Transversal..... | IV-79 |
| Quadro IV-54 – Armadura na Zona entre os Aparelhos de Apoio. | IV-80 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|--------|
| Figura II-1 - Perfil Transversal Tipo da Passagem Superior..... | II-4 |
| Figura III-1 - Secção do Tabuleiro a Meio Vão..... | III-18 |
| Figura III-2 – Secção do Tabuleiro nas Zonas de Apoio e no Vão Extremo E1-P1 | III-18 |
| Figura III-3 - Secção Transversal do Fuste dos Pilares..... | III-19 |
| Figura IV-1 - Consola do Intradorso do Tabuleiro | IV-38 |
| Figura IV-2 - Consola do Extradorso do Tabuleiro | IV-39 |
| Figura IV-3 – Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Longitudinal nos Pilares P1, P2 e P6..... | IV-52 |
| Figura IV-4 – Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Longitudinal nos Pilares P3 a P5 | IV-52 |
| Figura IV-5 – Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Transversal nos Pilares P1, P2 e P6..... | IV-53 |
| Figura IV-6 – Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Transversal nos Pilares P3 a P6 | IV-53 |

Figura IV-7 - Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Longitudinal nos Pilares P1, P2 e P6..... IV-61

Figura IV-8 - Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Longitudinal nos Pilares P3 a P5..... IV-61

Figura IV-9 - Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Transversal nos Pilares P1, P2 e P6..... IV-62

Figura IV-10 - Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Transversal nos Pilares P3 a P5 IV-62

Figura IV-11 - Plataformas de Macaqueamento nos Aparelhos de Apoio, em Planta e Alçado IV-74

I. INTRODUÇÃO

Este trabalho consiste na elaboração de um projecto de execução de uma obra de arte, no contexto de um gabinete de estudos e projectos de engenharia civil, de forma a adquirir e a conhecer as dinâmicas que se desenvolvem por detrás de um projecto deste tipo. A conjugação deste contexto tem o objectivo de incrementar significativamente os meus conhecimentos adquiridos durante o percurso académico e obter uma visão mais completa da essência de projectar obras desta dimensão. Este projecto encontra-se no âmbito do trabalho final de mestrado com vista à obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas.

O objectivo primordial deste trabalho é a elaboração do projecto de execução de uma passagem superior rodoviária, denominada como PS9A, com cerca de 180 metros de comprimento, integrada na Concessão Douro Litoral na A32/IC2, que assegura a ligação entre Oliveira de Azeméis e o IP1, na zona de São Lourenço. Irão ser abordados aspectos essenciais do seu comportamento estrutural, assim como aspectos construtivos e económicos. Com tudo isto, pretende-se quantificar as acções que simulem as exigências de serviço da estrutura e verificar a segurança de todos os elementos estruturais, para que possam estar aptos para a função a desempenhar, em condições normais de segurança e de conforto para os utilizadores. O projecto de execução será realizado de forma a atender às disposições da regulamentação nacional, e em casos omissos mas considerados importantes na segurança estrutural, seguem-se algumas indicações de normas internacionalmente reconhecidas, especificamente o conjunto dos Eurocódigos estruturais.

A abordagem deste projecto basear-se-á em elementos disponíveis como sejam os estudos geotécnicos, a topografia do local, as condicionantes locais, assim como a existência de vias de comunicação ou linhas de água e o traçado a respeitar da via onde se integra a obra de arte. A metodologia do trabalho, de forma a realizar os objectivos propostos, recorrerá ao uso de programas de cálculo automático assim como folhas de cálculo preparadas ao longo deste trabalho. Todas as opções tomadas, assim como os resultados que comprovem a viabilização das

opções, encontram-se descritas nos próximos capítulos, enquanto a disposição geral dos elementos e seus pormenores encontram-se nas peças desenhadas.

O presente trabalho encontra-se dividido em dois elementos essenciais, o presente documento que contém a memória descritiva e os cálculos justificativos e as peças desenhadas. Assim, no capítulo II descrevem-se os condicionalismos gerais como as características do traçado a respeitar, as condições geológicas, os condicionamentos de implantação e a metodologia de cálculo, de acordo com as regulamentações aplicáveis. No capítulo III, a obra de arte é descrita elemento a elemento, assim como o seu processo construtivo. O capítulo IV é composto pelos cálculos justificativos que servem de base à verificação da segurança dos vários elementos estruturais que compõem a passagem superior, onde se inclui a verificação da segurança nas fases de construção do tabuleiro. Este capítulo ainda aborda os equipamentos de ligação estrutural que as obras de arte normalmente incorporam, como os aparelhos de apoio e as juntas de dilatação, e os respectivos cálculos para o seu dimensionamento. Por fim, apresentam-se as principais conclusões, no capítulo V, retiradas com a realização deste trabalho. Posteriormente, encontram-se os anexos, que ajudarão a compreender alguns pontos deste documento.

II. CONDICIONALISMOS GERAIS

O projecto, objecto deste trabalho, destina-se à execução de uma passagem superior integrada num ramo semi-directo de um nó rodoviário de ligação entre duas auto-estradas, sendo este o principal condicionalismo de projecto, devido à largura das plataformas e à integração dos encontros e pilares de modo a serem conjugados de forma harmoniosa, e com funcionamento estrutural adequado às solicitações previstas, tanto construtivas como de serviço.

O presente capítulo serve para descrever todas as condicionantes na modelação da estrutura da passagem superior, nomeadamente a implantação dos pilares e encontros e respectiva distribuição de vãos, as características geotécnicas do local de implantação e as condições de cálculo estrutural para o seu correcto dimensionamento de modo a garantir a segurança da própria estrutura e dos utilizadores, de acordo com a legislação existente.

1. LOCALIZAÇÃO, RASANTE E PERFIL TRANSVERSAL

A obra de arte em projecto encontra-se no concelho de Vila Nova de Gaia, na zona Este e bastante próxima do seu limite com o concelho de Santa Maria da Feira.

A passagem superior PS9A está integrada na Concessão Douro Litoral, A32/IC2 - Auto-Estrada Oliveira de Azeméis / IP1 (São Lourenço), mais concretamente no nó com a A41 – Circular Regional Externa do Porto (CREP), assegurando a ligação do tráfego com origem no IP1 (São Lourenço) na A32 para a direcção do Nó da Ermida (IC25), através da A41.

A obra de arte desenvolve-se entre os km 0+424,241 e km 0+601,319 (eixos de apoio dos encontros) do Ramo E do Trecho 3 entre Louredo e o IP1 (São Lourenço).

Em termos de planimetria, a passagem superior descreve-se por uma clotóide de parâmetro $A=105$ nos primeiros 25 m aproximadamente, e no restante desenvolvimento por uma curva circular esquerda com raio de 115 m. A nível de altimetria, desenvolve-se inicialmente num

trainel ascendente com 5% de inclinação, seguido de uma curva vertical côncava com raio de 1500 m, terminando num trainel descendente com 5% de inclinação.

O perfil transversal da passagem superior terá de albergar a plataforma do ramo, equipamento de segurança e meios para a circulação de pessoal de manutenção. O perfil transversal do ramo E engloba do intradorso para o extradorso, uma berma esquerda de 1 m, 4 m de faixa de rodagem e 2,5 m de berma direita. A estes acrescem 0,50 m de perfil de segurança do tipo “new-jersey” no intradorso e do lado oposto acresce 1,10 m para perfil metálico de segurança, passeio e viga de bordadura, que inclui o guarda-corpos, como se descreve na figura II-1.

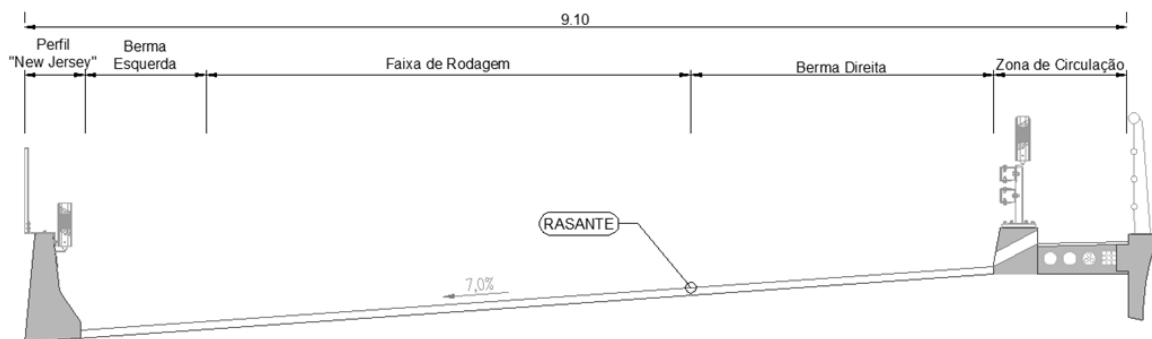


Figura II-1 - Perfil Transversal Tipo da Passagem Superior

O espaço destinado à circulação, para o pessoal de manutenção, tem 0,75 m de largura. A passagem superior terá ao longo de todo o seu comprimento uma sobrelevação de 7%, como definido no projecto de traçado do ramo onde se insere.

2. GEOLOGIA E FUNDAÇÕES

A abordagem a este assunto será feita através de um resumo dos relatórios geotécnicos disponibilizados por um laboratório de estudos geotécnicos, dos quais se retirarão nos próximos parágrafos as conclusões mais relevantes.

De acordo com a Carta Geológica de Portugal à escala 1:50000, a zona de implantação da obra de arte insere-se no flanco Sul do Anticlinal de Valongo, em terrenos Ante-Ordovícicos, representado pelo Complexo Xisto-Grauváquico e séries metamórficas.

2.1. Litologia Dominante

A litologia dominante representa-se por xistos estaurolíticos e mosqueados, pontualmente com passagens de xistos argilosos. A salientar ainda que na zona em causa a litologia aflorante apresenta uma xistosidade bem marcada com uma atitude variável entre N70°-80°W, 85°-60°S. Entre os xistos identificados encontram-se manchas isoladas de granito, de aspecto gnaissico e de cor esbranquiçada e amarelada. Pontualmente, destaca-se a ocorrência de alguns filões ou filonetes de natureza quartzítica, com espessuras variáveis até aos 50 cm.

À superfície é visível um horizonte superficial de terra vegetal, com pequenos blocos de quartzitos dispersos, onde subjacentemente predominam os xistos muito alterados a decompostos que ao longo da sua profundidade vão ficando menos alterados.

2.2. Geomorfologia

A região envolvente é caracterizada por um relevo pouco vigoroso, variando as suas cotas entre os 108 m e os 125 m. A obra de arte situa-se num vale pouco encaixado cortado por uma linha de água temporária, que aflui na ribeira de Gende. A encosta Oeste apresenta-se morfologicamente mais suave e a Este mais inclinada.

2.3. Hidrogeologia

As formações rochosas de natureza xistosa possuem permeabilidade secundária, ou seja, a percolação de água no maciço através do sistema de fracturas existentes. Os aquíferos gerados apresentam uma produtividade reduzida, uma vez que, a diminuição gradual da abertura das fracturas em profundidade e a possibilidade de existirem preenchimentos faz com que o maciço seja praticamente impermeável.

O nível freático apenas foi detectado na zona do encontro Oeste (Encontro E1) da obra de arte através da sondagem S190 aos 9 m de profundidade tendo nas restantes sido considerado seco. Na sondagem S190D não existia qualquer registo referente ao nível freático.

2.4. Prospeção Geotécnica

A prospeção geotécnica com vista a determinar as características do solo de fundação da estrutura foi constituída por um conjunto de seis sondagens mecânicas à rotação, acompanhadas por ensaios de penetração dinâmica – ensaios SPT – a 1,5 m quando o maciço apresentava características mais terrosas.

As sondagens foram todas executadas na zona do eixo do tabuleiro, e na sua generalidade, próximas dos locais previstos de fundação dos pilares e encontros. No entanto, para o encontro E1 (de Oeste) e pilar P1 e para os pilares P4 e P5 as sondagens realizaram-se entre ambos, aproximadamente a meia distância, que correspondem às sondagens S190 e S190C, respectivamente.

2.5. Zonamento Geotécnico

O zonamento geotécnico procurou agrupar de forma homogénea, de acordo com as suas características, não só litológicas, mas também dos resultados dos ensaios SPT, graus de alteração e fracturação.

Desta forma, foram discriminadas três zonas geotécnicas, onde uma delas, a zona geotécnica ZG2, se subdividiu em duas. A cada uma delas procurou-se caracterizar através de alguns parâmetros geotécnicos estimados, nomeadamente o módulo de deformabilidade, o ângulo de atrito interno e a coesão, a partir de correlações com base nos resultados dos ensaios SPT, das propostas por Serafim Pereira (1983) e da classificação de Bieniawski para fundações (Sistema RMR).

2.5.1. Zona Geotécnica ZG3

Esta zona corresponde à terra vegetal, aos coluviões e/ou depósitos de vertentes e à zona superficial descomprimida da formação xisto-grauváquica, cujos valores de N_{SPT} são inferiores a 60 pancadas, encontrando-se decomposta com grau de alteração W_5 . A sua profundidade varia desde a superfície até aos 0,4 m na generalidade, prolongando até aos 4 m na sondagem S190C,

onde terminam os materiais coluvionares e/ou depósitos de vertente e o topo decomposto e descomprimido com N_{SPT} de 33 pancadas.

Dado se considerar que é inapta para fundação directa, não foram estimados parâmetros geomecânicos.

2.5.2. Zona Geotécnica ZG2B

A zona ZG2B é composta por materiais geológicos, decompostos (W_5), já pertencentes ao “Complexo Xisto-Grauváquico”, obtendo valores de N_{SPT} superiores a 60 pancadas.

Localizando-se subjacentemente à zona geotécnica anterior, apresenta profundidades na ordem dos 3 a 4 m na maioria das sondagens, embora na sondagem S190C se estenda até aos 5,5 m, destacando a sua pequena espessura de cerca de 1,5 m, em detrimento de uma espessura mais significativa da zona ZG3.

Os parâmetros geomecânicos estimados como característicos do maciço são os seguintes:

- Ângulo de atrito interno – maciço (ϕ): 25°;
- Coesão – maciço (C): 0,1 MPa;
- Módulo de deformabilidade – maciço (E): < 1,5 GPa.

2.5.3. Zona Geotécnica ZG2A

A zona ZG2A é composta por materiais geológicos pertencentes ao maciço do “Complexo Xisto-Grauváquico” e pelos quartzitos assimilados na sondagem S190D, com um grau de alteração de mediano a muito alterado (W_3 a W_4) e com fracturas muito próximas (F_4 a F_5).

A sua localização é geralmente subjacente à zona geotécnica anterior e apresenta profundidades variáveis entre os 5 a 7 m. Há, contudo, a realçar que na zona Oeste do vale onde se insere a passagem superior, que abrange o encontro E1, os pilares P1, P2, P3 e P4, o perfil das sondagens aqui realizadas deu a conhecer uma ocorrência intercalada com a zona ZG1, onde na sondagem S190 atinge os 11,3 m de profundidade. Contudo, não é conclusivo que haja continuidade entre os

núcleos isolados representados no perfil interpretativo. Supõe-se que estas zonas individualizadas resultem de uma maior alteração localizada por influência da xistosidade existente no maciço. Sendo esta a característica dominante da litologia a conhecer pela escavação, admite-se a existência de outros núcleos de ZG2A ocorrentes entre os representados, no seio da zona geotécnica ZG1.

Os seguintes valores são assim considerados como característicos dos parâmetros geomecânicos identificados:

- Ângulo de atrito interno – maciço (ϕ): 25° a 30°;
- Coesão – maciço (C): 0,2 MPa;
- Módulo de deformabilidade – maciço (E): 4 a 8 GPa.

2.5.4. Zona Geotécnica ZG1

Esta zona surge subjacente à ZG2A ou ZG2B, como se referiu anteriormente. O seu topo situa-se a profundidades de 5 a 7 m, embora na sondagem S190 apenas se intersecta aos 11,3 m. Na sondagem S190E apresenta apenas uma espessura de 2 m, entre a zona ZG2A e uma área mais profunda da zona ZG2B.

A presença do maciço rochoso do “Complexo Xisto-Grauváquico” caracteriza esta zona, que se apresenta medianamente a pouco alterado (W_3 a W_2) e com fracturas próximas a medianamente afastadas (F_4 a F_3).

- Ângulo de atrito interno – maciço (ϕ): 35°;
- Coesão – maciço (C): 0,3 MPa;
- Módulo de deformabilidade – maciço (E): 10 a 15 GPa.

O quadro II-1 fará então um resumo geral da caracterização geotécnica das zonas geotécnicas descritas para o maciço de fundação da obra de arte.

Quadro II-1 - Caracterização Geotécnica das Zonas Geotécnicas.

| Zona | Litologia | Alteração (W) | Fracturação (F) | SPT (N) | MACIÇO | | |
|------|--|---------------------------------|---------------------------------|---------|---------|------------|---------|
| | | | | | E [GPa] | ϕ [°] | C [MPa] |
| ZG3 | Terra vegetal, coluviões e/ou depósitos de vertente. | - | - | <60 | - | - | - |
| | Xistos decompostos. | W ₅ | - | | - | - | - |
| ZG2B | Xistos decompostos | W ₅ | - | ≥60 | <1,5 | 25 | 0,1 |
| ZG2A | Xistos | W ₃ a W ₄ | F ₄ a F ₅ | - | 4 a 8 | 25 a 30 | 0,2 |
| ZG1 | Xistos | W ₃ a W ₂ | F ₄ a F ₃ | - | 10 a 15 | 35 | 0,3 |

2.6. Condições de Fundação

A análise de resultados da prospecção e ensaios realizados faz com que seja possível a fundação de forma directa e devidamente encastrada nos terrenos das zonas geotécnicas ZG2B, ZG2A e ZG1 para os encontros e todos os pilares.

Assim, considerou-se que a zona denominada como ZG3 é inapta para a fundação directa da estrutura da obra de arte, cujos materiais pertencentes a esta zona geotécnica devem ser retirados para uma correcta fundação.

Os terrenos agrupados na zona geotécnica ZG2B apresentam condições aceitáveis para fundação directa, onde de acordo com a especificação LNEC-E217, é admissível uma tensão de segurança do solo entre os 0,2 MPa e os 0,4 MPa.

De acordo com as mesmas especificações, a zona geotécnica ZG2A apresenta tensões admissíveis na ordem de 1 MPa, revelando-se melhor que a anterior em termos de condições para fundação directa.

Por fim, para a zona geotécnica ZG1, espera-se que tenha boas condições para fundação directa, considerando-se que a tensão de segurança do solo à rotura seja na ordem dos 2 a 3 MPa, de acordo com a especificação referidas anteriormente.

Portanto, é possível que as fundações dos encontros e dos pilares possam ser realizadas de forma directa e devidamente encastradas nos terrenos da zona ZG2B, desde que apresente características compatíveis com as tensões a induzir ao terreno. Esta zona surge subjacentemente a uma camada de terra vegetal, com espessura variável não maior que 0,5 m, até cerca de 3 e 5,5 m de profundidade. Contudo, esta zona não se desenvolve até profundidades muito elevadas, pelo que é preferível optar pelo seu atravessamento até encastrar os pilares e encontros em terrenos de zonas geotécnicas como a ZG2A e a ZG1, que possuem melhores características geotécnicas.

Para finalizar, a abertura dos caboucos para assentar as fundações pode impor a necessidade de recurso a equipamento mecânico pesado, ou mesmos explosivos. A terra vegetal e o topo do maciço decomposto são à partida de fácil escavação apenas com equipamento de terraplanagem. Contudo, é de esperar que seja permitido a execução de taludes temporários com inclinações de 1:1 (V/H) em solos e 2:1 (V/H) em rocha, podendo ser necessário o tratamento destes com aplicação de betão projectado e malhasol.

3. CONDICIONAMENTOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

A definição dos vãos obedeceu à colocação dos elementos de suporte suficientemente afastados das bermas auto-estradas atravessadas para garantir o futuro alargamento destas sem necessidade de adaptação da estrutura da passagem superior PS9A. Os pilares a implantar nos separadores centrais das auto-estradas transpostas devem ser dispostos segundo o alinhamento destes. Assim, o pilar P2 foi disposto segundo um ângulo de viés de 18,757° e o pilar P6, 4,419°.

A concepção da estrutura e a escolha do processo construtivo teve em conta a sua execução de modo a não condicionar a abertura do sublanço sem menosprezo da economia e da estética.

A obra de arte em projecto é considerada como sendo de classe I, de acordo com o RSA (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes), sendo as acções consideradas estipuladas no mesmo para a classe considerada e para a zona territorial onde se localiza, especificamente a zona sísmica D.

Os elementos constituintes da estrutura da passagem superior serão verificados à segurança de acordo com as disposições do REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado), e nos casos em que este é omissivo, atende-se às regulamentações e normas reconhecidas internacionalmente, com especial atenção aos Eurocódigos estruturais, nomeadamente:

- Eurocódigo 2 - Partes 1 e 2;
- Eurocódigo 7;
- Eurocódigo 8 - Partes 1, 2 e 5.

Assim, foram efectuadas as seguintes verificações em relação aos estados limite de utilização:

- Estado Limite de Descompressão (em elementos pré-esforçados) para uma combinação quase permanente:

- Expressão geral:

$$G + \sum_1^n \psi_{2,j} \cdot Q_j$$

- Para o presente projecto:

$$G + 0,2 \cdot Q_{sc} + 0,3 \cdot Q_{temp}$$

Onde:

G – valor característico das cargas permanentes;

Q_{sc} – sobrecargas regulamentares;

Q_{temp} – variações de temperatura;

$\Psi_{2,j}$ – coeficiente de valor reduzido.

- Estado Limite de Largura de Fendas para uma combinação frequente:

- Expressão geral:

$$G + \psi_{j=1} \cdot Q_{j=1} + \sum_2^n \psi_{2,j} \cdot Q_j$$

- Para o presente projecto:

- Acção de base sobrecargas:

$$G + 0,4 \cdot Q_{sc} + 0,3 \cdot Q_{temp}$$

- Acção de base temperaturas:

$$G + 0,2 \cdot Q_{sc} + 0,5 \cdot Q_{temp}$$

- Tensão Máxima de Compressão do Betão para uma combinação rara:

- Expressão geral:

$$G + Q_1 + \sum_2^n \psi_{1,j} \cdot Q_j$$

- Para o presente projecto:

- Acção de base sobrecargas:

$$G + Q_{sc} + 0,5 \cdot Q_{temp}$$

- Acção de base temperaturas:

$$G + 0,4 \cdot Q_{sc} + Q_{temp}$$

E, por fim, também se verificou a segurança em relação aos estados limite últimos:

- Combinação Fundamental:

$$\sum_1^m \gamma_{g,j} \cdot G_j + \gamma_q \cdot \left(Q_1 + \sum_2^n \psi_{0,j} \cdot Q_j \right)$$

- Para o presente projecto:

- Acção de base sobrecargas:

$$1,4 \cdot G_{cp} + 1,2 \cdot G_{pe} + 1,5 \cdot Q_{sc} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{temp}$$

- Acção de base temperaturas:

$$1,4 \cdot G_{cp} + 1,2 \cdot G_{pe} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{sc} + 1,5 \cdot Q_{temp}$$

- Combinação Sísmica:

$$\sum_1^m G_j + \gamma_q \cdot S_E + \sum_2^n \psi_{2,j} \cdot Q_j$$

- Para o presente projecto:

$$G_{cp} + G_{pe} + \gamma_E^{xx} \cdot S_E^{xx} + 0,3 \cdot \gamma_E^{yy} \cdot S_E^{yy} + 0,3 \cdot \gamma_E^{zz} \cdot S_E^{zz}$$

$$G_{cp} + G_{pe} + 0,3 \cdot \gamma_E^{xx} \cdot S_E^{xx} + \gamma_E^{yy} \cdot S_E^{yy} + 0,3 \cdot \gamma_E^{zz} \cdot S_E^{zz}$$

Onde:

G_{cp} – cargas permanentes: peso próprio e restante carga permanente;

G_{pe} – esforços hiperstáticos devido ao pré-esforço;

Q_{temp} – variações de temperatura uniforme e diferencial;

S_E^{xx} – esforços provenientes da acção sísmica quando actua na direcção xx ;

S_E^{yy} – esforços provenientes da acção sísmica quando actua na direcção yy ;

S_E^{zz} – esforços provenientes da acção sísmica quando actua na direcção zz ;

$$\gamma_E^{xx} = 1,5/\eta_{xx};$$

$$\gamma_E^{yy} = 1,5/\eta_{yy};$$

$$\gamma_E^{zz} = 1,5/\eta_{zz};$$

η_{xx} , η_{yy} , η_{zz} – coeficientes de comportamento para as direcções xx , yy e zz .

A verificação da segurança do tabuleiro atendeu aos condicionamentos mais desfavoráveis, dispostos na regulamentação aplicável, nomeadamente no que diz respeito aos estados limite de utilização e aos estados limite últimos de resistência. Para tal, teve-se em conta os esforços resultantes quer das acções permanentes quer das sobrecargas e dos gradientes térmicos, e ainda, as redistribuições de esforços inerentes ao processo construtivo. A verificação da segurança foi feita para o instante em que ocorre a entrada em serviço da obra e a longo prazo, cerca de 10000 dias, quando já se poderá esperar que se encontrem estabilizados os fenómenos de fluência e retracção no betão, e de relaxação nos cabos de pré-esforço.

A segurança dos pilares foi verificada em relação aos estados limite de utilização e aos estados limite últimos de resistência, utilizando-se no cálculo as combinações de acções anteriormente indicadas.

Em relação aos encontros, verificou-se a segurança para os estados limite últimos de equilíbrio, sendo os elementos de betão armado verificados para os estados limite últimos de resistência.

Por fim, as fundações dos pilares e dos encontros atendeu às prescrições do Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico.

4. METODOLOGIA DE CÁLCULO

A análise estrutural da obra de arte foi realizada com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000*[®] e com o auxílio de folhas de cálculo elaboradas no *Microsoft Excel*[®] para tratamento de resultados obtidos assim como para a determinação de combinações de esforços, cálculo de tensões e deslocamentos, entre outros.

A análise estrutural foi realizada adoptando-se um modelo linear com sete tramos e seis alinhamentos de pilares simulando na íntegra a obra de arte. As dimensões dos vãos atendem aos comprimentos correspondentes aos vãos teóricos na directriz rodoviária, onde o tabuleiro se comporta como uma estrutura com a tipologia de viga contínua simplesmente apoiada nos encontros e ligada de modo monolítico aos pilares.

O processo construtivo foi simulado por modelos parciais do modelo estrutural inicialmente idealizado, de acordo com o faseamento que melhor serve a estrutura em causa, tanto em termos de economia de construção como de comportamento estrutural. Teve-se apenas especial atenção às tensões de tracção e compressão em cada fase do processo construtivo de modo a não se observarem valores que traduzam a fissuração do betão e tensões de compressão que excedam os valores máximos permitidos na regulamentação aplicável. A segurança aos esforços transversos, torção e momentos flectores não foi verificada na fase de construção, dado que não são condicionantes nestas fases de curta duração, sendo-o feito apenas na fase de serviço.

III. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ESTRUTURA

Neste capítulo será descrita toda a estrutura da obra de arte de uma forma o mais possível pormenorizada, nomeadamente a modelação de vãos, os tipos de ligações entre elementos, as secções adoptadas e os equipamentos incorporados na obra de arte.

1. CARACTERIZAÇÃO DA SOLUÇÃO ADOPTADA

A passagem superior PS9A é construída em betão armado e pré-esforçado, constituída por um tabuleiro com sete tramos, com comprimentos modelados segundo a directriz do ramo E do nó rodoviário a que pertence, de acordo com os elementos fornecidos, totalizando um comprimento de 177,08 m entre os eixos dos encontros. Os vãos distribuem-se do seguinte modo: $14 + 23 + 4 \times 29,27 + 23$ m. O tabuleiro é constituído por uma viga contínua, encastrada nos pilares e com juntas de dilatação nos encontros. Assim sendo, assegura uma ligação monolítica com os pilares e permite deslocamentos longitudinais nos encontros, sendo fixo transversalmente.

1.1. Tabuleiro

O tabuleiro é constituído por uma viga contínua, encastrada nos pilares com juntas de dilatação nos encontros, composto por uma plataforma com 9,10 m de largura, com uma secção transversal do tipo nervurada com altura constante de 1,40 m, variando a largura da nervura entre os 3,10 m na base e os 3,70 m no topo. A opção de viga contínua deve-se a uma maior segurança global e a um maior conforto proporcionado aos condutores dado que previne a existência de pequenos sobressaltos provocados pelas juntas, caso se estivesse prevista a instalação destas além das que irão ser instaladas nos encontros. Esta é vazada nos tramos intermédios e no tramo extremo entre o pilar P6 e o extremo E2, com dois furos circulares de 0,80 m de diâmetro de forma a reduzir o peso próprio da estrutura e a minimizar o consumo de betão. A figura III-1 ilustra a descrição feita para esta secção.

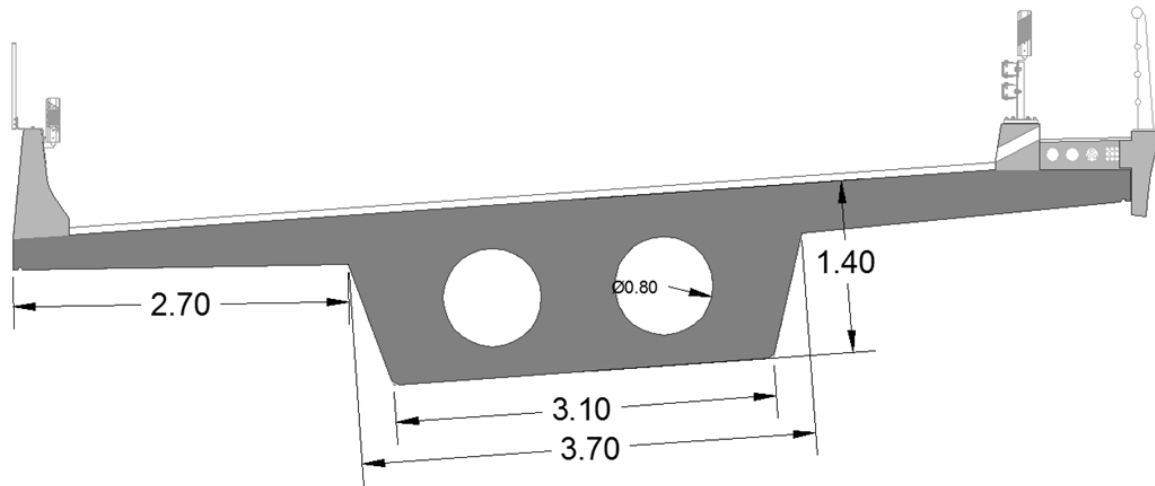


Figura III-1 - Secção do Tabuleiro a Meio Vão

Estes vazamentos, seja de que forma forem executados, com tubos metálicos ou cilindros maciços de poliestireno expandido, devem ser convenientemente amarrados, de forma pouco espaçada, com armaduras específicas devido à tendência de flutuação impulsionada pelo betão em estado fresco.

A nervura, no entanto, é cheia, como descrita na figura III-2, no tramo extremo entre o encontro E1 e o pilar P1, assim como também, sobre os pilares (numa extensão de 3,0 m para cada lado do eixo do pilar) e junto ao encontro E2, ao longo de 1,5 m. A não adopção de vazamento no tramo entre o encontro E1 e o pilar P1 prende-se com o facto do comprimento do vão, quando comparado com o adjacente, influenciar a distribuição de momentos devidos às cargas permanentes e poder originar reacções no encontro que levassem ao levantamento do tabuleiro.

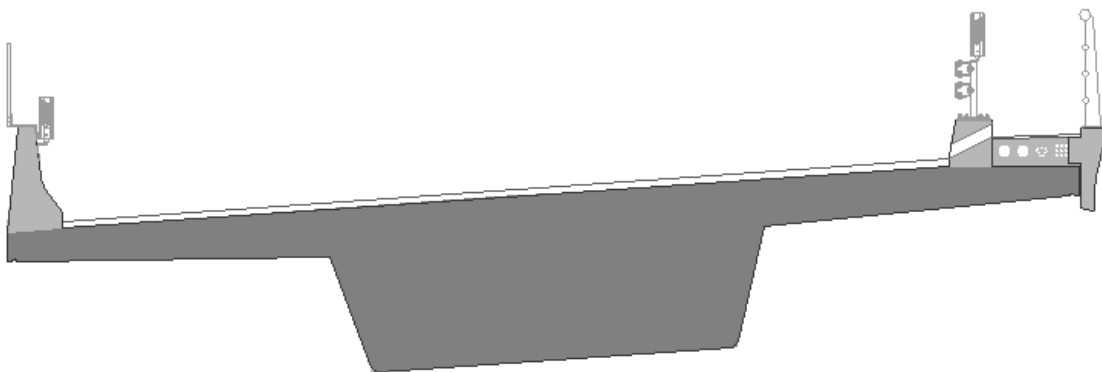


Figura III-2 – Secção do Tabuleiro nas Zonas de Apoio e no Vão Extremo E1-P1

Sobre os encontros, os tramos extremos serão dotados de carlingas de apoio, que se encaixarão entre os muros de avenida e sobre a viga de estribo do encontro.

Por fim, as nervuras prolongam-se exteriormente através de consolas de betão armado, com cerca de 2,70 m de comprimento e com espessura variável entre os 0,40 m na secção de encastramento na nervura e 0,25 m na extremidade.

1.2. Pilares

Os pilares, um por eixo de apoio, são construídos em betão armado e com uma secção transversal constante ao longo do fuste, formada por um rectângulo com 1,60 x 0,80 m e dois semi-círculos nas faces de menores dimensões com diâmetro de 0,80 m. As suas dimensões máximas são, deste modo, 2,40 x 0,80 m, como se pode observar na figura III-3.

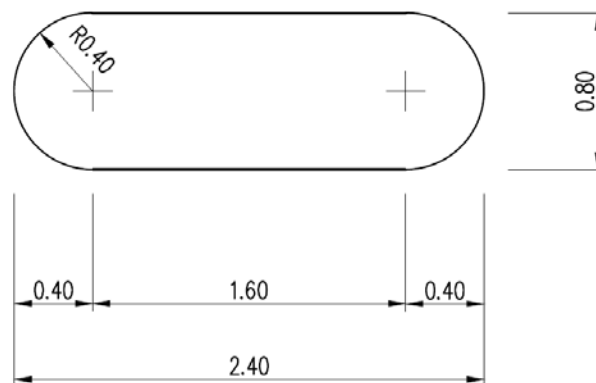


Figura III-3 - Secção Transversal do Fuste dos Pilares

As alturas dos pilares variam entre os 14 m e os 24 m, e encontram-se discriminadas no quadro III-1.

Quadro III-1 - Alturas dos Fustes dos Pilares.

| Pilar | Altura [m] |
|-------|------------|
| P1 | 14 |
| P2 | 17 |
| P3 | 19 |
| P4 | 24 |
| P5 | 22 |
| P6 | 14 |

1.3. Encontros

Os encontros são, também, em betão armado, sendo do tipo perdido e constituídos por montantes ligados superiormente pela viga de estribo e inferiormente por uma sapata de fundação. Possuem, ainda, dois muros de avenida nas extremidades da viga de estribo, que servirão de suporte ao acrotério e ao perfil “*new-jersey*” e de contenção aos aterros de acesso à obra de arte.

1.4. Fundações

As fundações dos pilares e dos encontros serão directas por intermédio de sapatas, que terão as dimensões de 4,0 x 5,5 x 1,9 m nos pilares, 5,6 x 6,9 x 1 m no encontro E1 e 4,6 x 6,3 x 1 m no encontro E2.

1.5. Diversos

O tabuleiro irá receber um conjunto de equipamentos que visam a segurança dos condutores e dos técnicos de manutenção, a iluminação e a drenagem da via, entre outros.

As vigas de bordadura são constituídas por peças pré-fabricadas de betão armado. No passadiço feito com betão de enchimento serão incorporadas tubagens circulares destinadas à passagem de cabos. Os passadiços serão rematados no interior por um lancil de betão armado, betonado *in situ*, onde serão solidarizados, com recurso a chumbadouros, perfis metálicos de segurança. No exterior, sobre a parte superior da viga de bordadura, serão colocados os guarda-corpos. Na extremidade oposta do tabuleiro será colocado o perfil de segurança “*new-jersey*”, betonado *in situ*, onde no seu topo será colocado uma rede plastificada de segurança.

Os aparelhos de apoio são do tipo “*pot-bearing*” deslizantes sobre *teflon* na direcção longitudinal.

A passagem superior será dotada de outros equipamentos usuais em obras de arte como sistema de drenagem de águas pluviais, caixas de visita nos passadiços, delineadores unidireccionais e colunas de iluminação, entre outros.

1.6. Materiais

Os materiais prescritos para a execução da estrutura serão o betão, o aço em varões e o aço de pré-esforço em cordões.

Os betões adoptados são os das seguintes classes nos elementos referidos:

Fundações dos Pilares e Encontros.....NP EN206-1; C30/37; XC2(P); Cl. 0.40; D25; S3

Elevação dos Encontros.....NP EN206-1; C30/37; XC2(P); Cl. 0.40; D25; S3

Elevação de Pilares.....NP EN206-1; C35/45; XC4(P); Cl. 0.40; D25; S3

TabuleiroNP EN206-1; C35/45; XC4(P); Cl. 0.20; D25; S3

O aço para as armaduras ordinárias é o A500NR e o aço para armaduras activas é da classe Y1860S7.

2. PROCESSO CONSTRUTIVO

Os processos de execução das fundações, pilares e encontros serão os correntemente utilizados em obras deste tipo, com betonagem *in situ*, não se fazendo qualquer referência relevante.

O tabuleiro será construído com recurso a cavalete apoiado no solo, dada a dimensão dos vãos assim como a altura do tabuleiro em relação ao solo. Além disso, o terreno aparenta possuir boas características de suporte para o cavalete, ao que se junta a economia associada a este processo construtivo.

Este processo construtivo trata-se do método mais tradicional de construção de pontes, pela sua fácil execução e economia, mas adequado apenas para rasantes relativamente baixas. A construção com recurso a cavalete apoiado no solo permite a execução de qualquer tipo de secção, desde os tabuleiros vigados aos tabuleiros em caixão, podendo ser de altura constante ou variável. Este é um processo simples de construção de pontes, em que nos tempos antigos o cavalete era constituído por uma estrutura de prumos de madeira sendo mais tarde, com o aparecimento do ferro fundido e do aço, substituído por elementos metálicos, que apresentam maior resistência e

maior capacidade de reutilização dos materiais. Por se tratar de uma solução simples e barata, este tipo de cavaletes deu origem à criação de várias empresas especializadas que procuram a inovação e a melhoria dos rendimentos de construção.

Dentro deste processo construtivo existem dois tipos de estruturas de suporte da cofragem do tabuleiro:

- Cavalete composto por prumos metálicos formando apoios contínuos sobre o solo, cujos esforços são meramente axiais;
- Sistema porticado constituído por torres e asnas, onde predominam os esforços axiais nas torres e de flexão nas asnas.

A primeira estrutura de cofragem trata-se de uma “teia” de elementos metálicos formada por bases, prumos e elementos de travamento horizontais e verticais. Por isso, torna-se uma estrutura simples de montar e polivalente no que toca à tipologia do tabuleiro a executar. Em tabuleiros de comprimento significativo, é recomendada a sua construção por fases devido às perdas de pré-esforço, tornando-se num processo semelhante aos realizados pelos cimbres auto-lançáveis, como é o caso do projecto em questão. Assim este tipo de construção resume-se nas seguintes vantagens:

- Facilidade de utilização;
- Não exigência de mão-de-obra especializada;
- Garantia de reutilização, devido aos sistemas de encaixe;
- Versatilidade dos equipamentos.

A estrutura metálica terá de assentar, através de bases metálicas ou de madeira, em solos com alguma capacidade de carga de forma a não originar deformações verticais no tabuleiro não previstas e que resultem na introdução de esforços indesejáveis, assim como para prevenir possíveis acidentes. Estes muitas vezes acontecem devido a uma deformação pontual do terreno, onde o prumo aí localizado ao acompanhar o movimento, leva os restantes a suportar maiores esforços, dando origem a um efeito “dominó” que pode resultar no colapso total.

O sistema de torres e asnas têm a vantagem de permitir a libertação do espaço debaixo do tabuleiro, sendo útil na construção de obras de arte correntes sobre estradas já em serviço, sem interrupção do tráfego. As torres são normalmente constituídas por tubos de aço e as asnas por uma estrutura treliçada metálica de perfis ou tubos de aço. A utilização deste sistema invoca maiores cuidados no que toca à formação de deformações verticais a meio vão assim como na transmissão de cargas ao solo através das torres, que por serem de maior intensidade que o cavalete constituído por prumos metálicos, por vezes necessitam de fundações provisórias, de forma directa ou indirecta. Uma alternativa às fundações provisórias é assentar as torres nas fundações dos pilares, desde que estejam definidas à partida para comportar este tipo de cargas.

Entre as várias hipóteses possíveis de construção com o método de cavalete composto por prumos metálicos, optou-se por aquela que trará melhores rendimentos, ou seja, com comprimentos semelhantes de tabuleiro a construir em cada fase, dada a existência nos dias de hoje de cavaletes montados por módulos, que aumenta a eficácia de execução deste tipo de obras.

Assim, na primeira fase serão executados os primeiros dois tramos sucessivos, E1-P1 e P1-P2, e uma consola do tramo seguinte, com cerca de um quinto do comprimento deste, de modo a minorar os momentos positivos do meio vão do tramo anterior, perfazendo um total de 43 m. Nas fases seguintes será executado apenas um tramo acrescido da consola do tramo sucessivo com um quinto do comprimento deste, significando um comprimento de 29 m, aproximadamente. O último tramo a ser executado terá apenas um comprimento de 17 m. A finalização do processo construtivo é feita com a colocação da restante carga permanente, onde se inclui o betuminoso, os perfis de segurança, o passadiço, entre outros.

IV. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

Neste capítulo irá demonstrar-se a justificação das opções tomadas para o dimensionamento da estrutura da obra de arte, através da verificação da segurança de todos os elementos estruturais que a compõem.

Os esforços de cálculo são estimados de acordo com as disposições do RSA, para as mais variadas situações que se espera que irão influir no comportamento estrutural.

Os esforços serão comparados com as capacidades resistentes dos materiais a aplicar, ou do terreno no caso de fundações, isto em relação aos estados limite últimos. No que respeita aos estados limite de utilização, a sua comparação é feita através de valores limite estipulados nos regulamentos e normas aplicáveis, para as mais diversas situações, de modo a visar a garantia de serviço em condições admissíveis.

1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIRECÇÃO LONGITUDINAL PARA A FASE DE CONSTRUÇÃO

A fase de construção do tabuleiro foi simulada no programa de cálculo automático através da configuração de vários modelos parciais que representam cada fase de construção, e que no seu conjunto representam toda a estrutura. A verificação da segurança foi feita através da análise de esforços, com os quais se estimou as tensões que se pretende que não ultrapassem patamares críticos para o comportamento da estrutura nestas fases temporárias da vida da estrutura. Esses patamares caracterizam-se pela inexistência de tracções no betão se possível, de modo a prevenir a fissuração, e também, pela ocorrência de compressões excessivas, que podem provocar fissuração paralela ao eixo do tabuleiro.

A verificação da segurança em relação aos estados limite últimos de flexão e de esforço transversal não foi realizada dado não ser determinante na fase de construção, devido aos tempos curtos destas, como se poderá observar posteriormente.

1.1. Acções

As acções que influenciam no comportamento da estrutura nesta fase serão de seguida descritas.

1.1.1. Peso Próprio

O peso próprio da estrutura é calculado pelo programa de cálculo automático, através da definição geométrica das secções dos vários elementos estruturais. O valor adoptado foi de 25 kN/m^3 .

1.1.2. Pré-esforço

A acção do pré-esforço é estimada através da definição do traçado dos cabos com a introdução de coordenadas no programa de cálculo automático. O programa permite a introdução do valor da tensão de esticamento e nas extremidades onde se aplica. Também foi possível a introdução de parâmetros que estimam as perdas instantâneas, tais como as perdas por atrito entre o cabo e a bainha e as perdas por reentrada das cunhas de fixação dos cordões nas ancoragens activas. Os seis cabos adoptados na sua totalidade têm as seguintes características:

- Área total: 171 cm^2 ;
- Tensão de aplicação: $0,75 \times f_{puk} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$;
 f_{puk} – tensão característica de rotura do aço de pré-esforço aplicado.
- Desvio angular parasita (k): $0,01/\text{m}$;
- Coeficiente de atrito cabo – bainha (μ): $0,20$;
- Valor de reentrada das cunhas (δ_r): 5 mm ;

O traçado dos cabos de pré-esforço foi estabelecido em função do tipo de estrutura, das acções a que irá ser solicitada e ao faseamento construtivo de forma a tirar as maiores potencialidades dos cabos. O traçado seguiu as disposições correntes de altimetria e de planimetria utilizadas neste tipo de estruturas.

1.1.3. Restante Carga Permanente

A restante carga permanente corresponde a todos os elementos não estruturais que são parte integrante do tabuleiro, que serão colocados após a construção de todo este, e por isso, corresponde à última fase do processo construtivo. A restante carga permanente é estimada da seguinte forma no quadro IV-1.

Quadro IV-1 – Quantificação da Restante Carga Permanente.

| Elemento | Dimensões | Peso [kN/m ³] | Carga [kN/m] |
|------------------------------|---------------------|---------------------------|------------------|
| Viga de bordadura | 0,14 m ² | 25 | 3,50 |
| Passadiço | 0,65 x 0,25 m | 25 | 4,06 |
| Guarda-corpos | - | - | 1,00 |
| Perfil metálico de segurança | - | - | 1,00 |
| Lancil | 0,34 x 0,38 m | 25 | 3,23 |
| Perfil “new-jersey” | 0,25 m ² | 25 | 6,25 |
| Rede de protecção | - | - | 1,00 |
| Tapete betuminoso | 0,12 x 7,50 m | 25 | 22,5 |
| Total: | | | ≈ 45 kN/m |

1.2. Esforços e Verificação da Segurança

Os esforços foram determinados para cada fase de construção da obra de arte com recurso ao programa de cálculo automático, que permite simular a resposta da estrutura às várias acções previstas.

1.2.1. Esforços durante o Faseamento Construtivo

Os diagramas de esforços de flexão foram representados graficamente pelo programa, e encontram-se em anexo nos desenhos de cálculo II a VIII. Juntamente com estes, encontram-se os diagramas de tensões estimadas a partir dos mesmos, para cada fase de construção.

1.2.2. Verificação da Segurança

A verificação da segurança foi feita através da análise dos níveis de tensões nas fibras inferiores e superiores que se esperam vir a ocorrer durante a construção do tabuleiro, em comparação com os limites estipulados pelo REBAP.

1.2.2.1. Verificação da Tensão Máxima de Tracção no Betão

A tensão máxima de tracção no betão estimada, como se pode observar nos desenhos de cálculo referidos em 1.2.1, quando ocorre é na fibra contrária à fibra onde passam os cabos de pré-esforço, e é cerca de 0,27 MPa, inferior ao valor de tensão característico de rotura à tracção do betão (f_{ctk}) de 2,2 MPa. Este nível de tensões é aceitável visto que se trata de fases temporárias da obra com curta duração. Nas fibras extremas próximas da passagem dos cabos não se prevê qualquer nível de tracção, como se exige.

1.2.2.2. Verificação da Tensão Máxima de Compressão no Betão

O REBAP determina, através do artigo 71.º, que o valor máximo da tensão de compressão no betão é igual a:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 1,0 \cdot \frac{f_{ck,j}}{\gamma_c}$$

Onde:

$\sigma_{c,m\acute{a}x}$ – valor máximo da tensão de compressão no betão;

$f_{ck,j}$ – valor característico da tensão de rotura à compressão do betão à idade j em consideração;

γ_c – coeficiente de segurança, igual a 1,5.

O betão a aplicar na execução do tabuleiro é da classe C35/45, cujo valor característico de tensão de rotura à compressão é de 35 MPa. Foi admitida uma idade de 5 dias, de modo conservativo, dado que se pode esperar que cada fase construtiva do tabuleiro termine nesta altura de cura do betão, que de acordo com o artigo 15.º do REBAP, se pode tomar como coeficiente de endurecimento o valor de 0,525, obtido por interpolação linear. Assim sendo,

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 1,0 \cdot \frac{f_{ck,5 \text{ dias}}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{35 \cdot 0,525}{1,5} = 12,3 \text{ MPa}$$

O nível máximo de tensão de compressão estimado foi de 7,5 MPa, como se pode observar nos desenhos referidos no ponto 1.2.1, e este valor observa-se na consola deixada para a construção do sétimo tramo, pelo que se considera verificada a segurança.

2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIRECÇÃO LONGITUDINAL PARA A FASE DE SERVIÇO

Após concluída a construção do tabuleiro, e assim de toda a estrutura, dá-se a entrada em serviço, ou seja, começando a ser usada para o fim a que se destina. Contudo, os efeitos de fluência, retracção e relaxação do pré-esforço ao longo da vida da obra de arte podem fazer com que este perca, com alguma relevância, alguma capacidade resistente, ou fazer com que a estrutura esteja sujeita a maiores níveis de tensão. Por isso, será feita a verificação da segurança para as seguintes fases:

- Início da entrada em serviço da obra;
- A tempo infinito.

Esta verificação será feita tanto para os estados limite de utilização como para os estados limite últimos de rotura.

2.1. Acções Permanentes

As acções permanentes são as mesmas consideradas anteriormente, às quais se acrescentam os efeitos dos fenómenos de fluência, retracção e relaxação de aço de pré-esforço. Para a estimativa dos efeitos dos fenómenos de fluência e de retracção, assimilou-se um abaixamento lento e uniforme de temperatura de 20 °C e 25 °C, respectivamente. Em relação aos efeitos de relaxação consideraram-se aços de classe 2, denominados como sendo de baixa relaxação.

2.2. Acções Variáveis

As acções variáveis são as estipuladas pelo RSA para este tipo de estruturas, sendo discriminadas de seguida.

2.2.1. Variações Uniformes de Temperatura

As variações uniformes de temperatura consideradas para as secções do tabuleiro e dos pilares foram de +15 °C e -15 °C, de acordo com o artigo 18.º do RSA.

2.2.2. Variações Diferenciais de Temperatura

As variações diferenciais de temperatura admitidas sob a forma de gradientes térmicos entre as fibras extremas do tabuleiro foram de +10 °C e -5 °C, como habitualmente usado em obras deste tipo em Portugal.

2.2.3. Sobrecargas Regulamentares

A obra de arte foi considerada como sendo de classe I, para atender às determinações do RSA, no que respeita à quantificação das seguintes sobrecargas, de forma separada:

- Sobrecarga uniformemente distribuída de 4 kN/m², ao qual ainda é associada uma sobrecarga transversal com distribuição linear de 50 kN/m;
- Um veículo em cada faixa de rodagem com três eixos equidistantes, onde cada eixo transmite uma carga de 200 kN ao tabuleiro. As rodas são afastadas longitudinal e transversalmente, 1,5 e 2 m, respectivamente;
- Força de frenagem uniformemente distribuída actuante na direcção longitudinal e segundo o plano horizontal do tabuleiro, associada às sobrecargas uniformemente distribuídas, com um valor de 30 kN/m;
- Força centrífuga, actuante na direcção transversal e segundo o plano superior do tabuleiro, associadas às sobrecargas uniformemente distribuídas, em função da velocidade de projecto da via a albergar e do raio da curva em planta, tal como estipulado no artigo 42.º do RSA.

A faixa de rodagem possui uma largura de 7,5 m e o raio R em planta da directriz é de 115 m, tendo-se considerado uma velocidade de projecto (V_p) de 90 km/h.

Assim sendo, os carregamentos considerados no cálculo foram os seguintes:

- Sobrecargas uniforme e linear:

- Uniforme:

$$S_{cu} = 4 \cdot 7,5 = 30 \text{ kN/m};$$

- Linear:

$$S_{cl} = 50 \cdot 7,5 = 375 \text{ kN};$$

- Veículo Tipo:

- Carga por eixo 200 kN/eixo;

- Número de eixos 3;

- Distância entre eixos 1,5 m.

- Força de frenagem associada à sobrecarga uniforme:

$$F_{frenagem} = 30 \cdot 7,5 = 225 \text{ kN};$$

- Força centrífuga associada às sobrecargas:

$$\alpha = \frac{V_p^2}{127 \cdot R} = \frac{90^2}{127 \cdot 115} = 0,55;$$

$$\beta = \frac{5000}{v^2 + 5000} = \frac{5000}{90^2 + 5000} = 0,38;$$

- Força centrífuga associada à sobrecarga uniforme:

$$F_{cent,scu} = 0,55 \cdot 0,38 \cdot 30 = 6,3 \text{ kN/m};$$

- Força centrífuga associada à sobrecarga linear:

$$F_{cent,scl} = 0,55 \cdot 0,38 \cdot 375 = 79,1 \text{ kN};$$

2.3. Esforços e Verificação da Segurança

Com as acções discriminadas anteriormente foram determinados todos os esforços utilizados para o dimensionamento da estrutura de acordo com as combinações de cálculo estipuladas pelos regulamentos já referidos, que para as quais se fizeram as verificações da segurança dos elementos estruturais.

2.3.1. Esforços e Tensões Finais Resultantes do Processo Construtivo Adoptado

O processo construtivo adoptado induz alterações nos esforços e tensões a que a estrutura está sujeita que em comparação com a construção numa única fase não sejam expectáveis.

Independentemente do processo construtivo adoptado, ao longo da vida da estrutura é também previsível o registo de alterações nos esforços e tensões a que esta se encontra sujeita.

2.3.1.1. *Entrada em Serviço*

No desenho de cálculo IX em anexo apresentam-se os diagramas característicos de momentos flectores e de esforço transversal devido ao peso próprio e à restante carga permanente para o instante em que a estrutura entra em serviço, considerando que ocorra logo que a execução da estrutura esteja totalmente finalizada. Também se encontra no desenho de cálculo X os esforços hiperstáticos devido ao pré-esforço nomeadamente os momentos flectores e os esforços transversos.

2.3.1.2. *A Longo Prazo*

O horizonte de tempo admitido para o longo prazo de vida da obra foi de 10000 dias, cerca de 27 anos, onde se considera que todos efeitos diferidos – fluência, retracção e relaxação dos aços de pré-esforço com as respectivas perdas – se encontrem estabilizados, não se prevendo mais nenhuma alteração significativa no estado de tensão a que a estrutura esteja sujeita.

2.3.2. Esforços devido às Variações Uniformes de Temperatura

No desenho de cálculo XI apresentam-se os diagramas de esforços devidos à variação uniforme de temperatura de +15 °C.

2.3.3. Esforços devido às Variações Diferenciais de Temperatura

Nos desenhos de cálculo XII apresentam-se os diagramas de esforços devidos à variação diferencial de temperatura de -5 °C entre as fibras extremas do tabuleiro.

2.3.4. Esforços devido às Sobrecargas Regulamentares

Nos desenhos de cálculo XIII a XV apresentam-se os diagramas de esforços devidos às sobrecargas regulamentares apresentadas anteriormente.

2.3.5. Deslocamentos do Tabuleiro

Para as várias acções consideradas foram previstos os deslocamentos longitudinais, apresentados no quadro IV-2, segundo o eixo teórico da directriz.

Quadro IV-2 - Deslocamentos Longitudinais do Tabuleiro. [cm]

| Encontro / Pilar | Cargas Permanentes | VUT (+15 °C) | VDT (+10/0 °C) | Sismo |
|-------------------------|---------------------------|---------------------|-----------------------|--------------|
| E1 | 5,30 | -1,13 | -0,01 | ±3,03 |
| P1 | 4,33 | -0,92 | -0,01 | ±3,03 |
| P2 | 2,73 | -0,58 | -0,01 | ±3,03 |
| P3 | 0,72 | -0,15 | 0,00 | ±3,03 |
| P4 | -1,28 | 0,29 | 0,00 | ±3,03 |
| P5 | -3,29 | 0,72 | 0,01 | ±3,03 |
| P6 | -5,30 | 1,15 | 0,01 | ±3,03 |
| E2 | -6,92 | 1,50 | 0,01 | ±3,03 |

2.3.6. Estados Limite de Utilização

A verificação da segurança para os estados limite de utilização será feita para os estados limite de fendilhação (descompressão e largura de fendas) e verificação da tensão máxima de compressão.

2.3.6.1. *Estado Limite de Descompressão*

A verificação da segurança ao estado limite de descompressão considera-se satisfeita se, de acordo com o artigo 69.º do REBAP, não existirem tracções ao nível da fibra extrema da secção do elemento em causa mais próxima da passagem dos cabos de pré-esforço, de modo a assegurar que estes fiquem na zona comprimida da secção, para as combinações de acções consoante a agressividade do meio ambiente em que se enquadra a obra.

Deste modo, tomando que a obra de arte se situa num ambiente moderadamente agressivo, a segurança ao estado limite de descompressão vai ser verificada tendo em conta a combinação quase permanente de acções, e que se traduz na expressão apresentada no ponto 3 do capítulo II.

As tensões foram estimadas, com recurso a folha de cálculo, para a combinação de acções referida e com as características geométricas das secções brutas de betão. No desenho de cálculo XVI, em anexo, encontram-se os diagramas da envolvente de tensões para as situações de entrada em serviço da obra e a longo prazo.

Em jeito de conclusão, para a combinação de acções quase permanente as secções estão sempre comprimidas, principalmente, nas zonas de passagem dos cabos de pré-esforço, para ambas as situações.

2.3.6.2. Estado Limite de Largura de Fendas

Para atender à verificação da segurança ao estado limite de largura de fendas determinaram-se as tensões resultantes da combinação frequente de acções, cujas expressões já se encontram descritas anteriormente.

A sua verificação foi feita com comparação ao valor característico da tensão de rotura do betão (f_{ctk}), onde a partir do qual é previsível que o betão comece a fendilhar. Nos desenhos de cálculo XVII e XVIII apresenta-se o diagrama de tensões calculadas para a combinação frequente de acções, donde se pode constatar que praticamente todas as secções se encontram comprimidas, e quando se denota níveis de tracção, tendo como maior valor 0,55 MPa, esses são inferiores ao valor característico da tensão de rotura do betão (f_{ctk}) para a classe do betão em causa, de 2,2 MPa. Considera-se assim satisfeita a verificação da segurança ao estado limite de largura de fendas, tanto para a fase de entrada em serviço da obra como para a fase a longo prazo.

2.3.6.3. Tensão Máxima de Compressão no Betão

A verificação da tensão máxima de compressão no betão é feita através da comparação com o valor de cálculo de tensão de rotura à compressão da classe de betão a aplicar para uma combinação rara de acções, que tomam a forma das expressões já apresentadas anteriormente.

O valor de cálculo de tensão de rotura à compressão para classe de betão a aplicar é de 23,3 MPa, onde com este se pode verificar nos desenhos de cálculo XIX a XXI, que a tensão máxima de

compressão nos elementos de betão não excede tal valor, dado que o máximo valor calculado foi 7,4 MPa.

No entanto, o Eurocódigo 2 – Parte 2, através das §7.2(2) e §7.2(3), estipula que a tensão máxima de compressão deverá ser inferior a:

- Para uma combinação rara de acções:

$$\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ MPa}$$

- Para uma combinação quase permanente de acções:

$$\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 35 = 15,75 \text{ MPa}$$

Os valores máximos de tensão de compressão calculados foram de 6,4 MPa e 5,3 MPa respectivamente para as combinações de acções referidas. Esta condição tem como objectivo prevenir o aparecimento de fissuração longitudinal, com a consequente perda de durabilidade, e ser possível admitir um comportamento linear de fluência.

2.3.7. Estados Limite Últimos de Resistência

A verificação da segurança aos estados limite últimos de resistência é feita através da comparação dos esforços actuantes de cálculo com os esforços resistentes de uma determinada secção. Os esforços actuantes de cálculo são obtidos através da combinação fundamental de acções, que têm a notação já discriminada anteriormente.

Os esforços resistentes são obtidos consoante o tipo de esforço em questão, de acordo com os regulamentos a respeitar.

2.3.7.1. *Momentos Flectores*

A verificação da segurança aos estados limite últimos de flexão será feita para os instantes de entrada em serviço da obra e o de a tempo infinito, correspondente aos 10000 dias, tal como já referido.

Para o cálculo da capacidade resistente das secções à flexão foram admitidas as seguintes hipóteses de deformação, conforme consta no REBAP:

- As secções permanecem planas;
- O betão não possui nenhuma capacidade de resistência à tracção;
- A extensão máxima de encurtamento do betão é de 3,5‰;
- As armaduras passivas possuem uma extensão máxima de alongamento de 10‰ e de encurtamento de 3,5‰;
- No caso de armaduras activas, estes valores são contabilizados a partir do valor de extensão resultante da aplicação de pré-esforço;
- As armaduras retêm na íntegra as variações de deformação do betão adjacente;
- A parcela isostática do pré-esforço é tomada como esforço resistente enquanto que a parcela hiperstática é tomada como esforço actuante.

As relações tensões - extensões de cálculo adoptadas seguem as disposições dos artigos 20.º, 25.º e 29.º do REBAP, para o betão, aço passivo e aço activo respectivamente.

Nos desenhos de cálculo XXII e XXIII estão representados os diagramas de momentos flectores actuantes, correspondentes à entrada em serviço da obra e a longo prazo, e também os momentos flectores resistentes, calculados apenas nas secções mais críticas, (secção de apoio e secção de meio vão), onde se demonstra que está verificada a segurança aos estados limite últimos de flexão.

2.3.7.2. Esforços Transversos e de Torção

Para a verificação da segurança aos estados limite últimos de esforço transversal e de torção foi tido em conta duas situações distintas que podem ser condicionantes. A primeira consiste na obtenção dos esforços transversos máximos e momentos torsores associados através da colocação das sobrecargas regulamentares em toda a largura da faixa de rodagem. A segunda situação pretende obter os momentos torsores máximos e os esforços transversos associados, tendo para isso, apenas sido colocadas as sobrecargas regulamentares apenas em meia faixa de rodagem, na

mais desfavorável, dado que a faixa de rodagem não se encontra centrada com a secção do tabuleiro.

A capacidade resistente da secção aos esforços transversos e de torção foi calculada tomando em conta apenas a área da secção corresponde à nervura central em toda a sua altura e as armaduras passivas nela contidas. Os esforços do pré-esforço, tanto isostáticos como hiperstáticos, entram na estimativa dos esforços actuantes de cálculo.

Conforme se pode ver no desenho de cálculo XXIV em anexo, a verificação da segurança aos estados limite últimos de esforço transversal e de torção encontra-se garantida.

3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL

Realizada a verificação da segurança face às acções previstas na direcção longitudinal do tabuleiro, irá proceder-se à mesma para a direcção transversal. Nesta direcção apenas se fará a verificação de dois elementos simples, que são a consola lateral do tabuleiro e a carlinga de apoio do tabuleiro nos encontros.

3.1. Verificação da Segurança da Consola do Tabuleiro

As consolas do tabuleiro possuem uma altura variável entre os 0,25 m, na extremidade livre, e os 0,40 m na secção de encastramento. Albergam na sua totalidade toda a restante carga permanente à excepção do betuminoso, que também se encontra na zona da nervura central do tabuleiro. Estas também estarão sujeitas às acções das sobrecargas regulamentares, que apesar de na sua maioria serem bermas, estão na mesma acessíveis ao tráfego automóvel.

3.1.1. Acções

As acções consideradas são as mesmas discriminadas anteriormente para o tabuleiro na direcção longitudinal, com especial consideração para as sobrecargas regulamentares, além do peso próprio e restante carga permanente.

3.1.2. Verificação da Segurança

As combinações de cálculo seguem os pressupostos descritos anteriormente assim como a contabilização da capacidade resistente das secções. Tratando-se de um elemento estrutural simples que é a consola, a verificação incidu apenas na secção de encastramento, ou seja, a secção crítica.

3.1.2.1. *Esforços Característicos*

Os esforços a obter através das combinações de cálculo aplicáveis foram estimados nas duas consolas que o tabuleiro possui transversalmente, visto que estas têm características diferentes em termos de carregamento da restante carga permanente e das sobrecargas regulamentares. A consola no intradorso da obra de arte contém o perfil “new-jersey” e o betuminoso em 2,2 m, o que corresponde à largura da faixa de rodagem a contabilizar nos cálculos para o dimensionamento da consola. Na figura 5 encontra-se a representação da consola do intradorso.

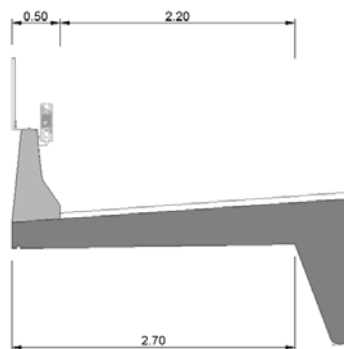


Figura IV-1 - Consola do Intradorso do Tabuleiro

Nos quadros IV-3 e IV-4 encontram-se os esforços característicos calculados para a secção de encastramento desta consola. O cálculo dos momentos devido à acção do veículo tipo envolveu o recurso às superfícies de influência de Homberg-Ropers.

Quadro IV-3 - Momentos Flectores Característicos na Consola do Intradorso. [kN.m/m]

| Carga Permanente | Sobrecargas Uniforme + Linear | Veículo Tipo |
|------------------|-------------------------------|--------------|
| -52 | -131 | -133 |

Quadro IV-4 - Esforços Transversos Característicos na Consola do Intradorso. [kN/m]

| Carga Permanente | Sobrecargas Uniforme + Linear | Veículo Tipo |
|------------------|-------------------------------|--------------|
| 36 | 119 | 61 |

A consola do extradorso, como referido anteriormente, possui um carregamento diferente, dado que alberga o passeio e os elementos metálicos de segurança ao longo de 1,1 m. A faixa de rodagem nesta consola tem apenas uma largura de 1,6 m, o mesmo aplicando-se ao betuminoso. A figura 6 descreve a consola do extradorso.

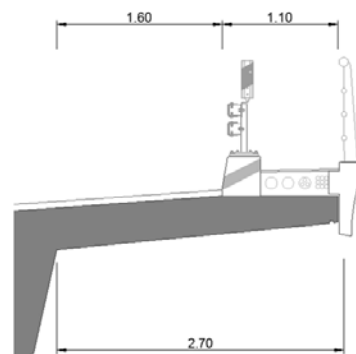


Figura IV-2 - Consola do Extradorso do Tabuleiro

Nos quadros IV-5 e IV-6 encontram-se os esforços característicos calculados para a secção de encastramento da consola do extradorso, estimados do mesmo modo que para a consola do intradorso.

Quadro IV-5 - Momentos Flectores Característicos na Consola do Extradorso. [kN.m/m]

| Carga Permanente | Sobrecargas Uniforme + Linear | Veículo Tipo |
|------------------|-------------------------------|--------------|
| -61 | -69 | -90 |

Quadro IV-6 - Esforços Transversos Característicos na Consola do Extradorso. [kN/m]

| Carga Permanente | Sobrecargas Uniforme + Linear | Veículo Tipo |
|------------------|-------------------------------|--------------|
| 40 | 86 | 69 |

3.1.2.2. Estados Limite de Utilização

A combinação de acções adoptada foi a frequente, como referido anteriormente, cujos coeficientes de combinação encontram-se estabelecidos no RSA.

3.1.2.2.1. Estado Limite de Largura de Fendas

A verificação da segurança para este estado limite de utilização foi feita na secção de encastramento da consola com os esforços mais desfavoráveis, cujas dimensões são de 1 m de largura por 0,4 m de altura. Para se verificar a segurança, a largura de fendas (w_k) deve ser menor ou igual a 0,20 mm, para um ambiente moderadamente agressivo, conforme consta no quadro VIII do artigo 68.º do REBAP. A estimativa da abertura de fendas foi feita de acordo com §7.3.4(1) do Eurocódigo 2 – Parte 1-1, e descreve-se da seguinte forma:

$$w_k = s_{r,máx} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Onde:

$s_{r,máx}$ – distância máxima entre fendas;

ε_{sm} – extensão média da armadura para a combinação de acções considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado. Considera-se apenas a extensão de tracção que ocorre para além do estado de extensão nula do betão no mesmo nível;

ε_{cm} – extensão média no betão entre fendas.

A parcela $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ é calculada de acordo com a expressão da §7.3.4(2), a seguir discriminada:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Onde:

σ_s – tensão na armadura de tracção admitindo a secção fendilhada;

α_e – relação E_s/E_{cm} ;

$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$;

$k_t = 0,4$;

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$; $h_{c,eff} = \min[2,5 \cdot (h-d); (h-x)/3; h/2]$.

A parcela $s_{r,m\acute{a}x}$ é determinada da seguinte forma, de acordo com §7.3.4(3):

$$s_{r,m\acute{a}x} = k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}}$$

Onde:

$$\phi_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n n_i \cdot \phi_i^2}{\sum_{i=1}^n n_i \cdot \phi_i}, \text{ } n_i \text{ é o número de varões de diâmetro } \phi_i;$$

c – recobrimento das armaduras longitudinais;

$k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$.

No quadro IV-7 encontra-se o resumo dos cálculos efectuados para a verificação da segurança ao estado limite de largura de fendas.

Quadro IV-7 - Estado Limite de Largura de Fendas na Consola do Tabuleiro.

| Secção | M_{freq} [kN.m] | w_k [mm] |
|---------------|-------------------|------------|
| Encastramento | -99 | 0,17 |

3.1.2.3. Estados Limite Últimos de Resistência

A combinação de acções considerada foi a combinação fundamental como descrito anteriormente, apenas para a acção de base sobrecargas regulamentares. Tomou-se a acção mais desfavorável, ou seja, com a acção do veículo tipo ou com a acção combinada das sobrecargas uniforme e linear, estipuladas no RSA.

3.1.2.3.1. Momentos Flectores

O momento flector de cálculo mais desfavorável verifica-se na consola do intradorso, a qual foi dimensionada para tal, e calculado o momento resistente, conforme se pode ver no quadro IV-8.

Quadro IV-8 - Estados Limite Últimos de Flexão na Consola do Tabuleiro. [kN.m/m]

| Consola | M_{sd} | M_{Rd} |
|------------|----------|----------|
| Intradorso | -274 | -286 |
| Extradorso | -219 | |

Observando o quadro, pode-se garantir a segurança em relação aos esforços de flexão em ambas as consolas do tabuleiro.

3.1.2.3.2. Esforços Transversos

O esforço transversal de cálculo mais desfavorável verifica-se na consola do intradorso, e foi estimado o esforço transversal resistente para ambas as consolas, onde se adoptou as disposições do REBAP, no artigo 53.º, para o caso de uma laje sem armaduras de esforço transversal, que segue a seguinte formulação:

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} = V_{cd} \cdot 0,6 \cdot (1,6 - d) \geq 0,6 \cdot V_{cd}$$

$$V_{Rd,máx} = \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

b_w – largura média da secção;

d – altura útil da secção;

$\tau_1 = 0,9$ MPa, para um betão da classe C35/45;

$\tau_2 = 7$ MPa, para um betão da classe C35/45.

No quadro IV-9 faz-se um resumo do cálculo dos esforços transversos actuantes assim como dos resistentes em ambas as consolas.

Quadro IV-9 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso na Consola do Tabuleiro. [kN/m]

| Consola | V _{Sd} | V _{cd} | V _{Rd} | V _{Rd,máx} |
|------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------------|
| Intradorso | 228 | 315 | 236 | 2450 |
| Extradorso | 185 | | | |

Observando o quadro, pode-se garantir a segurança em relação aos esforços transversos em ambas as consolas do tabuleiro.

3.2. Verificação da Segurança da Carlinga de Apoio nos Encontros

A carlinga de apoio do tabuleiro nos encontros é constituída por uma viga de altura variável, entre aproximadamente 1,2 e 1,7 m, com 8,10 m de comprimento e 1 m de largura. Os seus apoios assentam em aparelhos de apoio centrados e distanciados entre si de 3,5 m.

3.2.1. Acções Permanentes

As acções permanentes serão as seguintes:

- Peso próprio da carlinga, com redução de metade da área de secção do tabuleiro, considerando que a restante descarrega directamente nos apoios;
- Restante carga permanente discriminada anteriormente, assentes numa banda do tabuleiro com 2,7 m, considerando que esta descarrega directamente na carlinga.

3.2.2. Acções Variáveis

As acções variáveis seguem os pressupostos anteriormente apresentados na análise longitudinal. As sobrecargas regulamentares, veículo tipo ou sobrecargas uniforme e linear, foram dispostas ao longo da carlinga de modo a simular os efeitos mais desfavoráveis.

3.2.3. Verificação da Segurança

A verificação da segurança segue o mesmo raciocínio que as anteriores verificações a outros elementos da estrutura em estudo.

3.2.3.1. Esforços Característicos

Os esforços característicos foram calculados para as secções mais desfavoráveis consoante o tipo de esforço em questão. No caso da flexão determinaram-se os momentos flectores para a secção de apoio e para a secção de meio vão entre os apoios. Em relação ao esforço transversal apenas se analisou os seus efeitos na secção de apoio. Nos quadros IV-10 e IV-11, apresentam-se então os esforços característicos referidos.

Quadro IV-10 - Momentos Flectores Característicos da Carlinga de Apoio. [kN.m]

| Secção | Cargas Permanentes | Sobrecargas Uniforme + Linear | Veículo Tipo |
|----------|--------------------|-------------------------------|--------------|
| Apoio | -610 | -149 | -810 |
| Meio vão | -272 | 83 | 225 |

Quadro IV-11 – Esforços Transversos Característicos da Carlinga de Apoio. [kN]

| Secção | Cargas Permanentes | Sobrecargas Uniforme + Linear | Veículo Tipo |
|--------|--------------------|-------------------------------|--------------|
| Apoio | 519 | 137 | 600 |

Com estes esforços construíram-se então as combinações de acções para se proceder às várias verificações da segurança.

3.2.3.2. Estados Limite de Utilização

A verificação aos estados limite de utilização segue as mesmas bases que as anteriores, nomeadamente na verificação da segurança efectuada para as consolas transversais do tabuleiro.

3.2.3.2.1. Estado Limite de Largura de Fendas

Como referido anteriormente, o valor limite para a largura da abertura de fendas (w_k) é de 0,20 mm, para um ambiente moderadamente agressivo, cuja combinação de acções a considerar terá de ser a frequente, como definido no RSA. Assim, apresenta-se no quadro IV-12 um resumo dos cálculos efectuados para se estimar, conforme descrito anteriormente, a abertura de fendas face aos carregamentos previstos.

Quadro IV-12 - Estado Limite de Largura de Fendas na Carlinga de Apoio.

| Secção | Altura (m) | M_{freq} (kN.m) | w_k (mm) |
|----------|------------|-------------------|------------|
| Apoio | 1,5 | -934 | 0,19 |
| Meio vão | 1,7 | -182 | 0,04 |

Como se pode constatar, a verificação da segurança encontra-se satisfeita no que respeita aos estados limite de largura de fendas.

3.2.3.3. Estados Limite Últimos de Resistência

A combinação de acções considerada foi a combinação fundamental como citado anteriormente, apenas para a acção de base sobrecargas regulamentares. Tomou-se a acção mais desfavorável, ou seja, com a acção do veículo tipo ou com a acção combinada das sobrecargas uniforme e linear, estipuladas no RSA.

3.2.3.3.1. Momentos Flectores

A verificação da segurança aos estados limite últimos de flexão foi feita nas secções de apoio e de meio vão. Os momentos resistentes também foram estimados nestas secções, seguindo os pressupostos do REBAP enumerados anteriormente. No quadro IV-13, apresenta-se um quadro resumo dos cálculos efectuados para a verificação da segurança.

Quadro IV-13 - Estados Limite Últimos de Flexão na Carlinga de Apoio [kN.m]

| Secção | M_{Sd} | M_{Rd} |
|----------|----------|----------|
| Apoio | -2069 | -2109 |
| Meio vão | -43 | -2408 |

Em jeito de conclusão, considera-se garantida a segurança no que toca aos estados limite últimos de flexão, dado que os momentos resistentes são sempre superiores aos actuantes.

3.2.3.3.2. Esforços Transversos

A verificação da segurança aos estados limite últimos de esforço transversal foi feita unicamente na secção de apoio. O esforço transversal resistente também foi estimado nesta secção, seguindo os pressupostos do REBAP que seguem a seguinte formulação:

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{wd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{syd}$$

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

b_w – largura média da secção;

d – altura útil da secção;

$\tau_1 = 0,9$ MPa, para um betão da classe C35/45;

$\tau_2 = 7$ MPa, para um betão da classe C35/45;

$f_{syd} = 435$ MPa, para o aço A500.

De seguida, no quadro IV-14, encontra-se o cálculo resumido do esforço transversal resistente na secção de apoio, assim como o esforço transversal actuante máximo.

Quadro IV-14 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso na Carlinga de Apoio.

| V_{Sd} (kN) | d (m) | b_w (m) | Estribos | V_{cd} (kN) | V_{wd} (kN) | V_{Rd} (kN) | $V_{Rd,m\acute{a}x}$ (kN) |
|---------------|---------|-----------|-----------------|---------------|---------------|---------------|---------------------------|
| 1626 | 1,45 | 1 | $\phi 12//0,20$ | 1305 | 641 | 1946 | 10150 |

Sendo o esforço transversal resistente maior que o esforço transversal actuante, a segurança encontra-se garantida à luz dos estados limite últimos de esforço transversal.

4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES E FUNDAÇÕES

Os pilares e as suas fundações são os elementos essenciais na dissipação de energia transmitida pela acção dos sismos da estrutura da obra de arte. Por isso, a verificação da segurança faz-se de dois modos, uma considerando como acção de base apenas as sobrecargas e as variações de temperatura – combinação fundamental – e a outra tomando exclusivamente a acção dos sismos – combinação sísmica.

4.1. Pilares

Os pilares, um por cada eixo de apoio, possuem todos, igual secção transversal, já descrita anteriormente, e constante ao longo do fuste e serão feitos em betão armado. Todos serão ligados monoliticamente com o tabuleiro e dispostos perpendicularmente ao tabuleiro segundo a maior dimensão. Excepcionalmente os pilares P2 e P6 serão enviesados de modo a seguir o alinhamento dos separadores centrais das auto-estradas que a passagem superior transpõe.

Nos próximos capítulos disponibilizam-se as verificações da segurança aos vários estados limite de utilização e últimos.

4.2. Fundações

As fundações dos pilares são directas e constituídas por sapatas rígidas. A verificação da segurança das fundações seguiu as indicações do Eurocódigo 7, nomeadamente na estimativa da capacidade de carga do terreno de fundação, que para o qual se recorreu à Abordagem de Cálculo Tipo 1. Esta abordagem estipula a verificação de duas combinações, uma mais prejudicial do lado das acções e outra, mais do lado das propriedades do terreno. As combinações atendem à seguinte formulação:

- Combinação 1: $A1 + M1 + R1$;
- Combinação 2: $A2 + M2 + R1$;

Onde se tem:

A – Acções;

M – Propriedades dos solos;

R – Resistência dos materiais;

“+” – Combinação com.

4.3. Verificação da Segurança – Acção de Base Sobrecargas e Temperaturas

Neste ponto irá demonstrar-se os resultados obtidos para as combinações de cálculo tendo como acção de base as sobrecargas e as variações de temperaturas.

4.3.1. Esforços de Cálculo

Consoante os estados limite a atender à segurança dos pilares, com as respectivas combinações de acções, os esforços de cálculo obtidos estarão listados nos seguintes pontos, para todos os pilares.

4.3.1.1. Estados Limite de Utilização

A combinação de acções considerada foi a frequente, que já se encontra descrita anteriormente.

Os esforços combinados encontram-se nos quadros IV-15 a IV-18.

Quadro IV-15 – Esforços de Cálculo no Topo dos Pilares. Acção de Base Sobrecargas

| Pilar | N _{freq} [kN] | M _{freq,long} [kN.m] | M _{freq,transv} [kN.m] |
|-------|------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| P1 | -4159 | 457 | 268 |
| P2 | -5745 | 476 | 364 |
| P3 | -6049 | 232 | 222 |
| P4 | -6131 | 144 | 140 |
| P5 | -6153 | 243 | 129 |
| P6 | -5639 | 585 | 253 |

Quadro IV-16 – Esforços de Cálculo na Base dos Pilares. Acção de Base Sobrecargas

| Pilar | N _{freq} [kN] | M _{freq,long} [kN.m] | M _{freq,transv} [kN.m] |
|-------|------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| P1 | -4782 | 340 | 227 |
| P2 | -6502 | 283 | 340 |
| P3 | -6894 | 187 | 644 |
| P4 | -7199 | 126 | 403 |
| P5 | -7132 | 211 | 398 |
| P6 | -6076 | 554 | 226 |

Quadro IV-17 – Esforços de Cálculo no Topo dos Pilares. Acção de Base Temperaturas

| Pilar | N _{freq} [kN] | M _{freq,long} [kN.m] | M _{freq,transv} [kN.m] |
|-------|------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| P1 | -4088 | 589 | 207 |
| P2 | -5498 | 479 | 393 |
| P3 | -5777 | 159 | 169 |
| P4 | -5859 | 107 | 76 |
| P5 | -5888 | 235 | 66 |
| P6 | -5394 | 752 | 186 |

Quadro IV-18 – Esforços de Cálculo na Base dos Pilares. Acção de Base Temperaturas

| Pilar | N _{freq} [kN] | M _{freq,long} [kN.m] | M _{freq,transv} [kN.m] |
|-------|------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| P1 | -4711 | 485 | 268 |
| P2 | -6254 | 316 | 364 |
| P3 | -6622 | 126 | 222 |
| P4 | -6927 | 101 | 140 |
| P5 | -6867 | 214 | 129 |
| P6 | -5832 | 560 | 253 |

4.3.1.2. Estados Limite Últimos de Resistência

O dimensionamento destes elementos teve em conta os esforços obtidos pelo programa de cálculo automático, aos quais se adicionou os efeitos de 2ª ordem estabelecidos no REBAP segundo o artigo 63.º, que estipula a consideração dos efeitos das excentricidades adicionais. Assim, os esforços apresentados mais à frente, nomeadamente os momentos flectores já contabilizam os efeitos devido às excentricidades adicionais, que se apresentam no quadro IV-19.

Quadro IV-19 – Excentricidades Adicionais [m]

| Pilar | Altura | e_a | $e_{2, \text{long}}$ | $e_{2, \text{transv}}$ | $e_{c, \text{long}}$ | $e_{c, \text{transv}}$ | $e_{t, \text{long}}$ | $e_{t, \text{transv}}$ |
|-------|--------|-------|----------------------|------------------------|----------------------|------------------------|----------------------|------------------------|
| P1 | 14 | 0,05 | 0,06 | 0 | 0,005 | 0,001 | 0,11 | 0,05 |
| P2 | 17 | 0,06 | 0,09 | 0 | 0,015 | 0,001 | 0,16 | 0,06 |
| P3 | 19 | 0,06 | 0,11 | 0 | 0,016 | 0,002 | 0,19 | 0,06 |
| P4 | 24 | 0,08 | 0,18 | 0 | 0,029 | 0,003 | 0,29 | 0,08 |
| P5 | 22 | 0,07 | 0,15 | 0 | 0,023 | 0,002 | 0,25 | 0,08 |
| P6 | 13,8 | 0,05 | 0,06 | 0 | 0,007 | 0,001 | 0,11 | 0,05 |

Nos quadros IV-20 a IV-23, serão apresentados os esforços de cálculo considerados para a verificação da segurança segundo as disposições regulamentares dos estados limite últimos.

Quadro IV-20 – Esforços de Cálculo no Topo dos Pilares. Acção de Base Sobrecargas

| Pilar | N_{Sd} [kN] | $V_{Sd, \text{long}}$ [kN] | $M_{Sd, \text{long}}$ [kN.m] | $V_{Sd, \text{transv}}$ [kN] | $M_{Sd, \text{trans}}$ [kN.m] |
|-------|------------------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| P1 | -6981 | 154 | 2062 | 77 | 1050 |
| P2 | -9259 | 112 | 2671 | 104 | 1347 |
| P3 | -9749 | 66 | 2553 | 131 | 1316 |
| P4 | -9870 | 37 | 3349 | 70 | 1313 |
| P5 | -9910 | 64 | 3212 | 74 | 1463 |
| P6 | -9169 | 287 | 2602 | 81 | 2123 |

Quadro IV-21 – Esforços de Cálculo na Base dos Pilares. Acção de Base Sobrecargas

| Pilar | N_{Sd} [kN] | $V_{Sd, \text{long}}$ [kN] | $M_{Sd, \text{long}}$ [kN.m] | $V_{Sd, \text{transv}}$ [kN] | $M_{Sd, \text{trans}}$ [kN.m] |
|-------|------------------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| P1 | -7763 | 154 | 1798 | 65 | 1799 |
| P2 | -10138 | 112 | 2240 | 117 | 1557 |
| P3 | -10987 | 66 | 2433 | 72 | 2988 |
| P4 | -11364 | 37 | 3270 | 43 | 2340 |
| P5 | -11280 | 64 | 3109 | 41 | 2282 |
| P6 | -9782 | 287 | 2580 | 81 | 2512 |

Quadro IV-22 – Esforços de Cálculo no Topo dos Pilares. Acção de Base Temperaturas

| Pilar | N_{Sd} [kN] | V_{Sd,long} [kN] | M_{Sd,long} [kN.m] | V_{Sd,transv} [kN] | M_{Sd,trans} [kN.m] |
|--------------|--------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|
| P1 | -6496 | 206 | 2412 | 65 | 810 |
| P2 | -8516 | 118 | 2558 | 117 | 1386 |
| P3 | -8933 | 45 | 2178 | 72 | 1101 |
| P4 | -9052 | 30 | 3000 | 43 | 1054 |
| P5 | -9113 | 64 | 2985 | 41 | 1369 |
| P6 | -8436 | 332 | 3020 | 81 | 2456 |

Quadro IV-23 – Esforços de Cálculo na Base dos Pilares. Acção de Base Temperaturas

| Pilar | N_{Sd} [kN] | V_{Sd,long} [kN] | M_{Sd,long} [kN.m] | V_{Sd,transv} [kN] | M_{Sd,trans} [kN.m] |
|--------------|--------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|
| P1 | -7368 | 206 | 2187 | 65 | 1516 |
| P2 | -9575 | 118 | 2218 | 117 | 1630 |
| P3 | -10117 | 45 | 2092 | 72 | 2102 |
| P4 | -10547 | 30 | 2957 | 43 | 1672 |
| P5 | -10843 | 64 | 2681 | 41 | 1565 |
| P6 | -9049 | 332 | 2970 | 81 | 2020 |

4.3.2. Verificação da Segurança do Fuste dos Pilares

A verificação da segurança do fuste dos pilares foi feita em ambas as extremidades, dado que são consideradas como suficientemente encastradas, e assim consequentemente são as secções críticas dos pilares.

4.3.2.1. *Estados Limite de Utilização*

A verificação da segurança aos estados limite de utilização foi apenas feita em relação ao de largura de fendas, cujos resultados se encontram no próximo ponto.

4.3.2.1.1. *Estado Limite de Largura de Fendas*

Para satisfazer a verificação da segurança, a largura de fendas (w_k) estimada terá de ser menor ou igual a 0,20 mm. De seguida, apresentam-se nos quadros IV-24 e IV-25 os resultados para a combinação com acção de base mais desfavorável, calculados como descrito anteriormente.

Quadro IV-24 - Estados Limite de Largura de Fendas no Topo do Pilares.

| Pilar | w_k (mm) |
|-------|------------|
| P1 | 0,18 |
| P2 | 0,15 |
| P3 | 0,16 |
| P4 | 0,10 |
| P5 | 0,17 |
| P6 | 0,20 |

Quadro IV-25 - Estados Limite de Largura de Fendas na Base do Pilares.

| Pilar | w_k (mm) |
|-------|------------|
| P1 | 0,20 |
| P2 | 0,14 |
| P3 | 0,16 |
| P4 | 0,13 |
| P5 | 0,18 |
| P6 | 0,20 |

A largura de fendas estimada para todos os pilares encontra-se dentro dos limites estipulados no REBAP, pelo que se considera garantida a segurança ao estado limite de largura de fendas.

4.3.2.2. Estados Limite Últimos de Resistência

Nos pontos seguintes, encontram-se os valores calculados para a verificação da segurança aos estados limite últimos de flexão e de esforço transversal.

4.3.2.2.1. Momentos Flectores

As hipóteses de deformação para o cálculo da resistência da secção à flexão são as mesmas que se encontram descritas no ponto 2.3.7.1, aquando da descrição do cálculo dos momentos resistentes do tabuleiro.

A verificação da resistência da secção dos pilares foi efectuada através do cálculo separado dos momentos resistentes segundo cada uma das direcções e tendo em conta o esforço normal a que se encontram sujeitos.

Desta forma, nas figuras IV-3 a IV-6 encontram-se representados os esforços de cálculo por meio de pontos em gráficos que caracterizam a capacidade resistente da secção por forma de superfícies de interacção de esforços resistentes e armaduras, onde se optou por representar apenas os planos

que referentes à flexão composta apenas em cada uma das direcções isoladamente, longitudinal ou transversal. Esta verificação foi efectuada relativamente aos estados limite últimos de flexão para ambas as combinações de acções e para as secções de topo e base, onde as secções são constantes em altura.

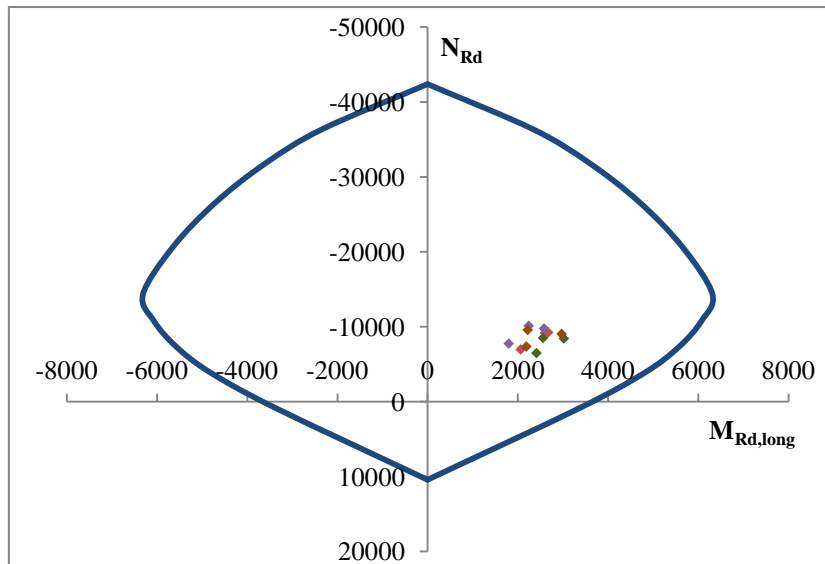


Figura IV-3 – Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Longitudinal nos Pilares P1, P2 e P6

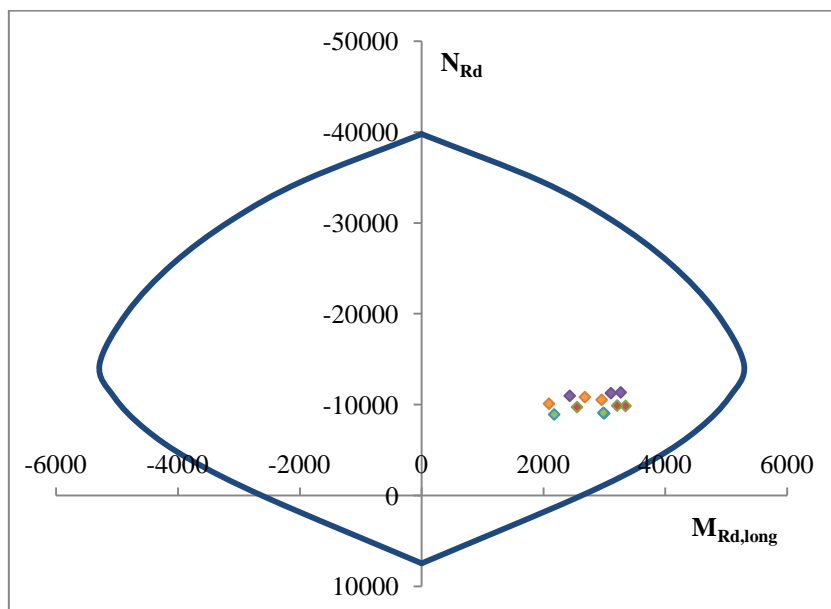


Figura IV-4 – Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Longitudinal nos Pilares P3 a P5

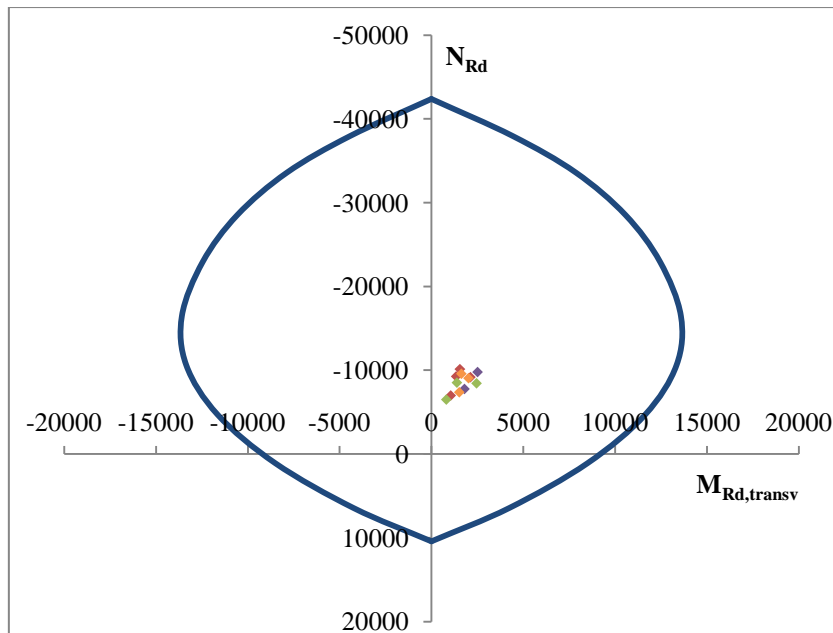


Figura IV-5 – Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Transversal nos Pilares P1, P2 e P6

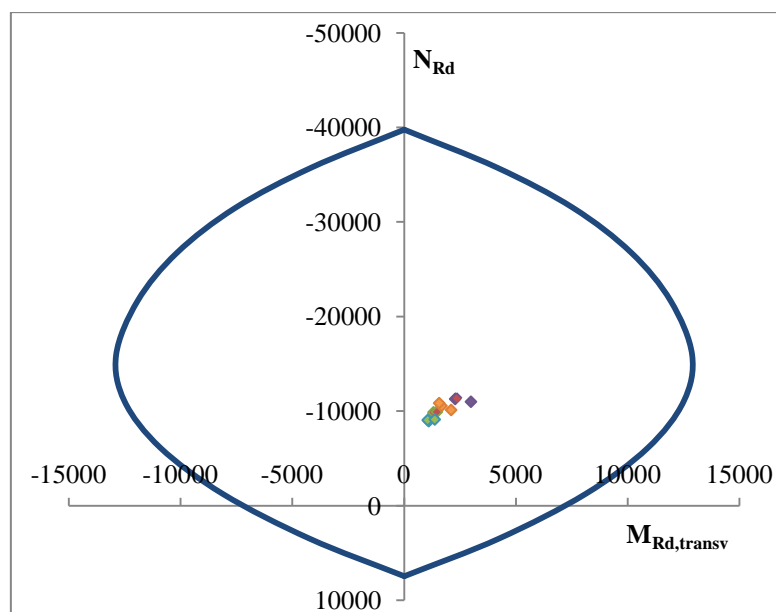


Figura IV-6 – Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Transversal nos Pilares P3 a P5

Como se constata, todos os momentos flectores actuantes encontram-se no interior da superfície de interacção, pelo que se considera verificada a segurança aos estados limite últimos de flexão.

4.3.2.2.2. Esforços Transversos

A verificação da segurança aos estados limite últimos de esforço transversal foi feita segundo as disposições do REBAP, já apresentadas anteriormente. No quadro IV-26 apresenta-se um quadro

resumo da verificação da segurança comparando os maiores valores obtidos de esforço transversal actuante, tanto longitudinal como transversal, com os de esforço transversal resistente, cujos valores, tanto para longitudinal como para transversal, serão iguais em todos os pilares dado que todos possuem a mesma secção e irão ser armados com a mesma área de estribos.

Quadro IV-26 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso nos Pilares.

| Direcção | V _{Sd} [kN] | d [m] | b _w [m] | Estribos | V _{cd} [kN] | V _{wd} [kN] | V _{Rd} [kN] | V _{Rd,máx} [kN] |
|--------------|----------------------|-------|--------------------|-----------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------------|
| Longitudinal | 332 | 0,75 | 2,20 | φ10//0,10 | 1485 | 230 | 1715 | 11550 |
| Transversal | 131 | 2,15 | 0,80 | φ12//0,10 | 1548 | 952 | 2500 | 12040 |

Como se pode observar, a segurança em relação aos estados limite últimos de esforço transversal pode-se considerar como garantida, dado que o esforço transversal actuante é bastante menor que o esforço transversal resistente.

4.3.3. Verificação da Segurança das Fundações Directas

A verificação da segurança das fundações fez-se unicamente em relação aos estados limite últimos de resistência e de rotura do terreno.

4.3.3.1. *Segurança Exterior*

A verificação da segurança exterior atendeu aos pressupostos dos estados limite últimos de rotura do terreno do Eurocódigo 7, segundo a Abordagem de Cálculo Tipo 1, de acordo com o respectivo Anexo Nacional.

4.3.3.1.1. *Capacidade de Carga dos Terrenos de Fundação*

A estimativa da capacidade de carga do terreno onde assentam as sapatas seguiu a seguinte formulação:

$$\frac{R_{cd}}{A} = \frac{1}{\gamma_{R,v}} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} + C'_d \cdot N_c \cdot s_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \right]$$

Onde:

N_{γ} , N_c , N_q – factores de capacidade resistente do solo;

s_{γ} , s_c , s_q – factores de geometria da sapata;

γ, C', q' – propriedades do solo;

A – área da sapata;

B – menor dimensão da sapata.

Os parâmetros, que caracterizam em termos geotécnicos o solo, usados para o cálculo foram de 35° para o ângulo de atrito interno, 0,2 MPa para a coesão e o peso volúmico foi de 20 kN/m^3 . No quadro IV-27 será apresentada uma visão global dos resultados obtidos para a combinação 2, que acabou por ser a condicionante, onde se poderão visualizar os esforços actuantes e a respectiva capacidade de carga do terreno.

Quadro IV-27 - Esforços de Cálculo na Base da Sapata e Capacidade de Carga do Terreno.

| Pilar | N_{Sd} [kN] | $M_{Sd,long}$ [kN.m] | $M_{Sd,transv}$ [kN.m] | ϕ'_d [°] | C'_d [MPa] | B' [m] | L' [m] | R_{cd} [kN] |
|-------|---------------|----------------------|------------------------|---------------|--------------|----------|----------|---------------|
| P1 | -7524 | 1027 | 717 | 29,26 | 0,16 | 3,73 | 5,31 | -21300 |
| P2 | -9422 | 641 | 1497 | | | 3,86 | 5,18 | -27482 |
| P3 | -9977 | 540 | 1766 | | | 3,89 | 5,15 | -27583 |
| P4 | -10424 | 377 | 1207 | | | 3,93 | 5,27 | -34314 |
| P5 | -11129 | 396 | 1255 | | | 3,93 | 5,27 | -51584 |
| P6 | -10016 | 1843 | 1470 | | | 3,63 | 5,21 | -35547 |

As forças axiais máximas admitidas são superiores às forças axiais actuantes, pelo que se encontra garantida a segurança.

4.3.3.2. Estados Limite Últimos de Resistência

A verificação da segurança aos estados limite últimos de resistência incidiu apenas sobre os estados limite de flexão, cujos pressupostos de cálculo foram os já anteriormente enumerados.

4.3.3.2.1. Momentos Flectores

A verificação dos estados limite últimos de flexão das sapatas seguiu a seguinte metodologia de cálculo:

$$N_{Sd} = N_{Sd,bp}$$

$$V_{Sd} = V_{Sd,bp}$$

$$M_{Sd} = M_{Sd,bp} + V_{Sd,bp} \cdot h$$

Onde:

$N_{Sd,bp}$ – esforço normal de cálculo na base do pilar;

$V_{Sd,bp}$ – esforço transversal de cálculo na base do pilar;

$M_{Sd,bp}$ – momento flector de cálculo na base do pilar;

h – altura da sapata.

No entanto, o cálculo das tensões nas esquinas das sapatas nem sempre é de compressão, havendo por isso duas metodologias diferentes para a determinação destas tensões. No caso de todas as tensões serem de compressão, tem-se:

$$\sigma_i = \frac{N_{Sd}}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_b}{B} \pm \frac{6 \cdot e_l}{L} \right)$$
$$\frac{e_b}{B} + \frac{e_l}{L} \leq \frac{1}{6}$$

Caso contrário, se se observa o levantamento de uma das esquinas das sapatas tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{100 \cdot N_{Sd}}{\alpha_1 \cdot B \cdot L} \\ \sigma_i = \frac{\alpha_i}{100} \cdot \sigma_1; i = 2,3 \\ \sigma_4 = \sigma_2 + \sigma_3 - \sigma_1 \\ \frac{e_b}{B} + \frac{e_l}{L} > \frac{1}{6} \end{array} \right.$$

Onde:

σ_i – tensões na esquina i ;

B – dimensão da sapata;

L – dimensão da sapata na outra direcção;

e_i – excentricidade da carga segundo a direcção i da sapata;

α_i – parâmetro retirado das tabelas de Montoya.

Assim, nos quadros IV-28 e IV-29 apresentam-se os valores de cálculo para as direcções longitudinal e transversal, referindo a armadura necessária em função das tensões determinadas para a combinação de acções referida anteriormente.

Quadro IV-28 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas. Direcção Longitudinal.

| Pilar | $\sigma_{\text{máx}}$ [kPa] | $\sigma_{\text{mín}}$ [kPa] | d_e [m] | M_{Sd} [kN.m] | $A_{s,\text{necessário}}$ [cm ² /m] | $A_{s,\text{adoptada}}$ [cm ² /m] |
|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------|-----------------|--|--|
| P1 | 592 | 399 | 1,80 | 912 | 11,55 | 24,54 |
| P2 | 723 | 549 | | 1129 | 14,34 | |
| P3 | 834 | 513 | | 1274 | 16,19 | |
| P4 | 867 | 622 | | 1345 | 17,11 | |
| P5 | 853 | 613 | | 1324 | 16,83 | |
| P6 | 790 | 526 | | 1216 | 15,44 | |

Quadro IV-29 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas. Direcção Transversal.

| Pilar | $\sigma_{\text{máx}}$ [kPa] | $\sigma_{\text{mín}}$ [kPa] | d_e [m] | M_{Sd} [kN.m] | $A_{s,\text{necessário}}$ [cm ² /m] | $A_{s,\text{adoptada}}$ [cm ² /m] |
|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------|-----------------|--|--|
| P1 | 592 | 307 | 1,80 | 908 | 11,51 | 24,54 |
| P2 | 723 | 389 | | 1113 | 14,12 | |
| P3 | 834 | 485 | | 1290 | 16,40 | |
| P4 | 867 | 411 | | 1324 | 16,84 | |
| P5 | 853 | 413 | | 1304 | 16,58 | |
| P6 | 790 | 364 | | 1204 | 15,30 | |

A segurança no interior das sapatas considera-se verificada dado que a armadura previamente adoptada é sempre superior à armadura necessária.

4.4. Verificação da Segurança – Acção de Base Sismo

A acção sísmica foi determinada com as disposições do RSA, com base nos espectros de resposta elástica para os sismos de tipo 1 e tipo 2 actuando num terreno de tipo I e na zona sísmica D, que engloba o concelho onde se irá implantar a obra em questão, que é Vila Nova de Gaia. O terreno de tipo I engloba rochas ou solos coerentes rijos, o que se assemelha ao caso em questão.

Em complemento, ainda se fez uma análise da acção sísmica na estrutura segundo as indicações do Eurocódigo 8, também com base nos espectros de resposta elástica para os dois tipos de sismo – 1 e 2 – actuando num solo de tipo A. As zonas sísmicas foram as 1.6 e 2.5, atribuídas para o concelho onde se localiza a obra, referido no parágrafo anterior. Foi ainda atribuída uma classe de importância II à estrutura, de acordo com a §2.1(4) do Eurocódigo 8 – Parte 2. O solo de tipo A

equivale a rocha ou formação geológica do tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície, o que se pode equiparar para esta situação.

Importa realçar ainda, as diferenças entre os tipos de acção sísmica dos dois regulamentos. A acção sísmica de tipo 1 descrita no RSA, correspondente a um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal, equivale à acção sísmica de tipo 2 do Eurocódigo 8. Em contraponto, a acção sísmica de tipo 2 de acordo com o RSA, correspondente a um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal, equivale à acção sísmica de tipo 1 do Eurocódigo 8.

4.4.1. Combinações de Acções

Os esforços de cálculo para estimar os efeitos da acção sísmica na estrutura foram determinados de acordo com as seguintes combinações, para ambos os tipos de acção sísmica:

- Combinação Sismo Longitudinal:

$$\frac{1,5}{\eta} \cdot (S_{sis,long} + 0,3 \cdot S_{sis,transv} + 0,3 \cdot S_{sis,vert}) + S_g + S_2$$

- Combinação Sismo Transversal:

$$\frac{1,5}{\eta} \cdot (0,3 \cdot S_{sis,long} + S_{sis,transv} + 0,3 \cdot S_{sis,vert}) + S_g + S_2$$

Onde:

S_g – esforços devidos às acções permanentes;

S_2 – esforços devidos aos efeitos de 2ª ordem;

S_{sis} – esforços devidos à acção sísmica;

η – coeficiente de comportamento.

Os efeitos devidos às deformações impostas não necessitam de ser combinados com os efeitos da acção sísmica, de acordo com §5.5 do Eurocódigo 8 – Parte 2. Desta forma, foram apenas considerados os efeitos de 2ª ordem devidos a:

- Deformação acidental regulamentar dos pilares;
- Deslocamentos impostos no topo dos pilares devido aos fenómenos de fluência e retracção e às variações de temperatura;
- Deslocamentos devidos aos efeitos da acção sísmica.

Com a metodologia descrita, apresentar-se-ão os resultados desta análise nos próximos pontos.

4.4.2. Esforços de Cálculo

Os esforços de cálculo foram estimados consoante os dois tipos de acções sísmicas do RSA e Eurocódigo 8, seguindo a formulação da combinação de acções apresentada anteriormente. Nos desenhos de cálculo XXV e XXVI apresentam-se as deformadas dos modos de vibração mais importantes, ou seja, aqueles que no seu conjunto contribuem significativamente para mais de 90% da participação de massa modal.

4.4.2.1. *Estados Limite Últimos de Resistência*

Os esforços de cálculo apresentados nos quadros IV-30 a IV-33 dizem respeito à acção sísmica do tipo 2 definido segundo o RSA, dado que é a situação que apresenta os esforços mais condicionantes para os pilares.

Quadro IV-30 - Esforços de Cálculo no Topo do Pilar. Sismo Longitudinal.

| Pilar | Acção Sísmica | | | | | S _g | S ₂ | |
|-------|-------------------------|------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|-------------------------|--------------------------------|----------------------------------|
| | N _{Sd} [kN] | V _{Sd,long} [kN] | M _{Sd,long} [kN.m] | V _{Sd,transv} [kN] | M _{Sd,transv} [kN.m] | N _{Sd} [kN] | M _{Sd,long} [kN.m] | M _{Sd,transv} [kN.m] |
| P1 | 195 | 403 | 2831 | 33 | 360 | -3805 | 356 | 101 |
| P2 | 248 | 217 | 1918 | 127 | 508 | -5189 | 508 | 190 |
| P3 | 219 | 151 | 1490 | 105 | 215 | -5585 | 539 | 256 |
| P4 | 252 | 71 | 933 | 54 | 60 | -5561 | 635 | 254 |
| P5 | 257 | 105 | 1226 | 62 | 92 | -5595 | 645 | 257 |
| P6 | 305 | 457 | 3117 | 87 | 233 | -5320 | 507 | 141 |

Quadro IV-31 - Esforços de Cálculo na Base do Pilar. Sismo Longitudinal.

| Pilar | Acção Sísmica | | | | | S_g | S_2 | |
|-------|------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|-------|------------------|-------------------------|
| | N_{Sd} [kN] | $V_{Sd,long}$ [kN] | $M_{Sd,long}$ [kN.m] | $V_{Sd,transv}$ [kN] | $M_{Sd,transv}$ [kN.m] | | N_{Sd} [kN] | $M_{Sd,long}$ [kN.m] |
| P1 | 199 | 417 | 2938 | 34 | 643 | -4428 | 356 | 101 |
| P2 | 252 | 232 | 1932 | 131 | 1797 | -5946 | 508 | 190 |
| P3 | 225 | 167 | 1578 | 110 | 1877 | -6431 | 539 | 256 |
| P4 | 262 | 90 | 1033 | 61 | 1357 | -6629 | 635 | 254 |
| P5 | 265 | 123 | 1306 | 67 | 1357 | -6574 | 645 | 257 |
| P6 | 308 | 469 | 3304 | 89 | 1365 | -5757 | 507 | 141 |

Quadro IV-32 - Esforços de Cálculo no Topo do Pilar. Sismo Transversal.

| Pilar | Acção Sísmica | | | | | S_g | S_2 | |
|-------|------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|-------|------------------|-------------------------|
| | N_{Sd} [kN] | $V_{Sd,long}$ [kN] | $M_{Sd,long}$ [kN.m] | $V_{Sd,transv}$ [kN] | $M_{Sd,transv}$ [kN.m] | | N_{Sd} [kN] | $M_{Sd,long}$ [kN.m] |
| P1 | 195 | 121 | 849 | 109 | 1199 | -3805 | 356 | 101 |
| P2 | 248 | 65 | 575 | 425 | 1692 | -5189 | 508 | 190 |
| P3 | 219 | 45 | 447 | 350 | 717 | -5585 | 539 | 256 |
| P4 | 252 | 21 | 280 | 181 | 200 | -5561 | 635 | 254 |
| P5 | 257 | 32 | 368 | 206 | 307 | -5595 | 645 | 257 |
| P6 | 305 | 137 | 935 | 289 | 776 | -5320 | 507 | 141 |

Quadro IV-33 - Esforços de Cálculo na Base do Pilar. Sismo Transversal.

| Pilar | Acção Sísmica | | | | | S_g | S_2 | |
|-------|------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|-------|------------------|-------------------------|
| | N_{Sd} [kN] | $V_{Sd,long}$ [kN] | $M_{Sd,long}$ [kN.m] | $V_{Sd,transv}$ [kN] | $M_{Sd,transv}$ [kN.m] | | N_{Sd} [kN] | $M_{Sd,long}$ [kN.m] |
| P1 | 199 | 125 | 881 | 112 | 2143 | -4428 | 356 | 101 |
| P2 | 252 | 69 | 580 | 436 | 5988 | -5946 | 508 | 190 |
| P3 | 225 | 50 | 473 | 366 | 6257 | -6431 | 539 | 256 |
| P4 | 262 | 27 | 310 | 204 | 4523 | -6629 | 635 | 254 |
| P5 | 265 | 37 | 392 | 225 | 4523 | -6574 | 645 | 257 |
| P6 | 308 | 141 | 991 | 295 | 4550 | -5757 | 507 | 141 |

4.4.3. Verificação da Segurança do Fuste dos Pilares

A verificação da segurança dos fuste dos pilares para a acção de base sismo foi feita apenas para os estados limite últimos de resistência.

4.4.3.1. *Estados Limite Últimos de Resistência*

Os estados limite últimos de resistência em que foram analisados a segurança da estrutura foram os de flexão e os de esforço transversal, cujos resultados se encontram nos próximos capítulos.

4.4.3.1.1. Momentos Flectores

A verificação aos estados limite últimos de flexão foi feita apenas a acção sísmica do tipo 2, do RSA, visto que foi a que apresentou os esforços mais condicionantes. Nas figuras IV-7 a IV-10 encontram-se representados os esforços de cálculo por meio de pontos em gráficos que caracterizam a capacidade resistente da secção por forma de superfícies de interacção de esforços resistentes e armaduras, onde se optou por representar apenas os planos referentes à flexão composta apenas em cada uma das direcções isoladamente, longitudinal ou transversal. Esta verificação foi efectuada relativamente aos estados limite últimos de flexão para ambas as combinações de acções e para as secções de topo e base, cujas secções são constantes em altura.

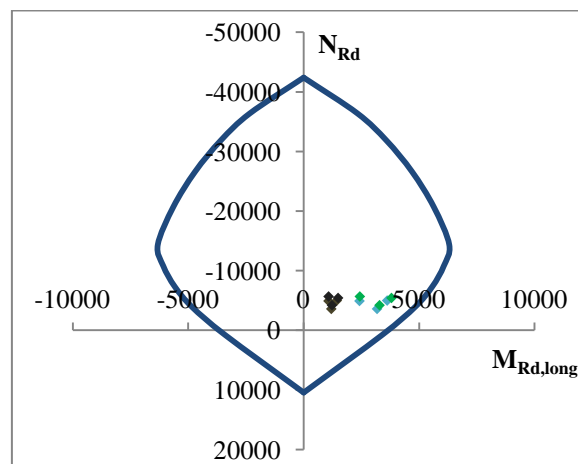


Figura IV-7 - Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Longitudinal nos Pilares P1, P2 e P6

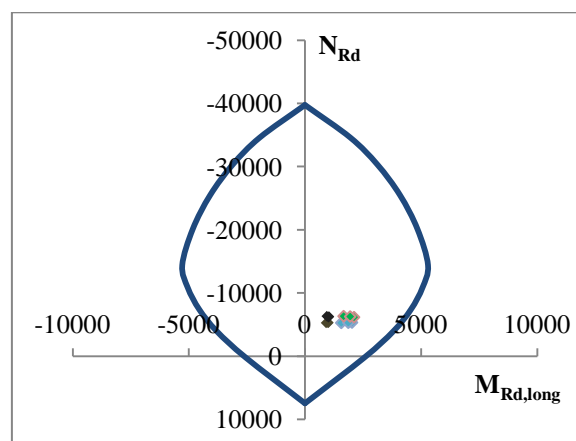


Figura IV-8 - Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Direcção Longitudinal nos Pilares P3 a P5

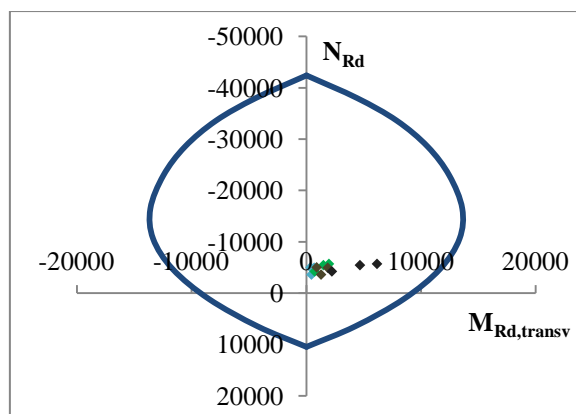


Figura IV-9 - Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Transversal nos Pilares P1, P2 e P6

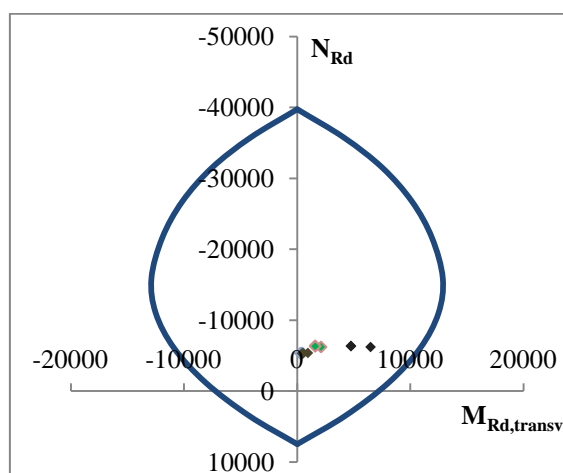


Figura IV-10 - Verificação da Segurança aos Estados Limite Últimos de Flexão na Transversal nos Pilares P3 a P5

Como se constata, todos os momentos flectores actuantes encontram-se no interior da superfície de interacção, pelo que se considera verificada a segurança aos estados limite últimos de flexão.

4.4.3.1.2. Esforços Transversos

A verificação dos estados limite últimos de esforço transversal foi também apenas verificada tendo em conta a acção sísmica mais desfavorável, que foi a do tipo 2, de acordo com o RSA. O quadro IV-34 traduz o resumo dos cálculos para esta verificação da segurança.

Quadro IV-34 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso nos Pilares.

| Direcção | V_{Sd} [kN] | d [m] | b_w [m] | Estribos | V_{cd} [kN] | V_{wd} [kN] | V_{Rd} [kN] | $V_{Rd,max}$ [kN] |
|--------------|---------------|---------|-----------|-----------------|---------------|---------------|---------------|-------------------|
| Longitudinal | 469 | 0,75 | 2,20 | $\phi 10//0,10$ | 1485 | 230 | 1715 | 11550 |
| Transversal | 436 | 2,15 | 0,80 | $\phi 12//0,10$ | 1548 | 952 | 2500 | 12040 |

Sendo o esforço transversal resistente igual em todos os pilares e respectivas secções, comparou-se este com o maior valor de esforço transversal actuante. Pode-se, então, dar por garantida a segurança aos estados limite últimos de esforço transversal.

4.4.4. Verificação da Segurança das Fundações Directas

A verificação da segurança das fundações fez-se da mesma forma que para a acção de base sobrecargas, ou seja, em relação aos estados limite últimos de resistência e de rotura do terreno.

4.4.4.1. *Segurança Exterior*

A verificação da segurança exterior atendeu novamente aos pressupostos dos estados limite últimos de rotura do terreno do Eurocódigo 7, segundo a Abordagem de Cálculo Tipo 1, de acordo com o respectivo Anexo Nacional.

4.4.4.1.1. *Capacidade de Carga dos Terrenos de Fundação*

A estimativa da capacidade de carga do terreno onde assentam as sapatas seguiu a formulação apresentada anteriormente.

Os parâmetros, que caracterizam em termos geotécnicos, o solo usados para o cálculo foram os mesmos, ou seja, de 35° para o ângulo de atrito interno, 0,2 MPa para a coesão e o peso volúmico foi de 20 kN/m³. Nos quadros IV-35 e IV-36 será apresentada uma visão global dos resultados obtidos para a combinação 2, que acabou, mais uma vez, por ser a mais condicionante, onde se poderão visualizar os esforços actuantes e a respectiva capacidade de carga do terreno, para ambas as combinações de sismo.

Quadro IV-35 - Esforços de Cálculo na Base da Sapata e Capacidade de Carga do Terreno. Sismo Longitudinal.

| Pilar | N _{Sd} [kN] | M _{Sd,long} [kN.m] | M _{Sd,transv} [kN.m] | ϕ'_d [°] | C' _d [MPa] | B' [m] | L' [m] | R _{cd} [kN] |
|-------|----------------------|-----------------------------|-------------------------------|---------------|-----------------------|--------|--------|----------------------|
| P1 | -5719 | 4832 | 950 | 29,26 | 0,16 | 2,31 | 5,17 | -10234 |
| P2 | -7416 | 3355 | 2644 | | | 3,10 | 4,79 | -18560 |
| P3 | -7934 | 2814 | 2759 | | | 3,29 | 4,80 | -20235 |
| P4 | -8330 | 2080 | 2023 | | | 3,50 | 5,01 | -27895 |
| P5 | -8999 | 2493 | 2039 | | | 3,45 | 5,05 | -41574 |
| P6 | -7826 | 5543 | 2008 | | | 2,58 | 4,99 | -21481 |

Quadro IV-36 - Esforços de Cálculo na Base da Sapata e Capacidade de Carga do Terreno. Sismo Transversal.

| Pilar | N_{Sd} [kN] | $M_{Sd,long}$ [kN.m] | $M_{Sd,transv}$ [kN.m] | ϕ'_d [°] | C'_d [MPa] | B' [m] | L' [m] | R_{cd} [kN] |
|-------|---------------|----------------------|------------------------|---------------|--------------|----------|----------|---------------|
| P1 | -5719 | 1699 | 2827 | 29,26 | 0,16 | 3,41 | 4,51 | -15859 |
| P2 | -7416 | 1362 | 8181 | | | 3,63 | 3,29 | -16490 |
| P3 | -7934 | 1222 | 8343 | | | 3,69 | 3,40 | -17352 |
| P4 | -8330 | 1068 | 5894 | | | 3,74 | 4,08 | -25489 |
| P5 | -8999 | 1199 | 5940 | | | 3,73 | 4,18 | -39575 |
| P6 | -7826 | 2018 | 6223 | | | 3,48 | 3,91 | -26148 |

As forças axiais máximas admitidas são superiores às forças axiais actuantes, pelo que se encontra garantida a segurança.

4.4.4.2. Estados Limite Últimos de Resistência

A verificação aos estados limite últimos de resistência será feita apenas para os estados limite últimos de flexão.

4.4.4.2.1. Momentos Flectores

A verificação aos estados limite últimos de flexão foi feita também tendo em conta a acção sísmica do tipo 2, do RSA, visto que foi a que apresentou os esforços condicionantes. Nos quadros IV-37 e IV-38 encontram-se resumidos os cálculos dessa verificação.

Quadro IV-37 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas. Sismo Longitudinal.

| Pilar | Direcção | $\sigma_{máx}$ [kPa] | $\sigma_{mín}$ [kPa] | d_e [m] | M_{Sd} [kN.m] | $A_{s,necessário}$ [cm ²] | $A_{s,adoptada}$ [cm ²] |
|-------|----------|----------------------|----------------------|-----------|-----------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| P1 | Long. | 668 | 521 | 1,80 | 1046 | 13,26 | 24,54 |
| | Transv. | | 0 | | 977 | 12,38 | |
| P2 | Long. | 633 | 348 | | 956 | 12,11 | |
| | Transv. | | 158 | | 941 | 11,92 | |
| P3 | Long. | 608 | 334 | | 918 | 11,63 | |
| | Transv. | | 231 | | 918 | 11,63 | |
| P4 | Long. | 528 | 327 | | 807 | 10,21 | |
| | Transv. | | 244 | | 805 | 10,19 | |
| P5 | Long. | 555 | 353 | | 850 | 10,77 | |
| | Transv. | | 215 | | 839 | 10,63 | |
| P6 | Long. | 809 | 558 | 1249 | 15,87 | | |
| | Transv. | | 0 | 1167 | 14,82 | | |

Quadro IV-38 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas. Sismo Transversal.

| Pilar | Direcção | $\sigma_{\text{máx}}$ [kPa] | $\sigma_{\text{mín}}$ [kPa] | d_e [m] | M_{Sa} [kN.m] | $A_{s,\text{necessário}}$ [cm ²] | $A_{s,\text{adoptada}}$ [cm ²] |
|-------|----------|--------------------------------|--------------------------------|--------------|---------------------------|---|---|
| P1 | Long. | 470 | 230 | 1,80 | 686 | 8,68 | 24,54 |
| | Transv. | | 160 | | 719 | 9,10 | |
| P2 | Long. | 924 | 637 | | 1272 | 16,16 | |
| | Transv. | | 0 | | 1446 | 18,40 | |
| P3 | Long. | 915 | 677 | | 1260 | 16,02 | |
| | Transv. | | 0 | | 1441 | 18,34 | |
| P4 | Long. | 692 | 540 | | 958 | 12,15 | |
| | Transv. | | 21 | | 1095 | 13,89 | |
| P5 | Long. | 709 | 524 | | 984 | 12,48 | |
| | Transv. | | 35 | | 1115 | 14,16 | |
| P6 | Long. | 792 | 451 | | 1102 | 13,98 | |
| | Transv. | | 48 | | 1222 | 15,53 | |

A segurança no interior das sapatas considera-se verificada dado que a armadura previamente adoptada é sempre superior à armadura necessária.

5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS ENCONTROS

A verificação da segurança nos encontros do tabuleiro irá incidir sobre a viga de estribo, os montantes e as suas fundações face às combinações de acções para os estados limite últimos.

5.1. Acções

As acções a considerar nos encontros variam um pouco em relação às que o tabuleiro e os pilares estarão sujeitos. Desse modo, as acções em causa são descritas nos pontos seguintes.

5.1.1. Peso Próprio

O peso próprio da estrutura dos encontros não sofre variações, sendo usado o valor habitual de 25 kN/m³.

5.1.2. Impulso de Terras

O maciço de terreno natural e do aterro que serve de acesso à obra de arte provocam impulsos sobre o tardo dos encontros. Esses impulsos são gerados pelo peso próprio das terras que

compõem o maciço e ainda pelas sobrecargas que nele actuam à sua superfície. Estes são obtidos multiplicando-se pelo coeficiente de impulso caso sejam activos ou passivos.

A determinação dos coeficientes baseou-se na hipótese de o maciço ser constituído por terras pulverulentas no estado de Rankine, o que significa que um pequeno deslocamento do encontro permite a formação de superfícies de rotura inclinadas com a horizontal de $[45 + \phi/2]$ graus, onde ϕ é o ângulo de atrito interno das terras.

O coeficiente de impulso activo seguiu a expressão de Coulomb, sendo decomposto ainda nas componentes horizontal e vertical. As características de terreno natural e do aterro foram consideradas como sendo semelhantes. A quantificação do coeficiente de impulso activo (K_a) é determinada do seguinte modo:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \varphi)}{\cos^2\varphi \cdot \cos(\delta + \varphi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi - i)}{\cos(\delta + \varphi) \cdot \text{sen}(\varphi - i)}}\right]^2}$$

Onde:

ϕ – ângulo de atrito interno das terras;

φ – ângulo do paramento de tardo do encontro com a vertical;

δ – ângulo de atrito na interface encontro/solo;

i – ângulo de inclinação da superfície do aterro com a horizontal.

As componentes horizontais e verticais são calculadas da seguinte forma:

$$K_{a,h} = \cos(\delta + \varphi)$$

$$K_{a,v} = \text{sen}(\delta + \varphi)$$

A componente horizontal do impulso actua sobre o tardo do encontro e a vertical ao longo do perímetro da sapata.

5.1.3. Sismo

A acção sísmica nos encontros é estimada tendo em conta as três seguintes parcelas:

- Sismo no tabuleiro, através das reacções verticais deste nos encontros devido à acção sísmica;
- Sismo no encontro, que foi estimado através de uma carga horizontal ao nível dos aparelhos de apoios equivalente a cerca de 5% das reacções verticais do tabuleiro devido às cargas permanentes que nele actuam;
- Sismo sobre uma cunha de terras no tardo do encontro, definida por um plano de rotura com a inclinação de $[45 + \phi/2]$ graus, situada acima do terreno natural, actuando sobre os paramentos de tardo com uma força equivalente ao seu peso multiplicado pelo coeficiente sísmico, de acordo com o RSA, e aplicada ao nível do terço superior do aterro considerado.

O coeficiente sísmico é obtido da seguinte forma, de acordo com o RSA:

$$\beta = \beta_0 \cdot \frac{\alpha}{\eta}$$

Onde:

β_0 – coeficiente sísmico de referência;

α – coeficiente de sismicidade;

η – coeficiente de comportamento.

Sendo que este tem de estar compreendido no seguinte intervalo:

$$0,04 \cdot \alpha \leq \beta \leq 0,16 \cdot \alpha$$

O coeficiente de sismicidade para a zona de implantação da passagem superior é de 0,3, e adoptou-se como coeficiente de comportamento o valor de 2.

A frequência própria calculada para a estrutura dos encontros foi a mesma que se utiliza para uma estrutura de suporte de terras, que é estimada do seguinte modo:

$$f = \frac{1}{4 \cdot h} \cdot \sqrt{\frac{E}{\gamma} \cdot \frac{g}{2 \cdot (1 + \nu)}}$$

Onde:

h – altura da estrutura de suporte de terras;

E – módulo de deformabilidade do solo;

γ – peso específico do solo suportado;

ν – coeficiente de Poisson do solo suportado, 0,2;

g – aceleração da gravidade.

Com isto, resume-se no quadro IV-38 os coeficientes sísmicos adoptados para cada um dos encontros.

Quadro IV-39 - Coeficientes Sísmicos dos Encontros.

| Encontro | Altura [m] | f [Hz] | β_0 | β | β_{\min} | β_{\max} | β_{adopt} |
|----------|------------|----------|-----------|---------|----------------|----------------|------------------------|
| E1 | 16,5 | 4,33 | 0,35 | 0,053 | 0,012 | 0,048 | 0,048 |
| E2 | 11 | 6,49 | 0,43 | 0,065 | 0,012 | 0,048 | 0,048 |

Desta forma se procurou simular a acção sísmica nos encontros da passagem superior, de uma forma aceitável e expedita, com recurso a uma análise estática equivalente.

5.1.4. Sobrecargas

A sobrecarga devida ao tráfego a considerar para efeito do cálculo do impulso de terras sobre os encontros tem o valor de 10 kN/m², consoante o disposto no artigo 41.º do RSA.

5.2. Verificação da Segurança dos Montantes

A verificação da segurança dos montantes foi feita para os estados limite últimos de resistência, na secção de encastramento de ligação entre os montantes e a sapata do encontro.

5.2.1. Estados Limite Últimos de Resistência

Os estados limite últimos a atender à verificação da segurança foram o de flexão e o de esforço transversal, onde as combinações de acções adoptadas foram a fundamental e a sísmica, já descritas anteriormente.

5.2.1.1. Momentos Flectores

No quadro IV-40 encontra-se o quadro resumo dos cálculos efectuados, onde se apresentam os esforços actuantes de cálculo e os respectivos esforços resistentes, na secção de encastramento como já referido, para ambas as combinações.

Quadro IV-40 - Estados Limite Últimos de Flexão dos Montantes dos Encontros.

| Encontros | Acção base | N_{sd} [kN] | M_{sd} [kN.m] | M_{Rd} [kN.m] |
|-----------|-------------|---------------|-----------------|-----------------|
| E1 | Sobrecargas | -2586 | 3069 | 6761 |
| | Sismo | -2257 | 3596 | 6236 |
| E2 | Sobrecargas | -2502 | 1629 | 4559 |
| | Sismo | -2128 | 2107 | 4184 |

A verificação da segurança aos estados limite últimos de flexão encontra-se satisfeita dado que os momentos actuantes são inferiores aos resistentes.

5.2.1.2. Esforços Transversos

A estimativa do esforço transversal resistente da secção de encastramento foi feita com base na metodologia do REBAP, já descrita anteriormente. No quadro IV-41, apresenta-se o resumo dos cálculos realizados para a verificação da segurança aos estados limite últimos de esforço transversal.

Quadro IV-41 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso dos Montantes dos Encontros.

| Encontro | V_{sd} [kN] | d [m] | b_w [m] | Estribos | V_{cd} [kN] | V_{wd} [kN] | V_{Rd} [kN] | $V_{Rd,max}$ [kN] |
|----------|---------------|---------|-----------|-----------------|---------------|---------------|---------------|-------------------|
| E1 | 599 | 3,55 | 0,6 | $\phi 12//0,20$ | 1785 | 1550 | 3335 | 12600 |
| E2 | 389 | 2,55 | 0,4 | $\phi 12//0,20$ | 850 | 1107 | 1957 | 6000 |

Como se pode constatar, a verificação aos estados limite últimos de esforço transversal encontra-se garantida, dado que os esforços transversos resistentes da secção são superiores aos actuantes.

5.3. Verificação da Segurança das Fundações

A verificação da segurança das fundações atendeu aos estados limite últimos de equilíbrio e de resistência. A abordagem seguida foi tal como feita para as fundações dos pilares, seguindo o disposto no Eurocódigo 7 em relação aos estados limite últimos de equilíbrio e as regras do REBAP no estados limite últimos de resistência.

5.3.1. Segurança Exterior

A verificação da segurança exterior das fundações centrou-se na avaliação da capacidade de carga dos terrenos de fundação e na resistência ao derrubamento da estrutura dos encontros. Tal como referido anteriormente, seguiram-se as regras do Eurocódigo 7, nomeadamente a Abordagem de Cálculo Tipo 1, descrita aquando da verificação da segurança das fundações dos pilares.

5.3.1.1. *Capacidade de Carga dos Terrenos de Fundação*

A capacidade de carga dos terrenos de fundação das sapatas dos encontros foi avaliada usando-se a Combinação 2 da Abordagem de Cálculo referida, dado que foi a que se revelou mais desfavorável. As características geotécnicas do terreno são iguais às utilizadas para as fundações dos pilares. Assim sendo, encontra-se no quadro IV-42 o resumo dos cálculos elaborados para a estimativa da capacidade de carga dos terrenos.

Quadro IV-42 - Esforços de Cálculo na Base da Sapata dos Encontros e Capacidade de Carga do Terreno.

| Encontro | Ação base | N _{Sd} [kN] | M _{Sd} [kN.m] | ϕ_d [°] | C' _a [MPa] | B' [m] | L' [m] | R _{cd} [kN] |
|----------|-------------|----------------------|------------------------|--------------|-----------------------|--------|--------|----------------------|
| E1 | Sobrecargas | -16122 | 2995 | 29,26 | 0,16 | 5,23 | 6,90 | 68051 |
| | Sismo | -15551 | 2359 | | | 5,30 | 6,90 | 42520 |
| E2 | Sobrecargas | -10375 | 1461 | | | 4,32 | 6,3 | 30727 |
| | Sismo | -9726 | 608 | | | 4,48 | 6,3 | 32133 |

A segurança pode-se considerar garantida, já que a força axial máxima admitida é bastante superior à força axial actuante de cálculo.

5.3.1.2. Estados Limite Últimos de Equilíbrio

A verificação da segurança aos estados limite últimos de equilíbrio assentou na comparação dos momentos considerados como estabilizantes com os momentos susceptíveis de provocar o derrubamento dos encontros. A quantificação desses momentos é feita a partir dos momentos provocados pelas forças que actuam no encontro em torno de um ponto situado no extremo da base da sapata, do lado da parte frontal do encontro. No quadro IV-43, apresentam-se os resultados obtidos para a verificação deste estado limite último.

Quadro IV-43 - Estados Limite Últimos de Equilíbrio dos Encontros.

| Encontro | Ação base | $M_{\text{destabilizante}}$ | $M_{\text{estabilizante}}$ |
|----------|-------------|-----------------------------|----------------------------|
| E1 | Sobrecargas | 8780 | 22292 |
| | Sismo | 12755 | 24769 |
| E2 | Sobrecargas | 4226 | 13463 |
| | Sismo | 5990 | 14959 |

Como se pode verificar, pode-se dar como garantida a segurança dos encontros face a situações de derrubamento, como os estados limite últimos de equilíbrio pretendem assegurar, dado que os momentos estabilizadores são superiores aos destabilizadores.

5.3.2. Estados Limite Últimos de Resistência

A verificação da segurança interior das sapatas das fundações dos encontros foi centrada apenas nos estados limite últimos de flexão com as combinações de cálculo anteriormente descritas, cujos resultados são dispostos de seguida.

5.3.2.1. Momentos Flectores

No quadro IV-44, apresenta-se o quadro de resultados para a verificação da segurança interior das sapatas para ambas as acções de base – sobrecargas e sismo.

Quadro IV-44 - Estados Limite Últimos de Flexão das Sapatas dos Encontros.

| Encontro | Ação base | $\sigma_{\text{máx}}$ [kPa] | $\sigma_{\text{mín}}$ [kPa] | d_e [m] | M_{Sd} [kN.m] | $A_{\text{s,necessário}}$ [cm ²] | $A_{\text{s,adoptada}}$ [cm ²] |
|----------|-------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------|---------------------------|---|---|
| E1 | Sobrecargas | 312 | 6 | 1,15 | 192 | 9,42 | 15,71 |
| | Sismo | 272 | 12 | | 168 | 8,22 | |
| E2 | Sobrecargas | 303 | 93 | | 191 | 9,33 | |
| | Sismo | 293 | 70 | | 184 | 9,00 | |

A armadura necessária é sempre inferior à armadura adoptada pelo que se pode garantir a segurança das sapatas dos encontros aos estados limite últimos de flexão.

5.4. Verificação da Segurança da Viga de Estribo

A viga de estribo foi modelada como uma viga simplesmente apoiada no topo dos montantes dos encontros, em cujas extremidades se sujeita à acção dos esforços provocados pelos muros de avenida e restante carga permanente neles existentes, que nelas assentam.

A verificação da segurança da viga de estribo atendeu apenas aos estados limite últimos, para a combinação fundamental de acções. As acções para a verificação da segurança são apenas o peso próprio da viga da estribo e a restante carga permanente – acrotério, perfil “*new-jersey*” e viga de bordadura – assente nos muros de avenida, que a viga de estribo suporta nas suas extremidades.

5.4.1. Estados Limite Últimos de Resistência

A verificação aos estados limite últimos de resistência incidiu na secção de apoio para os estados limite últimos de flexão e de esforço.

5.4.1.1. *Momentos Flectores*

No quadro IV-45 encontra-se o resumo sucinto dos cálculos efectuados para a verificação da segurança aos estados limite últimos de flexão.

Quadro IV-45 - Estados Limite Últimos de Flexão na Viga de Estribo dos Encontros.

| Secção | M_{Sd} [kN.m] | M_{Rd} [kN.m] |
|--------|-----------------|-----------------|
| Apoio | -907 | -1568 |

Como se pode verificar, a segurança aos estados limite últimos de flexão na viga de estribo é satisfeita.

5.4.1.2. *Esforços Transversos*

No quadro IV-46 encontra-se o resumo sucinto dos cálculos efectuados para a verificação da segurança aos estados limite últimos de esforço transversal.

Quadro IV-46 - Estados Limite Últimos de Esforço Transverso da Viga de Estribo dos Encontros.

| V_{Sd} [kN] | d [m] | b_w [m] | Estribos | V_{cd} [kN] | V_{wd} [kN] | V_{Rd} [kN] | $V_{Rd,máx}$ [kN] |
|---------------|---------|-----------|-----------------|---------------|---------------|---------------|-------------------|
| 504 | 0,95 | 1,6 | $\phi 16//0,20$ | 1292 | 748 | 2040 | 9120 |

A segurança aos estados limite últimos de esforço transverso considera-se satisfeita, como se pode constatar no quadro anterior.

6. EQUIPAMENTOS

Neste capítulo irá abordar-se o dimensionamento dos equipamentos que assumem um papel importante no funcionamento estrutural da passagem superior e procuram assegurar um melhor conforto de utilização. Os equipamentos a adoptar serão os aparelhos de apoio, com o fim de libertar movimentos para se obter uma redução de esforços, e as juntas de dilatação de forma a comportar os movimentos originados pela variação de temperatura, efeitos diferidos, entre outros e a servir de elemento de transição entre o tabuleiro e os encontros.

6.1. Aparelhos de Apoio

O tabuleiro da passagem superior objecto deste projecto apenas se irá suportar através de aparelhos de apoio, do tipo “*pot-bearing*” unidireccionais e com travamento na direcção transversal, nos encontros, dois por cada, ou seja, os pilares não receberão qualquer equipamento deste tipo. Os aparelhos de apoio terão de permitir movimentos no sentido longitudinal do tabuleiro, de forma, a que as variações de temperatura, os efeitos diferidos e outros efeitos não induzam um acréscimo desnecessário de esforços para a estrutura.

Os aparelhos de apoio serão instalados de forma a permitir a sua substituição, sendo para isso, executada uma plataforma de macaqueamento junto a cada um, como se pode observar na figura IV-11, para servir de base aos macacos hidráulicos com a função de levantar o tabuleiro. Estas zonas de implantação dos aparelhos de apoio e das plataformas de macaqueamento induzirão pressões locais relativamente elevadas, de modo que será necessário um reforço da armadura nestes locais.

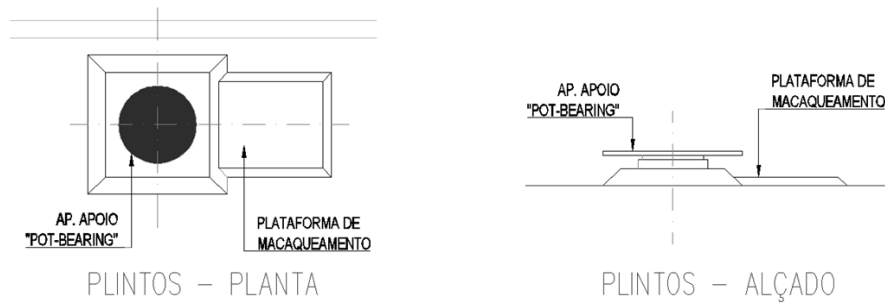


Figura IV-11 - Plataformas de Macaqueamento nos Aparelhos de Apoio, em Planta e Alçado

Doravante serão estimados os esforços combinados que os aparelhos de apoio devem suportar.

6.1.1. Combinações de Acções

As combinações de acções usadas para a estimativa das cargas máximas e mínimas a suportar pelos aparelhos de apoio foram as de estados limite de utilização e de estados limite últimos, onde para este teve em conta três acções de base – sobrecargas, temperaturas e sismo.

As combinações de acções para o estado limite de utilização seguiram a seguinte notação:

$$S_{m\acute{a}x} = S_{cp} \cdot \alpha + S_{sc(+)} + S_{temp(+)}$$

$$S_{m\acute{i}n} = S_{cp} \cdot \alpha + S_{sc(-)} + S_{temp(-)}$$

Onde:

S_{cp} – cargas devido às cargas permanentes;

$S_{sc(+)}$ e $S_{sc(-)}$ – cargas devido às sobrecargas regulamentares, máximas e mínimas;

$S_{temp(+)}$ e $S_{temp(-)}$ – cargas devido às variações de temperatura, máximas e mínimas;

α – coeficiente de majoração adoptado para ter em conta eventuais assimetrias no esforços devido às cargas permanentes, sendo o seu valor de 1,1 ou de 0,9, consoante se trata de cargas máximas ou mínimas.

As combinações de acções para os estados limite últimos seguiram a seguinte notação:

- Acção de base Sobrecargas

$$S_{m\acute{a}x} = 1,4 \cdot S_{cp} + 1,5 \cdot S_{sc(+)} + 0,9 \cdot S_{temp(+)}$$

$$S_{min} = 1,0 \cdot S_{cp} + 1,5 \cdot S_{sc(-)} + 0,9 \cdot S_{temp(-)}$$

- Acção de base Temperaturas

$$S_{m\acute{a}x} = 1,4 \cdot S_{cp} + 0,9 \cdot S_{sc(+)} + 1,5 \cdot S_{temp(+)}$$

$$S_{min} = 1,0 \cdot S_{cp} + 0,9 \cdot S_{sc(-)} + 1,5 \cdot S_{temp(-)}$$

- Acção de base Sismo

$$S_{m\acute{a}x} = 1,0 \cdot S_{cp} + 1,5 \cdot S_{sismo(+)}$$

$$S_{min} = 1,0 \cdot S_{cp} + 1,5 \cdot S_{sismo(-)}$$

A avaliação dos deslocamentos a comportar pelos aparelhos de apoio foi feita da seguinte forma:

$$d = d_{cp} + d_{temp} + 1,5 \cdot d_{sismo}$$

Onde:

d_{cp} – deslocamentos devido às cargas permanentes;

d_{temp} – deslocamentos devido às variações de temperatura;

d_{sismo} – deslocamentos devido à acção sísmica;

Seguidamente, encontram-se discriminadas as reacções e os deslocamentos mais desfavoráveis determinados para os aparelhos de apoio.

6.1.2. Cargas Verticais

As reacções do tabuleiro nos encontros encontram-se enumeradas no quadro IV-47, através dos seus valores característicos.

Quadro IV-47 - Reacções do Tabuleiro nos Encontros. [kN]

| Encontro | Carga Permanente | | Temperaturas | | Sobrecargas | | Sismo | |
|----------|------------------|--------|--------------|--------|-------------|--------|--------|--------|
| | Máximo | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Mínimo |
| E1 | -1193 | -1047 | -280 | 124 | -594 | 132 | -115 | 115 |
| E2 | -1850 | -1630 | -175 | 76 | -690 | 96 | -119 | 119 |

Cada encontro tem previsto receber dois aparelhos de apoio, onde se adoptou os valores máximos para os localizados do lado do extradorso e os mínimos para os do intradorso, conforme as combinações de cálculo descritas anteriormente. Assim, apresentam-se no quadro IV-48 as cargas verticais adoptadas para cada aparelho de apoio.

Quadro IV-48 - Cargas Verticais por Aparelho de Apoio. [kN]

| Encontro | ELS (rara) | | ELU (sob./temp.) | | ELU (sismo) | |
|----------|------------|------------|------------------|------------|-------------|------------|
| | Extradorso | Intradorso | Extradorso | Intradorso | Extradorso | Intradorso |
| E1 | 2250 | 750 | 3000 | 750 | 1500 | 1000 |
| E2 | 3000 | 1500 | 4000 | 1500 | 2250 | 1500 |

6.1.3. Cargas Horizontais

Tendo em conta que os aparelhos de apoio são móveis longitudinalmente, estes terão que comportar possíveis esforços horizontais na direcção transversal, estimados em cerca de 15% das cargas verticais estimadas no ponto anterior. No quadro IV-49, encontram-se os valores de forças horizontais transversais a comportar pelos aparelhos de apoio.

Quadro IV-49 - Cargas Horizontais por Aparelho de Apoio. [kN]

| Encontro | ELS (rara) | ELU (sob./temp.) | ELU (sismo) |
|----------|------------|------------------|-------------|
| E1 | 350 | 450 | 250 |
| E2 | 450 | 600 | 350 |

6.1.4. Deslocamentos

Os deslocamentos permitidos pelos aparelhos de apoio, para que estes não descolem, devem ser os apresentados no quadro IV-50.

Quadro IV-50 - Deslocamentos Longitudinais nos Aparelhos de Apoio. [cm]

| Encontro | d_{cp} | d_{temp} | d_{sismo} | $d_{máx}$ (sentido tabuleiro) | $d_{mín}$ (sentido encontro) | $d_{adoptado}$ |
|----------|----------|------------|-------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------|
| E1 | 4,6 | 1,1 | 3,0 | 10,2 | 5,7 | ± 10 |
| E2 | -6,0 | 1,5 | 3,0 | 10,5 | 6,0 | ± 10 |

6.1.5. Verificação da Tensão do Betão na Zona dos Aparelhos de Apoio

Os aparelhos de apoio têm o objectivo de libertar movimentos de forma a reduzir os esforços mas contudo continuam a comportar grandes cargas, essencialmente verticais. Essas cargas são muito localizadas, e isso introduz elevadas tensões no betão numa área bastante reduzida que pode originar dois fenómenos específicos de rotura no betão – o esmagamento do betão por excesso de compressão e a fissuração paralela às fibras comprimidas. O REBAP, através dos artigos 139.º a 141.º, prevê essas situações e determina condições particulares para verificação da segurança nestas zonas específicas dos elementos de betão armado.

6.1.5.1. *Verificação da Pressão Local no Betão*

A verificação da segurança ao esmagamento do betão é satisfeita se verificar a seguinte condição, segundo o artigo 139.º do REBAP:

$$F_{Sd} \leq p_{cRd} \cdot A_0$$

Onde:

$$p_{cRd} = f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_0}}$$

$$p_{cRd} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

Em que:

F_{Sd} – valor de cálculo da força concentrada;

p_{cRd} – valor de cálculo da pressão local a que o betão pode resistir;

A_0 – área sobre a qual se exerce directamente a força;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

A_1 – maior área delimitada por um contorno fictício contido no contorno da peça e com o mesmo centro de gravidade da área A_0 .

Descrita a metodologia de cálculo, demonstra-se no quadro IV-51 os resultados obtidos para a verificação da segurança ao caso em questão, para o maior valor de carga vertical a que um dos quatro aparelhos de apoio previsto deve comportar, dado que a área destinada a receber os aparelhos de apoio é igual para todos.

Quadro IV-51 - Verificação da Segurança ao Esmagamento do Betão na Zona dos Aparelhos de Apoio.

| Elemento | A ₁ [m ²] | A ₀ [m ²] | p _{cRd} [kN/m ²] | p _{cRd,máx} [kN/m ²] | p _{cRd} · A ₀ [kN] | F _{Sd} [kN] |
|-------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|---|--|----------------------|
| Viga de Estribo | 1,44 | 0,20 | 53666 | 66000 | 10733 | 4000 |
| Carlinga de Apoio | 1,00 | 0,20 | 52100 | 76890 | 10420 | 4000 |

Como se pode ver, a segurança ao esmagamento do betão na zona dos aparelhos de apoio pode-se dar como satisfeita.

6.1.5.2. Tensões de Tracção a Absorver pelas Armaduras

Os esforços de compressão induzidos pelas forças concentradas através dos aparelhos têm tendência a originar tensões transversais de tracção mais elevadas, que importa serem absorvidas por um acréscimo de armaduras ordinárias. O cálculo dessas armaduras faz-se através do seguinte modo, conforme descrito no ponto 2 do artigo 140.º do REBAP:

$$F_{t1,Sd} = 0,3 \cdot F_{Sd} \cdot \left(1 - \frac{a_0}{a_1}\right)$$

$$A_{s1} = \frac{F_{t1,Sd}}{f_{syd}}$$

Onde se tem:

$F_{t1,Sd}$ – força de tracção resultante;

F_{Sd} – valor de cálculo da força aplicada;

a_0 e a_1 – dimensões segundo a direcção considerada, das áreas A_0 e A_1 , descritas anteriormente;

A_{s1} – área de armadura necessária;

$f_{syd} = 435$ MPa, para o aço A500.

No caso de as forças concentradas resultantes das reacções do tabuleiro sobre os aparelhos de apoio se situarem fora do núcleo central do elemento onde se localizam, como é o presente caso, será necessário também um reforço de armaduras na zona entre os aparelhos de apoio, como indica o ponto 3 do artigo 143.º do REBAP:

$$F_{t_0, Sd} = 0,2 \cdot F_{Sd}$$

$$A_{s_0} = \frac{F_{t_0, Sd}}{f_{syd}}$$

Onde se tem:

$F_{t_0, Sd}$ – força de tracção junto à superfície;

F_{Sd} – valor de cálculo da força aplicada;

a_0 e a_1 – dimensões segundo a direcção considerada, das áreas A_0 e A_1 , descritas anteriormente;

A_{s_0} – área de armadura necessária entre os aparelhos de apoio;

$f_{syd} = 435$ MPa, para o aço A500.

Nos quadros IV-52, IV-53 e IV-54 encontram-se os resumos dos cálculos para o acréscimo de armadura passiva na zona dos aparelhos de apoio, nas direcções longitudinal e transversal, e para a zona entre os mesmos.

Quadro IV-52 – Armadura na Zona dos Aparelhos de Apoio na Direcção Longitudinal.

| Elemento | a_1 [m] | a_0 [m] | $F_{t_1, Sd}$ [kN] | A_{s1} [cm ²] | $A_{s1, adoptada}$ [cm ²] |
|-------------------|-----------|-----------|--------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| Viga de Estribo | 1,20 | 0,45 | 750 | 17,24 | 2x 12φ12 (27,14 cm ²) |
| Carlinga de Apoio | 1,00 | 0,45 | 660 | 15,17 | 5x 3φ12 (16,95 cm ²) |

Quadro IV-53 – Armadura na Zona dos Aparelhos de Apoio na Direcção Transversal.

| Elemento | a_1 [m] | a_0 [m] | $F_{t_1, Sd}$ [kN] | A_{s1} [cm ²] | $A_{s1, adoptada}$ [cm ²] |
|-------------------|-----------|-----------|--------------------|-----------------------------|---|
| Viga de Estribo | 1,20 | 0,45 | 750 | 17,24 | 2x 9φ12 (20,36 cm ²) |
| Carlinga de Apoio | 1,00 | 0,45 | 660 | 15,17 | 2x 3φ10 + 2x 3φ16 (16,78 cm ²) |

Quadro IV-54 – Armadura na Zona entre os Aparelhos de Apoio.

| Elemento | $F_{t0,Sd}$ [kN] | A_{s0} [cm ²] | $A_{s0,adoptada}$ [cm ²] |
|-------------------|------------------|-----------------------------|---|
| Viga de Estribo | 800 | 18,39 | 6 ϕ 25 (29,45 cm ²) |
| Carlinga de Apoio | 800 | 18,39 | 5 ϕ 25 (24,54 cm ²) |

A armadura adoptada é superior à necessária pelo que se pode considerar que as tensões de tracção previsíveis de surgir sejam totalmente absorvidas.

6.2. Juntas de Dilatação

As juntas de dilatação destinadas a absorver os movimentos do tabuleiro descritos no início deste capítulo devem ser estanques de forma a evitar a deterioração da estrutura e dos aparelhos de apoio. Devido às acções serem de menor intensidade no passeio, as juntas não precisam de ser iguais, bastando para isto ser compostas nesta zona por perfis de neoprene ou chapas aço galvanizado sobrepostas. As juntas de dilatação devem, além de acomodar os deslocamentos do tabuleiro, ter capacidade de suporte das cargas rolantes e devem transmitir conforto e segurança ao automobilista. Ao nível dos requisitos específicos, devem ser fáceis de substituir e originar ruído baixo.

As juntas de dilatação foram dimensionadas para os valores de cálculo obtidos para os deslocamentos que os aparelhos de apoio devem comportar. Esse deslocamento obtido é igual para ambos os encontros, ou seja, a junta deverá comportar deslocamentos entre os -100 e os +100 mm.

V. CONCLUSÃO

A realização deste trabalho permitiu a assimilação de alguns procedimentos por detrás de um projecto de execução, e de algumas partes que devem compor um projecto nesta fase da obra. A oportunidade de se ter desenvolvido este trabalho na *Armando Rito Engenharia, S.A.* contribuiu para um ganho a nível de capacidades e abordagens que possibilitam o desenvolvimento deste tipo de projectos de forma eficiente na obtenção de soluções que respondam eficazmente às solicitações que este tipo de estruturas devem suportar. O diálogo e a discussão de opções e soluções entre os engenheiros foi algo que se pôde constatar assim como a interacção com as equipas de desenho, além de outros aspectos essenciais inerentes ao funcionamento de um gabinete de projecto de estruturas.

Em relação à obra de arte que foi alvo deste projecto de execução todas as exigências regulamentares foram satisfeitas obtendo-se uma estrutura que se adequa às funções destinadas a uma passagem superior em condições aceitáveis de segurança e de conforto para os utilizadores, podendo afirmar-se que os objectivos intrínsecos a este trabalho foram cumpridos de forma satisfatória.

A curvatura imposta para a obra em planta constituiu uma particularidade que resultou num estudo de fenómenos específicos que não se esperam em obras de arte rectas ou com grandes raios de curvatura em planta.

A extensão usual dos ramos semi-directos e a orografia da zona de implantação do nó rodoviário onde a obra de arte se insere resultou na solução adoptada devido à inviabilidade de outras opções como a execução de um aterro conjugado com duas passagens superiores ou a definição de uma rasante para o ramo que integra a obra de arte que permitisse o atravessamento inferior às auto-estradas que cruza, através de duas passagens inferiores, acompanhando de modo mais natural o perfil do terreno que atravessa.

Com tudo isto, resta realçar que este trabalho se traduziu efectivamente num arranque para o futuro profissional a que um jovem engenheiro aspira dedicar-se nesta área específica que é a engenharia de estruturas, esperando no futuro participar com algum contributo importante.

VI. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1]. “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” – Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 29 de Setembro de 1984;
- [2]. “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes” – Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio;
- [3]. “Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas” – NP EN 1990:2009;
- [4]. “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios” – NP EN 1991-1-1:2009;
- [5]. “Eurocode 1 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges” – EN 1991-2:2009;
- [6]. “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios” – NP EN 1992-1-1:2009;
- [7]. “Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules” – EN 1992-2:2005;
- [8]. “Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais” – NP EN 1997-1:2010;
- [9]. “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios” – NP EN 1998-1:2010;
- [10]. “Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges” – EN 1998-2:2005;
- [11]. “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos” – NP EN 1998-5:2010;

- [12]. **Lima, J. d'Arga e, et al;** “*Betão Armado, Esforços Normais e de Flexão*”; LNEC; 1999;
- [13]. **Montoya, J., et al;** “*Hormigón Armado*”; Editora Gustavo Gili; 2000;
- [14]. *Folhas da disciplina de Pontes e Viadutos*; ISEL-DEC;
- [15]. **Jacinto, L.;** “*Betão Estrutural III – Folhas da Disciplina*”; ISEL - DEC; Setembro de 2007;
- [16]. **Homberg, H.;** “*Dalles d'Épaisseur Variable*”; Ed. Dunod, Paris; 1972;

ANEXOS

| | |
|--|----|
| I. Modelos Estruturais Adoptados | 1 |
| II. Esforços na Fase 1 de Construção | 2 |
| III. Esforços na Fase 2 de Construção | 3 |
| IV. Esforços na Fase 3 de Construção | 4 |
| V. Esforços na Fase 4 de Construção | 5 |
| VI. Esforços na Fase 5 de Construção | 6 |
| VII. Esforços na Fase 6 de Construção | 7 |
| VIII. Esforços na Fase 7 de Construção | 8 |
| IX. Esforços devidos ao Peso Próprio e Restante Carga Permanente | 9 |
| X. Esforços Hiperstáticos devido ao Pré-Esforço | 10 |
| XI. Esforços devido à Variação Uniforme de Temperatura | 11 |
| XII. Esforços devido à Variação Diferencial de Temperatura | 12 |
| XIII. Esforços devido à Sobrecarga Uniforme | 13 |
| XIV. Esforços devido à Sobrecarga Linear | 14 |
| XV. Esforços devido ao Veículo Tipo | 15 |
| XVI. Estado Limite de Descompressão | 16 |
| XVII. Estado Limite de Largura de Fenda – Acção de Base Sobrecargas | 17 |
| XVIII. Estado Limite de Largura de Fenda – Acção de Base Temperaturas | 18 |
| XIX. Estado Limite de Utilização – Tensão Máxima de Compressão no Betão – Combinação Rara – Acção de Base Sobrecargas | 19 |
| XX. Estado Limite de Utilização – Tensão Máxima de Compressão no Betão – Combinação Rara – Acção de Base Temperaturas | 20 |
| XXI. Estado Limite de Utilização – Tensão Máxima de Compressão no Betão – Combinação Quase Permanente | 21 |
| XXII. Estados Limite Últimos de Flexão – Acção de Base Sobrecargas | 22 |
| XXIII. Estados Limite Últimos de Flexão – Acção de Base Temperaturas | 23 |
| XXIV. Estados Limite Últimos de Esforço Transverso e de Torção – Acção de Base Sobrecargas | 24 |
| XXV. Modos de Vibração – Modos 1 e 2 | 25 |
| XXVI. Modos de Vibração – Modos 8 e 11 | 26 |

DESENHO DE CÁLCULO I – MODELOS ESTRUTURAIS ADOPTADOS

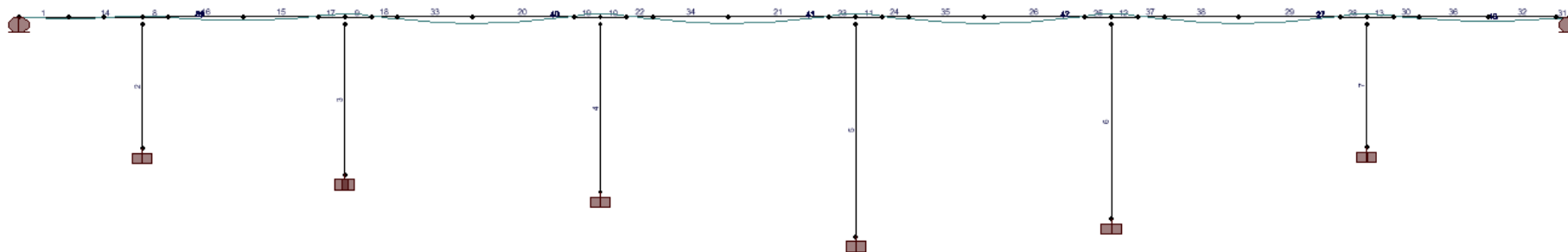


Figura 1 – Modelo Estrutural Adoptado para os Efeitos das Ações Correntes, incluindo o Pré-Esforço

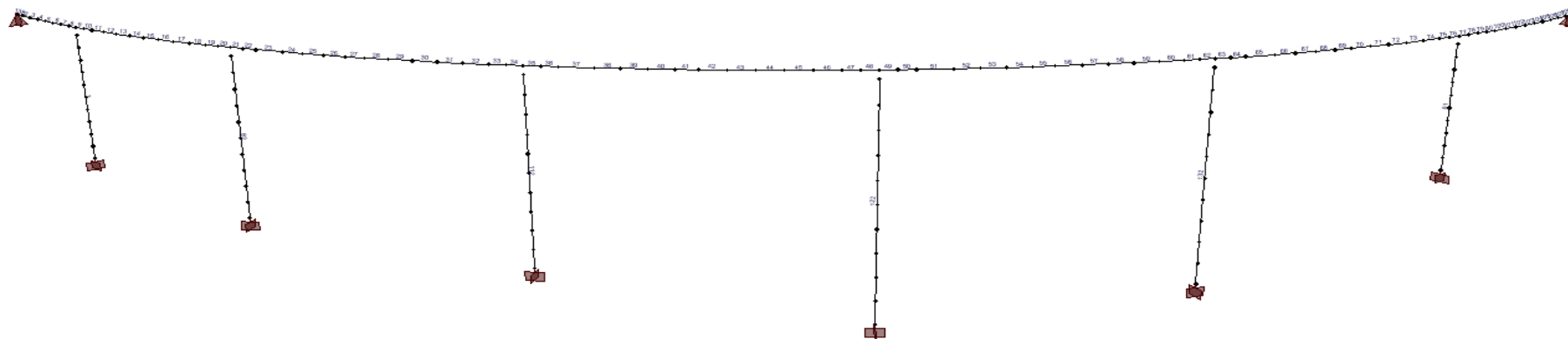
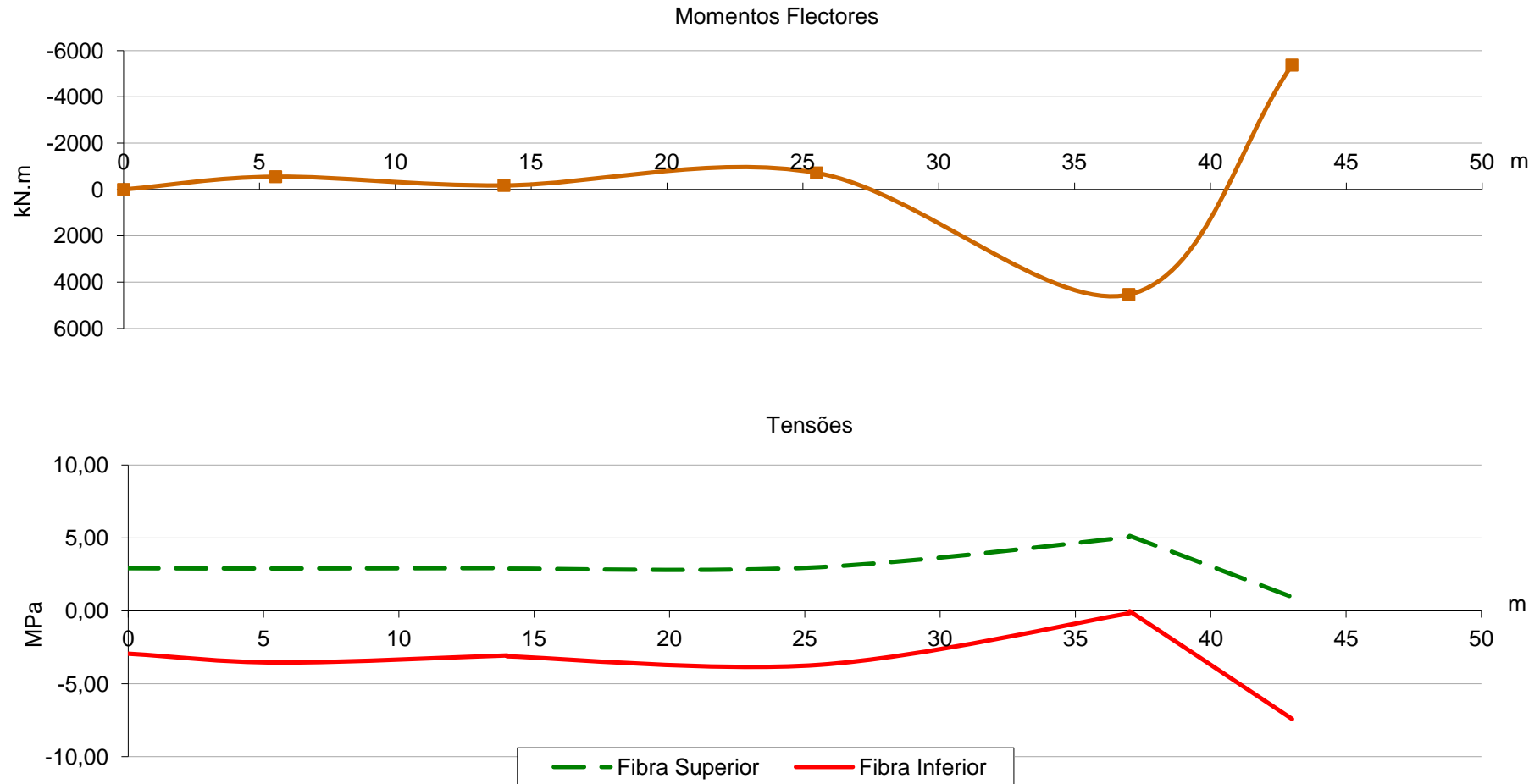


Figura 2 – Modelo Estrutural Adoptado apenas para os Efeitos da Ação Sísmica

DESENHO DE CÁLCULO II – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES E DE TENSÕES

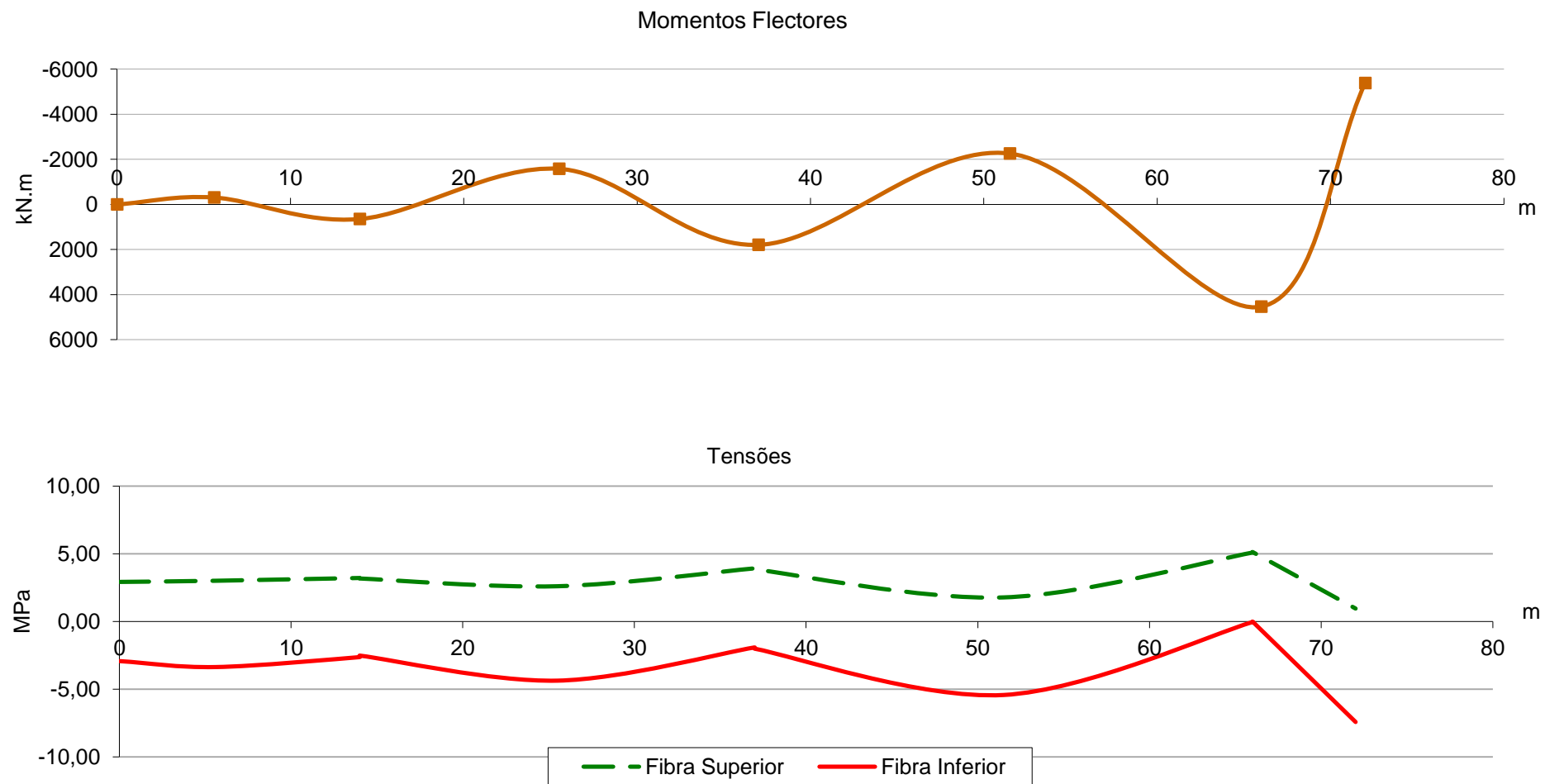
Fase 1 de Construção - Cargas Permanentes [Peso Próprio e Pré-Esforço]



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

DESENHO DE CÁLCULO III – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES E DE TENSÕES

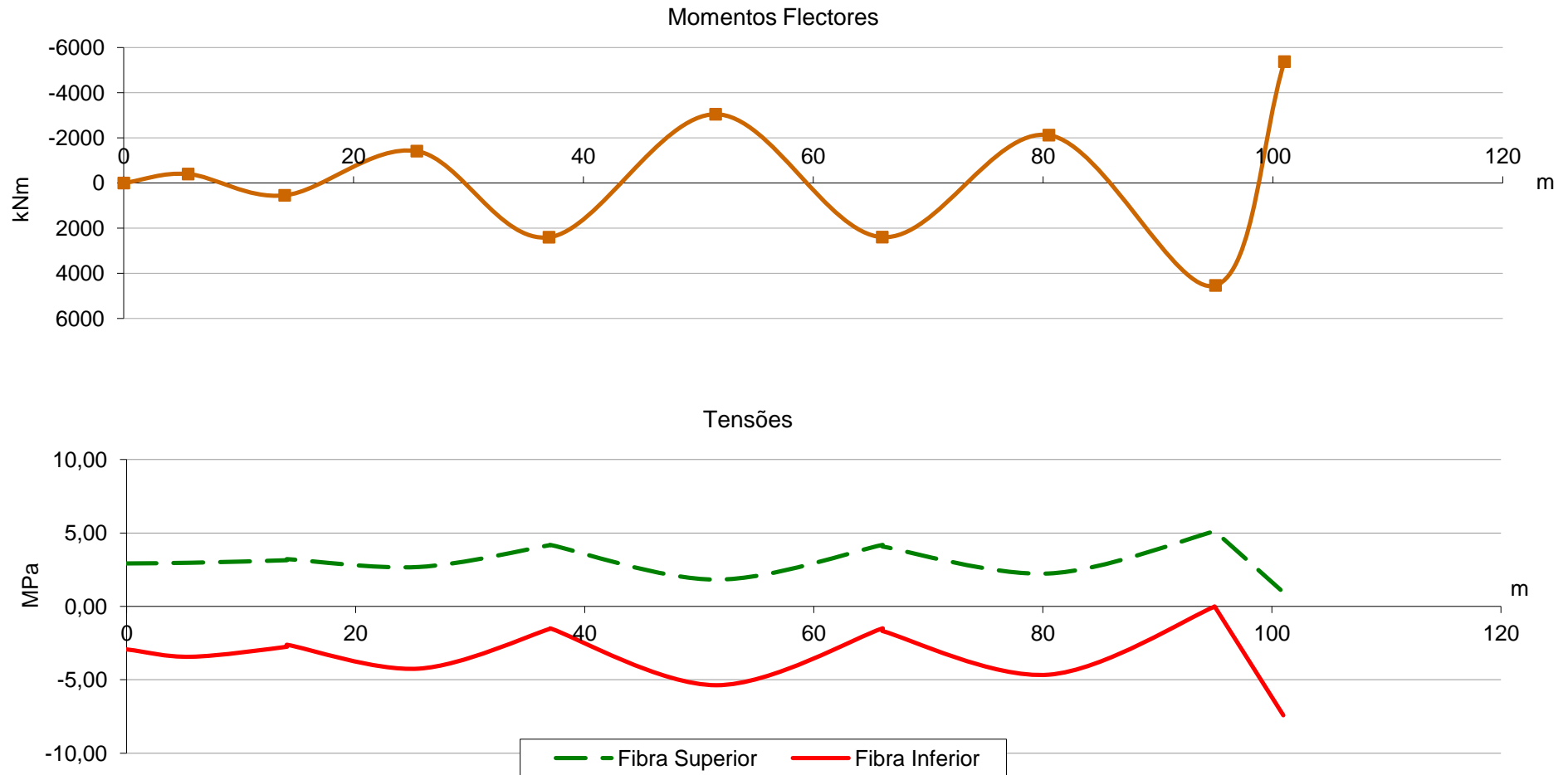
Fase 2 de Construção - Cargas Permanentes [Peso Próprio e Pré-Esforço]



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

DESENHO DE CÁLCULO IV – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES E DE TENSÕES

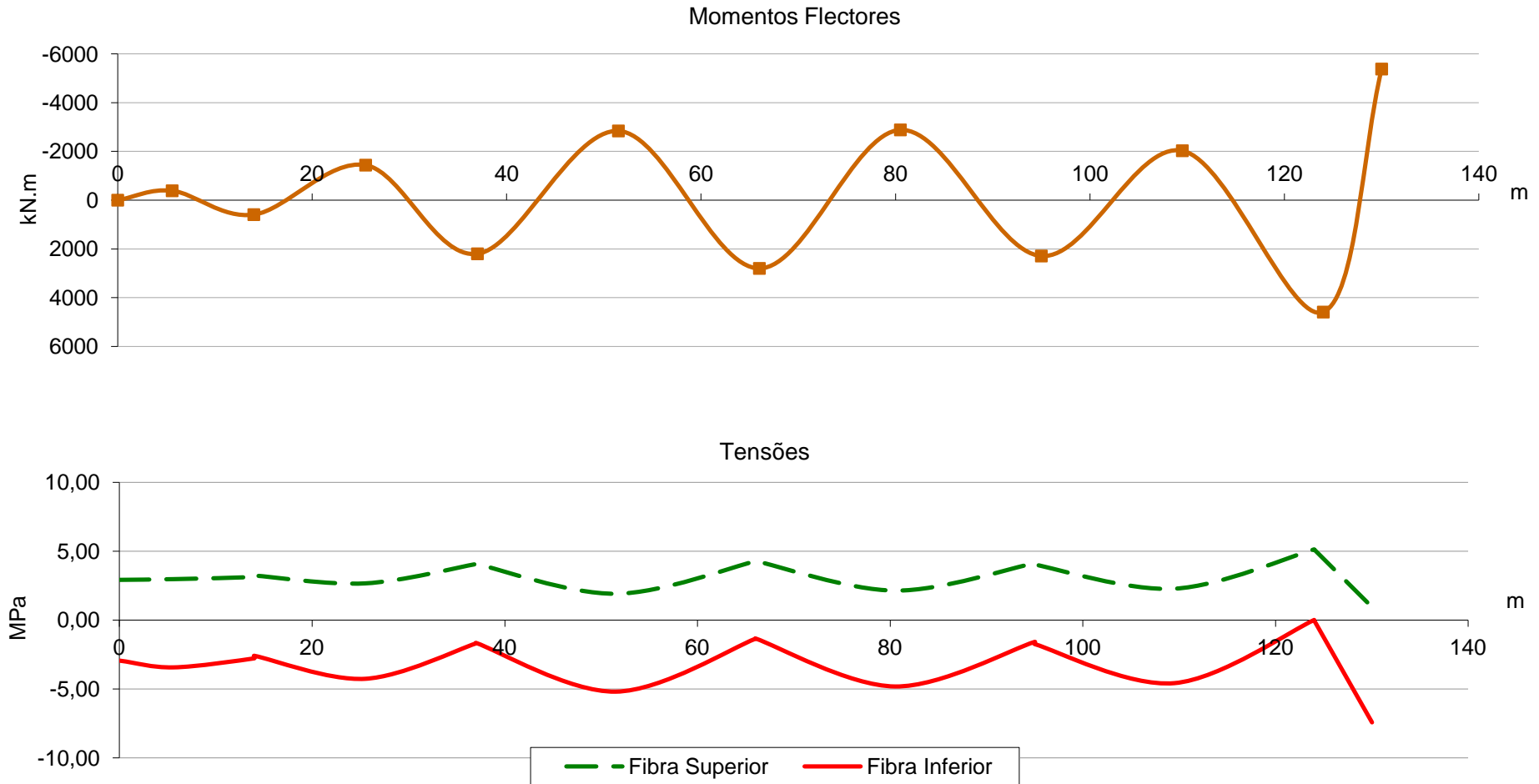
Fase 3 de Construção - Cargas Permanentes [Peso Próprio e Pré-Esforço]



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

DESENHO DE CÁLCULO V – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES E DE TENSÕES

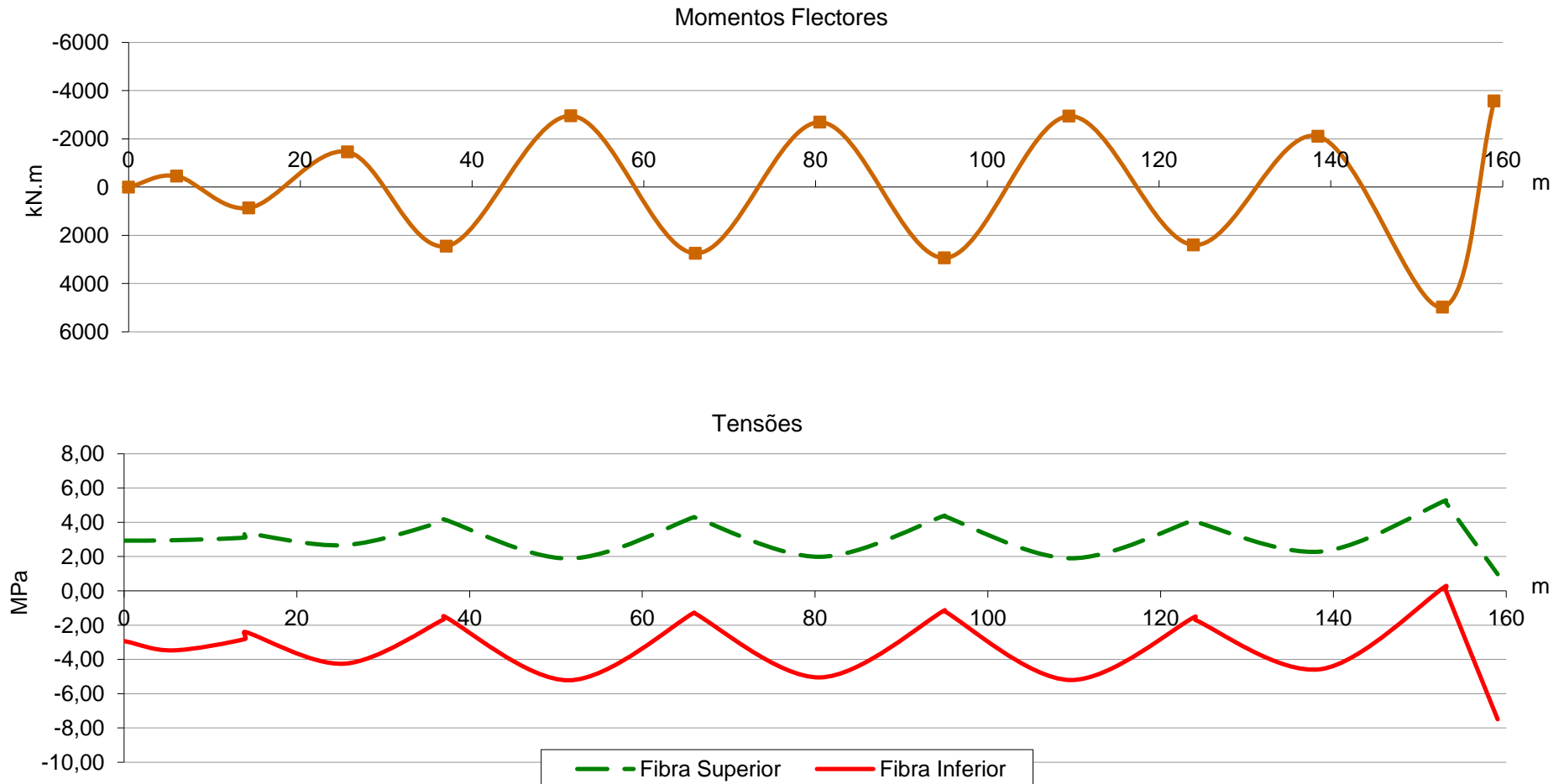
Fase 4 de Construção - Cargas Permanentes [Peso Próprio e Pré-Esforço]



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

DESENHO DE CÁLCULO VI – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES E DE TENSÕES

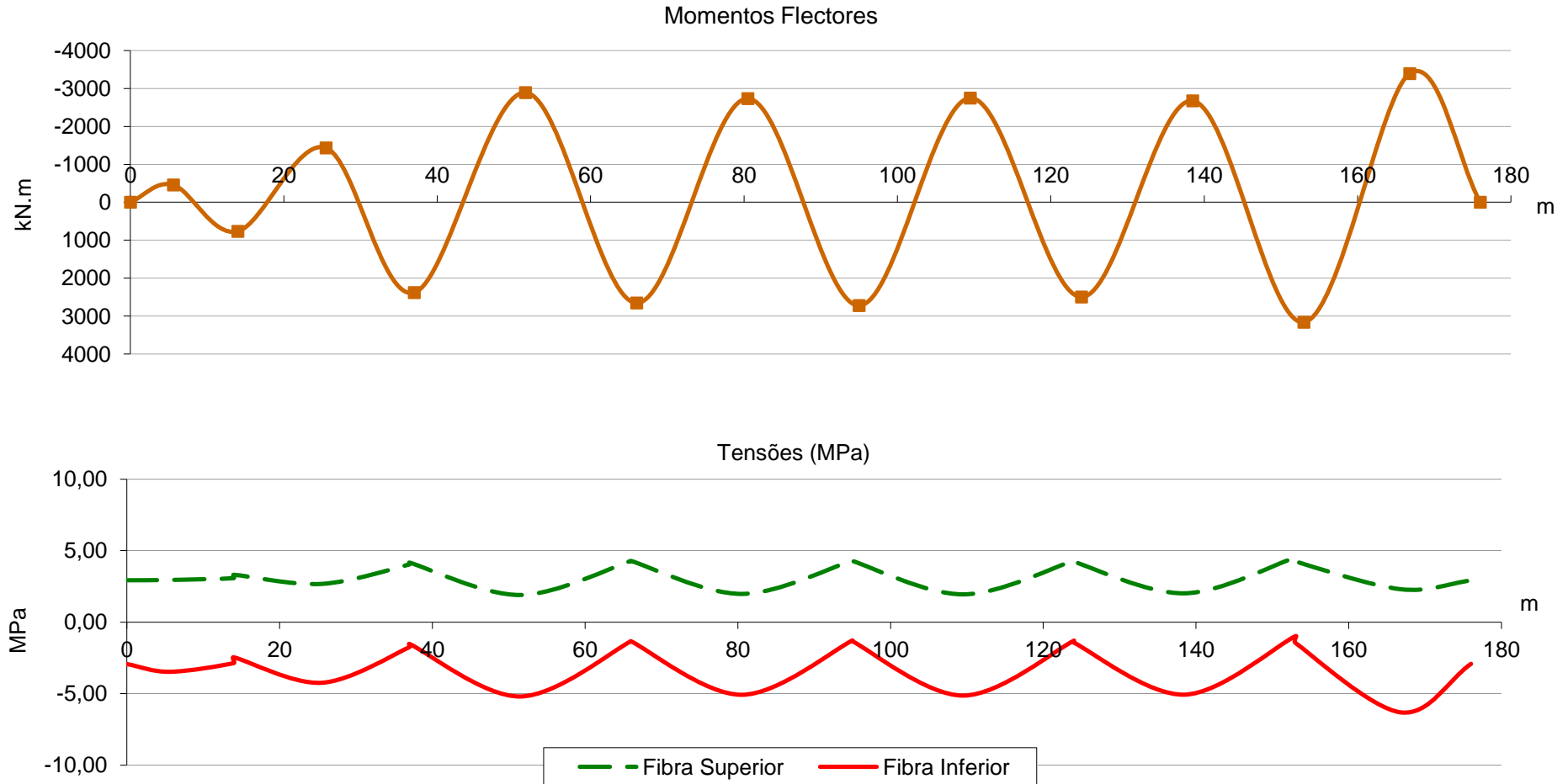
Fase 5 de Construção - Cargas Permanentes [Peso Próprio e Pré-Esforço]



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

DESENHO DE CÁLCULO VII – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES E DE TENSÕES

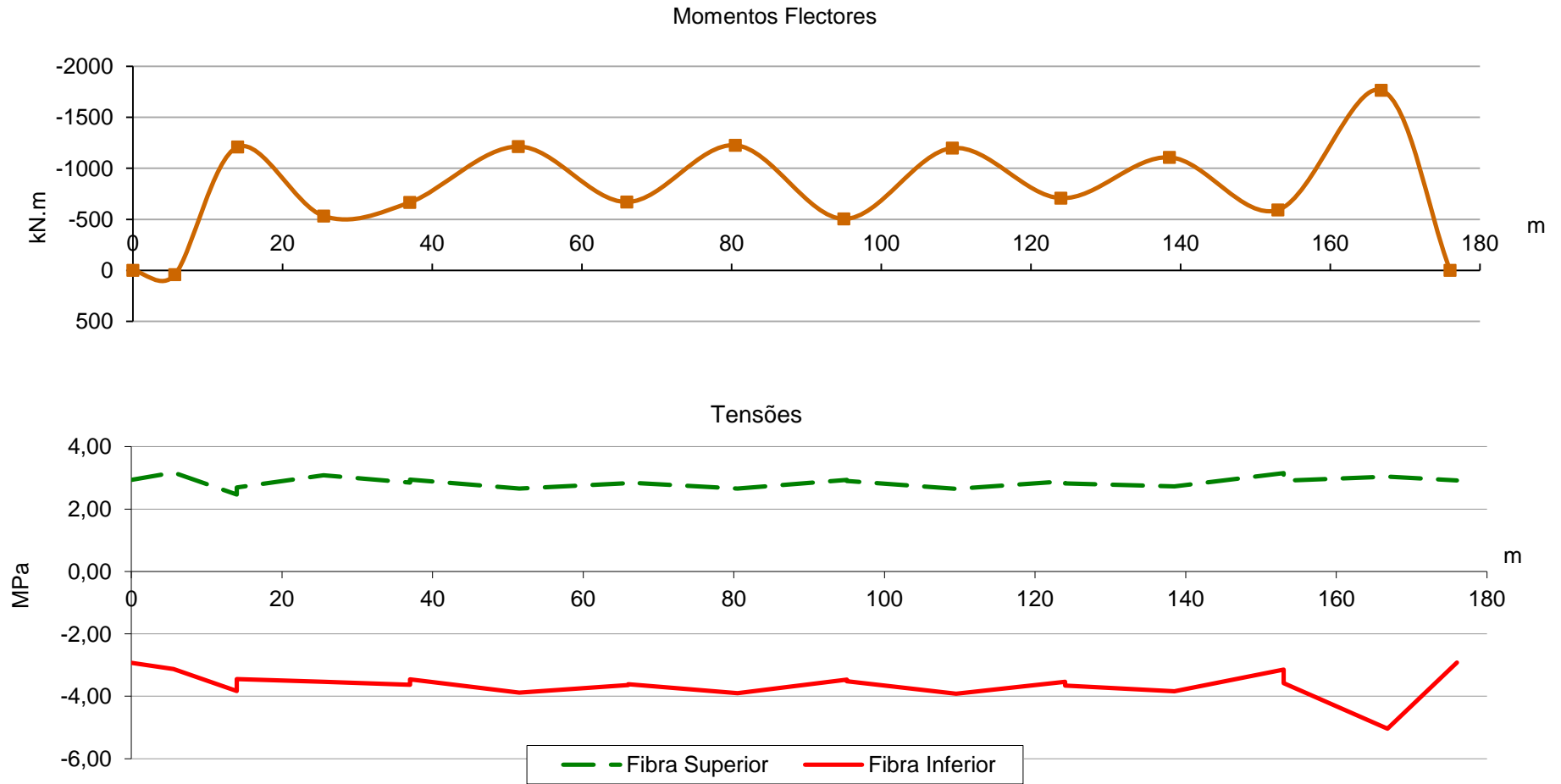
Fase 6 de Construção - Cargas Permanentes [Peso Próprio e Pré-Esforço]



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

DESENHO DE CÁLCULO VIII – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES E DE TENSÕES

Fase 7 de Construção - Colocação da Restante Carga Permanente

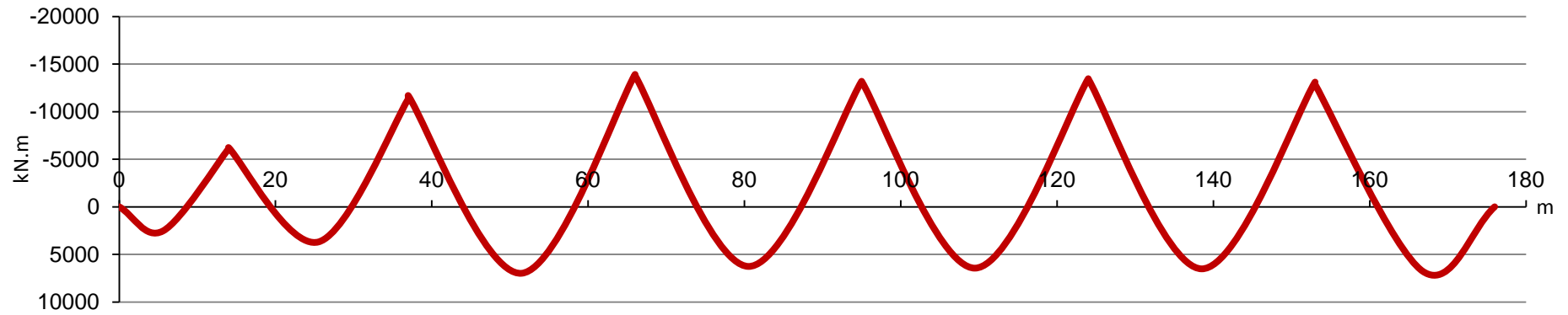


Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

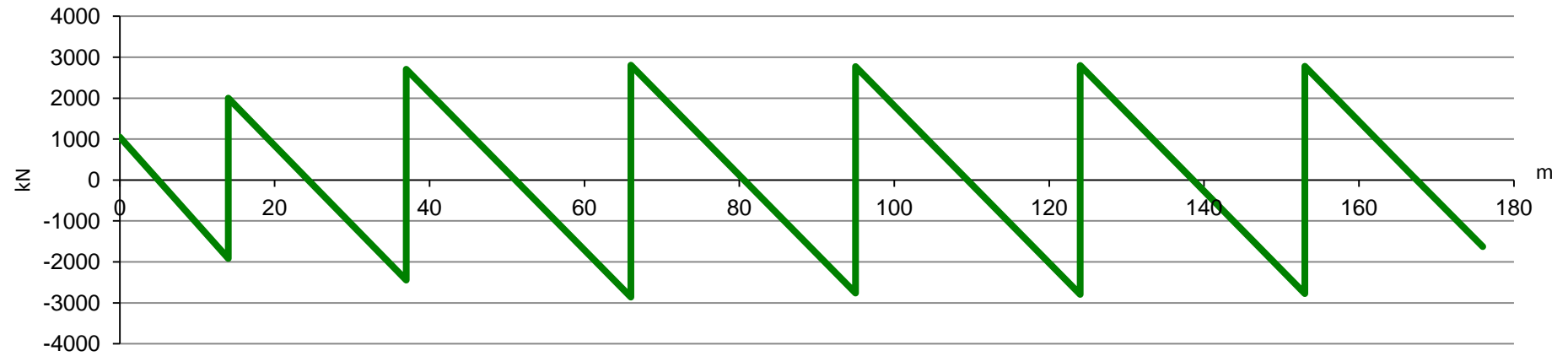
DESENHO DE CÁLCULO IX – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS TRANSVERSOS E DE MOMENTOS FLECTORES

Peso Próprio e Restante Carga Permanente

Momentos Flectores

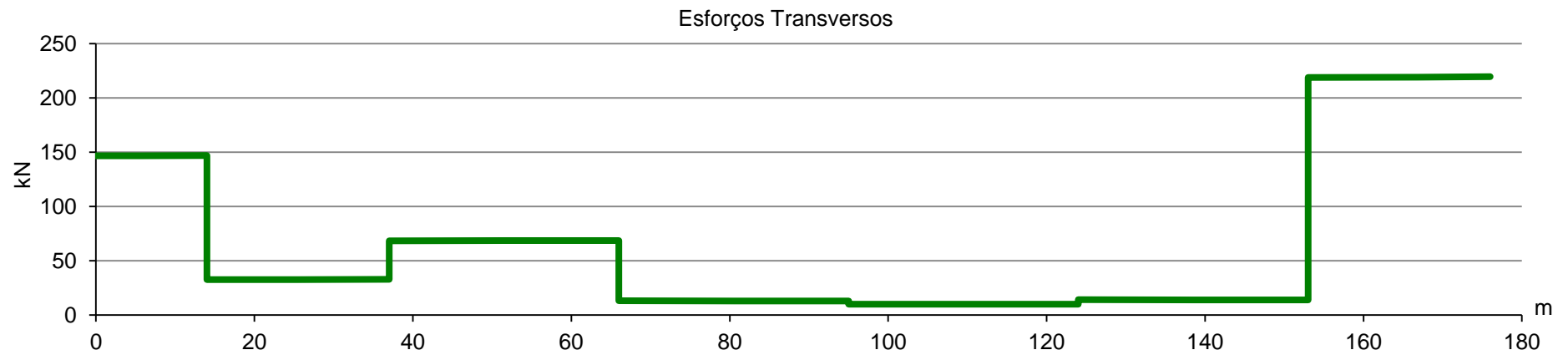
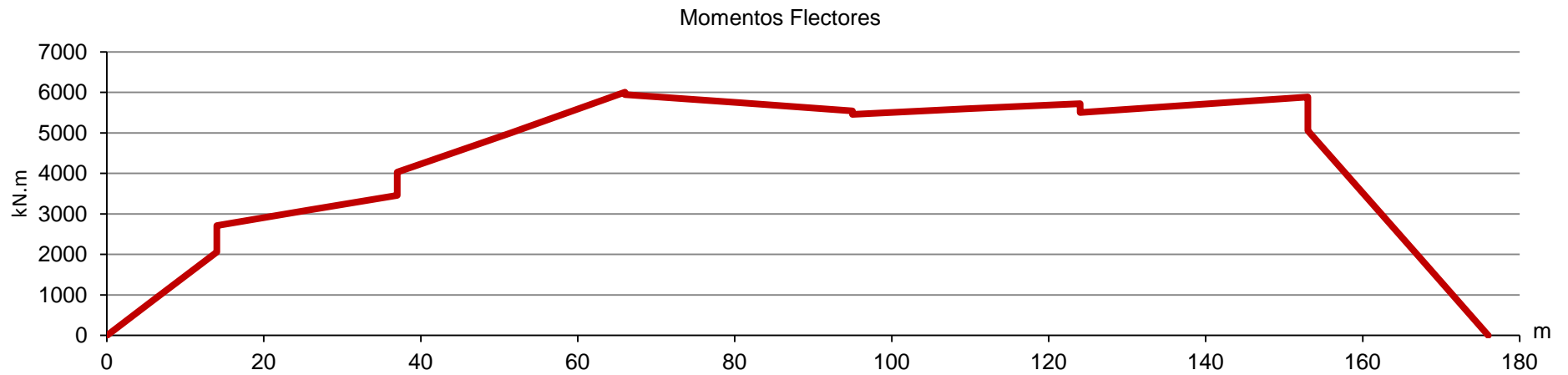


Esforços Transversos



DESENHO DE CÁLCULO X – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS TRANSVERSOS E DE MOMENTOS FLECTORES

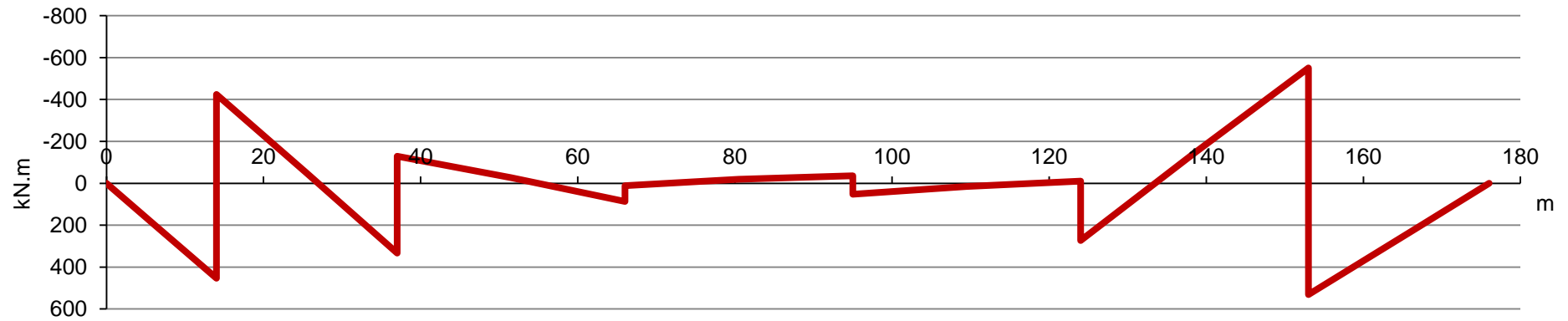
Esforços Hiperstáticos de Pré-Esforço



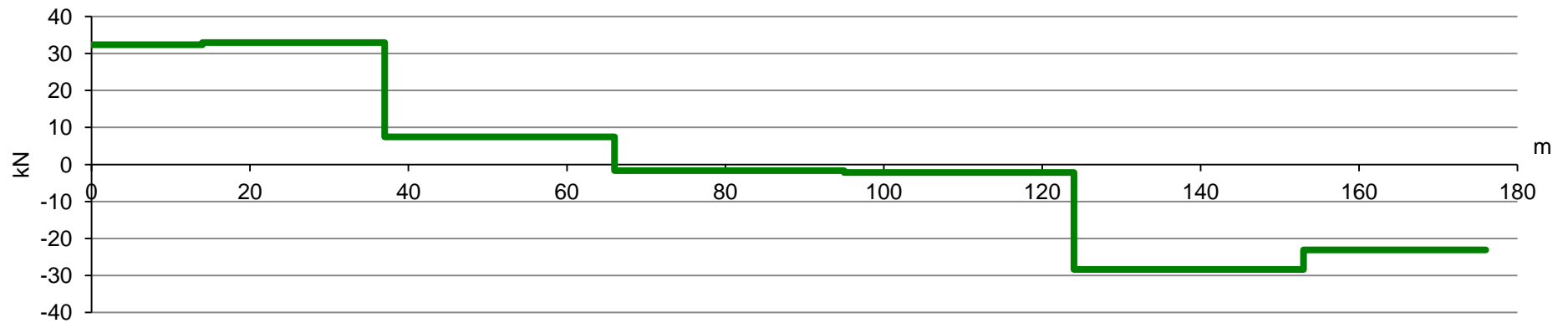
DESENHO DE CÁLCULO XI – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS TRANSVERSOS E DE MOMENTOS FLECTORES

Variação Uniforme de Temperatura (+15°C)

Momentos Flectores

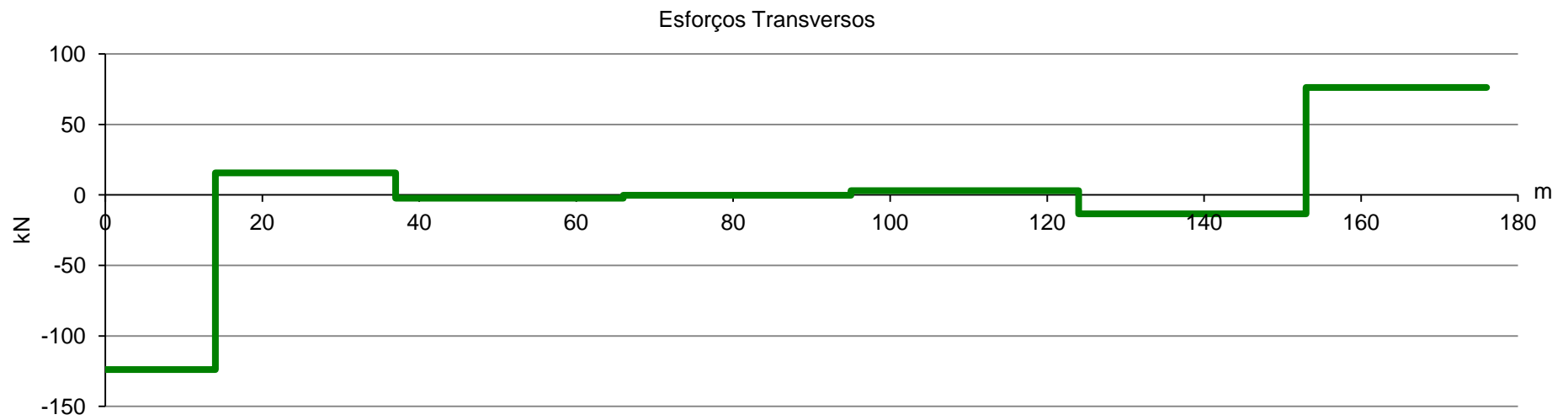
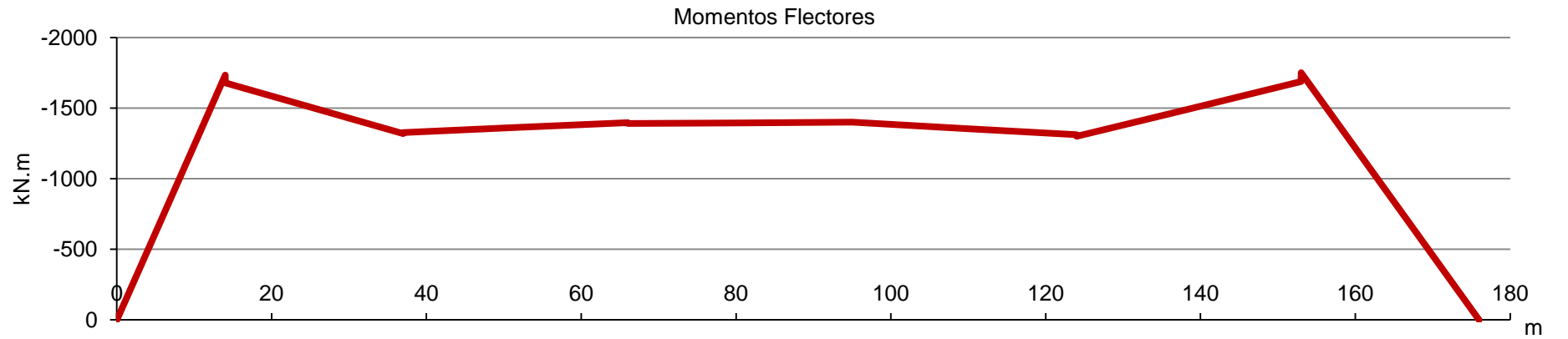


Esforços Transversos



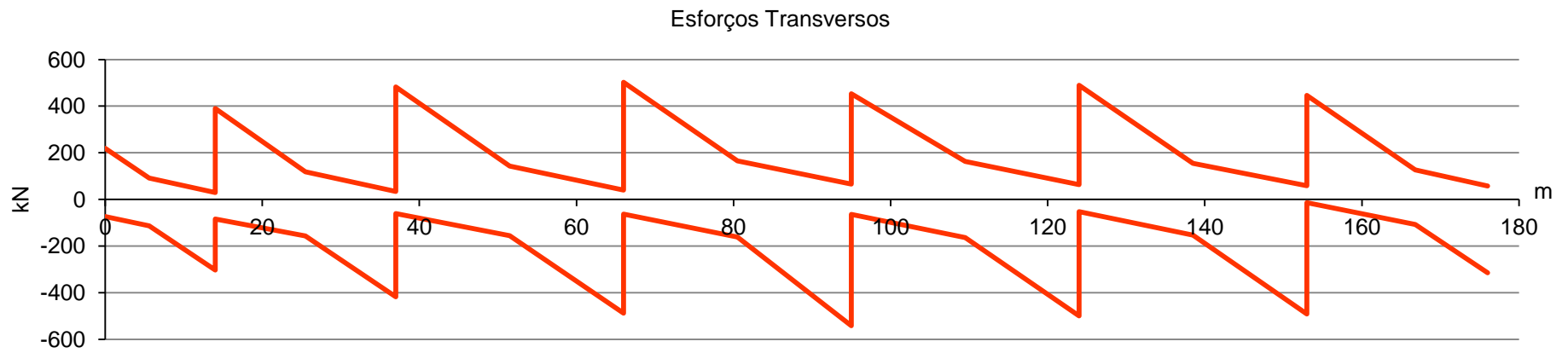
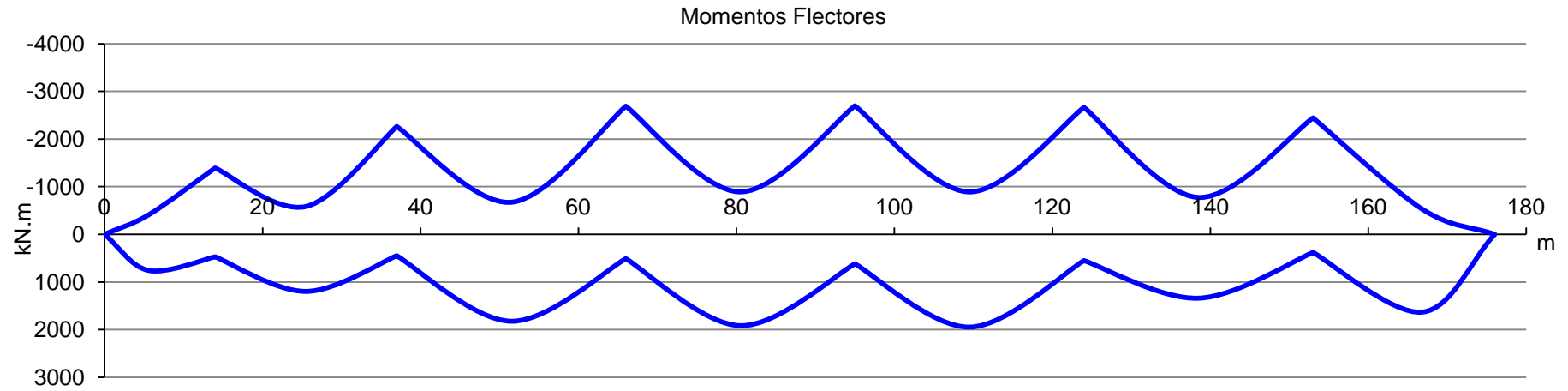
DESENHO DE CÁLCULO XII – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS TRANSVERSOS E DE MOMENTOS FLECTORES

Variação Diferencial de Temperatura (-5°C)



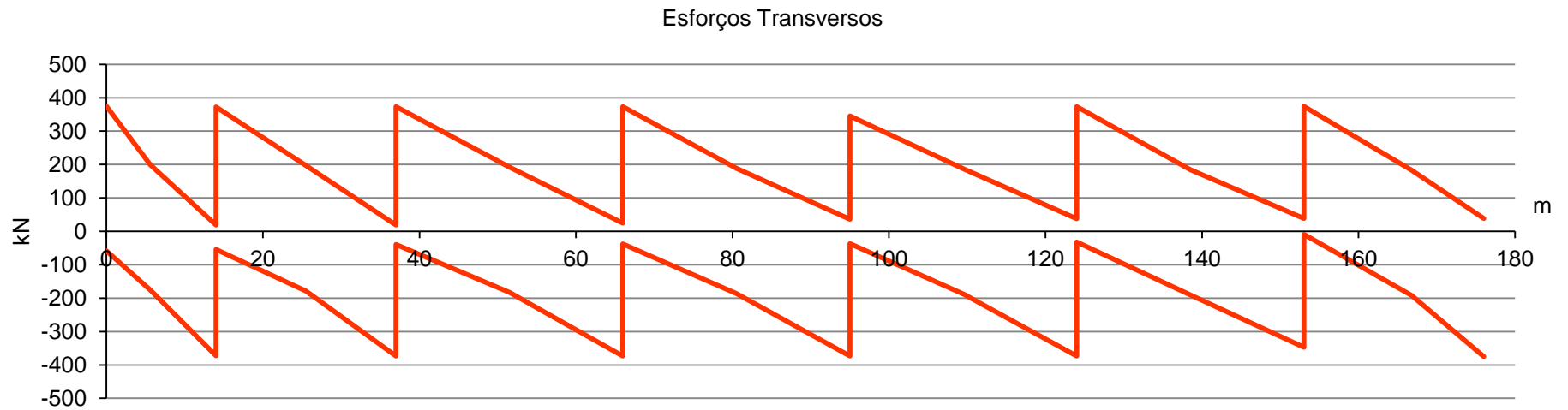
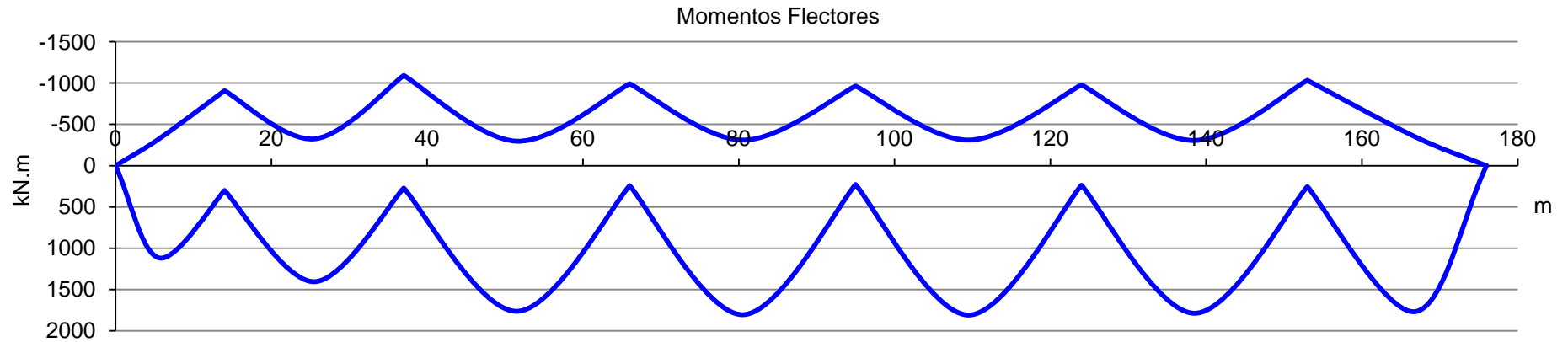
DESENHO DE CÁLCULO XIII – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS TRANSVERSOS E DE MOMENTOS FLECTORES

Sobrecarga Uniforme



DESENHO DE CÁLCULO XIV – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS TRANSVERSOS E DE MOMENTOS FLECTORES

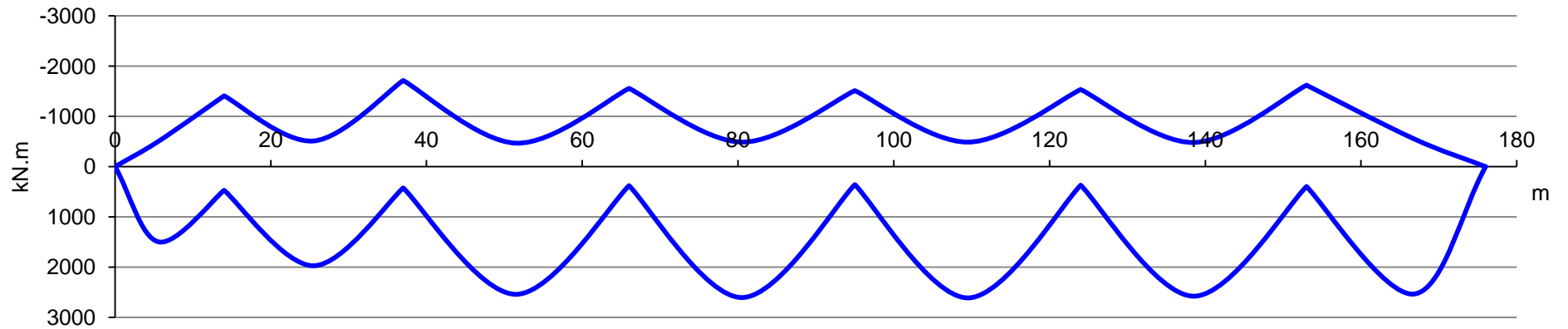
Sobrecarga Linear



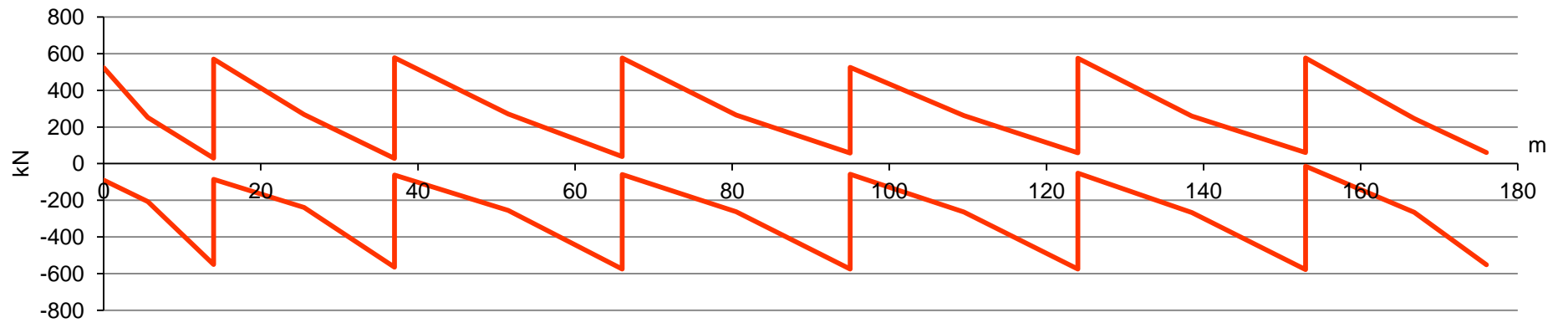
DESENHO DE CÁLCULO XV – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS TRANSVERSOS E DE MOMENTOS FLECTORES

Veículo Tipo

Momentos Flectores



Esforços Transversos



DESENHO DE CÁLCULO XVI – DIAGRAMAS DE TENSÕES

Estado Limite de Descompressão

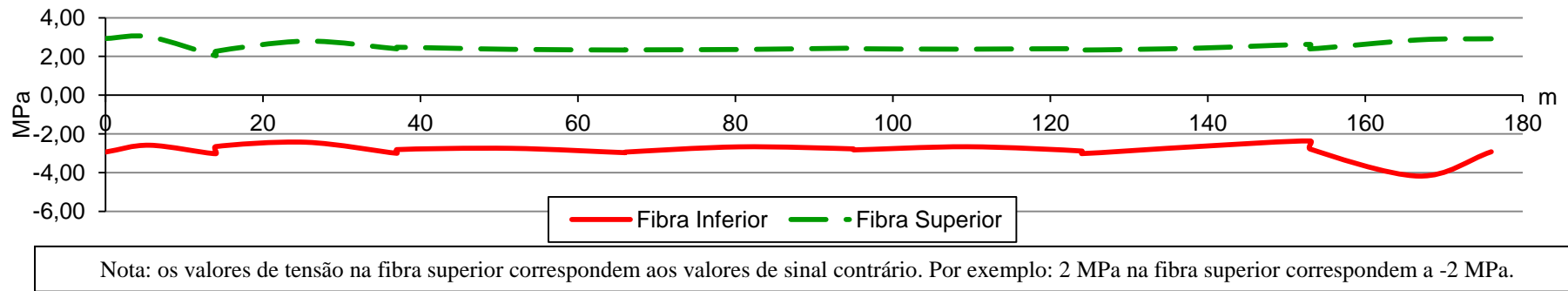


Figura 3 – Entrada em Serviço da Obra

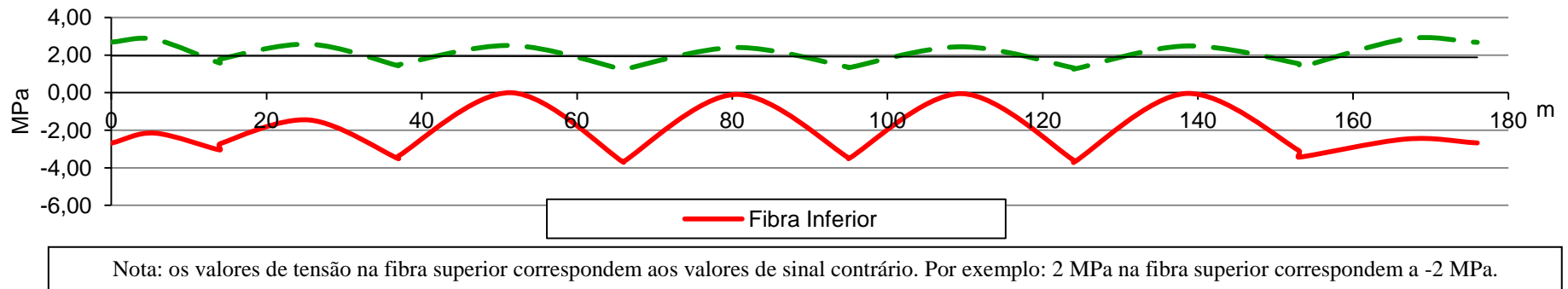
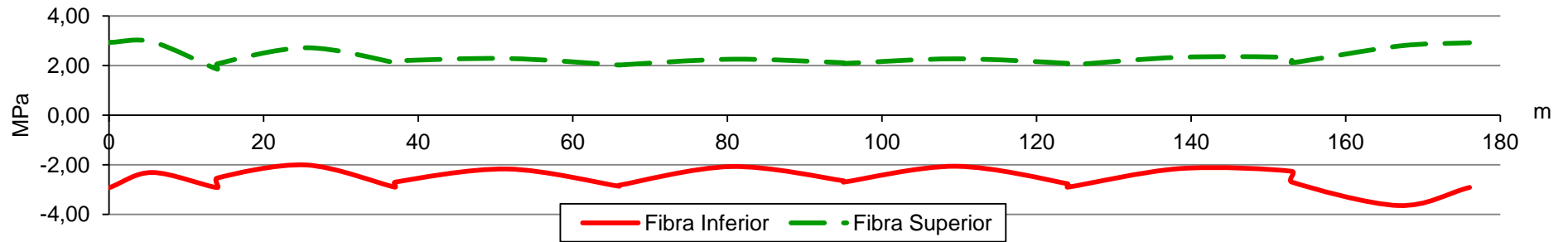


Figura 4 – Aos 10000 dias (tempo infinito)

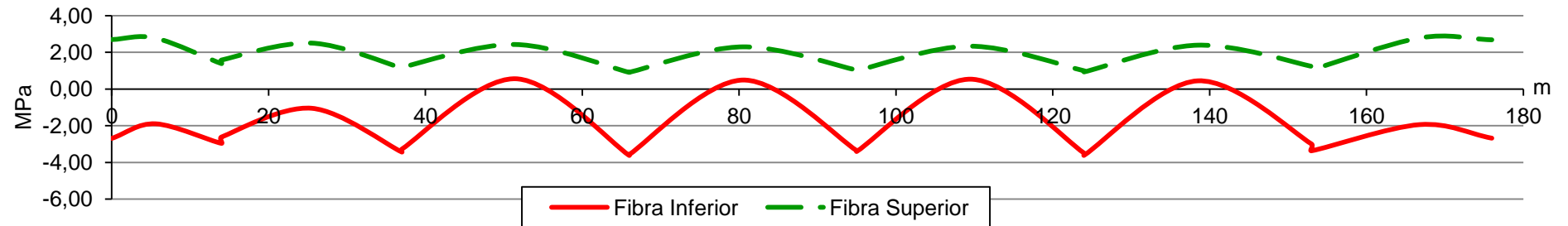
DESENHO DE CÁLCULO XVII – DIAGRAMAS DE TENSÕES

Estado Limite de Largura de Fendas – Acção de Base Sobrecargas



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 5 – Entrada em Serviço da Obra

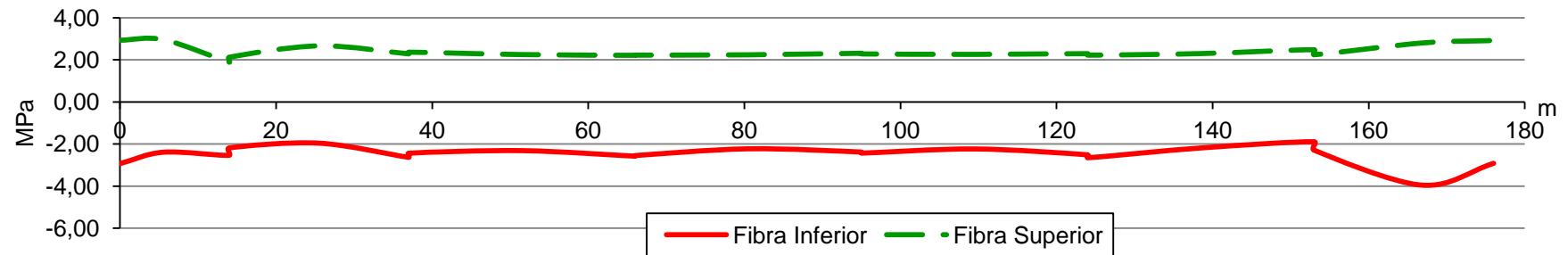


Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 6 - Aos 10000 dias (tempo infinito)

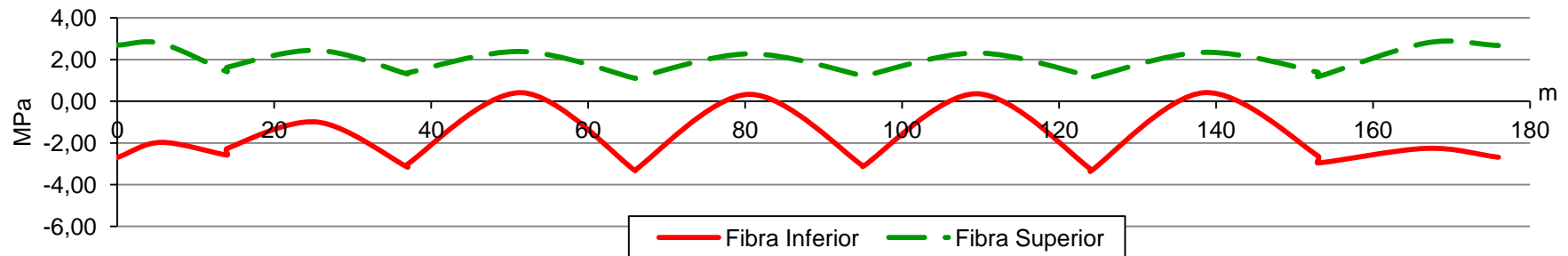
DESENHO DE CÁLCULO XVIII – DIAGRAMAS DE TENSÕES

Estado Limite de Largura de Fendas – Acção de Base Variações de Temperatura



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 7 - Entrada em Serviço da Obra

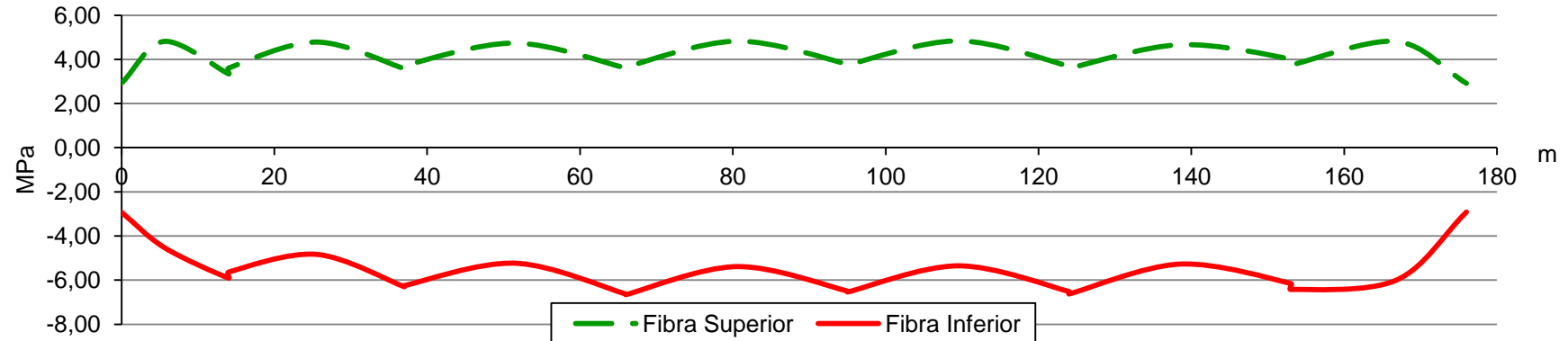


Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 8 - Aos 10000 dias (tempo infinito)

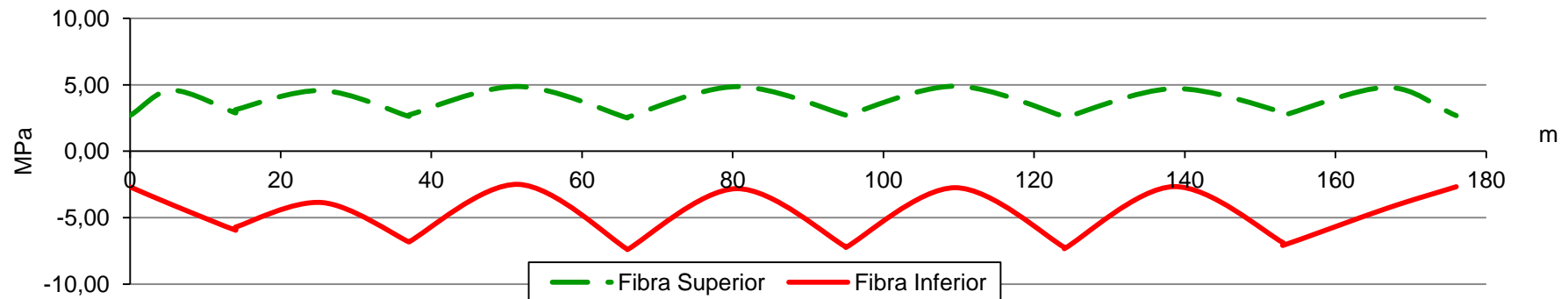
DESENHO DE CÁLCULO XIX – DIAGRAMAS DE TENSÕES

Estado Limite de Utilização – Tensão Máxima de Compressão no Betão [Rara] – Acção de Base Sobrecargas



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 9 - Entrada em Serviço da Obra

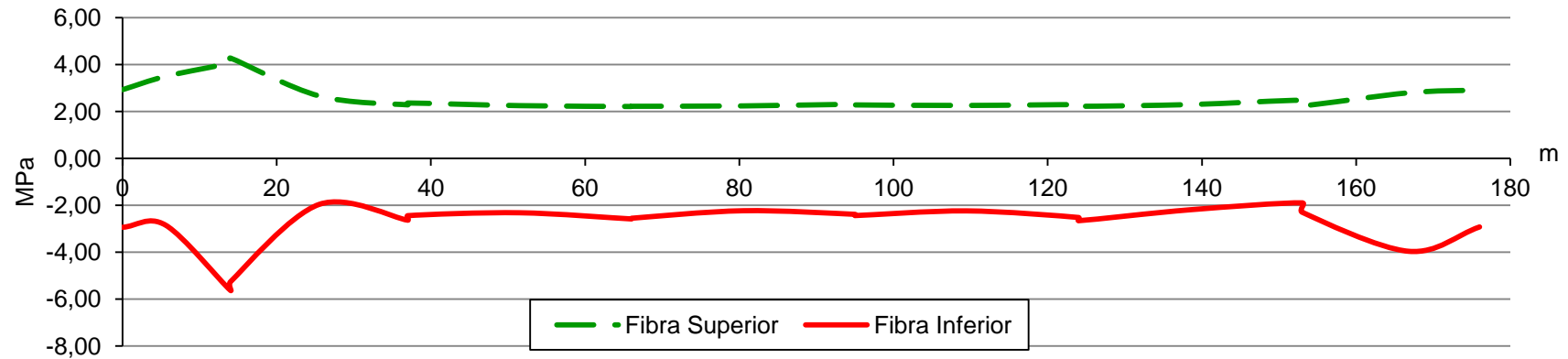


Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 10 - Aos 10000 dias (tempo infinito)

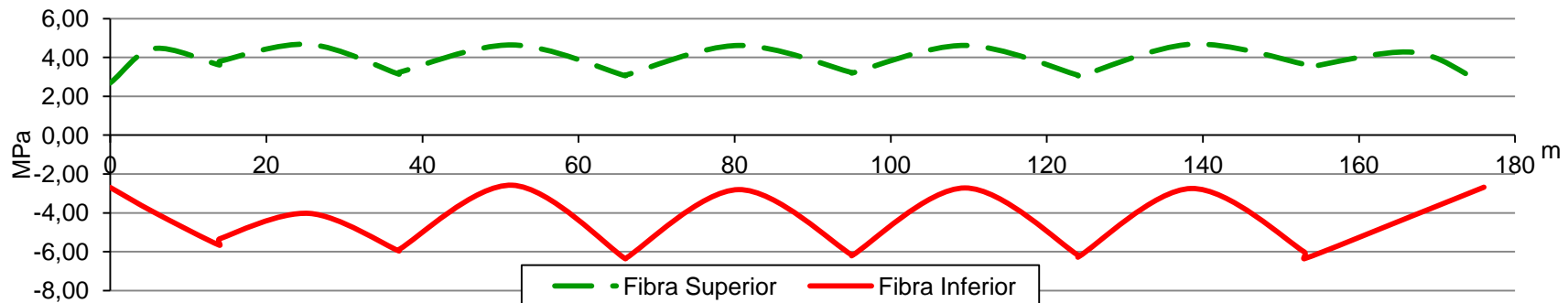
DESENHO DE CÁLCULO XX – DIAGRAMAS DE TENSÕES

Estado Limite de Utilização – Tensão Máxima de Compressão no Betão [Rara] – Acção de Base Variações de Temperaturas



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 11 - Entrada em Serviço da Obra



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 12 - Aos 10000 dias (tempo infinito)

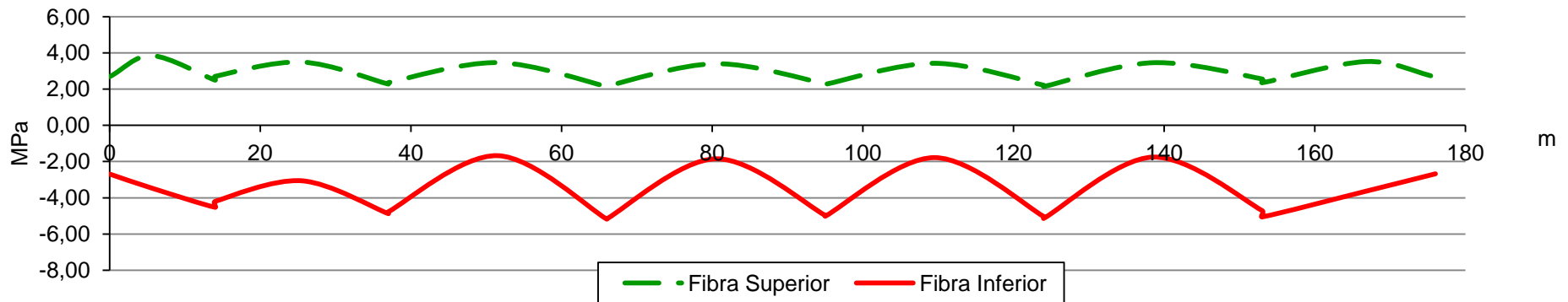
DESENHO DE CÁLCULO XXI – DIAGRAMAS DE TENSÕES

Estado Limite de Utilização – Tensão Máxima de Compressão no Betão – Combinação Quase Permanente



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 13 – Entrada em Serviço da Obra



Nota: os valores de tensão na fibra superior correspondem aos valores de sinal contrário. Por exemplo: 2 MPa na fibra superior correspondem a -2 MPa.

Figura 14 - Aos 10000 dias (tempo infinito)

DESENHO DE CÁLCULO XXII – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

Estados Limite Últimos de Flexão – Acção de Base Sobrecargas

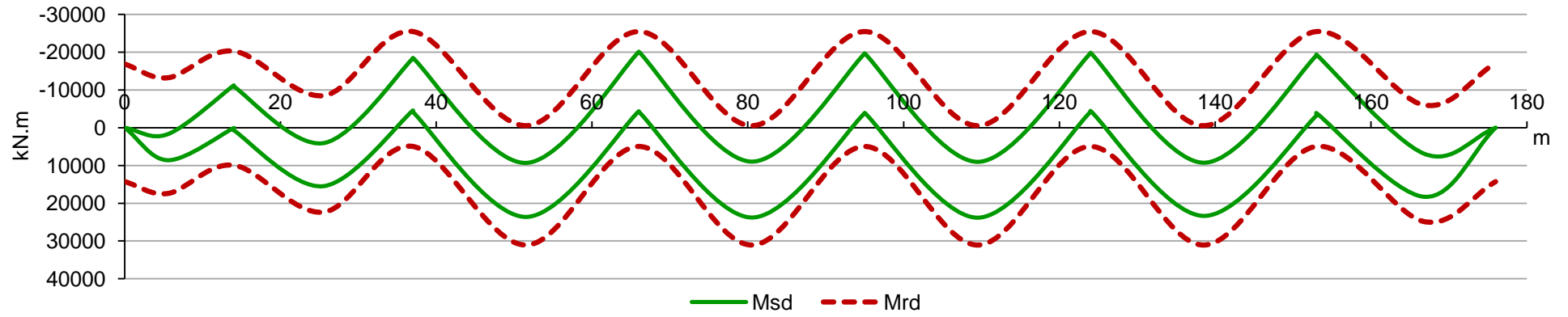


Figura 15 - Entrada em Serviço da Obra

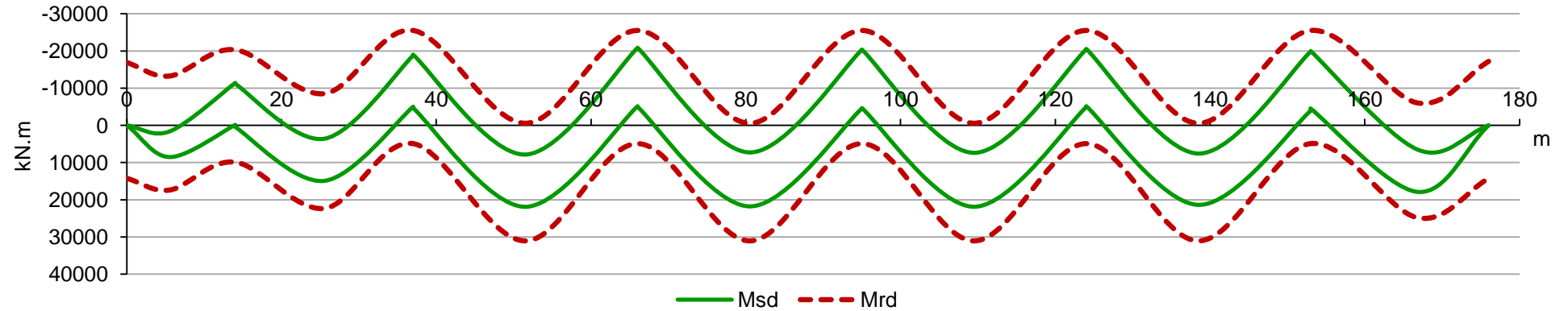


Figura 16 - A Longo Prazo

DESENHO DE CÁLCULO XXIII – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

Estados Limite Últimos de Flexão – Acção de Base Temperaturas

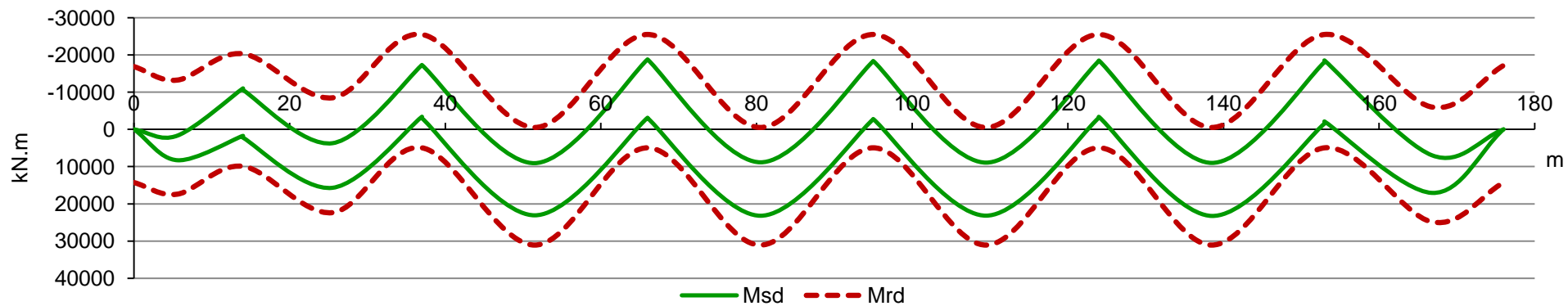


Figura 17 - Entrada em Serviço da Obra

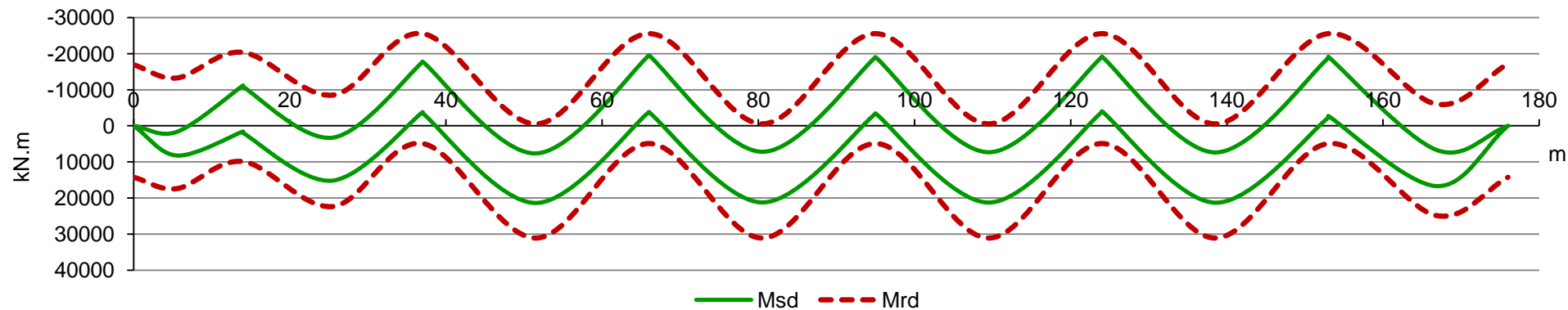


Figura 18 - A Longo Prazo

DESENHO DE CÁLCULO XIV – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

Estados Limite Últimos de Esforço Transverso e de Torção – Acção de Base Sobrecargas

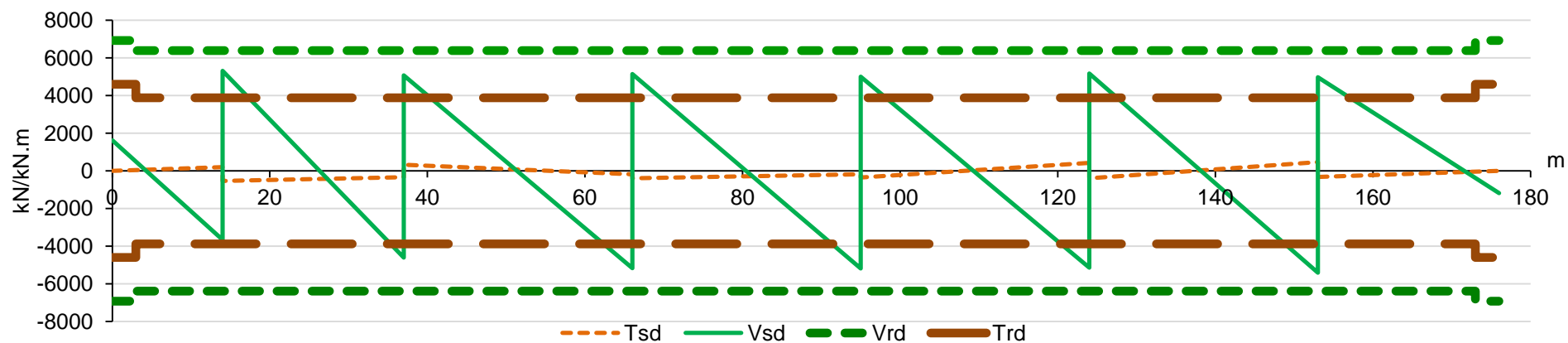


Figura 19 – Situação de Carregamento na Totalidade da Faixa de Rodagem

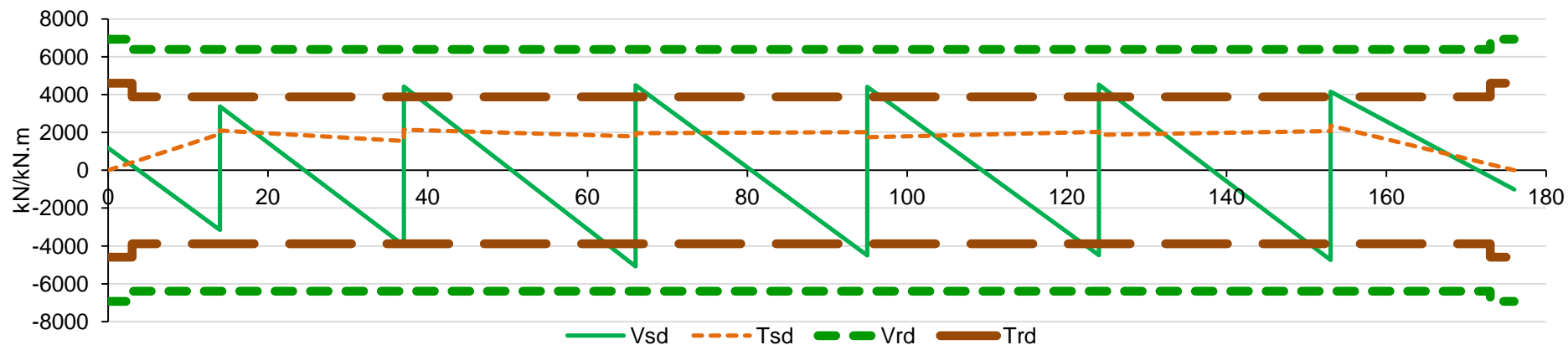
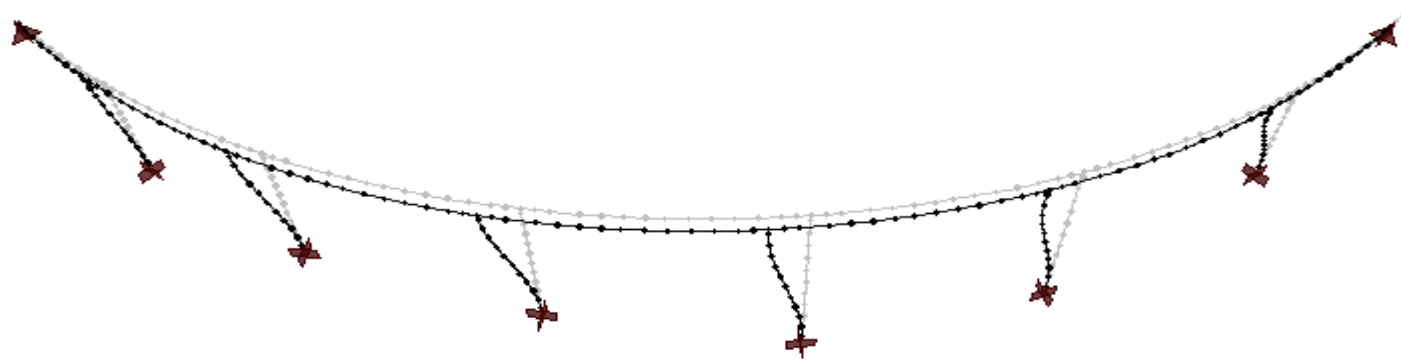


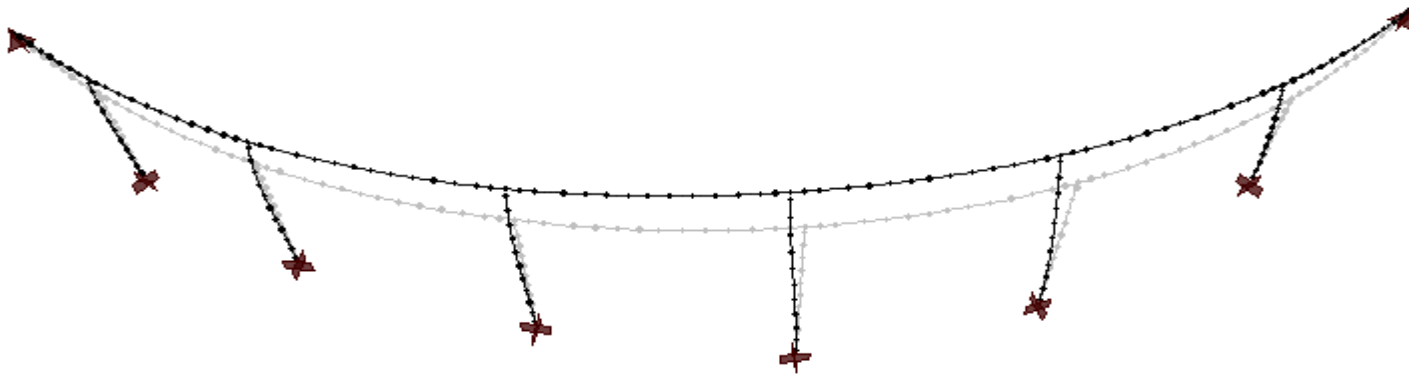
Figura 20 – Situação de Carregamento em Meia Faixa de Rodagem

DESENHO DE CÁLCULO XXV – MODOS DE VIBRAÇÃO

Modo 1 - Frequência: 0,542 Hz

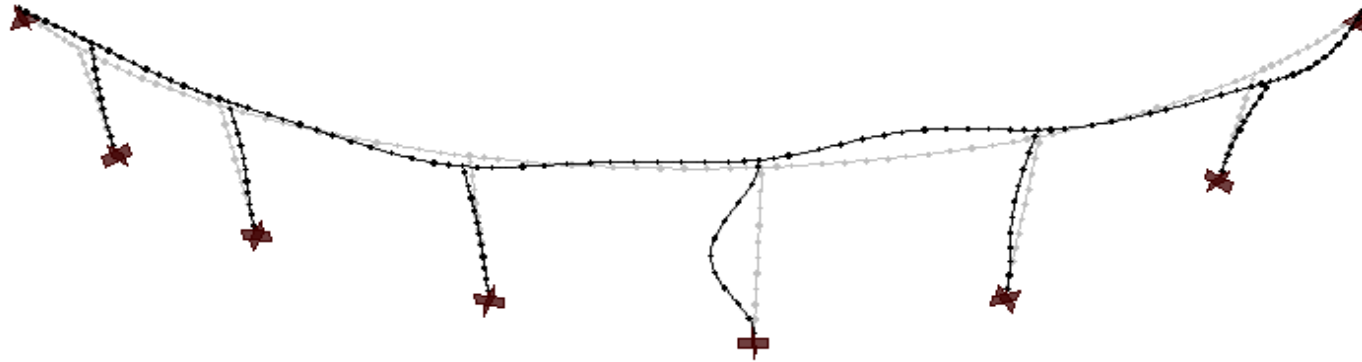


Modo 2 – Frequência: 0,694 Hz



DESENHO DE CÁLCULO XXVI – MODOS DE VIBRAÇÃO

Modo 8 – Frequência: 4,859 Hz



Modo 11 – Frequência: 5,673 Hz

