



## **Estudo de uma Passagem Superior Pedonal Metálica**

**MARIA LEONOR DE VASCONCELOS AGUIÃ MELO ADRIÃO**  
outubro de 2016



# Estudo de uma Passagem Superior Pedonal Metálica

**MARIA LEONOR DE VASCONCELOS AGUIÃ MELO ADRIÃO**

Outubro de 2016



## **ESTUDO DE UMA PASSAGEM SUPERIOR PEDONAL METÁLICA**

MARIA LEONOR DE VASCONCELOS AGUIÃ MELO ADRIÃO

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS**

Orientador: Engenheiro Carlos Manuel da Silva Félix

Supervisor: Engenheiro Igor Sottomayor Guerra (O Feliz, Metalomecânica S.A.)

**OUTUBRO DE 2016**



# ÍNDICE GERAL

Índice Geral .....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvii
1 Introdução.....	1
2 Soluções para Passagens Superiores Pedonais.....	3
3 Caso de Estudo .....	13
4 Verificação da Segurança aos Estados Limites.....	61
5 Fundações .....	81
6 Ligações Aparafusadas .....	89
7 Elementos de Drenagem.....	95
8 Considerações Finais .....	99
Referências Bibliográficas .....	101
Anexo I – Verificação das Barras da Estrutura .....	103
Anexo II – Dimensionamento e Verificações das Fundações .....	119
Anexo III – Dimensionamento e Verificação das Ligações Aparafusadas .....	129
Anexo IV – Verificação das Ligações Pilar-Fundação.....	137
Anexo V – Estimativa de Custo do Projeto Estudado.....	141



## RESUMO

O presente relatório de estágio apresenta o estudo de um projeto de uma passagem superior pedonal metálica, desenvolvido na empresa O Feliz Metalomecânica, S.A., em Braga. O objetivo deste relatório será avaliar o desenvolvimento de uma possível passagem superior pedonal metálica entre as instalações da empresa e o respetivo parque de estacionamento.

De forma a enquadrar o estudo, começa-se por apresentar duas pontes emblemáticas, uma em Inglaterra e outra em Portugal. De seguida, apresentam-se algumas soluções que têm sido adotadas no projeto de passagens pedonais na cidade de Braga, onde se localizará o presente caso de estudo. Este enquadramento evidenciará que as passagens superiores pedonais, na cidade de Braga, são maioritariamente metálicas. No presente caso de estudo, a estrutura será toda revestida de forma a que a sua travessia seja realizada sem haver qualquer condicionante por parte de possíveis intempéries.

Após dimensionada a estrutura, é feito um estudo económico relativamente aos custos de construção, em que será calculada a percentagem de custo para cada capítulo definido.

O presente relatório termina com as conclusões principais acerca do estudo realizado e aponta os desenvolvimentos que do ponto de vista do projeto deverão ser seguidos tendo em vista a realização da obra.

**Palavras-chave:** Projeto de Estruturas Metálicas, Segurança, Durabilidade, Robot Structural Analysis



## **ABSTRACT**

This report presents a case study of a project of a superior pedestrian crossing with metallic structure, developed in the company O Feliz Metalomecânica, S.A. in Braga.

The purpose of this report is to evaluate the development of a possible superior pedestrian crossing with metallic structure between the company facilities and their parking.

In order to context the study, firstly we approach two emblematic bridges, one in England and other in Portugal. Then it will be presented some solutions which have been adopted to the project of pedestrian crossing in Braga city, where we will find the present study. This framework will highlight the pedestrian crossing in the city of Braga, they are mostly in metallic structure. In this study, the structure will be coated in a way that , it will resist to any bad weather condition.

After the dimensioning of the structure, an economic research has been made considering the expenses of construction which will be calculated the percentage of cost for each defined chapter.

This report ends with the main conclusions about the study and points out the developments which by point of view of the project will be followed considering the realization of the construction work.

**Keywords:** Project of Metallic Structures, Security, Durability, Robot Structural Analysis.



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço desde já aos meus Pais e irmãos, pelo apoio e compreensão ao longo de todo o curso, e de todas as etapas da vida, até esta que se finaliza agora. À ideia da minha irmã da passagem pedonal, face ao perigo na travessia da estrada.

A toda a família, amigos, colegas, obrigada pelo companheirismo.

Ao Instituto Superior de Engenharia do Porto, onde iniciei e finalizo o meu estudo académico. Ao Orientador Carlos Félix pela convicção e incentivo após a escolha do tema do relatório, e pela disponibilidade para me orientar no decorrer do relatório. Ao Engenheiro Carlos Rodrigues pela disponibilidade e apoio no programa Robot Structural Analysis.

À empresa O Feliz, onde tive o primeiro contacto com o mercado de trabalho, pela hospitalidade com que fui recebida. Ao Supervisor Engenheiro Igor Guerra pela forma como me possibilitou qualquer intervenção quando necessário. Ao Engenheiro José Manuel pela grande ajuda e orientação com o programa Robot Structural Analysis, e pela forma cativante como descrevia o seu conhecimento. Ao Engenheiro Hélder Silva pela disponibilidade.

Um muito obrigada a todas as pessoas que se cruzaram comigo até ao dia de hoje, direta ou indiretamente tiveram influência nas minhas escolhas, na minha vida.



# ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
2	Soluções para Passagens Superiores Pedonais.....	3
3	Caso de Estudo.....	13
3.1	Condicionamentos ao Desenho da Passagem .....	13
3.2	Descrição da Estrutura.....	15
3.3	Quantificação de Ações .....	36
3.3.1	Ações Permanentes.....	37
3.3.2	Sobrecarga.....	37
3.3.3	Variação de Temperatura .....	38
3.3.4	Vento .....	40
3.3.5	Neve.....	48
3.3.6	Sismo .....	50
3.4	Combinação de Ações.....	51
3.5	Modelo Estrutural.....	53
3.5.1	Definição das ações .....	55
3.5.2	Parâmetros Estruturais.....	58
4	Verificação da Segurança aos Estados Limites.....	61
4.1	Estado Limite de Utilização.....	61
4.1.1	Estado Limite de Deformação .....	61
4.1.2	Estado Limite de Vibração .....	64
4.1.2.1	Análise Modal.....	64
4.1.2.2	Análise da Vibração provocada pelas pessoas .....	73

## ÍNDICE DE TEXTO

4.2	Estado Limite Último.....	79
5	Fundações .....	81
5.1	Estado Limite Último Geotécnico .....	82
5.1.1	Verificação da segurança à Flexão.....	86
5.1.2	Verificação da segurança ao Esforço Transverso.....	87
5.1.3	Verificação da segurança ao Punçoamento.....	88
6	Ligações Aparafusadas .....	89
6.1	Ligações ao Corte .....	90
6.2	Ligações à Tração .....	92
6.3	Dimensionamento de elementos à Tração.....	93
6.4	Combinação do corte com a tração:.....	94
7	Elementos de Drenagem.....	95
7.1	Dimensionamento das Caleiras.....	95
7.2	Dimensionamento dos Tubos de Queda.....	97
7.3	Dimensionamento dos Colectores.....	98
8	Considerações Finais .....	99
8.1	Conclusões .....	99
8.2	Desenvolvimentos Futuros .....	100

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ponte do Milénio, Londres, [Blog “London Dream”].....	3
Figura 2.2 - Ponte D. Pedro I e D. Inês de Castro em Coimbra, Portugal, [página “Flickriver”] .....	4
Figura 2.3 - Passagens Superiores Pedonais .....	5
Figura 2.4 - Ilustração (a) Ligação pilar-fundação, Ilustração (b) Ligação pilar-viga .....	6
Figura 2.5 - Inclinação na rampa de acesso da passagem junto ao Tribunal .....	6
Figura 2.6 - Vista da largura das rampas de acesso .....	7
Figura 2.7 - Estado de conservação da chapa de pavimento .....	8
Figura 2.8 - Passagem junto ao Bragaparque constituída por perfis de secção circular.....	8
Figura 2.9 - Traçado não rectilíneo da passagem junto à Estação de Comboios.....	9
Figura 2.10 - Logotipo da empresa de construção da Passagem Superior Pedonal, O Feliz.....	10
Figura 2.11 - Diferentes tipos de ligação pilar-viga.....	10
Figura 2.12 - Vista da ligação dos pilares às vigas de rampa, lateralmente .....	11
Figura 2.13 - Vista das rampas de acesso.....	11
Figura 2.14 - Vista das caleiras existentes no pavimento .....	12
Figura 2.15 - Vista do fio-de-terra e da iluminação na estrutura.....	12
Figura 3.1 - Localização da empresa O Feliz - Metalomecânica, S.A.,[Google Maps] .....	13
Figura 3.2 - Carta geológica do concelho de Braga, [“Cartografia automática de risco hidrológico aplicado ao concelho de Braga”, Ribeiro, Vitor].....	14
Figura 3.3 - Mapa das freguesias de Braga, [Blog “Cidade de Braga”].....	15
Figura 3.4 - Vista em alçado da estrutura .....	16
Figura 3.5 - Vista em planta da estrutura.....	17
Figura 3.6 - Chapa perfilada EP1 272 30, O Feliz, [página “O Feliz”].....	18

Figura 3.7 - Policarbonato perfilado, [página “Topeca”].....	18
Figura 3.8 – Vista longitudinal dos elementos de drenagem de águas pluviais.....	19
Figura 3.9 - Vista das fundações em planta.....	20
Figura 3.10 - Pormenor da disposição construtiva da armadura longitudinal nas fundações A, B, C e D .	21
Figura 3.11 - Pormenor da disposição construtiva da armadura longitudinal da fundação E .....	22
Figura 3.12 - Ligação dos pilares à fundação A.....	23
Figura 3.13 - Ligação dos pilares á fundação B.....	24
Figura 3.14 - Ligação dos pilares à fundação C.....	25
Figura 3.15 -Ligação dos pilares à fundação D .....	25
Figura 3.16 - Ligação do nó 9000.....	27
Figura 3.17 - Ligação do nó 9003.....	27
Figura 3.18 - Ligação do nó 9009.....	28
Figura 3.19 – Ligação do nó 9150 .....	28
Figura 3.20 – Ligação do nó 9002.....	29
Figura 3.21 - Ligação do nó 9001.....	29
Figura 3.22 - Ligação do nó 8994.....	30
Figura 3.23 - Ligação do nó 8996.....	30
Figura 3.24 - Ligação do nó 9062 e do nó 9063.....	31
Figura 3.25 - Pormenor construtivo da ligação dos pilares da fundação B com as cordas inferiores da treliça.....	32
Figura 3.26 - Pormenor construtivo da ligação dos pilares da fundação C com as cordas inferiores da treliça.....	32
Figura 3.27 - Pormenor construtivo da ligação dos pilares da fundação D às cordas inferiores da treliça	33
Figura 3.28 - Pormenor da ligação dos pilares da fundação E às cordas inferiores da treliça .....	33
Figura 3.29 - Pormenores construtivos das ligações das madres.....	34
Figura 3.30 – Pormenores Construtivos das Ligações dos lanços de escada .....	35
Figura 3.31 - Vista das emendas entre as cordas, [página “CSI Portugal”] .....	36
Figura 3.32 - Sobrecarga a considerar, em caso de não haver multidão, [NP EN 1991-3: 1994].....	37

Figura 3.33 - Direções da ação do vento, .....	42
Figura 3.34 - Coeficiente de exposição, $z_e$ , [NP EN 1991-4: 2010] .....	43
Figura 3.35 - Altura de referência, $z_r$ , [NP EN 1991-4: 2010] .....	44
Figura 3.36 - Coeficiente de força para uma estrutura treliçada espacial constituída por perfis de secção angulosa, em função do índice de cheios, [NP EN 1991-4: 2010] .....	44
Figura 3.37 - Valores indicativos do coeficiente de efeito de extremidade, em função do índice de cheios e da esbelteza, .....	46
Figura 3.38 - Mapa de Portugal dividido por Zonas, [NP EN 1991-1-3: 2009] .....	48
Figura 3.39 - Vista em alçado do modelo estrutural, através do programa Robot.....	53
Figura 3.40 - Vista global do modelo estrutural, através do programa Robot.....	54
Figura 3.41 - Vista superior do modelo estrutural, através do programa Robot.....	54
Figura 3.42 - Eixos globais da estrutura .....	54
Figura 3.43 - Vista em alçado da distribuição de cargas dos revestimentos nas barras.....	55
Figura 3.44 - Vista global da distribuição de cargas dos revestimentos nas barras.....	55
Figura 3.45 - Ação da sobrecarga no pavimento da estrutura.....	56
Figura 3.46 - Ação do vento na direção X+.....	56
Figura 3.47 - Ação do vento na direção X- .....	56
Figura 3.48 - Ação do vento na direção Y+.....	57
Figura 3.49 - Ação do vento na direção Y-.....	57
Figura 3.50 - Ação do vento na direção Z+.....	57
Figura 3.51 - Ação do vento na direção Z-.....	58
Figura 3.52 - Ação da neve na cobertura .....	58
Figura 4.1 - Identificação das barras que apresentam deformação .....	62
Figura 4.2: Vista em alçado da estrutura, com a flecha máxima vertical de 0,5 cm .....	63
Figura 4.3: Vista superior da estrutura, com a flecha máxima transversal de 0,1 cm .....	63
Figura 4.4: Modo de vibração 1, frequência 3,37 Hz, em alçado .....	66
Figura 4.5: Modo de vibração 1, frequência 3,37 Hz, vista superior.....	67
Figura 4.6: Modo de vibração 2, frequência 4,76 Hz, em alçado .....	67

Figura 4.7: Modo de vibração 2, frequência 4,76 Hz, vista superior .....	67
Figura 4.8: Modo de vibração 3, frequência 5,53 Hz, em alçado .....	68
Figura 4.9: Modo de vibração 3, frequência 5,53 Hz, vista superior .....	68
Figura 4.10: Modo de vibração 4, frequência 7,78 Hz, em alçado .....	68
Figura 4.11: Modo de vibração 4, frequência 7,78 Hz, vista superior .....	69
Figura 4.12: Modo de vibração 5, frequência 9,07 Hz, em alçado .....	69
Figura 4.13: Modo de vibração 5, frequência 9,07 Hz, vista superior .....	69
Figura 4.14: Modo de vibração 6, frequência 9,31 Hz, em alçado .....	70
Figura 4.15: Modo de vibração 6, frequência 9,31 Hz, vista superior .....	70
Figura 4.16: Modo de vibração 7, frequência 9,87 Hz, em alçado .....	70
Figura 4.17: Modo de vibração 7, frequência 9,87 Hz, vista superior .....	71
Figura 4.18: Modo de vibração 8, frequência 12,25 Hz, em alçado .....	71
Figura 4.19: Modo de vibração 8, frequência 12,25 Hz, vista superior .....	71
Figura 4.20: Modo de vibração 9, frequência 15,03 Hz, em alçado .....	72
Figura 4.21: Modo de vibração 9, frequência 15,03 Hz, vista superior .....	72
Figura 4.22: Modo de vibração 10, frequência 15,84 Hz, em alçado .....	72
Figura 4.23: Modo de vibração 10, frequência 15,84 Hz, vista superior .....	73
Figura 4.24: Identificação do local do nó 4671 .....	76
Figura 4.25: Identificação do local do nó 4569 .....	77
Figura 4.26: Diagrama de frequência, segundo a análise de ressonância .....	78
Figura 5.1 - Dimensões em planta das fundações e respetivos eixos .....	82
Figura 5.2 - Rotura por carga excessiva, [Bond, Andrew e Harris, 2008] .....	84
Figura 5.3 - Rotura por deslizamento, [Bond, Andrew e Harris, 2008] .....	85
Figura 5.4: Esquema dos esforços na fundação .....	85

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Dimensões das fundações da estrutura .....	20
Tabela 3.2 - Dimensões dos plintos.....	22
Tabela 3.3: Elementos de ligação dos pilares à fundação E.....	26
Tabela 3.4: Valores da sobrecarga nos diferentes vãos.....	38
Tabela 3.5- Categoria de terreno e respectivos parâmetros, [ NP EN 1991-4: 2010].....	41
Tabela 4.1 - Valores das flechas máximas nas diferentes direcções.....	62
Tabela 4.2 - Valores para os diferentes modos da Análise Modal.....	65
Tabela 4.3 - Valores máximos e mínimos da Análise Modal.....	66
Tabela 4.4 - Exemplo de especificação de situações de projeto significativas [“Design of Footbridges”, 2007] .....	74
Tabela 4.5 - Classe de conforto e respetivas acelerações limite [“Design of Footbridges”, 2007].....	74
Tabela 4.6: Fatores de amortecimento para condições de serviço, consoante o material de construção [“Design of Footbridges”, 2007] .....	75
Tabela 6.1 - Categorias de ligações aparafusadas, [NP EN 1993-1-8: 2010].....	90
Tabela 6.2 - Valores nominais da tensão de cedência, $f_{yb}$ , e tensão de rotura, $f_{ub}$ , dos parafusos, [NP EN 1993-1-8: 2010].....	91



# 1 INTRODUÇÃO

No âmbito da Unidade Curricular DIPRE, do Mestrado em Engenharia Civil, do ramo de Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia do Porto, foi desenvolvido o presente relatório subordinado ao tema “Estudo de uma Passagem Superior Pedonal Metálica”.

O presente tema foi desenvolvido no decorrer do Estágio Curricular, na empresa O Feliz-Metalomecânica, S.A., acompanhado pelo Orientador do ISEP Engenheiro Carlos Félix, e pelo Supervisor da empresa Engenheiro Igor Guerra.

No decorrer do Estágio Curricular, foi possível verificar que o acesso à respetiva empresa não apresentava Passadeiras para Peões, não obstante a fábrica e o parque de estacionamento dos funcionários e dos visitantes serem separados por uma estrada com tráfego intenso. Foi identificado que estas condições representam um grande perigo para quem se dirigia para a empresa. A solução poderia passar pela criação de Passadeiras para Peões devidamente assinaladas, mas dificilmente seria aceite pela edilidade, atendendo às condições locais e de tráfego haveria a necessidade de colocar sinalização luminosa. Em alternativa, foi decidido estudar a solução de executar uma passagem superior pedonal, que pudesse inclusive ser executada pela empresa O Feliz, um dos principais beneficiários desta infraestrutura.

No decorrer do mês de março, a Câmara Municipal de Braga implantou passadeiras, contudo, a realização desta Passagem Superior Pedonal ainda parece ser um tema interessante a abordar. Do ponto de vista de quem faz este trajecto diariamente, será uma mais-valia para reduzir o tempo do trajecto, impedir possíveis acidentes, e minimizar o impacto no trânsito, uma vez que a travessia é feita maioritariamente em horas de ponta.

Assim, no presente relatório apresenta-se um estudo de uma passagem superior pedonal metálica que terá como principal objetivo melhorar a acessibilidade às instalações de O Feliz.

O projeto desta passagem tem como condicionantes o vão livre, determinado pela largura das faixas de rodagem da estrada, o gabarito, de modo a respeitar o estipulado nas regras das Infraestruturas de Portugal, e as cotas do terreno.

Foi ainda um dado do problema a estrutura ser metálica, para que pudesse ser executada na empresa O Feliz.

## *CAPÍTULO 1*

Finalmente, no desenho da estrutura tiveram-se ainda em atenção as condições de utilização e de conforto, que determinaram outros aspetos como a inclinação das rampas de acesso, a cobertura de proteção à chuva, as guardas de proteção ao vento, a iluminação, entre outros.

No dimensionamento da estrutura metálica teve-se em consideração a verificação da segurança aos Estados Limites de Utilização e os Estados Limites Últimos, e recorreu-se ao programa Robot Structural Analysis 2016 para o cálculo dos esforços nas peças e para a verificação da segurança em termos de resistência, deformação e de vibração.

As ligações são também calculadas no programa Robot Structural Analysis 2016, ainda que posteriormente sejam pormenorizadas no programa AutoCAD Civil 3D de forma a garantir a sua adequabilidade em termos de condições de execução.

Na ausência de prospeção geotécnica, as fundações são calculadas admitindo o Método Prescritivo, o que se baseia nas características do solo de fundação do local.

Este Relatório de Estágio está dividido em oito capítulos dos quais este é o primeiro e pretende fazer um enquadramento do tema.

No segundo capítulo apresenta-se o resultado de uma pesquisa bibliográfica sobre as soluções de pontes pedonais e passagens superiores pedonais, com especial destaque para o seu desenho mais ligado aos compromissos arquitetónicos, e para as soluções estruturais que têm sido adotadas.

No terceiro capítulo são resumidos os elementos que condicionam o projeto em termos de geometria e de implantação, de materiais e de ações. Apresenta-se também a solução encontrada e o modelo desenvolvido no programa Robot Structural Analysis 2016.

No quarto capítulo encontram-se as verificações efetuadas aos Estados Limites da presente solução.

No quinto capítulo apresenta-se o dimensionamento das fundações da estrutura com base no dimensionamento geotécnico, seguido das verificações de segurança das sapatas.

No sexto capítulo definem-se os cálculos e as verificações necessárias para o dimensionamento das ligações aparafusadas existentes na estrutura estudada.

No sétimo capítulo são apresentados os elementos de drenagem dimensionados para a presente passagem superior pedonal.

O presente relatório termina no oitavo capítulo onde são tecidas algumas considerações finais, conclusões e desenvolvimentos futuros relativas ao desenvolvimento do presente estudo.

## 2 SOLUÇÕES PARA PASSAGENS SUPERIORES PEDONAIS

O Homem ao longo da História foi desenvolvendo e aperfeiçoando formas de ultrapassar todos e quaisquer obstáculos com os quais se ia deparando. Em vários documentos encontrados em pesquisas, é referida a possibilidade do Homem ter inventado as pontes com base na observação da queda natural de uma árvore sobre um local ao qual não poderia chegar. Posteriormente, começou a utilizar a mesma metodologia, derrubando árvores para fazer determinadas travessias. À medida que o tempo foi passando, o Homem foi desenvolvendo novas técnicas, novos materiais, até aos nossos dias. Do requisito único, que era o das travessias serem seguras, passou-se a ter em atenção o seu conforto, a sua durabilidade, as condições de manutenção, o seu aspeto e o seu enquadramento paisagístico.

De entre as várias pontes emblemáticas existentes no mundo, talvez a Ponte do Milénio (ver Figura 2.1), seja a mais emblemática.



Figura 2.1 - Ponte do Milénio, Londres, [Blog  
“London Dream”]

Trata-se de uma ponte pedonal metálica com 144 metros de extensão e 4 metros de largura, suspensa por cabos tensionados, que atravessa o rio Tamisa. A origem do seu nome vem da intenção de ser construída até o ano 2000, daí ser denominada de Milénio.

No entanto, após a sua inauguração foi apelidada de Ponte Trémula, uma vez que foi necessário o seu encerramento devido à sua elevada amplitude de vibração. A elevada concentração de pessoas provocou a vibração da estrutura. Intuitivamente as pessoas adoptaram a frequência da estrutura, o que provocou uma grande deformação da estrutura levando assim ao encerramento da ponte, uma vez que poderia colapsar. Após este acontecimento, a ponte foi encerrada para poder ser resolvido o problema. Foram então introduzidos amortecedores visco-elásticos para absorverem as vibrações, e amortecedores de massa sintonizados de forma a tornar as vibrações da estrutura uniformes.



Figura 2.2 - Ponte D. Pedro I e D. Inês de Castro em Coimbra, Portugal, [página “Flickriver”]

A Ponte D. Pedro I e D. Inês de Castro em Coimbra representada na Figura 2.2, permite a travessia do rio Mondego a pé ou através de bicicleta. A construção desta ponte é mista, o passadiço é em madeira e os guarda-corpos em vidro laminado. Toda a sua construção, em especial a altura mínima livre, teve como condicionante as atividades náuticas que decorrem no rio Mondego, bem como o seu nível máximo.

A origem do nome baseou-se na história do amor impossível entre D. Pedro I e D. Inês de Castro, que é representada através da assimetria entre os tramos da ponte.

Relativamente a dimensões, a ponte apresenta 275 metros de comprimento, 4 metros de largura, e 2 metros de altura livre mínima.

Comparativamente com a Ponte do Milénio em Londres, a Ponte D. Pedro I e D. Inês de Castro como foi projetada mais tarde, com conhecimentos sobre o efeito da vibração provocada pelas pessoas, a estrutura já se encontrava devidamente dimensionada e dotada de amortecedores.

Além destas duas pontes pedonais de referência internacional, no presente relatório, de forma a enquadrar o projeto, e atendendo ao seu local de implantação, foram observadas e registadas algumas

das passagens superiores pedonais existentes na cidade de Braga. Este estudo permitiu analisar as soluções das estruturas existentes, em termos de enquadramento paisagístico, de estrutura, de requisitos mínimos de projecto, de acessibilidade, de protecção, e de conforto.

As passagens analisadas são todas em estrutura metálica, com vão superior a 20 metros, construídas por vigas treliçadas. A Figura 2.3 ilustra as quatro passagens observadas: (a) passagem superior pedonal sobre a Rodovia, (b) passagem superior pedonal junto ao Bragaparque, (c) passagem superior pedonal junto à Estação de Comboios, e (d) passagem superior pedonal junto ao Tribunal.



a) Passagem Superior Pedonal sobre a Rodovia



b) Passagem Superior Pedonal junto ao Bragaparque



c) Passagem Superior Pedonal junto à Estação de Comboios



d) Passagem Superior Pedonal junto ao Tribunal

Figura 2.3 - Passagens Superiores Pedonais

Do ponto de vista da geometria, todas apresentam o mesmo tipo de perfis e de estrutura, o que leva a pensar que terão sido todas construídas pela mesma empresa. Os pilares são todos circulares,

encontram-se com cutéis na base, e aparafusados no topo e na base juntamente com chapas, tal como se apresenta na Figura 2.4. As restantes ligações são maioritariamente soldadas.



a) Passagem Superior Pedonal sobre a Rodovia

b) Passagem Superior Pedonal junto ao Bragaparque

Figura 2.4 - Ilustração (a) Ligação pilar-fundação, Ilustração (b) Ligação pilar-viga

Em termos de requisitos mínimos, a altura mínima livre parece ser cumprida, no entanto, relativamente à acessibilidade, as inclinações máximas de rampa, à luz do capítulo 1, secção 2.5.1 – 1) do Decreto-Lei nº 163/2006 de 8 de agosto, não são cumpridas, o que dificulta bastante a acessibilidade. A Figura 2.5 ilustra a inclinação das rampas de acesso.



Figura 2.5 - Inclinação na rampa de acesso da passagem junto ao Tribunal

As formas de acesso são todas em rampa, as larguras do tabuleiro e das rampas de acesso não variam muito. No entanto, algumas das passagens observadas apresentam cerca de 1,40 metros de largura, o

que dificulta a passagem de uma pessoa com mobilidade reduzida. A Figura 2.6 ilustra a inclinação das rampas de acesso à passagem.



a) Passagem Superior Pedonal junto ao Bragaparque

b) Passagem Superior Pedonal junto ao Tribunal

Figura 2.6 - Vista da largura das rampas de acesso

No que se refere a guarda corpos, as estruturas analisadas apresentam guarda-corpos de 1,30 metros, aproximadamente, verificando assim a altura mínima obrigatória de 0,90 metros para os guarda-corpos, segundo o ponto 2 do artigo 13, da Portaria nº 53/71 de fevereiro.

Em termos de chapa de pavimento, todas apresentam o mesmo género, designada chapa gota, tal como se observa na Figura 2.6. Contudo, em algumas delas, verifica-se que o seu desgaste poderá ser um fator de risco em tempo de chuva. De referir, que a inclinação e a extensão das rampas para além de ser um problema de acessibilidade, apresenta também um risco no caso de queda. A Figura 2.7 ilustra o desgaste das chapas de pavimento.



a) Passagem Superior Pedonal junto à Estação de Comboios



b) Passagem Superior Pedonal junto ao Tribunal

Figura 2.7 - Estado de conservação da chapa de pavimento

Nos casos observados, a chapa de pavimento não é apoiada diretamente nas cordas inferiores das vigas principais, tendo sido deixado um espaço, o que permite a drenagem das águas pluviais, não havendo outro sistema de drenagem.

Das passagens observadas, a passagem superior pedonal junto ao Bragaparque será a que apresenta uma secção transversal mais distinta das restantes. É constituída maioritariamente por perfis de secção circular e a secção é fechada. A Figura 2.8 ilustra a referida passagem superior pedonal.



Figura 2.8 - Passagem junto ao Bragaparque constituída por perfis de secção circular

De referir, que o traçado das estruturas analisadas não é um traçado rectilíneo, à excepção da estrutura que é fechada. O facto das estruturas não apresentarem um traçado rectilíneo, é um ponto negativo, isto porque não cumpre os requisitos sísmicos. A Figura 2.9 ilustra o traçado não rectilíneo da estrutura.



Figura 2.9 - Traçado não rectilíneo da passagem junto à Estação de Comboios

De uma forma global, as estruturas apresentam-se com um aspecto razoável, tendo em consideração a sua possível data de construção, a ausência de manutenção, e inexistência de materiais mais resistentes às condições ambientais na altura da sua construção.

De um ponto de vista pessoal, como a circulação de pessoas com carrinhos de bebé ou de pessoas com mobilidade reduzida se encontra dificultada ou impossível, poderia ser adotada uma solução para resolver esse problema, ou pela Câmara Municipal de Braga, ou pelas entidades que executaram as passagens. Tal como hoje em dia as recuperações, reabilitações e restauros são importantes, a readaptação destas passagens também deveria ser.

Apresenta-se outra passagem superior pedonal metálica, que fora construída pela empresa de estágio, O Feliz, tal como se confirma na Figura 2.10. Esta passagem superior pedonal encontra-se sobre a linha ferroviária do Minho, em Ferreiros.



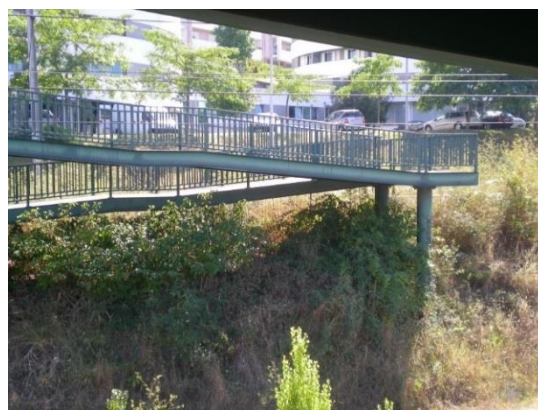
Figura 2.10 - Logotipo da empresa de construção da Passagem Superior Pedonal, O Feliz

Geometricamente, a estrutura era constituída por perfis do tipo HEB, e algumas secções circulares, nomeadamente pilares. A largura da rampa e do tabuleiro era superior a 2,5 metros, a extensão do tabuleiro era cerca de 20 metros, e a altura livre da passagem era de 7 metros aproximadamente.

A presente passagem apresenta várias soluções de apoio viga-pilar. Através da Figura 2.11, observa-se a ligação pilar-viga num plano horizontal.



a) Vista da ligação dos pilares de secção laminar ao tabuleiro



b) Vista da ligação dos pilares de secção circular à rampa de acesso

Figura 2.11 - Diferentes tipos de ligação pilar-viga

Neste caso, na Figura 2.12 a ligação pilar-viga é feita num plano vertical. Esta solução permite mais de um nível de rampas, na qual os pilares se encontram ligados às vigas da rampa lateralmente, de forma a que os restantes níveis de rampa inferiores não sejam interrompidos.



Figura 2.12 - Vista da ligação dos pilares às vigas de rampa, lateralmente

O acesso à passagem é feito através de rampas, em que as questões de acessibilidade, como a largura, a inclinação da rampa, e os patamares de descanso são adequados. Os pilares e as vigas nesta passagem apresentam-se ligadas através de parafusos. Relativamente à continuidade das peças, era assegurada através de soldadura.

A Figura 2.13 representa as questões de acessibilidade referidas.

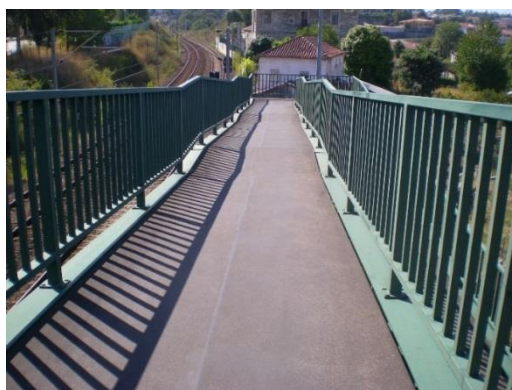


Figura 2.13 - Vista das rampas de acesso

A passagem observada apresentava elementos de drenagem de águas pluviais. De referir, que em todo o pavimento existem duas pendentes, de forma a direcionar a água da chuva para as caleiras.

A Figura 2.14 apresenta a calha existente dos dois lados do pavimento.



Figura 2.14 - Vista das caleiras existentes no pavimento

De referir, que em toda a sua extensão, a passagem apresentava guarda corpos, como é possível verificar nas figuras apresentadas anteriormente.

Em suma, esta passagem comparativamente com as passagens expostas anteriormente, encontrava-se a cumprir os requisitos de acessibilidade, e de protecção. Encontrava-se dotada de sistemas de drenagem de águas pluviais, sistemas de iluminação, e ainda de um fio-de-terra que se encontrava a ligar o tabuleiro aos pilares.

A Figura 2.15 apresenta a ligação viga-pilar, e o fio-de-terra a ligar estes elementos de forma a dispersar a energia proveniente de possíveis descargas energéticas de trovoadas.



Figura 2.15 - Vista do fio-de-terra e da iluminação na estrutura

## 3 CASO DE ESTUDO

### 3.1 CONDICIONAMENTOS AO DESENHO DA PASSAGEM

A presente Passagem Superior Pedonal destina-se ao atravessamento pedonal da estrada nacional EN 101, na Avenida Miguel Torga, no concelho de Celeirós, cidade e distrito de Braga, ligando o parque de estacionamento da empresa O Feliz, à própria empresa.

A Figura 3.1 ilustra a via que a estrutura terá que vencer, onde é possível identificar as instalações da empresa, a Norte, e o parque de estacionamento a Sul.

O presente projeto irá enquadrar várias áreas nas quais a empresa, O Feliz, se dedica, permitindo assim um conhecimento geral relativo a estruturas metálicas.



Figura 3.1 - Localização da empresa O Feliz - Metalomecânica, S.A.,[Google Maps]

Relativamente à descrição geológica para fundações do local, através de análises e estudos feitos para a elaboração da Carta Geológica do Concelho de Braga, é possível concluir que o local em estudo se encontra na Zona Centro Ibérica, a qual é definida por complexos graníticos, tal como se encontra representado na Figura 3.2.

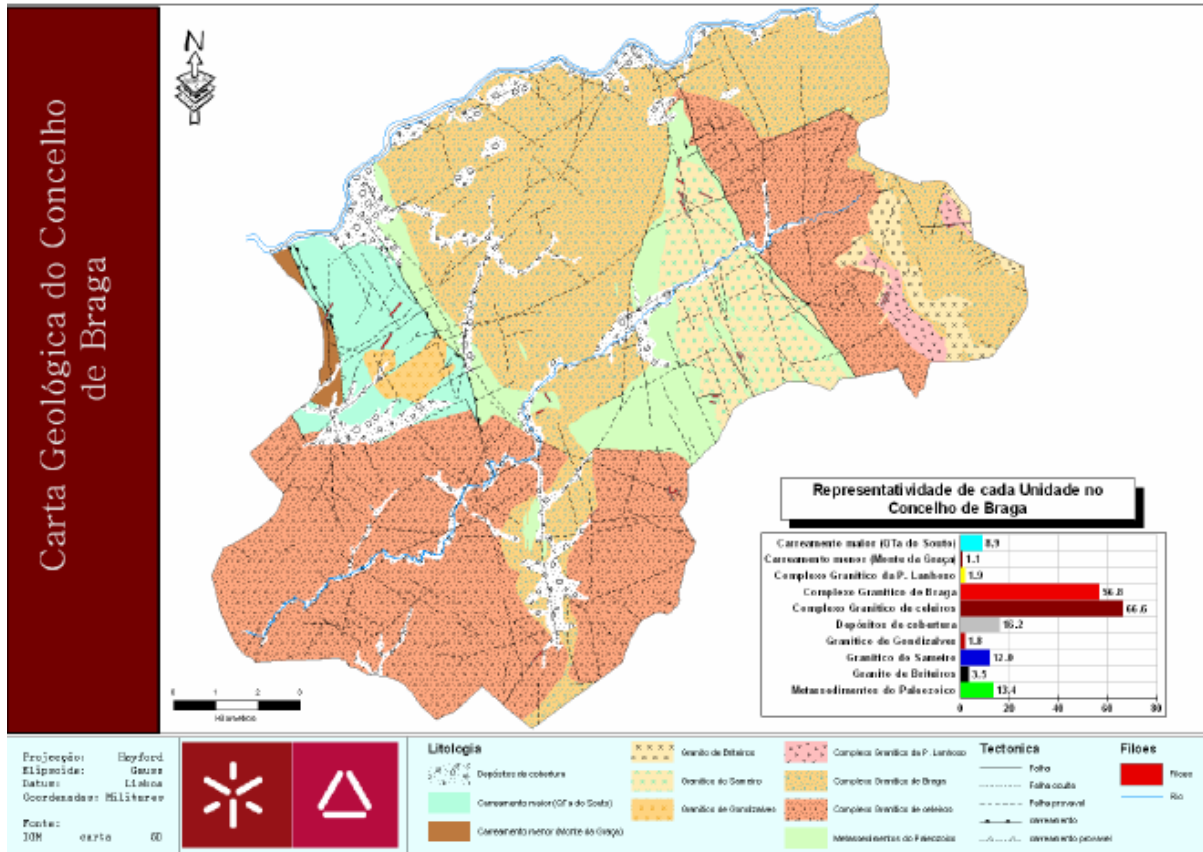


Figura 3.2 - Carta geológica do concelho de Braga, [“Cartografia automática de risco hidrológico aplicado ao concelho de Braga”, Ribeiro, Vitor]

A Figura 3.3 apresenta o mapa das freguesias de Braga de forma a ser perceptível a localização de Celeirós na Figura 3.2.

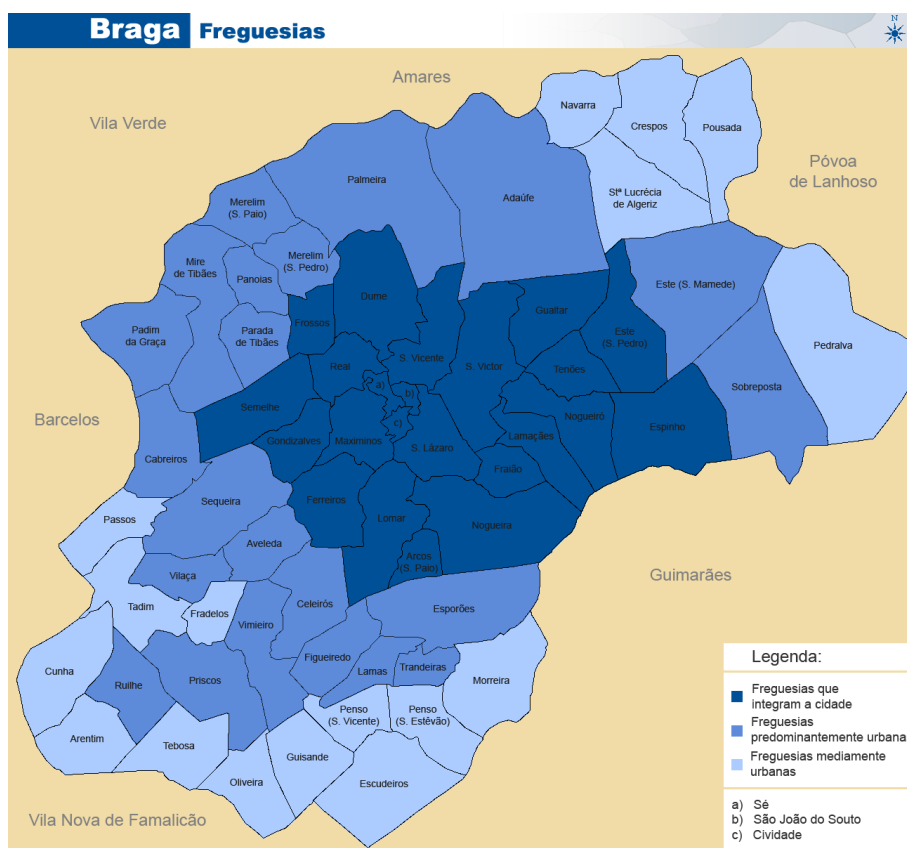


Figura 3.3 - Mapa das freguesias de Braga, [Blog “Cidade de Braga”]

Através da Carta da Densidade de Drenagem para o Concelho de Braga, é possível saber-se que Celeirós é o concelho de Braga que apresenta valores de densidade de drenagem mais elevado, isto porque o granito não apresenta permeabilidade.

Assim sendo, em termos de fundações, caso houvesse valores de resistência do solo de prospeções feitas, poder-se-ia considerar uma tensão admissível do solo elevada. No entanto, como não existe nenhuma prospeção feita no local de implantação da Passagem Superior Pedonal, irá admitir-se uma tensão admissível do terreno,  $\sigma_{adm}$ , de 600 kPa, admitido em função do terreno (José Folque, 2004).

### 3.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

Através da planta do local, e das medições efetuadas, verificou-se que a distância entre o muro da empresa e o talude do parque de estacionamento era de 35,40 metros, aproximadamente. Como a empresa e o parque de estacionamento se encontram separados pela via, a opção passaria por colocar os apoios da estrutura dentro dos respetivos terrenos, de forma a não obstruir as vias. Assim sendo, foi considerada uma distância mínima entre o muro da empresa e o pilar, e o muro do parque de

### CAPÍTULO 3

estacionamento e o pilar, de forma a que houvesse espaço para a realização das sapatas de fundação. Os apoios do vão principal foram então definidos a 39 metros de distância entre si.

De forma a que o acesso do lado das instalações da empresa fosse num local seguro, sem a circulação de máquinas, optou-se pela colocação de rampas até um local menos movimentado. Assim sendo, os locais dos apoios dentro do espaço da empresa foram definidos de acordo com a localização de um muro, de forma a não interromper a circulação dos equipamentos, e permitir a saída num local mais próximo e mais seguro.

Após definidos os locais dos apoios, foi definida a altura mínima do tabuleiro que atravessa a estrada, altura livre. Segundo o documento “Transportes Rodoviários Especiais”, página 62, ponto 2.2, é apresentada uma altura mínima livre de 7 metros, com base na altura máxima dos veículos. Como o local de implantação é sobre a saída da auto-estrada para Celeirós, a altura definida foi de 7,54 metros.

Por fim, definiu-se o acesso à passagem do lado do parque de estacionamento através de uma caixa de escadas.

Em suma, a estrutura irá apresentar dois pontos de acesso, um em cada extremo, sendo os dois através de escadas. O acesso a partir da empresa será através de 21 degraus, e do lado do estacionamento, através de 62 degraus, apresentando 8 degraus cada lanço, e 7 patamares.

A Figura 3.4 representa as dimensões referidas anteriormente da estrutura.

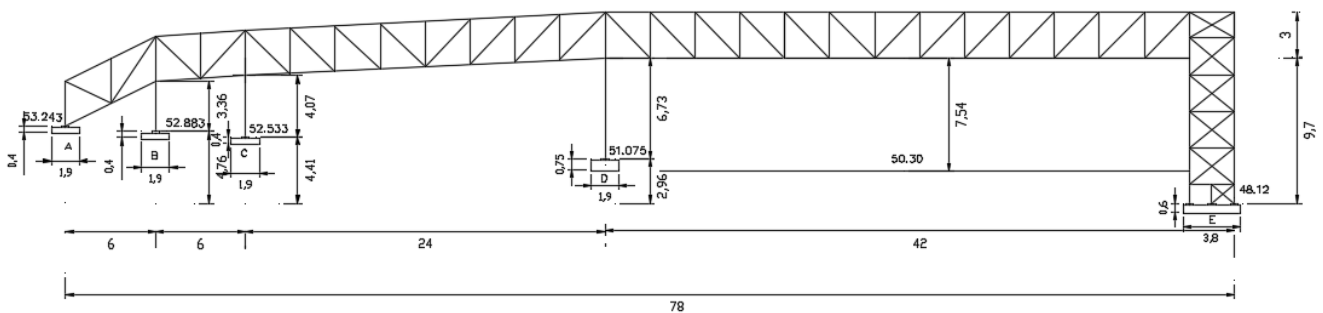


Figura 3.4 - Vista em alçado da estrutura

A Figura 3.5 ilustra a planta da estrutura da passagem superior pedonal.

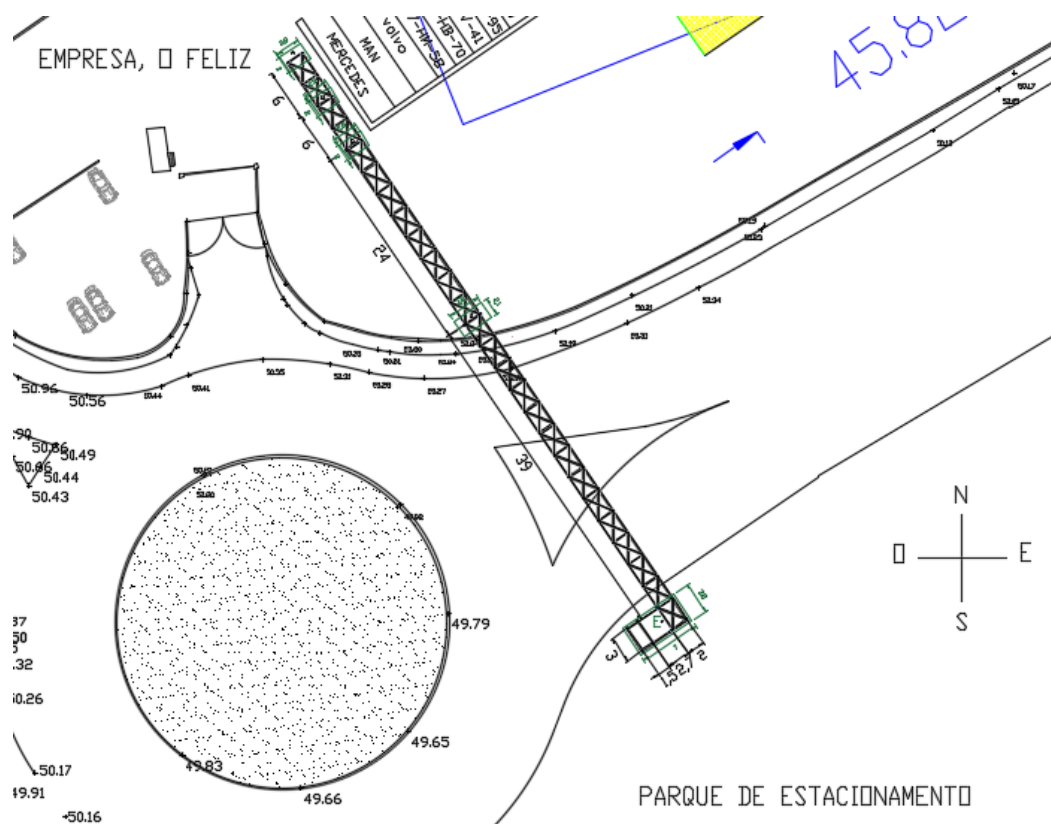


Figura 3.5 - Vista em planta da estrutura

Resumindo, a estrutura, em planta irá ter 78 metros de extensão e 2 metros de largura. O traçado será rectilíneo, e a distância entre eixos de pilares será de 6 metros, 6 metros, 24 metros, 39 metros e 3 metros, consecutivamente. Os vãos terão 6,81 metros, 6,01 metros, 24,02 metros e 42 metros de comprimento, consecutivamente, desde a fundação A até à fundação E.

De forma a conseguir uma estrutura leve e estável através de perfis de secções relativamente pequenas, optou-se pela realização de viga treliçada constituída por duas cordas superiores, duas cordas inferiores, montantes, diagonais, travessas superiores, travessas inferiores, travessas superiores cruzadas e travessas inferiores cruzadas.

Segundo o RGEU, as passagens superiores pedonais devem apresentar uma largura superior a 1,8 metros. Relativamente à altura mínima, não apresenta qualquer valor, no entanto, foi definida a altura de 3 metros entre os eixos das cordas superiores e inferiores. Relativamente à dimensão dos degraus, irão apresentar uma relação de 15 centímetros por 30 centímetros. No presente projeto, a largura dos patamares do lado do tabuleiro será de 3 metros, para permitir uma continuidade com a estrutura, e o comprimento será de 2 metros, respeitando assim a largura e comprimento mínimo de 1,20 metros. Os

### CAPÍTULO 3

patamares do lado oposto ao do tabuleiro irão apresentar 3 metros de largura e 1,5 metros de comprimento.

No que se refere a guarda-corpos, irá existir apenas na caixa de escadas, visto que a estrutura nos diferentes vãos será toda revestida. Assim sendo, nos vãos serão apenas colocados corrimãos.

A estrutura irá apresentar uma cobertura em chapa perfilada, com uma só pendente, chapa de pavimento de 8 milímetros da classe 275, revestimentos laterais em chapa perfilada EP1 272 30 com 0,8 milímetros de espessura, e policarbonato de 0,8 milímetros com a mesma geometria, de forma a ser possível a sua sobreposição.

A Figura 3.6 apresenta a geometria da chapa perfilada que será utilizada nos revestimentos da presente estrutura.

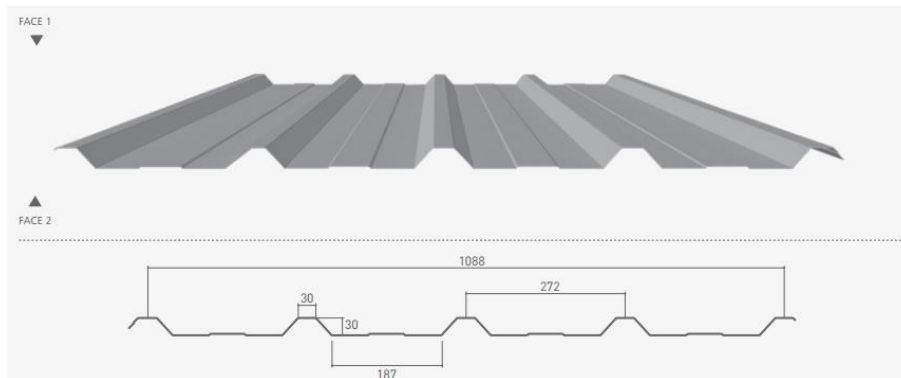


Figura 3.6 - Chapa perfilada EP1 272 30, O Feliz, [página “O Feliz”]

A Figura 3.7 apresenta o policarbonato perfilado.



Figura 3.7 - Policarbonato perfilado, [página “Topeca”]

A chapa de pavimento da estrutura será em chapa gota de 5 milímetros, da classe S275.

A consideração e dimensionamento de elementos para drenagem de águas pluviais apresentou várias condicionantes, bem como a inclinação transversal, longitudinal, e questões estéticas.

Relativamente à inclinação transversal da cobertura, como não se encontrou informação, optou-se por uma pendente apenas, com inclinação de 8%, na direção da caixa de escadas, de forma a haver drenagem no mesmo sentido. Assim sendo, a solução passará pela colocação de um elemento com uma altura de 16 centímetros, ao longo da corda superior, de forma a que a própria estrutura treliçada não seja assimétrica. A drenagem da passagem no tramo que passa sobre a rodovia é o mais condicionante, visto ter uma extensão horizontal de 42 metros, o que implicaria acumulação de água na cobertura, o que levaria a uma possível rotura da cobertura; e a queda de água que se encontra acumulada ao longo de uma área de  $84 \text{ m}^2$  a uma altura de 7 metros, aproximadamente, iria prejudicar a circulação dos veículos.

Ter em atenção a inclinação longitudinal mínima que a caleira terá que respeitar. No tramo principal a distância terá que ser metade, visto que o tramo é horizontal. Assim sendo, terá que ser drenada a metade da distância para as duas direções. Como a inclinação longitudinal mínima a ser adotada será de 2%, de forma sucinta, a altura que deverá ter a caleira do ponto mais alto será o dobro da distância horizontal entre apoios, em centímetros. Assim sendo, para o tramo de 6 metros, a caleira terá que apresentar uma altura desde o ponto mais alto até ao ponto de recolha por tubos de queda terá que ser de 12 centímetros; para o tramo de 24 metros, a caleira terá que apresentar uma altura de 48 centímetros, e o tramo de 39 metros, como será dividido em duas partes, terá que apresentar uma caleira com uma altura de 39 centímetros. A Figura 3.8 apresenta o corte longitudinal dos elementos de drenagem de águas pluviais.

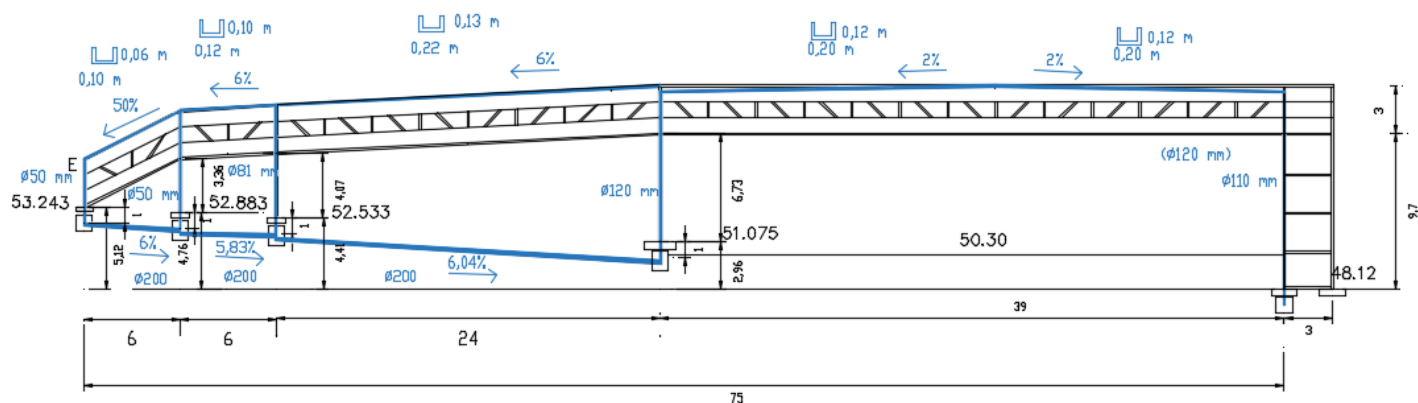


Figura 3.8 – Vista longitudinal dos elementos de drenagem de águas pluviais

As fundações da estrutura são diretas e realizadas com betão da classe C25/30 e aço da classe S400, e encontram-se representadas em planta na Figura 3.9.

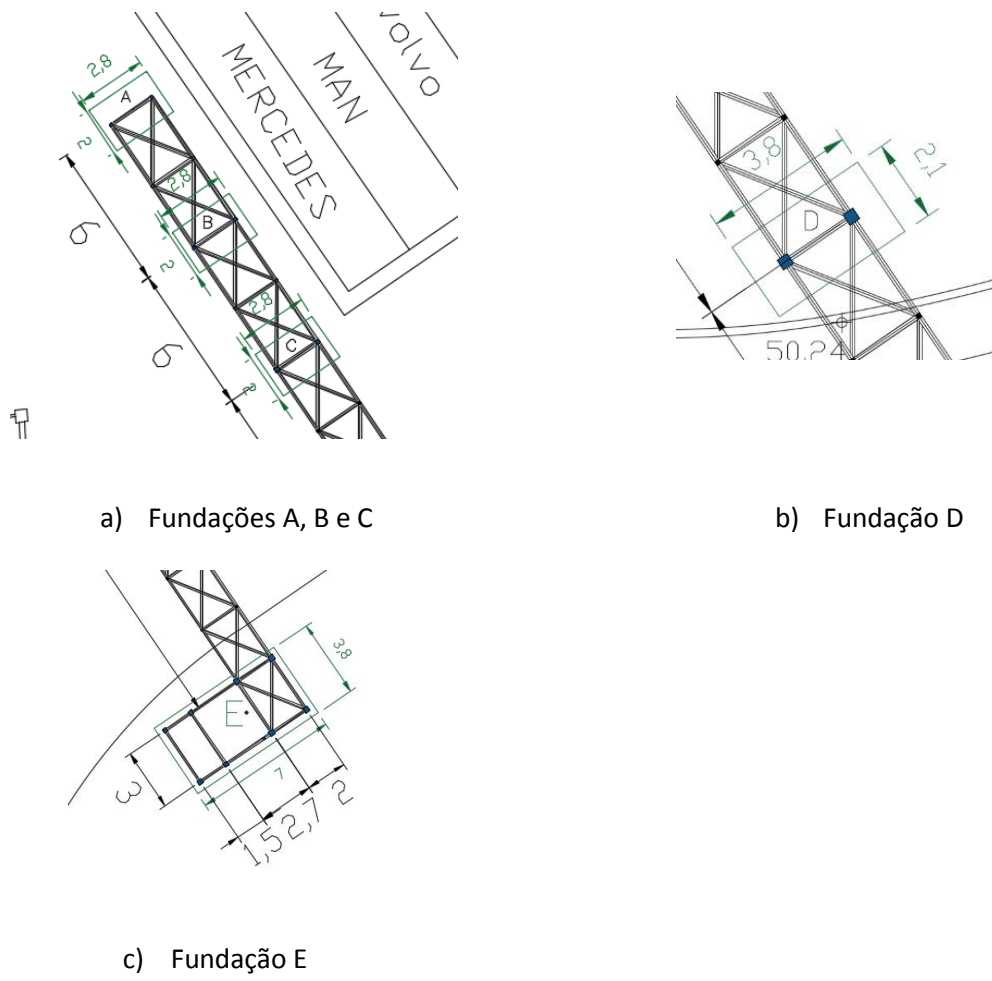


Figura 3.9 - Vista das fundações em planta

A Tabela 3.1 resume as dimensões das fundações da estrutura.

Tabela 3.1 - Dimensões das fundações da estrutura

Fundações	B [m]	A [m]	h [m]
A	2,8	2	0,6
B	2,8	2	0,4
C	2,8	2	0,4
D	3,8	2,1	0,75
E	7	3,8	0,6

As fundações A, B e C irão apresentar no lado paralelo ao lado maior a armadura inferior de  $8\phi 12 // 0,23$  m ( $6,03 \text{ cm}^2$ ) e armadura de distribuição de  $2\phi 12$  ( $2,26 \text{ cm}^2$ ) e uma armadura superior de  $8\phi 12 // 0,23$  m ( $6,03 \text{ cm}^2$ ) e armadura de distribuição de  $2\phi 12$  ( $2,26 \text{ cm}^2$ ), enquanto no lado paralelo ao lado menor a armadura inferior será de  $11\phi 12 // 0,23$  m ( $12,44 \text{ cm}^2$ ) e uma armadura superior construtiva de  $10\phi 8$  ( $5,03 \text{ cm}^2$ ).

A fundação D irá apresentar no lado paralelo ao lado maior a armadura inferior de  $12\phi 12 // 0,17$  m ( $13,57 \text{ cm}^2$ ) e armadura de distribuição de  $4\phi 12$  ( $4,52 \text{ cm}^2$ ) e uma armadura superior de  $12\phi 12 // 0,17$  m ( $13,57 \text{ cm}^2$ ) e armadura de distribuição de  $4\phi 12$  ( $4,52 \text{ cm}^2$ ), enquanto no lado paralelo ao lado menor a armadura inferior será de  $15\phi 12 // 0,24$  m ( $16,96 \text{ cm}^2$ ) e uma armadura superior construtiva de  $7\phi 8$  ( $3,52 \text{ cm}^2$ ).

A fundação E irá apresentar no lado paralelo ao lado maior a armadura inferior de  $16\phi 12 // 0,23$  m ( $18,08 \text{ cm}^2$ ) e armadura de distribuição de  $4\phi 12$  ( $4,52 \text{ cm}^2$ ) e uma armadura superior de  $11\phi 12$  ( $12,44 \text{ cm}^2$ ) e armadura de distribuição de  $4\phi 12$  ( $4,52 \text{ cm}^2$ ), enquanto no lado paralelo ao lado menor a armadura inferior será de  $11\phi 12$  ( $12,44 \text{ cm}^2$ ) e uma armadura superior construtiva de  $7\phi 8$  ( $3,52 \text{ cm}^2$ ).

A Figura 3.10 ilustra a disposição construtiva das fundações A, B, C e D.

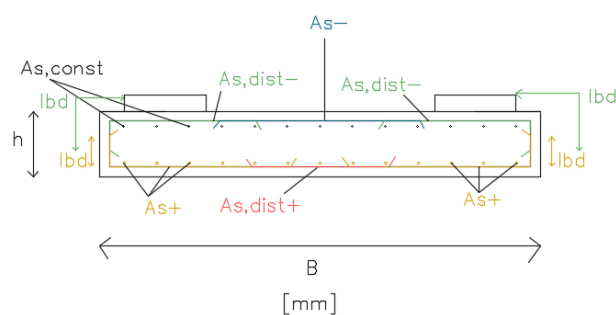


Figura 3.10 - Pormenor da disposição construtiva da armadura longitudinal nas fundações A, B, C e D

A Figura 3.11 ilustra a disposição construtiva da fundação E.

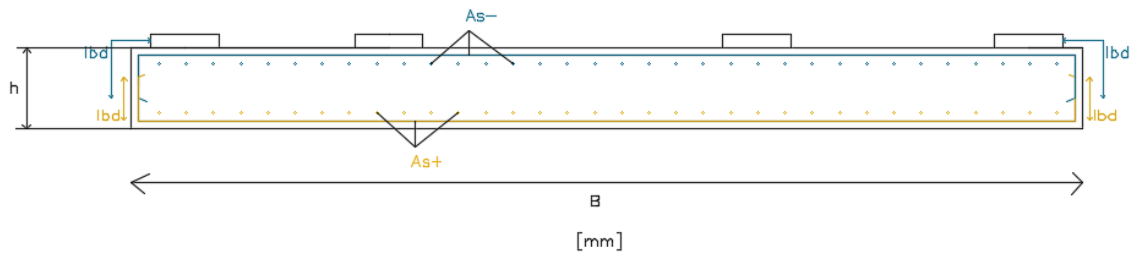


Figura 3.11 - Pormenor da disposição construtiva da armadura longitudinal da fundação E

O presente estudo apresentará plintos de várias dimensões. A Tabela 3.2 apresenta a dimensão dos plintos das diferentes fundações. Refere-se ainda que a dimensão dos plintos são definidas pela Verificação da Segurança ao Deslizamento da Fundação, bem como as dimensões das fundações. No Anexo II é possível observar esse comentário. A dimensão “b” corresponde à direção paralela à direção B das fundações, a dimensão “a” corresponde à direção paralela à direção A das fundações, e “h” corresponde à altura do plinto. De referir que serão em betão da classe C25/30.

Tabela 3.2 - Dimensões dos plintos

Plintos	b [m]	a [m]	h [m]
Fundação A	2,5	1,5	0,6
Fundação B	2,5	1	1
Fundação C	2,5	0,5	0,5
Fundação D	3,5	2	1,5
Fundação E	6,7	1	1

A ligação entre a fundação e o pilar será materializada através de chumbadouros e chapas. Em termos físicos, as fundações articuladas serão idênticas às fundações encastradas, apresentando menor quantidade de chumbadouros e menores diâmetros, e as chapas de ligação espessuras menores. As

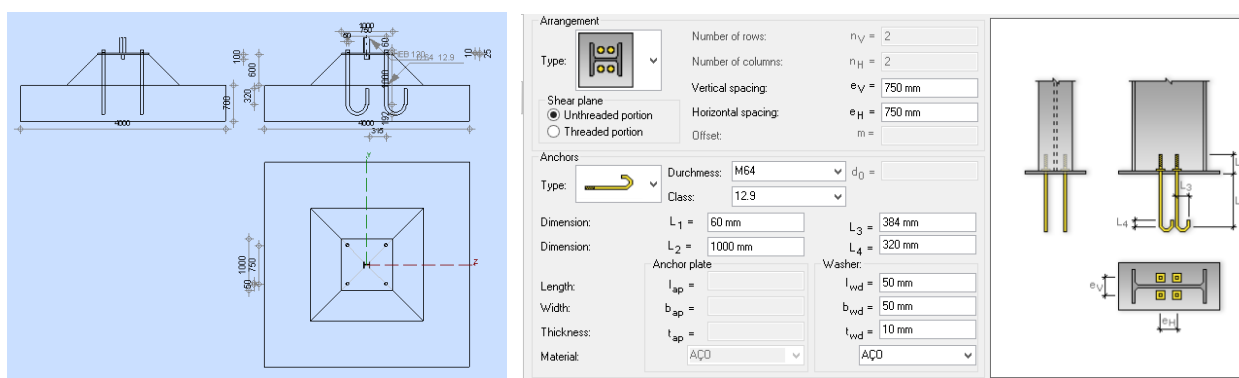
chapas de ligação irão pertencer à classe 275. Os chumbadouros e os parafusos de ligação serão da classe 8.8 e da classe 10.9, consoante sejam menos ou mais solicitados, respectivamente.

A orientação dos pilares será definida com base na direcção mais desfavorável da estrutura. A estrutura como se encontra bastante sujeita a deslocamentos na direcção Y, a direcção da maior inércia dos pilares, y, será definida na direcção Y da estrutura. Os dois pilares que descarregam na fundação B são HEB 180 e têm 3,36 metros de altura, os dois pilares que descarregam na fundação C são HEB 180 e têm 4,07 metros de altura, os dois pilares que descarregam na fundação D são HEB 260 e têm 6,73 metros de altura, e dos oito pilares que descarregam na fundação E, os quatro pilares que suportam a viga treliçada são HEB 200 e têm 9,7 metros de altura, e os restantes quatro pilares são HEB 240 e têm 11 metros de altura.

De seguida serão apresentados os pormenores das ligações pilar-fundação realizados automaticamente a partir do programa de cálculo. Será de salientar que as dimensões em planta das fundações serão as referidas anteriormente, e não as que se encontram nos pormenores. Refere-se também que existirá plinto entre a fundação e a base de cada pilar, com 30 centímetros de altura, em betão armado classe C25/30.

Assim sendo, as ligações dos pilares à sapata A serão através de chapa da classe S275 com dimensão em planta de 0,5 x 0,5 m e 25 milímetros de espessura, e 4 chumbadouros de 64 milímetros de diâmetro, classe 12.9.

A Figura 3.12 apresenta o pormenor da ligação dos pilares com a fundação A e as dimensões dos chumbadouros.



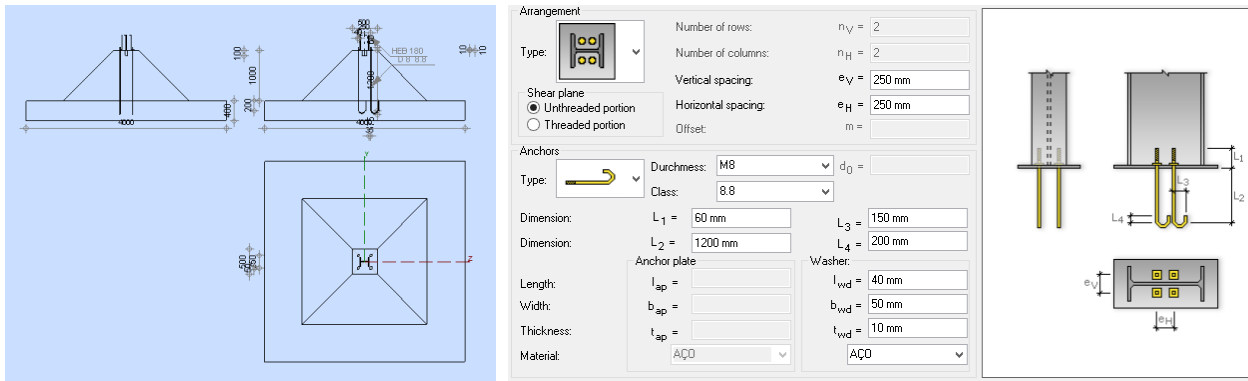
a) Pormenor da ligação pilar-fundação      b) Dimensões dos chumbadouros

Figura 3.12 - Ligação dos pilares à fundação A

### CAPÍTULO 3

As ligações dos pilares à sapata B serão através de chapa da classe S275 com dimensão em planta de 0,5 x 0,5 m e 10 milímetros de espessura, e 4 chumbadouros de 8 milímetros de diâmetro, classe 8.8.

A Figura 3.13 apresenta o pormenor da ligação dos pilares com a fundação B e as dimensões dos chumbadouros..

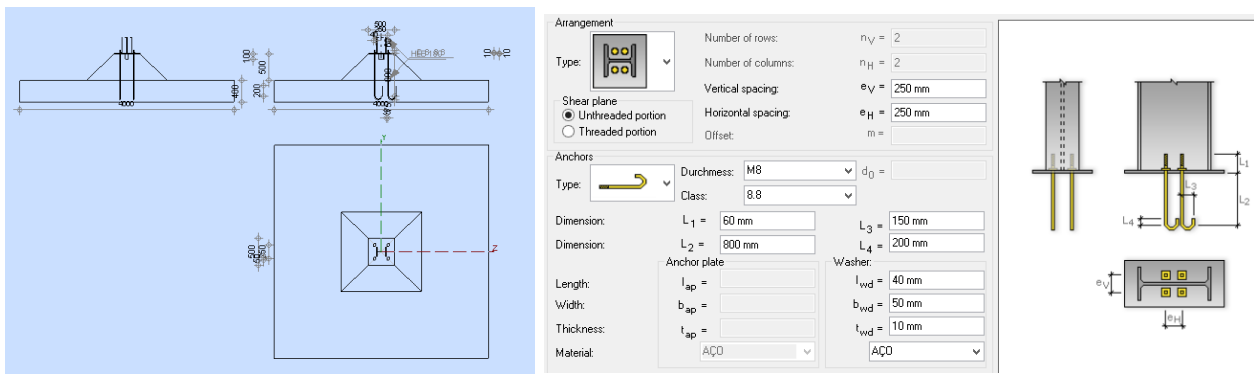


- a) Pormenor da ligação pilar-fundação      b) Dimensões dos chumbadouros

Figura 3.13 - Ligação dos pilares á fundação B

As ligações dos pilares à sapata C serão através de chapa da classe S275 com dimensão em planta de 0,5 x 0,5 m e 10 milímetros de espessura, e 4 chumbadouros de 8 milímetros de diâmetro, classe 8.8.

A Figura 3.14 apresenta o pormenor da ligação dos pilares com a fundação C e as dimensões dos chumbadouros.



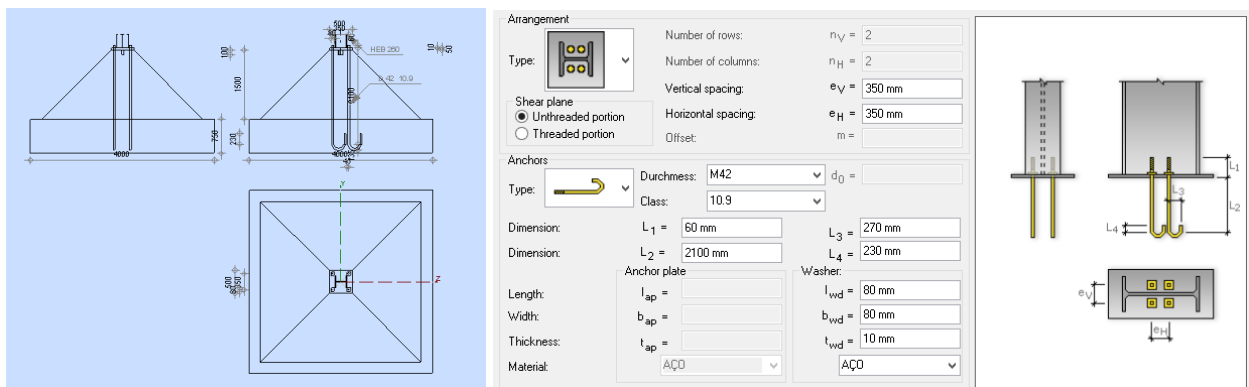
a) Pormenor da ligação pilar-fundação

b) Dimensões dos chumbadouros

Figura 3.14 - Ligação dos pilares à fundação C

As ligações dos pilares à sapata D serão através de chapa da classe S275 com dimensão em planta de 0,5 x 0,5 m e 50 milímetros de espessura, e 4 chumbadouros de 36 milímetros de diâmetro, classe 10.9.

A Figura 3.15 apresenta o pormenor da ligação dos pilares com a fundação D e as dimensões dos chumbadouros.



a) Pormenor da ligação pilar-fundação

b) Dimensões dos chumbadouros

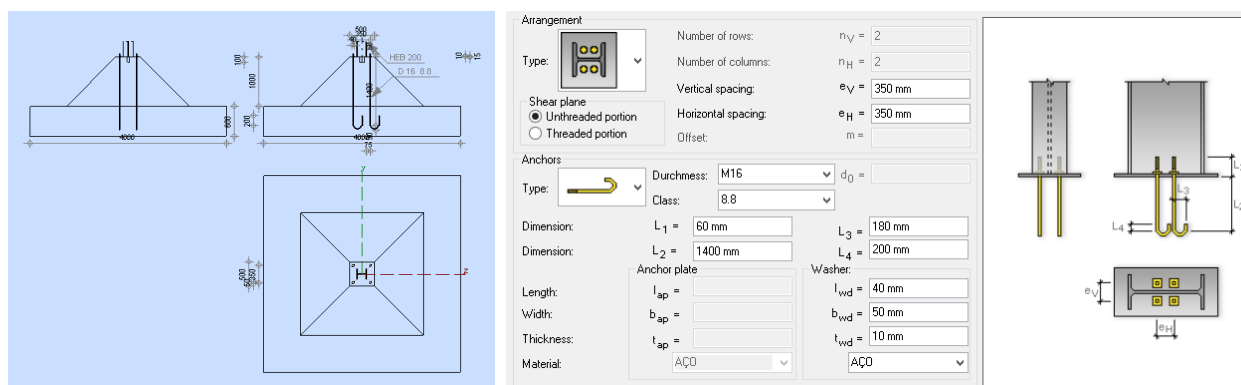
Figura 3.15 -Ligação dos pilares à fundação D

As ligações dos pilares à sapata E serão através de chapa da classe S275 com dimensão em planta de 0,5 x 0,5 m e a espessura será diferente de pilar para pilar, o diâmetro dos chumbadouros e a classe dos chumbadouros também será variável. Desta forma, estas descrições serão definidas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Elementos de ligação dos pilares à fundação E

Ponto	Espessura da chapa [mm]	Número de chumbadouros	Diâmetro dos chumbadouros [mm]	Classe dos chumbadouros
9000	15	4	16	8.8
9003	30	4	20	10.9
9009	15	4	16	8.8
9150	15	4	16	8.8
9002	10	4	18	8.8
9001	25	4	24	8.8
8994	25	4	16	8.8
8996	25	4	24	8.8
9063	5	2	6	8.8
9062	5	2	6	8.8

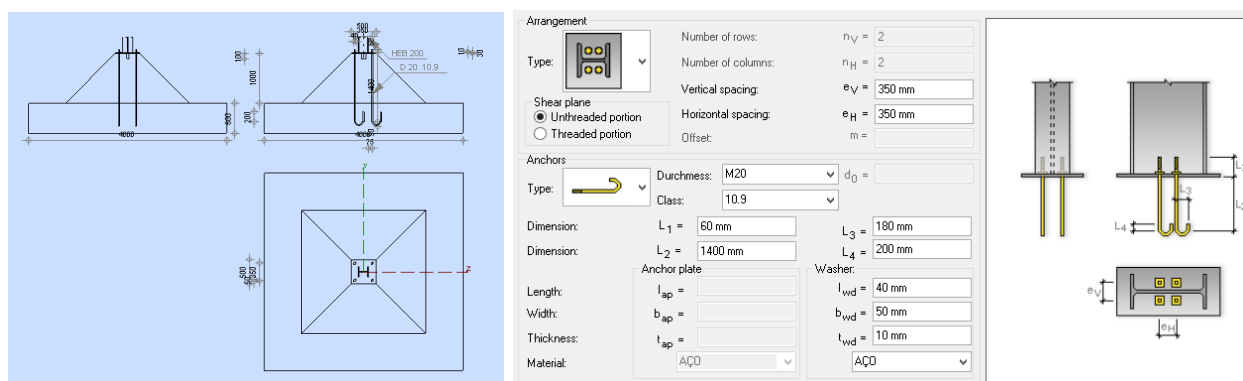
As figuras que se apresentam de seguida irão apresentar os pormenores de ligação dos diferentes nós dos pilares à fundação E, e as respectivas dimensões dos chumbadouros de cada ligação.



a) Pormenor da ligação do pilar à fundação E

b) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

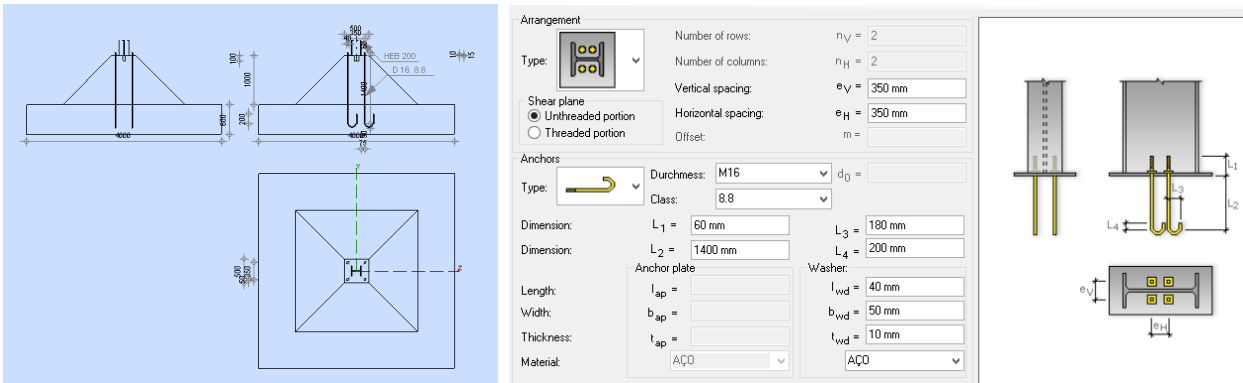
Figura 3.16 - Ligação do nó 9000



a) Pormenor da ligação do pilar à fundação E

b) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

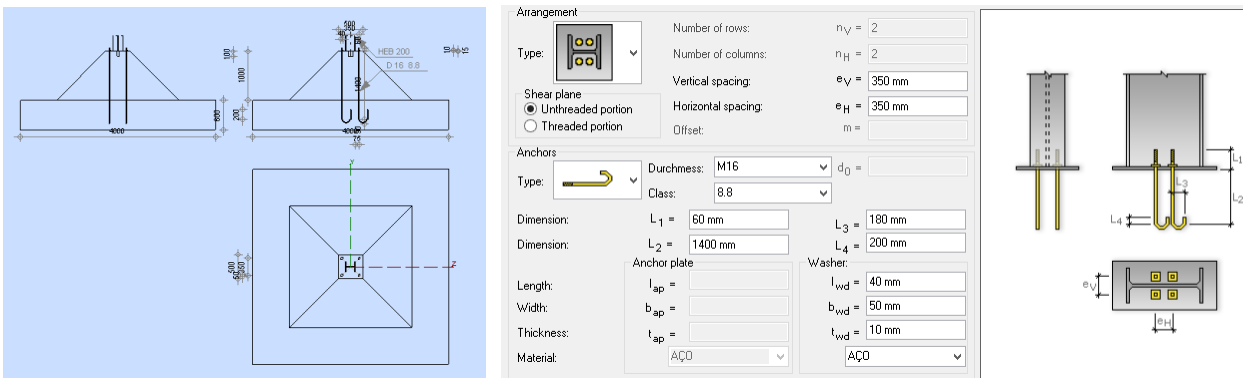
Figura 3.17 - Ligação do nó 9003



c) Pormenor da ligação do pilar à fundação E

d) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

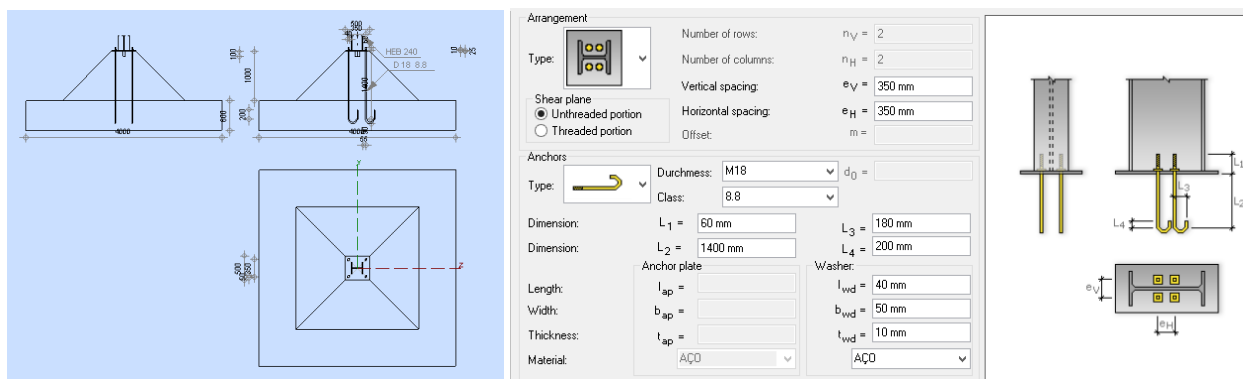
Figura 3.18 - Ligação do nó 9009



a) Pormenor da ligação do pilar à fundação E

b) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

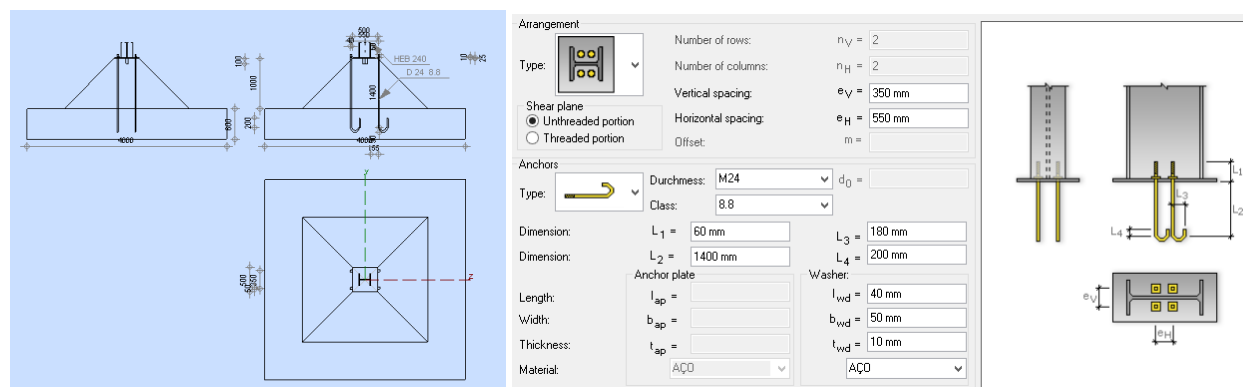
Figura 3.19 – Ligação do nó 9150



a) Pormenor da ligação do pilar à fundação E

b) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

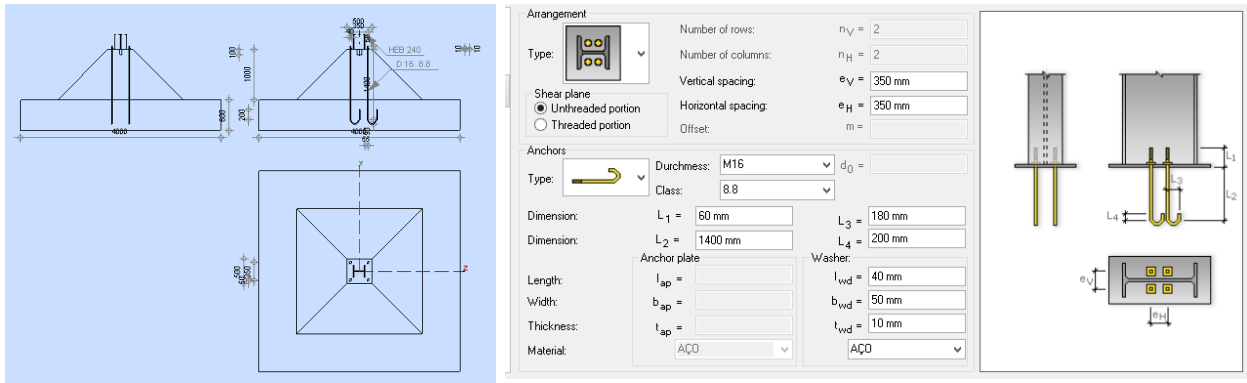
Figura 3.20 – Ligação do nó 9002



a) Pormenor da ligação do pilar à fundação E

b) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

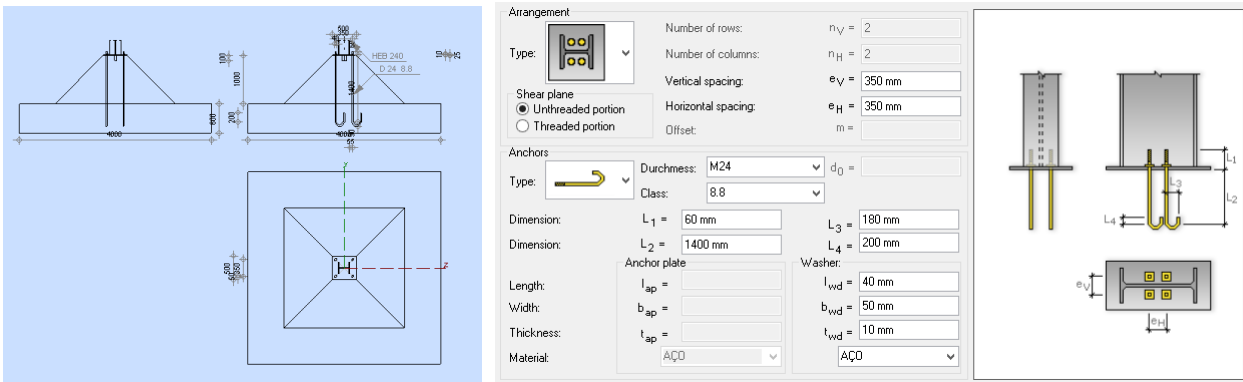
Figura 3.21 - Ligação do nó 9001



a) Pormenor da ligação do pilar à fundação E

b) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

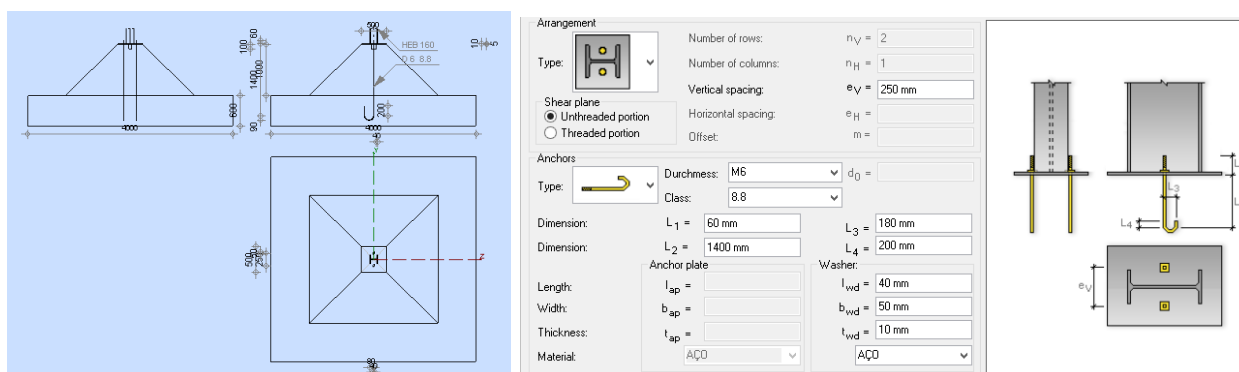
Figura 3.22 - Ligação do nó 8994



a) Pormenor da ligação do pilar à fundação E

b) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

Figura 3.23 - Ligação do nó 8996



- a) Pormenor da ligação do pilar à fundação E      b) Dimensões dos chumbadouros que ligam o pilar à fundação E

Figura 3.24 - Ligação do nó 9062 e do nó 9063

Relativamente à viga treliçada será constituída por duas cordas inferiores, duas cordas superiores, montantes afastados entre si a 3 metros, diagonais afastadas também a 3 metros, travessas inferiores e superiores espaçadas a 3 metros, e travessas inferiores cruzadas e travessas superiores cruzadas.

Da esquerda para a direita, as cordas superiores e inferiores do primeiro tramo até ao quarto serão em HEB 140, HEB 140, HEB 160 e HEB 180. As travessas superiores e as cruzadas superiores serão em HEB 120 nos primeiros três tramos. No último tramo serão em HEB 140. As travessas inferiores e as cruzadas serão em HEB 120 no primeiro tramo, HEB 140 no segundo, HEB 160 no terceiro, e HEB 180 no quarto.

De referir que o comprimento das cordas será de 6,81 metros, 6,01 metros, 24,02 metros, e 42 metros, com uma projecção horizontal de 6 metros, 6 metros, 24 metros e 39 metros, respectivamente.

As ligações entre a treliça e os pilares da fundação B serão feitas através de chapa da classe 275, com espessura de 12 milímetros e dimensão em planta de 0,18 x 0,18 metros. Irá apresentar 4 parafusos da classe 8.8, e de diâmetro 20 milímetros. A Figura 3.25 apresenta os pormenores construtivos.

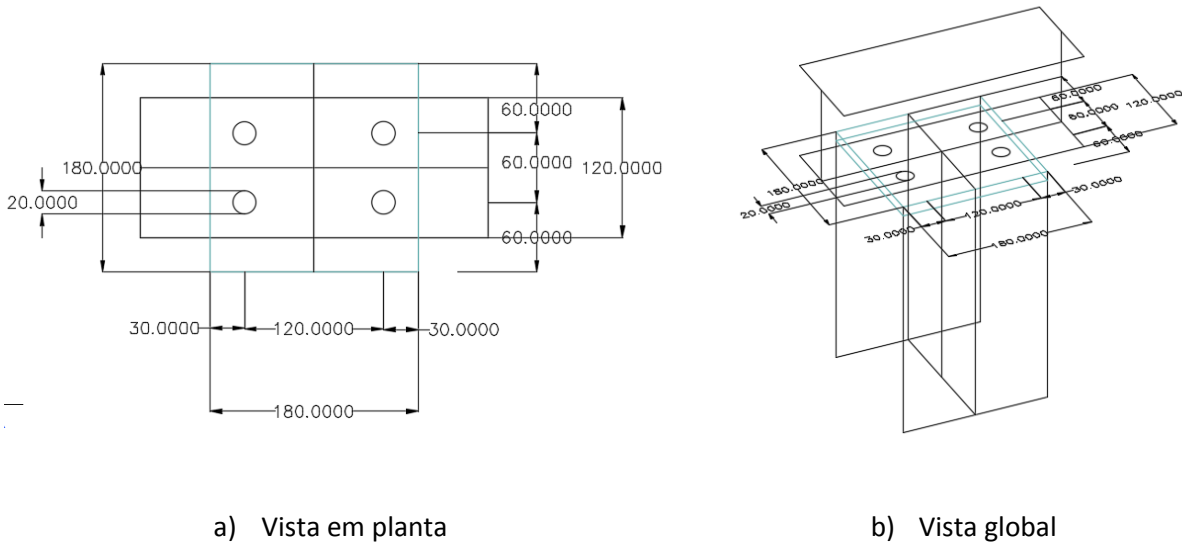


Figura 3.25 - Pormenor construtivo da ligação dos pilares da fundação B com as cordas inferiores da treliça

As ligações entre a treliça e os pilares da fundação C serão feitas através de chapa da classe 275, com espessura de 12 milímetros e dimensão em planta de 0,18 x 0,18 metros. Irá apresentar 4 parafusos da classe 8.8, e de diâmetro 16 milímetros. A Figura 3.26 apresenta os pormenores construtivos.

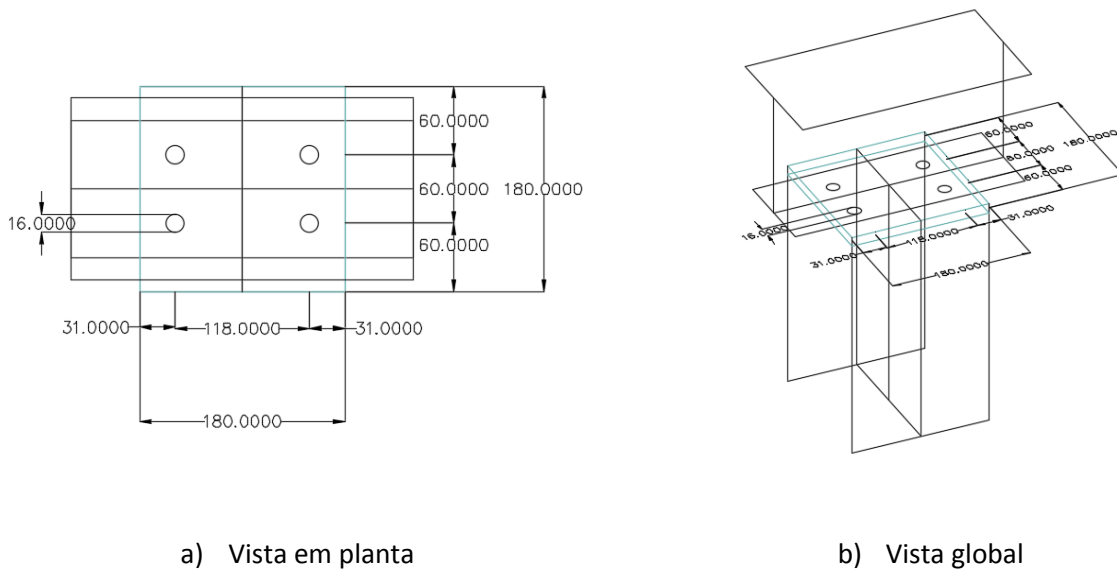


Figura 3.26 - Pormenor construtivo da ligação dos pilares da fundação C com as cordas inferiores da treliça

As ligações entre a treliça e os pilares da fundação D serão feitas através de chapa da classe 275, com espessura de 15 milímetros e dimensão em planta de 0,26 x 0,26 metros. Irá apresentar 4 parafusos da classe 8.8, e de diâmetro 24 milímetros. A Figura 3.27 apresenta os pormenores construtivos.

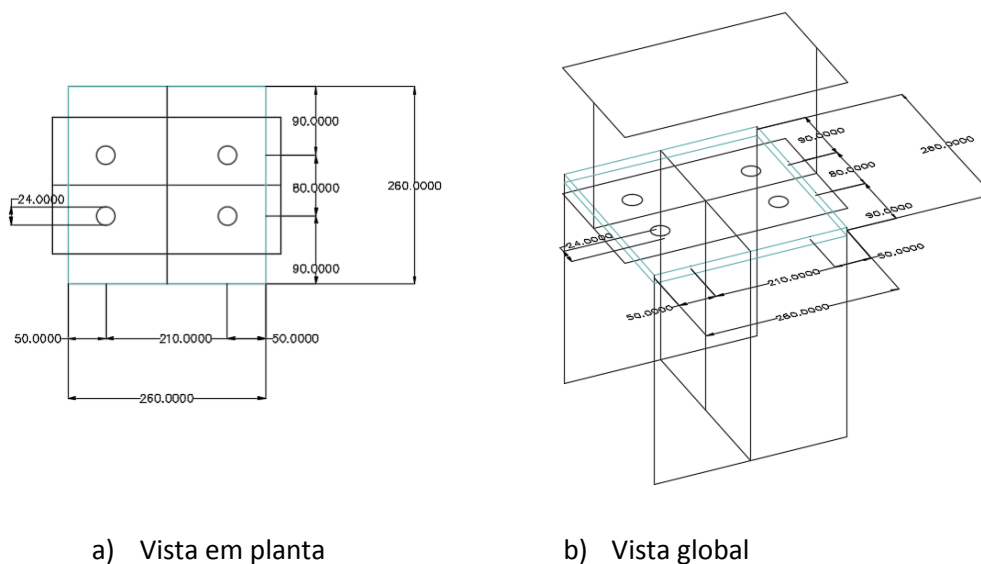


Figura 3.27 - Pormenor construtivo da ligação dos pilares da fundação D às cordas inferiores da treliça

As ligações entre a treliça e os pilares da fundação E serão feitas através de chapa da classe 275, com espessura de 14 milímetros e dimensão em planta de 0,20 x 0,20 metros. Irá apresentar 8 parafusos da classe 10.9, e de diâmetro 24 milímetros. A Figura 3.28 apresenta os pormenores construtivos.

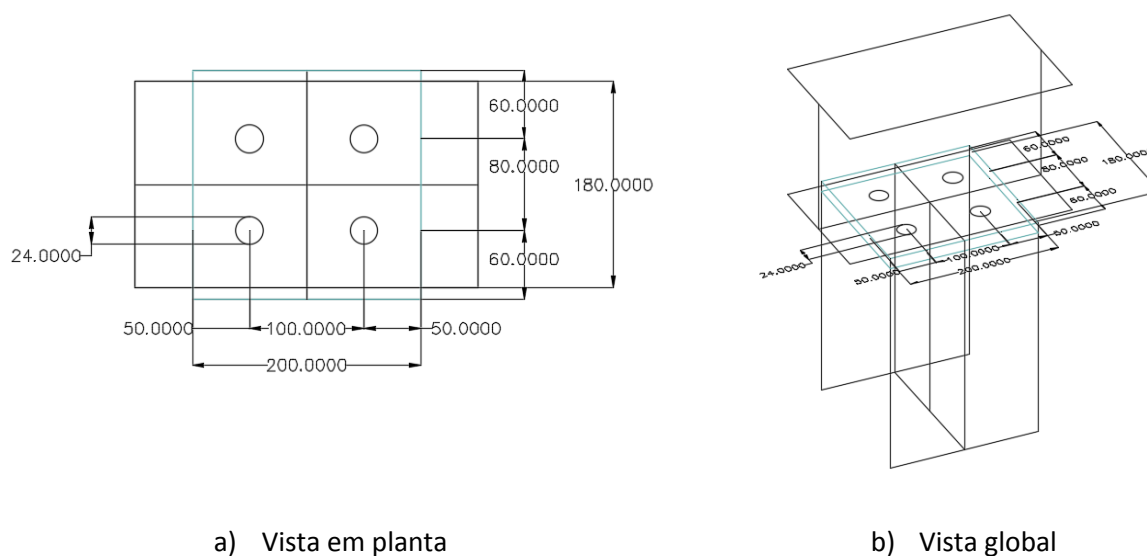
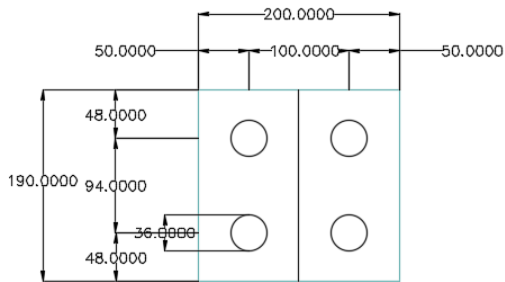
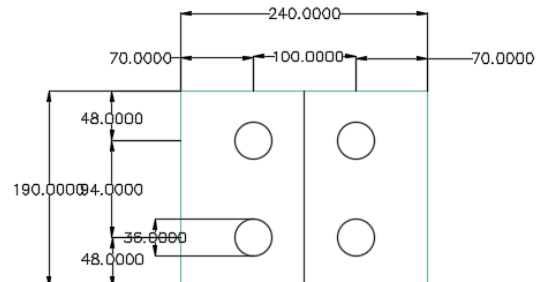


Figura 3.28 - Pormenor da ligação dos pilares da fundação E às cordas inferiores da treliça

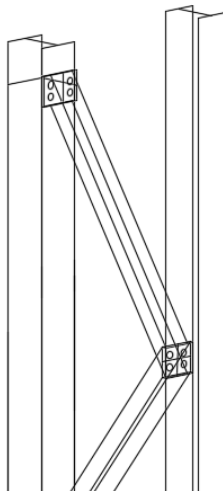
A ligação das madres existentes entre os pilares da caixa de escadas será feita através de chapa da classe 275, com espessura de 20 milímetros e dimensão em planta de 0,19 x 0,20 metros nos pilares HEB 200, e 0,16 x 0,24 nos pilares HEB 240. Irá apresentar 4 parafusos da classe 10.9, e de diâmetro 36 milímetros. A Figura 3.29 apresenta os pormenores construtivos das ligações das madres.



a) Vista em planta do pormenor da ligação da madre ao pilar HEB 200



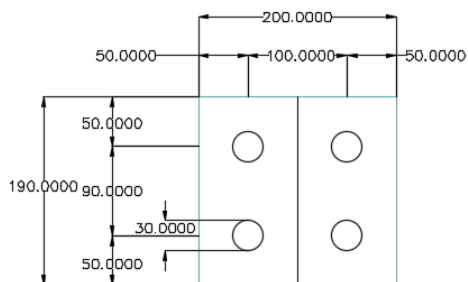
b) Vista em planta do pormenor da ligação da madre ao pilar HEB 240



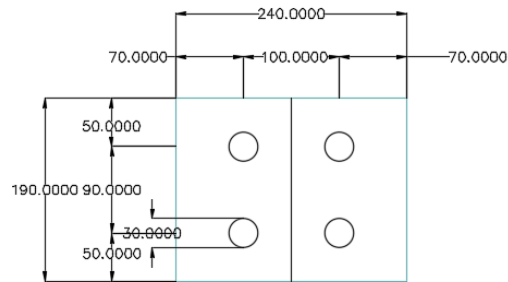
c) Vista global das ligações das madres

Figura 3.29 - Pormenores construtivos das ligações das madres

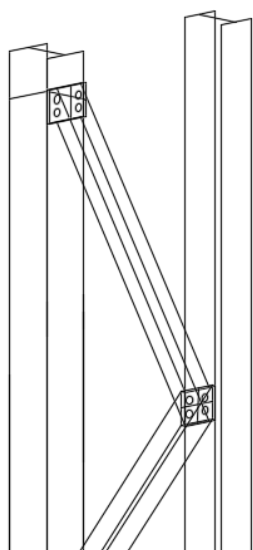
A ligação dos lanços de escada existentes entre os pilares da caixa de escadas será feita através de chapa da classe 275, com espessura de 14 milímetros e dimensão em planta de 0,19 x 0,20 metros nos pilares HEB 200, e 0,16 x 0,24 nos pilares HEB 240. Irá apresentar 4 parafusos da classe 10.9, e de diâmetro 30 milímetros. A Figura 3.30 apresenta os pormenores construtivos das ligações das madres.



a) Vista em planta do pormenor da ligação da madre ao pilar HEB 200



b) Vista em planta do pormenor da ligação da madre ao pilar HEB 240



c) Vista global dos lanços de escada

Figura 3.30 – Pormenores Construtivos das Ligações dos lanços de escada

O presente estudo irá considerar as emendas a serem definidas ao longo da estrutura. Contabilizando a partir do lado da empresa, a estrutura será dividida em 5 tramos, tendo cada um deles, 24 metros, 8 metros, 21 metros, 14 metros e 14 metros, respectivamente. Por conseguinte, e de forma a ligar os 5 tramos serão definidas 4 emendas.

As emendas na estrutura, ao longo das cordas superiores e inferiores serão feitas através de chapas colocadas nas almas dos perfis e nos banzos, de forma a ser feita a ligação aparafusada. Desta forma, a continuidade dos perfis será feita através de duas chapas da classe S275 de 20 milímetros colocadas na alma dos perfis, e de 4 parafusos da classe 10.9 e diâmetro 30 milímetros no tramo de 42 metros, e diâmetro de 42 milímetros nas restantes emendas. Nos banzos dos perfis será colocada uma chapa de

25 milímetros da classe S275, do lado exterior dos perfis, através de 4 parafusos de diâmetro 24 milímetros da classe 10.9, em todas as emendas.

A Figura 3.31 ilustra o esquema tipo da ligação aparafusada nas emendas entre as cordas da estrutura que será usada.

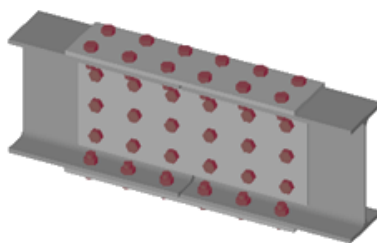


Figura 3.31 - Vista das emendas entre as cordas, [página “CSI Portugal”]

De referir, que todas as outras ligações da estrutura, assim como a ligação das cordas de secções diferentes será feita através de ligações soldadas.

Das dificuldades apresentam-se: limitação do comprimento das peças em fabrico, os locais de emenda das treliças, e os momentos flectores das cordas. O local das emendas não poderia passar pelos nós, de forma a não interferir nas propriedades de resistência da treliça, tendo em consideração o momento fletor da peça. Assim sendo, as opções dos locais poderiam ser vários, exceto a meio vão, local onde o momento fletor é máximo.

No que toca à montagem da estrutura, deverão ser tidas em consideração todos os elementos a serem ligados, e a sua sequência. Para isso, o seu fabrico deverá ser devidamente analisado, para uma montagem posterior rápida e eficaz, visto que a sua montagem implicará a interrupção do trânsito, no local.

De referir que no Anexo V se apresenta a estimativa de custo da presente passagem superior pedonal, a qual apresenta um valor de aproximadamente 220.000 euros.

### 3.3 QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

Para o cálculo da estrutura serão consideradas as ações permanentes e as ações variáveis. As ações permanentes são o peso próprio da estrutura e dos revestimentos. As ações variáveis consideradas são a sobrecarga, a ação do vento, a ação da neve, a ação da variação da temperatura, a ação do sismo, e a

ação dinâmica provocada pelos peões. Relativamente à verificação à fadiga, segundo a EN 1995-2 (6.2), as passagens superiores pedonais encontram-se dispensadas.

### 3.3.1 Ações Permanentes

Como ações permanentes serão considerados o peso próprio da estrutura e os revestimentos. O peso próprio será gerado automaticamente através do Robot Structural Analysis, e os revestimentos foram definidos como  $0,0096 \text{ kN/m}^2$  para o policarbonato perfilado de 0,8 milímetros, e  $0,0451 \text{ kN/m}^2$  para a chapa metálica perfilada EP1 272 30 de 0,5 milímetros.

Posteriormente, foram devidamente introduzidos os valores relativos aos revestimentos na cobertura, no pavimento e nas laterais da estrutura, sem esquecer que nas laterais foram considerados 2 metros de altura de chapa e 1 metro de altura de policarbonato. De referir, que na caixa de escadas, a altura entre patamares não chega a 3 metros como na viga treliçada, no entanto, foram considerados os mesmos valores de revestimento.

### 3.3.2 Sobrecarga

Segundo o ponto 5.3.2.1, da NP EN 1991-3: 1994, referente às cargas de tráfego em pontes pedonais, deverá ser considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída com um valor característico de  $5 \text{ kN/m}^2$  no pavimento e nas posições mais desfavoráveis, caso haja multidão.

Caso não seja expectável a existência de multidões, é possível reduzir o valor da sobrecarga em função do vão, considerando os valores indicados no gráfico da Figura 3.32.

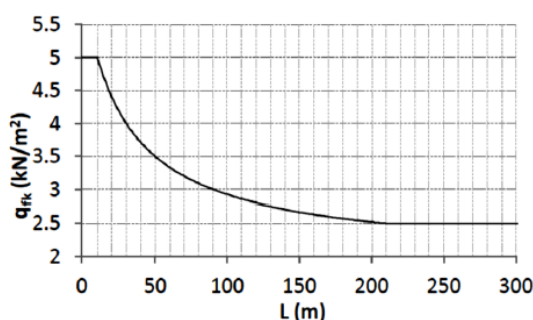


Figura 3.32 - Sobrecarga a considerar, em caso de não haver multidão, [NP EN 1991-3: 1994]

Em alternativa, também é possível através da expressão (3.1) chegar a valores aproximados ao do gráfico apresentado na Figura 3.32, onde L representa o comprimento do vão em metros.

$$q_{fk} = 2 + \frac{120}{L+30} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (3.1)$$

De referir que nos vãos com comprimento inferior a 10 metros o valor da sobrecarga será de  $5 \text{ kN/m}^2$ , tal como se encontra representado na Figura 3.32.

Na Tabela 3.4 resume-se os diferentes valores da sobrecarga considerados nos diferentes vãos da estrutura.

Tabela 3.4: Valores da sobrecarga nos diferentes vãos

$q_{fk} = 2 + (120 / (L+30))$ [kN/m <sup>2</sup> ]				
Vão [m]	6	6	24	42
q <sub>fk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	5	5	4,22	3,94

Assim sendo, no dimensionamento da estrutura será considerada a atuação de uma sobrecarga no primeiro e segundo tramos no valor de  $5 \text{ kN/m}^2$ , no terceiro no valor de  $4,22 \text{ kN/m}^2$ , e no último, nos patamares e nos lanços de escadas no valor de  $3,94 \text{ kN/m}^2$ .

A alternância da sobrecarga será considerada para o dimensionamento da estrutura, de forma a identificar a posição da sobrecarga mais desfavorável para a estrutura. Foram colocadas em vãos alternados pares e ímpares e em sequência em vãos adjacentes a cada um dos apoios.

No presente caso de estudo não foi considerada a ação da sobrecarga na cobertura, no entanto deveria ter sido considerada com um valor de  $0,3 \text{ kN/m}^2$ , correspondente a uma cobertura não acessível. Apesar disto, como foi considerada a ação da neve na cobertura (subcapítulo 3.3.5) em que o valor é de  $0,275 \text{ kN/m}^2$ , as verificações da segurança da estrutura não se encontram condicionadas.

### 3.3.3 Variação de Temperatura

A ação variável da temperatura será considerada com base na NP EN 1991-1-5: 2009, referente a ações térmicas.

A ação da temperatura sobre uma estrutura actua diretamente sobre o material exposto, e indiretamente sobre a estrutura. Segundo ensaios laboratoriais em provetes de aço sujeitos à tração, verificou-se que com o aumento da variação da temperatura, o material apresentava maior ductilidade e menor resistência. E com a diminuição da variação da temperatura, o material apresentava um

comportamento frágil, apresentando alguns casos de rotura frágil, sem apresentar nenhuma deformação plástica.

Após interpretação dos resultados dos ensaios laboratoriais, é possível concluir que a variação de temperatura afeta o comportamento físico do material. Para além do comportamento físico do material, altera também o seu comportamento químico, aumentando a velocidade das reações químicas que provocam a corrosão do aço.

Assim sendo, para efeitos de quantificação de variações de temperatura, segundo o ponto 6.1.1(1), da NP EN 1991-1-5 2009, como o tabuleiro da Passagem Superior Pedonal será em aço, o tipo de tabuleiro será do Tipo 1.

Através do Zonamento Térmico para as condições de Inverno, segundo o quadro NA.I, do Anexo Nacional NA, Braga enquadra-se na Zona A, em que a temperatura mínima,  $T_{mín}$ , a ser considerada será de  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Através do Zonamento Térmico para as condições de Verão, segundo o quadro NA.II, do Anexo Nacional NA, Braga enquadra-se na Zona B, em que a temperatura máxima,  $T_{máx}$ , a ser considerada será de  $40\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

A temperatura inicial de um elemento estrutural,  $T_0$ , segundo o Anexo Nacional, é considerada  $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ , que corresponde à temperatura média do ar no local da obra, na falta de dados relativos à temperatura média do local, que é o caso.

Segundo a alínea c) NA-6.1.3.1(4), a **Variação Uniforme de Temperatura**, as ações da temperatura dividem-se em duas: a diminuição da temperatura, que irá provocar a contração da peça,  $\Delta T_{N,contração}$ , e o aumento da temperatura, que irá provocar a expansão da peça,  $\Delta T_{N,expansão}$ . Estas duas ações podem ser quantificadas através das seguintes expressões relativas à Abordagem 1, para o tipo de estruturas 1 (em aço).

Para o cálculo da variação de temperatura uniforme, serão utilizadas as expressões (3.2), (3.3), (3.4) e (3.5).

$$\Delta T_{N,contração} = T_0 - T_{e,mín} \quad (3.2)$$

$$\leftrightarrow \Delta T_{N,contração} = 15 - -15 = 30\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,expansão} = T_{e,máx} - T_0 \quad (3.3)$$

$$\leftrightarrow \Delta T_{N,expansão} = 55 - 15 = 40\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,mín} = T_{mín} - 10\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (3.4)$$

$$\leftrightarrow T_{e,mín} = -5 - 10 = -15\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,máx} = T_{máx} + 15\text{ }^{\circ}\text{C} \quad (3.5)$$

$$\leftrightarrow T_{e,máx} = 40 + 15 = 55\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Assim sendo, os valores a serem utilizados para a variação da temperatura, serão  $-30^{\circ}\text{C}$ , e  $40^{\circ}\text{C}$ , referentes à variação de temperatura uniforme, em toda a estrutura.

### 3.3.4 Vento

A ação do vento manifesta-se através de ondulação, e ressonância da estrutura, podendo levar ao colapso da estrutura. Desta forma, será devidamente considerada nas diferentes direções X, Y e Z, e nos respectivos sentidos positivos e negativos. De referir, que a ação do vento também será considerada nos pilares, mas apenas na direção mais desfavorável, isto é, na direção Y+ e Y-.

Para o cálculo da ação do vento irá proceder-se à definição do zonamento do território, da rugosidade aerodinâmica do terreno, da velocidade do vento e pressão dinâmica, da velocidade média do vento, e da pressão dinâmica de pico.

Segundo a NP EN 1991-4: 2010, secção 8, referente às ações do vento em pontes, como o vão do tabuleiro é inferior a 125 metros, não será necessário utilizar um procedimento de cálculo de resposta dinâmica, poderá considerar-se  $c_s$  e  $c_d$  como valor unitário. Em que  $c_s$  corresponde ao efeito de redução devido à não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície de construção, e  $c_d$  corresponde ao efeito de majoração associado às vibrações da estrutura devidas à turbulência do vento.

O ponto 3.5 (2) da referida norma define que a resposta aéreo-elástica deverá ser tida em conta no caso de estruturas flexíveis, tais como pontes e passagens superiores. Assim sendo, a resposta aéreo-elástica deverá ser verificada.

#### Zonamento do território

Como a cidade de Braga se situa a uma altitude que varia entre os 20 e os 572 metros, e a freguesia de Celeirós encontra-se a 136 metros de altitude, enquadra-se na Zona A. Assim sendo, segundo o Quadro NA.I, o valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , é de 27 m/s, que equivale a 97 km/h. No presente caso, irá considerar-se o Período de Retorno,  $T_R$ , de 50 anos.

#### Rugosidade aerodinâmica do terreno

O terreno, segundo a Tabela 3.4, irá pertencer à Categoria III, em que o comprimento de rugosidade,  $z_0$ , é de 0,3 metros, e a altura mínima,  $z_{\text{mín}}$ , a ser considerada é de 5 metros.

A Tabela 3.5 relaciona a categoria do terreno com os parâmetros referidos anteriormente.

Tabela 3.5- Categoria de terreno e respectivos parâmetros,  
[ NP EN 1991-4: 2010]

Categoria de terreno	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar	0,003	1
I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	2
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	5
IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	10
NOTA: As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.		

### Velocidade do vento e pressão dinâmica

Após definido o zonamento do território e a categoria do terreno, é possível determinar a velocidade de referência do vento,  $v_b$ , através da expressão (3.6).

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (3.6)$$

Onde:

$c_{dir}$  - coeficiente relacionado com a direcção do vento, sendo por norma,  $c_{dir} = 1$ ;

$c_{season}$  - coeficiente de sazão, sendo por norma,  $c_{season} = 1$ .

Assim sendo, a velocidade de referência do vento,  $v_b$ , será de 27 m/s.

### Ações do vento no tabuleiro

Segundo o ponto 8.1(3) da NP EN 1991-1-4 2010, as forças produzidas pelo vento na direcção X e Y não deverão ser consideradas em simultâneo. No entanto, as forças produzidas na direcção Z, caso sejam desfavoráveis e significativas, deverão ser consideradas em conjunto com uma das outras duas forças. Esta regra será tida em consideração nas diferentes combinações de ações.

A Figura 3.33 apresenta as diferentes direcções da ação do vento no tabuleiro, segundo a NP EN 1991-1-4 2010.

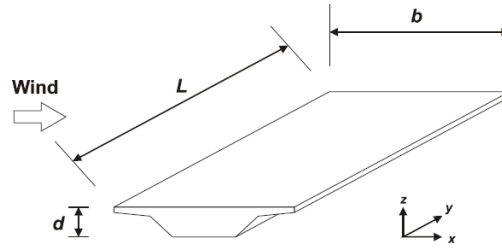


Figura 3.33 - Direções da ação do vento,

[NP EN 1991-4: 2010]

As forças atuantes na direção do vento X, que são as mais correntes, serão calculadas segundo a expressão (3.7).

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_{b,0}^2 \times C \times A_{ref,x} \quad (3.7)$$

Onde:

$\rho$  – massa volúmica do ar, que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso. O valor recomendado é  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ;

$v_{b,0}$  - valor básico da velocidade de referência do vento, de 27 m/s;

$C$  - coeficiente de força do vento;

$$C = c_e(z_e) \times c_{f,x} \quad (3.8)$$

$c_e(z_e)$  - coeficiente de exposição, expresso através do gráfico presente no NA-4.5(1) da EN NP 1991-1-4;

$c_{f,x}$  – coeficiente de força para as ações do vento no tabuleiro, na direção x;

A Figura 3.34 apresenta o gráfico que relaciona a altura da estrutura, em metros, com o coeficiente de exposição.

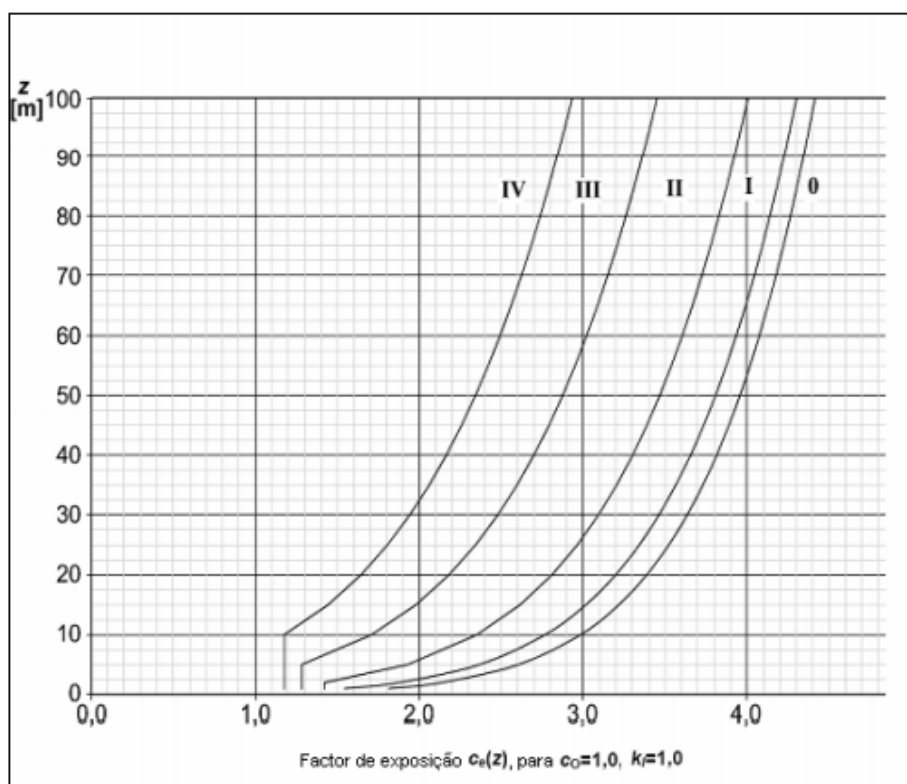


Figura 3.34 - Coeficiente de exposição,  $z_e$ , [NP EN 1991-4: 2010]

Através da consulta da Figura 5.6, considerando o tipo de terreno III e a altura de 7,46 metros, é possível chegar ao coeficiente de exposição,  $c_e(z)$ , de 1,6 aproximadamente. O valor de  $c_e(z_e)$  no presente relatório será igual a  $c_e(z)$ , uma vez que a altura de referência foi igual à altura livre da estrutura.

A altura de referência,  $z_e$ , será considerada a distância desde o nível mais baixo do solo até à parte inferior do tabuleiro, como se ilustra na figura 6.4.4.2. No entanto, no presente caso, como se trata de uma estrada, o  $z_e$  será de 7,46 metros, visto que 7 metros é a altura mínima que deverá ser conservada entre a via e a Passagem Superior Pedonal, como já foi referido anteriormente.

A Figura 3.35 representa a altura de referência.

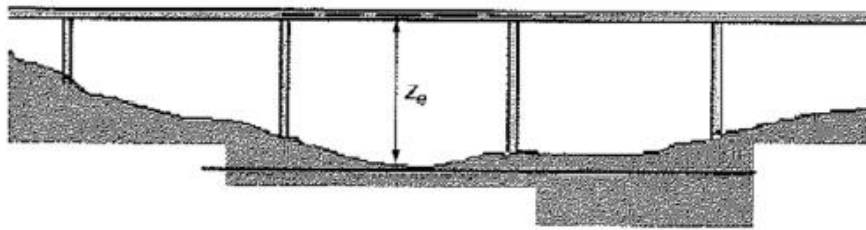


Figura 3.35 - Altura de referência,  $z_e$ , [NP EN 1991-4: 2010]

Para a determinação do valor do coeficiente de força,  $c_{f,0}$ , foi consultada a Figura 5.8, retirada da EN NP 1991-1-4, que apresenta um gráfico de dupla entrada, consoante o esquema da estrutura exposta à ação do vento e o índice de cheios,  $\varphi$ .

De referir que estas tabelas se encontram no ponto relativo a estruturas treliçadas, apesar da estrutura se encontrar toda revestida com chapa e policarbonato, a ação a ser considerada deverá ser considerada a atuar na estrutura, e não segundo os revestimentos. Esta opção teve como justificação o facto da própria estrutura ao ser treliçada e não contínua, a sua resistência não será tão elevada. O facto do cálculo da ação do vento ter sido considerada como treliça, no programa de cálculo, a ação da pressão do vento será distribuída nos revestimentos, que por sua vez irão descarregar nas barras, tal como será visível através da distribuição das cargas dos revestimentos, tal como se apresenta na Figura 3.36.

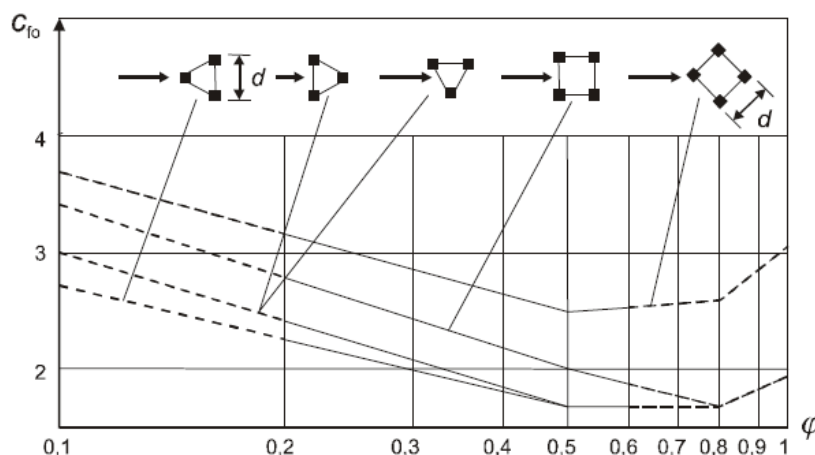


Figura 3.36 - Coeficiente de força para uma estrutura treliçada espacial constituída por perfis de secção angulosa, em função do índice de cheios, [NP EN 1991-4: 2010]

A consulta do gráfico da Figura 5.8 foi feita através do valor de índice de cheios,  $\varphi$ , que deu um valor aproximado de 0,24, e com a recta correspondente à representação gráfica quadrada, obteve-se um coeficiente de força,  $c_{f,0}$ , aproximado de 2,8.

O índice de cheios,  $\varphi$ , por sua vez, é obtido através da expressão (3.9).

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (3.9)$$

Onde:

$\varphi$  – índice de cheios;

$A$  – soma das áreas das projecções no plano da face, perpendicularmente a esse plano;

$A_c$  – Área limitada pelo contorno da face em projecção normal à mesma.

Assim sendo, o índice de cheios,  $\varphi$ , será de 0,24.

Para a determinação do coeficiente de efeitos de extremidade,  $\psi_\lambda$ , procedeu-se ao cálculo da esbelteza,  $\lambda$ , através das expressões (3.10) e (3.11), que apresenta as expressões para elementos com secção poligonal, perfis com arestas vivas e estruturas treliçadas.

$$\text{Para } l \geq 50 \text{ m:} \quad \lambda \leq \begin{cases} 1,4 & l/b \\ 70 & \end{cases} \quad (3.10)$$

$$\text{Para } l < 15 \text{ m:} \quad \lambda \leq \begin{cases} 2 & l/b \\ 70 & \end{cases} \quad (3.11)$$

Onde:

$l$  – maior dimensão do elemento;

$b$  – menor dimensão do elemento.

No presente caso, foi considerado o vão total da estrutura, de forma a uniformizar a ação do vento, em termos de pressão.

Assim sendo, utilizaram-se as expressões relativas a um comprimento superior a 50 metros, visto que a estrutura apresenta 78 metros de comprimento. Assim sendo, o valor da esbelteza,  $\lambda$ , de 35.

O coeficiente de força,  $c_f$ , segundo o ponto 7.11 da EN 1991-1-4 2010, para estruturas treliçadas de cordas paralelas, e o ponto 7.7 para elementos estruturais de secção com arestas vivas, é calculado através da expressão (3.12).

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (3.12)$$

Onde:

$c_f$  – coeficiente de força;

$c_{f,0}$  – coeficiente de força para estruturas treliçadas sem efeitos de extremidade;

$\psi_\lambda$  – coeficiente de efeito de extremidade.

Assim sendo, o coeficiente de força,  $c_f$ , será de 2,66.

Para obter o coeficiente de efeito de extremidade,  $\psi_\lambda$ , consultou-se o gráfico apresentado na Figura 3.37 com o valor da esbelteza,  $\lambda$ , de 35, e o valor de índice de cheios,  $\varphi$ , de 0,24. Com a dos referidos valores chegou-se a um coeficiente de efeito de extremidade de 0,95, aproximadamente.

A Figura 3.37 relaciona o coeficiente de efeito de extremidade com o valor da esbelteza.

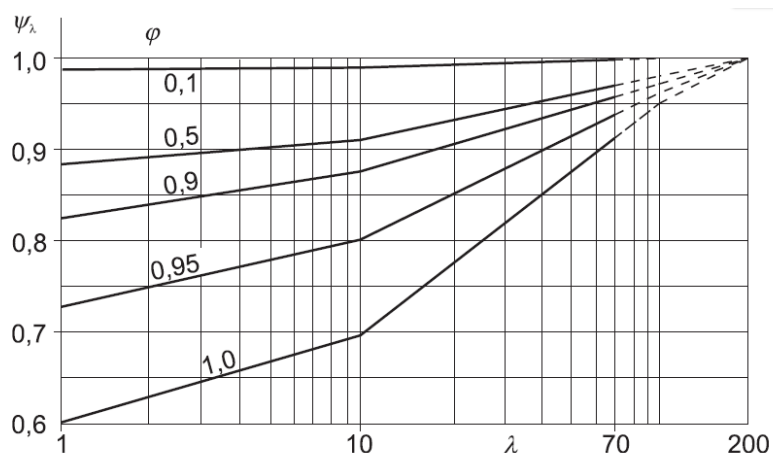


Figura 3.37 - Valores indicativos do coeficiente de efeito de extremidade, em função do índice de cheios e da esbelteza,

[NP EN 1991-4: 2010]

Relativamente aos cálculos da força do vento sobre a estrutura, será relevante mencionar que na expressão que se encontra na norma consta a área de referência do elemento,  $A_{ref}$ , no entanto, neste projeto, para a colocação da pressão do vento no programa Robot Structural Analysis, não foi considerada. Esta opção foi tomada, uma vez que após os cálculos das referidas pressões nas diferentes direções, o programa permite projetar as pressões nas diferentes superfícies. Em termos de cálculo é exactamente igual, no entanto, esta opção é mais expedita.

Desta forma, a expressão da força do vento,  $F_w$ , foi definida como pressão do vento,  $P_w$ , utilizando a mesma expressão, mas sem a área de referência,  $A_{ref}$ , tal como já tinha sido mencionado. Assim sendo, utilizou-se a expressão (3.13).

$$P_{w,x} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \quad (3.13)$$

Onde:

$\rho$  - massa volúmica do ar, que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso. O valor recomendado é  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ;

$v_{b,0}^2$  - valor de referência da velocidade do vento;

$C$  - coeficiente de força do vento;

$c_e(z_e)$  - coeficiente de exposição, expresso através do gráfico presente no NA-4.5(1) da EN NP 1991-1-4. Considerando categoria de terreno III, e a altura de 7,54 metros, o valor será de 1,6, aproximadamente;

$c_{f,x}$  - coeficiente de força para as ações do vento no tabuleiro, na direção x.

De referir, que segundo o ponto 8.3.4 “Forças na direção y produzidas pelo vento em tabuleiros de pontes”, para pontes com tabuleiro de vigas treliçadas, o valor da força do vento na direção y deverá ser 50% do valor da força do vento na direção x.

A Tabela 3.6 irá apresentar os valores da pressão do vento nas diferentes direções.

Tabela 3.6 - Valores da pressão do vento nas diferentes direções

L > 50 m	1,4 l/b	$\lambda$	$\psi_\lambda$	$c_{f,0}$	$c_f$	$P_{w,x}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{w,y}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{w,z}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
78	35	35	0,95	2,8	2,66	1,94	0,97	1,94

Tal como já referido, as direções da ação do vento não são iguais à da estrutura. Assim sendo, a pressão do vento a atuar na estrutura, na direção Y e Z da estrutura será de  $1,94 \text{ kN/m}^2$ , e na direção X da estrutura de  $0,97 \text{ kN/m}^2$ . Por conseguinte, no programa, os diferentes valores da ação do vento foram aplicados nas superfícies sujeitas a essas ações, em  $\text{kN/m}^2$ .

### 3.3.5 Neve

O cálculo do valor da carga da neve na estrutura,  $s$ , será feito através do Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, RSAEEP, segundo a expressão (3.14).

$$s = \mu \times s_k \tag{3.14}$$

Onde:

$s$  – carga da neve na estrutura,  $[kN/m^2]$ ;

$\mu$  – coeficiente de forma para a carga da neve;

$s_k$  – valor característico da carga ao nível do solo do local considerado,  $[kN/m^2]$ .

No entanto, para o cálculo do valor da carga ao nível do solo do local considerado,  $s_k$ , e do coeficiente de forma para a carga da neve,  $\mu$ , será utilizada a NP EN 1991-1-3: 2009, a qual apresenta um Anexo Nacional NA, que define expressões e coeficientes consoante a divisão de Portugal em três zonas distintas. De forma a distinguir e definir a zona da cidade de Braga, na qual será implementada a estrutura em estudo, apresenta-se a Figura 3.38 presente no anexo da norma. De referir que esta norma, segundo o ponto 1.(8) não fornece orientações sobre carga de neve em pontes, como é o caso.

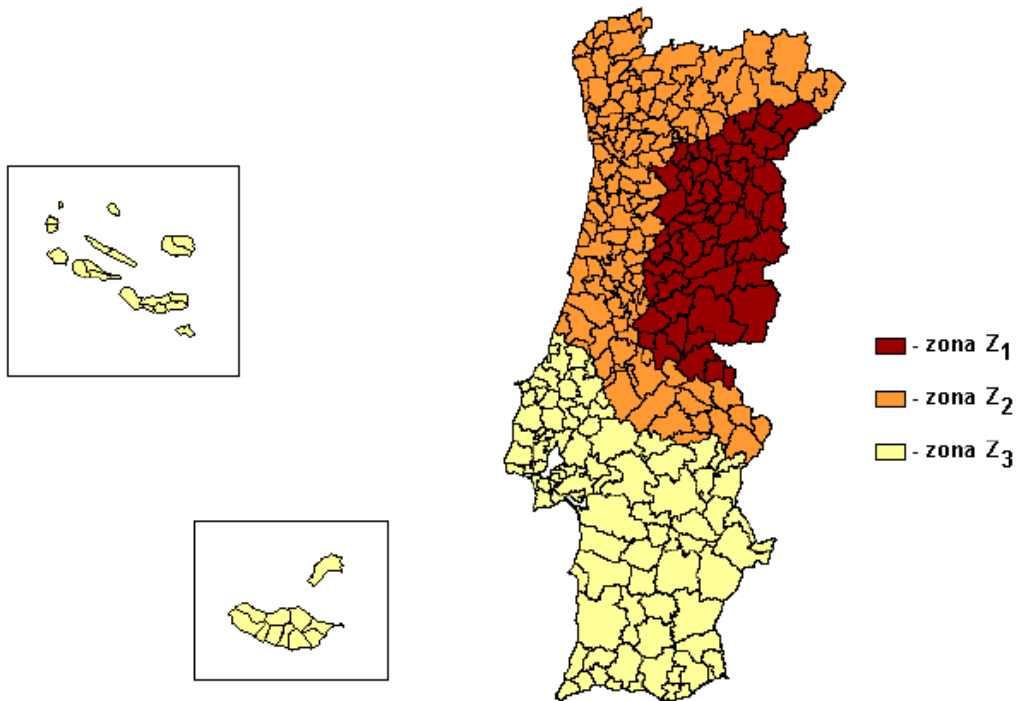


Figura 3.38 - Mapa de Portugal dividido por Zonas, [NP EN 1991-1-3: 2009]

Através da Figura 3.38 foi possível enquadrar a cidade de Braga na zona Z2.

O valor característico da carga da neve ao nível do solo,  $s_k$ , foi determinado segundo a expressão (3.15), e será expressa em  $kN/m^2$ .

$$s_k = C_z \times [1 + (H/500)^2] \quad (3.15)$$

Onde:

$C_z$  - coeficiente dependente da zona. No presente caso  $C_z = 0,20$ , isto porque Braga corresponde à zona Z2;

$H$  - altitude do local, em metros. No presente caso, Celeirós encontra-se a uma altitude de 136 metros.

Assim sendo, o valor característico da carga da neve ao nível do solo,  $s_k$ , será:

$$s_k = 0,20 \times [1 + (136/500)^2] = 0,215 \text{ kN/m}^2$$

Para as diferentes combinações de ações, a NP EN 1991-1-3 2009 apresenta os diferentes coeficientes de redução, consoante a localização dos edifícios.

A Tabela 3.7 apresenta os diferentes coeficientes para as diferentes altitudes.

Tabela 3.7: Coeficientes para o cálculo dos valores reduzidos da ação da neve, em função da altitude [NP EN 1991-1-3 2009]

Altitude	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
$h > 1000 \text{ m}$	0,70	0,50	0,20
$h < 1000 \text{ m}$	0,50	0,20	0

Como a altitude de Celeirós é de 136 metros, inferior a 1000 metros, os coeficientes para o cálculo dos valores reduzidos da ação da neve serão  $\psi_0 = 0,5$ ,  $\psi_1 = 0,2$ , e  $\psi_2 = 0$ , segundo a Tabela 3.7.

### 3.3.6 Sismo

Segundo o RSAEEP, artigo 30.4, referente à ação do sismo, menciona que as pontes deverão ser suportadas por pilares verticais, ter um traçado retilíneo, ter vãos com dimensões não muito diferentes e apresentarem simetria transversalmente. Assim sendo, destes requisitos mencionados, o único que este projeto não respeita é apresentar vãos com comprimentos variáveis.

De acordo com a EN NP 1998-1: 2010, segundo o ponto 4.3.3.5.2 (1), refere que a componente vertical da ação sísmica deverá ser considerada no caso de elementos estruturais horizontais ou quase horizontais apresentarem um vão superior a 20 metros. No presente caso, como dois dos vãos apresentam 24 e 39 metros, a componente vertical da ação sísmica será considerada.

Para a combinação das três componentes da ação sísmica serão utilizadas as três equações seguintes.

$$E_{Edx} + "0,30 E_{Edy} + "0,3 E_{Edz} \quad (3.16)$$

$$0,3 E_{Edx} + "E_{Edy} + "0,3 E_{Edz} \quad (3.17)$$

$$0,3 E_{Edx} + "0,30E_{Edy} + "E_{Edy} \quad (3.18)$$

Onde:

$E_{Edx}$  – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal X da estrutura;

$E_{Edy}$  – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal Y da estrutura;

$E_{Edz}$  - representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo vertical Z da estrutura;

" + " - significa a combinar com.

Destas três equações, resultam doze equações isto porque o "+" varia com "-", isto irá permitir ter todas as combinações possíveis.

Segundo a EN NP 1998-1: 2010, a presente estrutura poderá ser definida como pórtico simples, o que significa que o coeficiente de comportamento,  $q$ , será 4. Assim sendo, este valor será introduzido no programa de cálculo aquando da geração das combinações das ações sísmicas.

### 3.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações utilizadas no presente projeto foram as Combinações Fundamentais, as Combinações Características, as Combinações Frequentes e as Combinações Quase-Permanentes.

As Combinações Fundamentais serão calculadas através da seguinte expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q [Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}] \quad (3.19)$$

As Combinações Características serão calculadas através da seguinte expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{m,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{1,i} Q_{k,i} \quad (3.20)$$

As Combinações Quase-Permanentes serão calculadas através da seguinte expressão:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.21)$$

Onde:

$G_{k,j}$  - valor característico do esforço resultante de uma ação permanente;

$G_{m,j}$  - valor característico médio do esforço resultante de uma ação permanente;

$Q_{k,1}$  - valor característico do esforço resultante da ação variável considerada como ação base da combinação;

$Q_{k,i}$  - valor característico do esforço resultante da ação variável distinta da ação base;

$\Psi_{0,i}, \Psi_{1,i}, \Psi_{2,i}$  - coeficiente correspondente à ação variável de ordem  $i$ .

Todas estas combinações deverão ser consideradas para o cálculo da estrutura. Assim sendo, para o Estado Limite Último serão utilizadas as combinações Fundamentais, para o Dimensionamento Geotécnico da estrutura serão utilizadas as combinações Características, e para o Estado Limite de Utilização de Deformação serão utilizadas as combinações Quase-Permanentes.

O programa de cálculo apresenta a possibilidade de serem geradas as combinações automaticamente ou manualmente. No presente estudo as combinações de ações foram definidas manualmente, a partir de tabelas criadas em Excel.

Os valores dos coeficientes a considerar e as ações apresentam-se na Tabela 3.8. Alguns destes valores foram encontrados por serem definidos para passagens superiores metálicas, outros foram adotados com base nos elementos disponíveis na regulamentação consultada.

Tabela 3.8 - Casos de carga e coeficientes para as combinações

Nº do Caso	Identificação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
7	Peso próprio da Estrutura	-	-	-
1	Peso próprio das Guardas	-	-	-
450	Peso próprio dos Revestimentos	-	-	-
22	Sobrecarga no pavimento	0,40	0,30	0,20
4	Ação da Neve na cobertura	0,60	0,20	0,00
72	Variação de Temperatura +	0,60	0,50	0,00
73	Variação de Temperatura -	0,60	0,50	0,00
3	Ação do Vento na direção X+	0,60	0,50	0,00
191	Ação do Vento na direção X-	0,60	0,50	0,00
192	Ação do Vento na direção Y+	0,60	0,50	0,00
25	Ação do Vento na direção Y-	0,60	0,50	0,00
193	Ação do Vento na direção Z+	0,60	0,50	0,00
194	Ação do Vento na direção Z-	0,60	0,50	0,00
26	Ação Sísmica Tipo 1, na Direção X	0,40	0,30	0,20
34	Ação Sísmica Tipo 1, na Direção Y	0,40	0,30	0,20
42	Ação Sísmica Tipo 1, na Direção Z	0,40	0,30	0,20
55	Ação Sísmica Tipo 2, na Direção X	0,40	0,30	0,20
63	Ação Sísmica Tipo 2, na Direção Y	0,40	0,30	0,20
71	Ação Sísmica Tipo 2, na Direção Z	0,40	0,30	0,20

De referir, que os números dos casos são bastante díspares, porque no desenvolver da modelação da estrutura foram aplicadas e estudadas outras cargas.

### 3.5 MODELO ESTRUTURAL

Neste subcapítulo serão relatados os valores introduzidos, e os parâmetros estudados e definidos no programa Robot Structural Analysis 2016.

Para a obtenção de esforços, reacções, deslocamentos, e verificações da estrutura em análise recorre-se ao programa Robot Structural Analysis 2016.

A estrutura é modelada em elementos de barra, onde é possível definir as características geométricas e estruturais. Relativamente às barras, o programa permite definir a secção, a dimensão e classe dos perfis, bem como o comprimento de encurvadura, e os travamentos. Em relação aos apoios permite definir os graus de liberdade relativamente a deslocamentos ou a rotações.

A existência de revestimentos na estrutura também é possível ser definida no programa, permitindo assim aplicar as cargas nas superfícies.

A estrutura é então constituída por 435 barras, 173 nós, 9 apoios duplos (travados nas três direções), 5 apoios simples, 3 apoios duplos (travados apenas na direção vertical, Z, e na direção horizontal, Y), e 1 apoio duplo (travado apenas na direção vertical, Z, e na direção horizontal, X). Apresenta contraventamentos entre os dois pilares que descarregam na fundação D, e ao longo da caixa de escadas.

De referir, que tal como as combinações, o número dos nós e das barras apresentam valores bastante díspares, uma vez que na modelação da estrutura foram feitas diversas tentativas de geometria da estrutura.

A Figura 3.39 ilustra um alçado da estrutura, a Figura 3.40 ilustra uma vista global da estrutura, a Figura 3.41 ilustra a vista superior da estrutura, e a Figura 3.42 apresenta os eixos globais da estrutura.

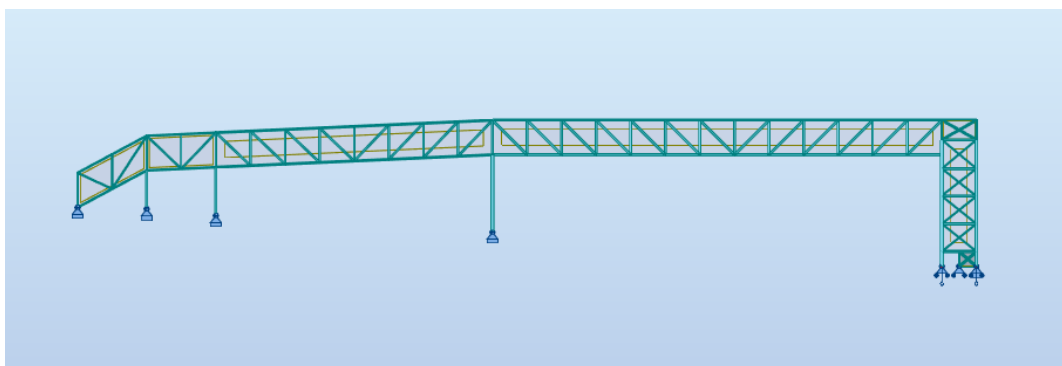


Figura 3.39 - Vista em alçado do modelo estrutural, através do programa Robot

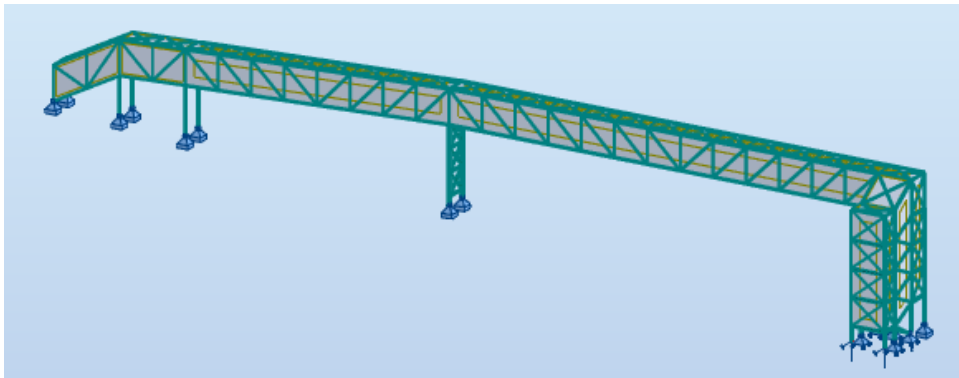


Figura 3.40 - Vista global do modelo estrutural, através do programa Robot

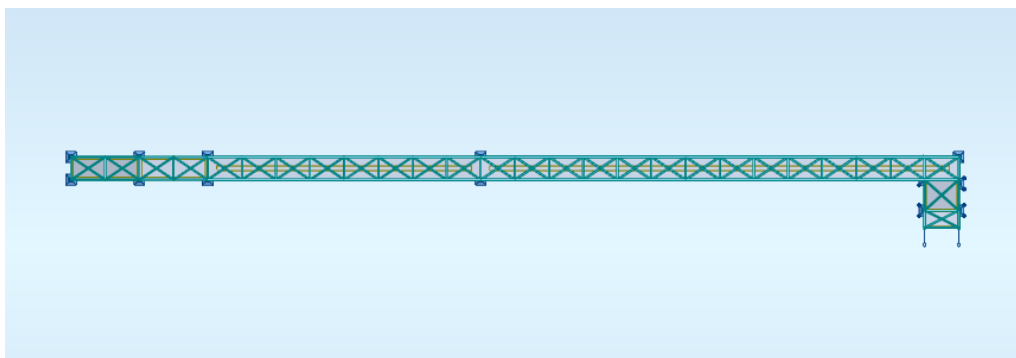


Figura 3.41 - Vista superior do modelo estrutural, através do programa Robot

A Figura 3.42 ilustra os eixos globais da estrutura.

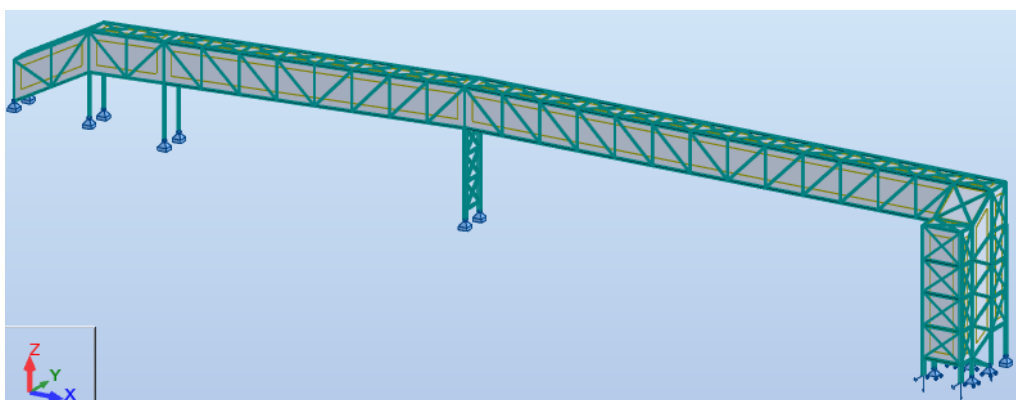


Figura 3.42 - Eixos globais da estrutura

### 3.5.1 Definição das ações

A modelação da estrutura foi toda definida e calculada através do programa Robot Structural Analysis, introduzindo todas as ações quantificadas anteriormente, conjugadas através das combinações já referidas.

O programa de cálculo permite visualizar a distribuição da carga que é aplicada nos revestimentos ( $kN/m^2$ ) para as barras, em que a superfície de descarregamento é triangular. A Figura 3.43, e a Figura 3.44 irão apresentar a distribuição das cargas nos revestimentos, nas diferentes vistas.

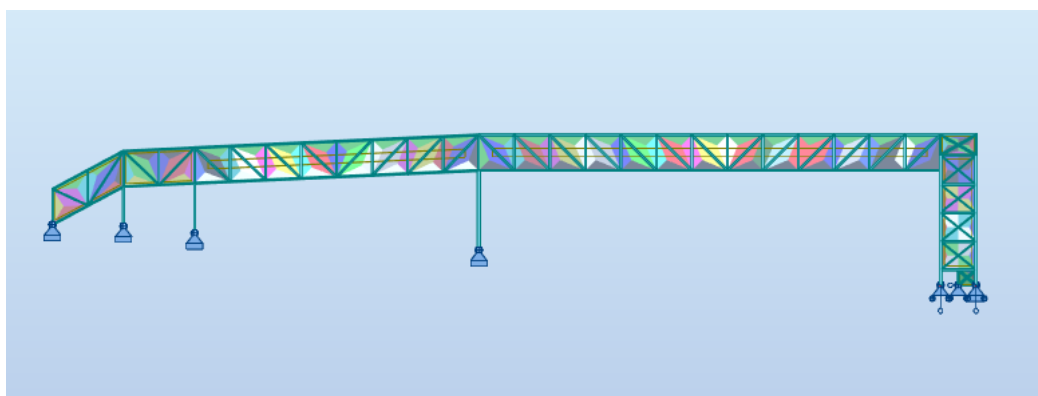


Figura 3.43 - Vista em alçado da distribuição de cargas dos revestimentos nas barras

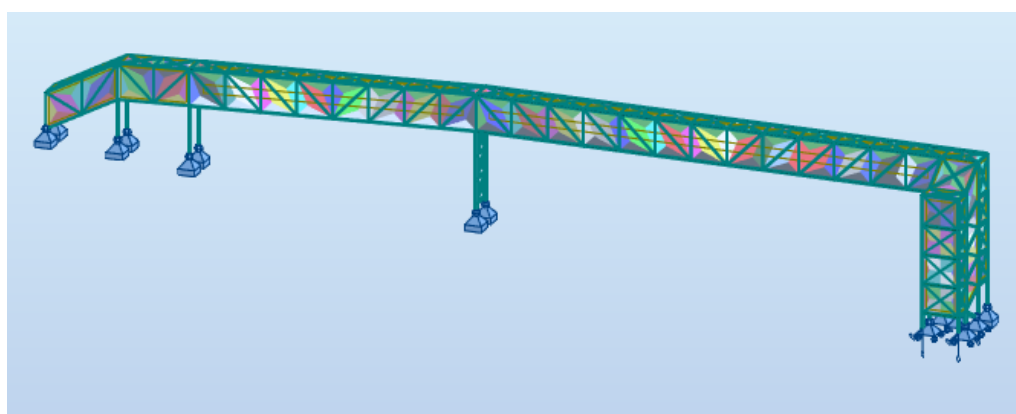


Figura 3.44 - Vista global da distribuição de cargas dos revestimentos nas barras



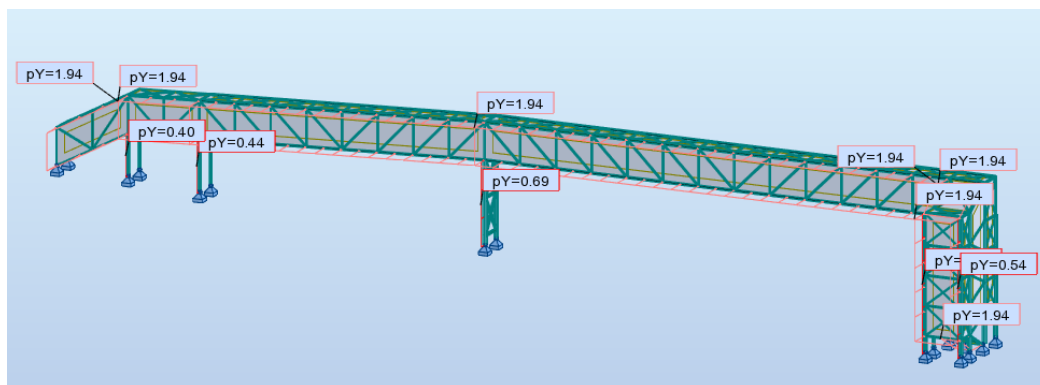


Figura 3.48 - Ação do vento na direção Y+

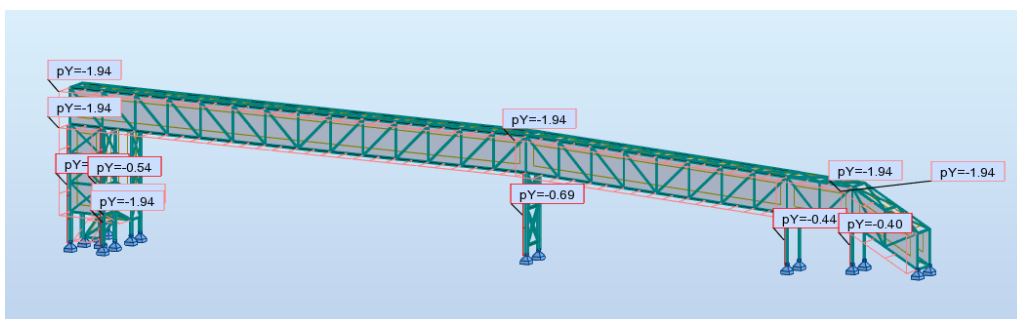


Figura 3.49 - Ação do vento na direção Y-

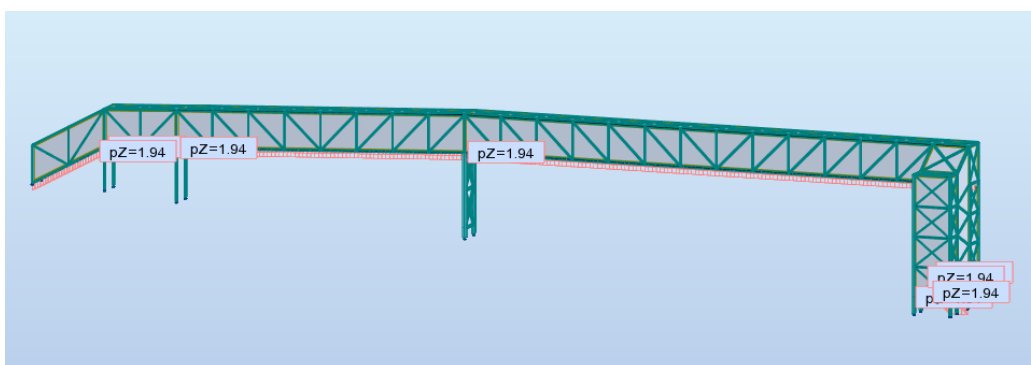


Figura 3.50 - Ação do vento na direção Z+

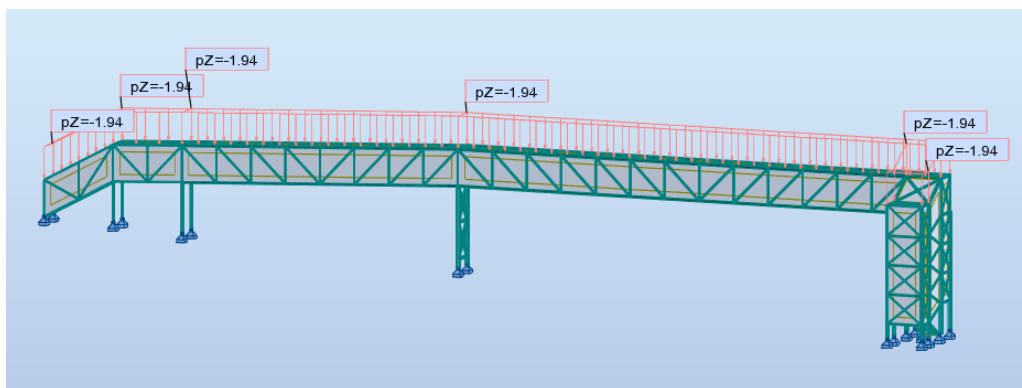


Figura 3.51 - Ação do vento na direção Z-

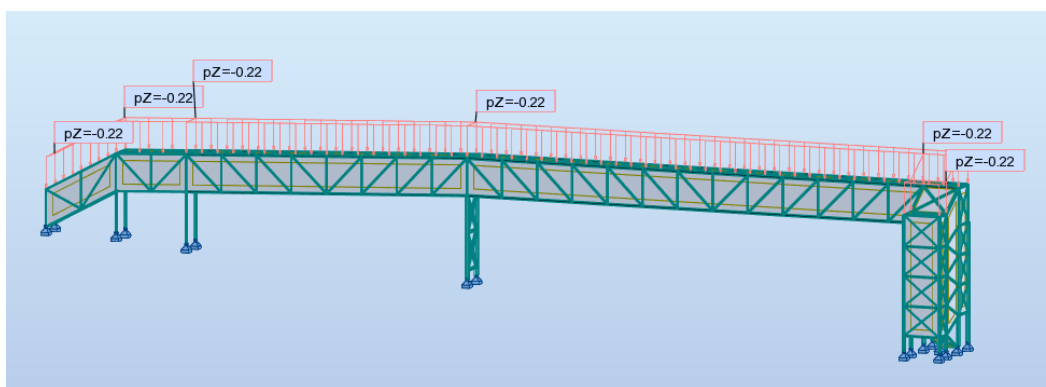


Figura 3.52 - Ação da neve na cobertura

### 3.5.2 Parâmetros Estruturais

- VIGA TRELIÇADA

Relativamente à viga treliçada, as peças irão estar essencialmente sujeitas a esforços axiais consideráveis, e a esforços de corte e de flexão residuais. No programa Robot Structural Analysis, os diferentes elementos da viga treliçada serão definidos e calculados consoante determinados parâmetros, segundo as suas condições de apoio, os esforços aos quais estarão sujeitos e aos quais terão que verificar a segurança.

De referir que as barras dos montantes e das diagonais da estrutura serão definidas como elementos de treliça, sujeitos apenas a esforços axiais. Relativamente aos tirantes, foram considerados como barras só à tração.

As cordas inferiores e superiores como apresentam travessas inferiores e superiores e travessas cruzadas inferiores e superiores, de 3 em 3 metros, significa que se encontram travadas de 3 em 3 metros.

As diagonais, as travessas inferiores e superiores, e as travessas cruzadas inferiores e superiores uma vez que não apresentam travamentos entre si, os seus comprimentos serão iguais à própria dimensão, ou seja, igual a 1.

Os montantes foram analisados de forma idêntica aos pilares, isto porque são elementos verticais e também se encontram sujeitos à encurvadura. Assim sendo, após ser definida a direção  $y$ , de maior inércia, como a direção da encurvadura longitudinal e a direção  $z$ , de menor inércia, como a direção da encurvadura transversal, definiram-se as condições de apoio mais adequadas. Como tal, os montantes tanto longitudinalmente como transversalmente encontram-se duplamente apoiados na base e simplesmente apoiados no topo, o que direciona para um comprimento de encurvadura  $L$ . De referir que o momento crítico foi calculado automaticamente.

- PILARES

No caso dos pilares, o respetivo programa permite a distinção dos deslocamentos das peças tanto na menor inércia da peça,  $z$ , que corresponde à direção da estrutura, como na direção da maior inércia da peça,  $y$ , que corresponde à direção perpendicular à direção da estrutura.

Após esta análise de eixos de inércia das peças e segundo as condições de apoio dos pilares no topo e na base, procedeu-se à identificação do fator de encurvadura adequado.

Neste projeto, os pilares da caixa de escadas foram diferenciados dos restantes pilares, isto porque a caixa de escadas acaba por permitir apenas um deslizamento no topo.

Os pilares que não pertencem à caixa de escadas, como se encontram articulados na base e simplesmente apoiados no topo, irão apresentar um comprimento de encurvadura de  $1L$  na direção de menor inércia da peça,  $z$ , e na direção de maior inércia,  $y$ . Na direção de menor inércia, a presença da caixa de escadas no extremo da estrutura e a presença de contraventamentos transversais entre os pilares, permite travar os pilares. No caso da direção de maior inércia da peça,  $y$ , a estrutura não apresenta qualquer tipo de travamento, o que implica que os pilares nesta direção encontram-se encastrados na base e livres no topo.

Os pilares da caixa de escadas, serão considerados travados de 2,40 metros em 2,40 metros, tanto no eixo da maior inércia,  $y$ , como da menor inércia da peça,  $z$ , isto porque os patamares da caixa de escadas o permite.

Os dois pilares que descarregam na fundação D foram contraventados, sendo definidos travamentos de 3 em 3 metros, tanto no eixo da maior inércia da peça,  $y$ , como no eixo da menor inércia da peça,  $z$ .



## **4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES**

As verificações da segurança aos Estados Limites serão realizadas através do programa Robot Structural Analysis. Os Estados Limites de Utilização serão verificados manualmente, através dos resultados obtidos a partir do programa de cálculo. O Estado Limite Último de Rotura será verificado automaticamente através do programa. De referir, que as ligações pilar-fundação também serão feitas automaticamente através do programa de cálculo.

### **4.1 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO**

A verificação relativa ao Estado Limite de Utilização irá dividir-se em duas verificações: Estado Limite de Deformação, e Estado Limite de Vibração.

O Estado Limite de Deformação será verificado através da flecha máxima, e o Estado Limite de Vibração será verificado através da análise Modal e através da análise Footfall.

#### **4.1.1 Estado Limite de Deformação**

Segundo a EN NP 1993-1-1, será considerada a flecha máxima de  $L/250$ , equiparando a presente estrutura a coberturas utilizadas frequentemente por pessoas. Assim sendo, como o maior vão é de 42 metros, o que implica uma flecha maior, o valor da flecha máxima será de 16,8 centímetros. Esta verificação será definida com base na Combinação Quase-Permanente.

O programa de cálculo permitiu obter a Tabela 4.1, que apresenta os valores máximos de deslocamentos das barras da estrutura nas diferentes direcções X, Y e Z, nos diferentes sentidos. Identifica assim as barras mais deformadas e os casos que levam às referidas deformadas.

Tabela 4.1 - Valores das flechas máximas nas diferentes direcções

<b>Flecha Máxima</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>
<b>Positiva [cm]</b>	0,1	-
Barra	4075	-
Caso	451	-
Designação do Caso	Ação base sobrecarga no pavimento	-
<b>Negativa [cm]</b>	-0,1	-0,5
Barra	4070	4067
Caso	451	451
Designação do Caso	Ação base sobrecarga no pavimento	Ação base sobrecarga no pavimento

Através da Tabela 4.1 verifica-se que a estrutura apresenta flechas quer na vertical (direção Z), quer na horizontal (direção Y), o que seria de esperar, uma vez que a estrutura é mais frágil nestas duas direcções, para além de que nestas duas direcções são consideradas cargas variáveis maiores do que na direcção X.

As barras que apresentam deformações são as barras 4075, 4070 e 4067. A Figura 4.1 identifica as referidas barras.

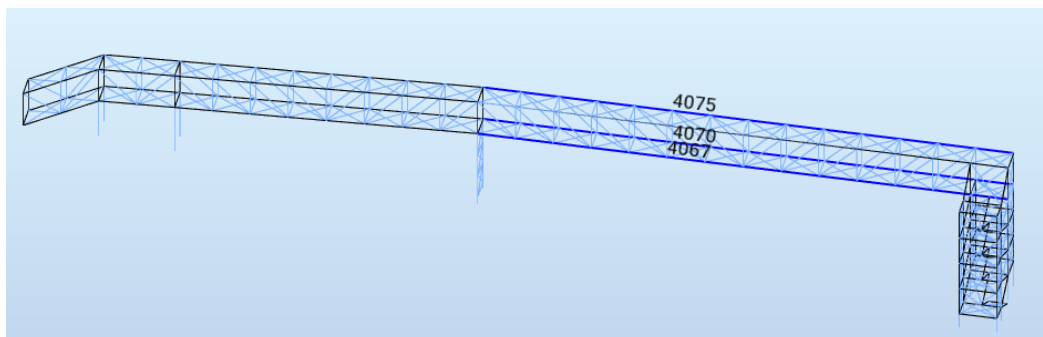


Figura 4.1 - Identificação das barras que apresentam deformação

Selecionando o caso mais desfavorável, obtem-se a deformada graficamente da estrutura, tal como é possível observar na Figura 4.2 a deformada vertical (em Z), e na Figura 4.3 a deformada horizontal (em Y).

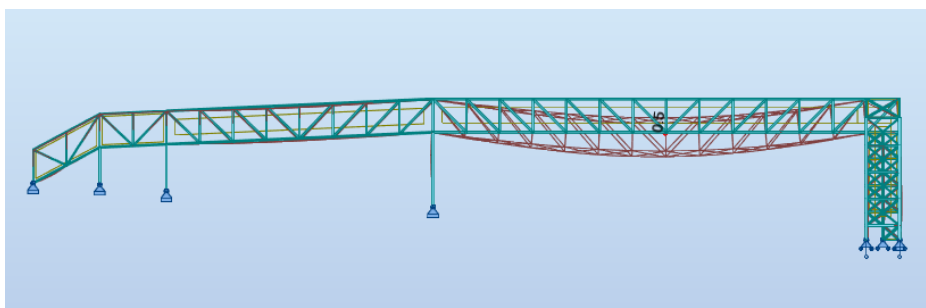


Figura 4.2: Vista em alçado da estrutura, com a flecha máxima vertical de 0,5 cm

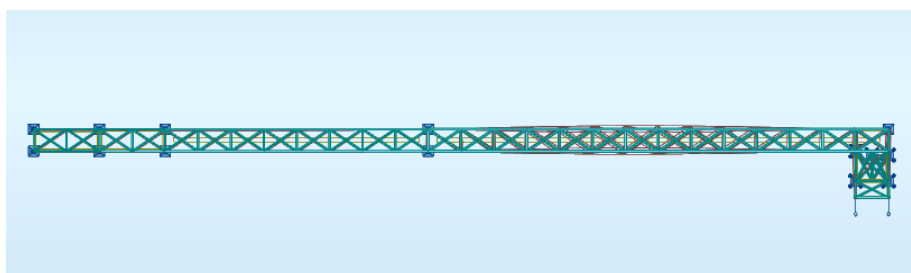


Figura 4.3: Vista superior da estrutura, com a flecha máxima transversal de 0,1 cm

Através da Figura 4.2 e 4.3 verifica-se que as deformadas das barras se dão na direcção vertical, Z, e na direcção transversal, Y, respectivamente.

Desta forma, pode-se afirmar que a flecha máxima da presente estrutura é de 0,5 centímetros, para o caso 451, que corresponde à ação base da sobrecarga no pavimento. Conclui-se assim que a estrutura verifica o Estado Limite de Deformação, uma vez que a deformada é inferior à máxima de 16,8 centímetros.

#### **4.1.2 Estado Limite de Vibração**

No caso do Estado Limite de Vibração, a EN NP 1993-1-1, no ponto 7.2.3(1) B é definida a aceleração máxima vertical de 0,10g para estruturas pedonais, o que corresponde a uma aceleração de 0,981  $m/s^2$ . No presente relatório será abordada a análise modal e a vibração provocada pelas pessoas.

##### **4.1.2.1 Análise Modal**

A Análise Modal foi gerada no programa Robot Structural Analysis, na qual foi definida a geração de 10 modos de vibração.

Para gerar a Análise Modal foi necessário converter as cargas permanentes em massa, e foi necessário seleccionar as massas na direcção X, Y e Z, e definir o quociente de amortecimento crítico de 0,02.

Após ser feita a análise, obtiveram-se os diferentes modos de vibração para os 10 modos definidos na Análise Modal. Os 10 modos de vibração que levam a deformações maiores da estrutura, encontram-se quantificados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Valores para os diferentes modos da Análise Modal

Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	Rel. Mas. UX [%]	Rel. Mas. UY [%]	Rel. Mas. UZ [%]	Cur. Mas. UX [%]	Cur. Mas. UY [%]	Cur. Mas. UZ [%]	Massa total UX [kg]	Massa total UY [kg]	Massa total UZ [kg]
1	3,37	0,30	0,44	55,27	0,01	0,44	55,27	0,01	23870,62	23870,62	23721,47
2	4,76	0,21	0,47	55,66	0,02	0,03	0,39	0,01	23870,62	23870,62	23721,47
3	5,53	0,18	0,65	60,91	0,04	0,18	5,24	0,02	23870,62	23870,62	23721,47
4	7,78	0,13	7,51	61,15	1,31	6,86	0,24	1,27	23870,62	23870,62	23721,47
5	9,07	0,11	42,40	74,23	4,33	34,89	13,08	3,02	23870,62	23870,62	23721,47
6	9,31	0,11	46,80	90,15	10,08	4,40	15,92	5,75	23870,62	23870,62	23721,47
7	9,87	0,10	57,82	90,63	25,17	11,02	0,47	15,09	23870,62	23870,62	23721,47
8	12,25	0,08	75,27	92,83	25,35	17,44	2,21	0,18	23870,62	23870,62	23721,47
9	15,03	0,07	76,00	92,83	25,37	0,73	0,00	0,02	23870,62	23870,62	23721,47
10	15,84	0,06	76,39	95,21	25,37	0,39	2,38	0,00	23870,62	23870,62	23721,47

Apresenta-se também a Tabela 4.3 que define os valores máximos relativos à análise Modal.

Tabela 4.3 - Valores máximos e mínimos da Análise Modal

	Frequência [Hz]	Período [s]	Rel. Mas. UX [%]	Rel. Mas. UY [%]	Rel. Mas. UZ [%]	Cur. Mas. UX [%]	Cur. Mas. UY [%]	Cur. Mas. UZ [%]	Massa total UX [kg]	Massa total UY [kg]	Massa total UZ [kg]
Máximo	15,84	0,30	76,39	95,21	25,37	34,89	55,27	15,09	23870,62	23870,62	23721,47
Modo	10	1	10	10	10	5	1	7	1	1	1
Mínimo	3,37	0,06	0,44	55,27	0,01	0,03	0,00	0,00	23870,62	23870,62	23721,47
Modo	1	10	1	1	1	2	9	10	1	1	1

Definindo manualmente os diferentes modos, através do programa de cálculo, é possível observar a deformada da estrutura segundo cada um dos modos. As Figuras 4.4 até à Figura 4.23 irão representar os diferentes modos de vibração, por ordem numérica.

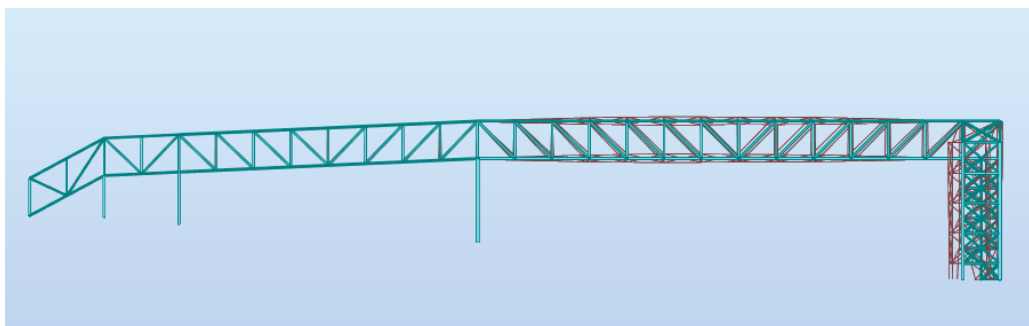


Figura 4.4: Modo de vibração 1, frequência 3,37 Hz, em alçado

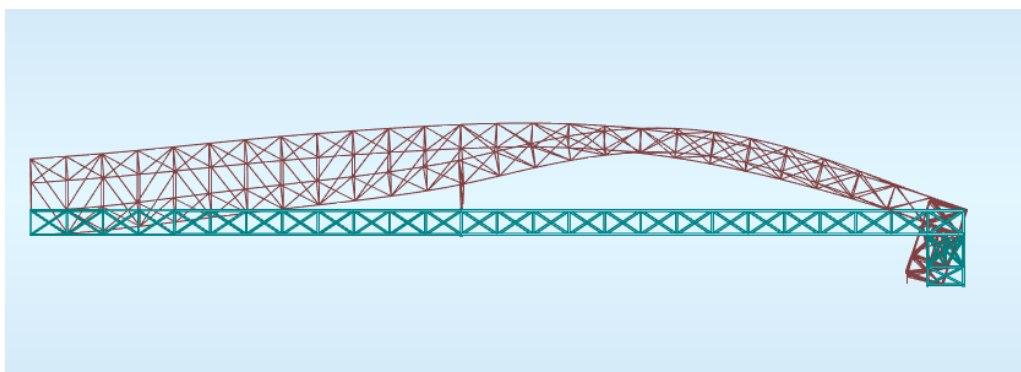


Figura 4.5: Modo de vibração 1, frequência 3,37 Hz, vista superior

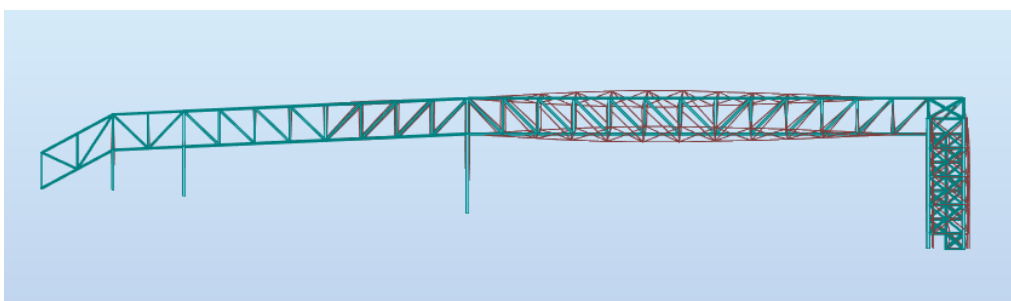


Figura 4.6: Modo de vibração 2, frequência 4,76 Hz, em alçado

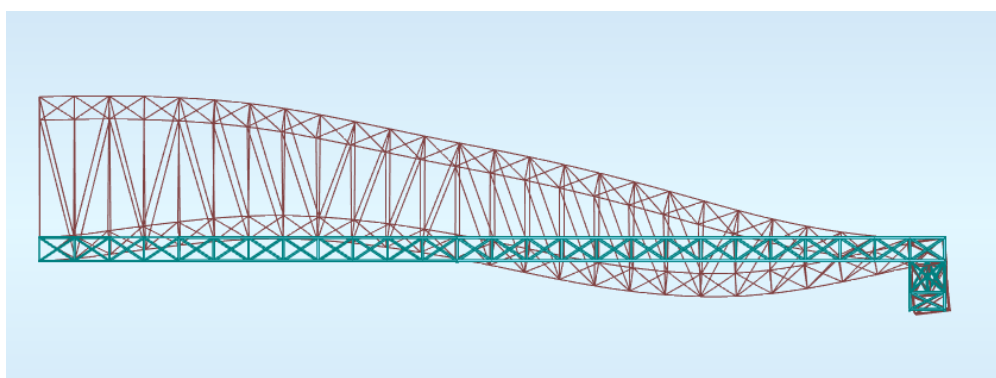


Figura 4.7: Modo de vibração 2, frequência 4,76 Hz, vista superior

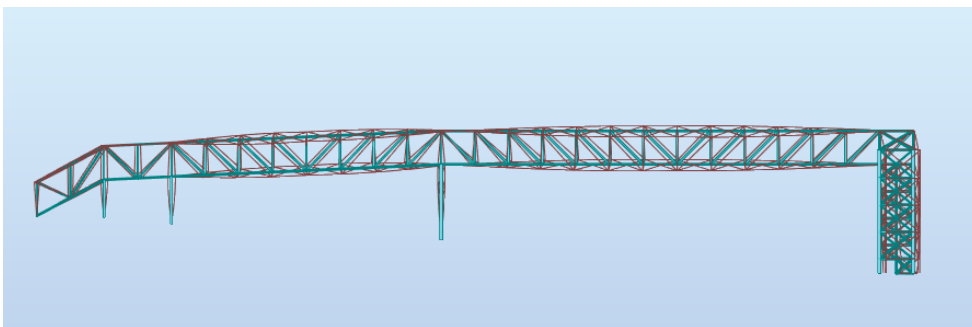


Figura 4.8: Modo de vibração 3, frequência 5,53 Hz, em alçado

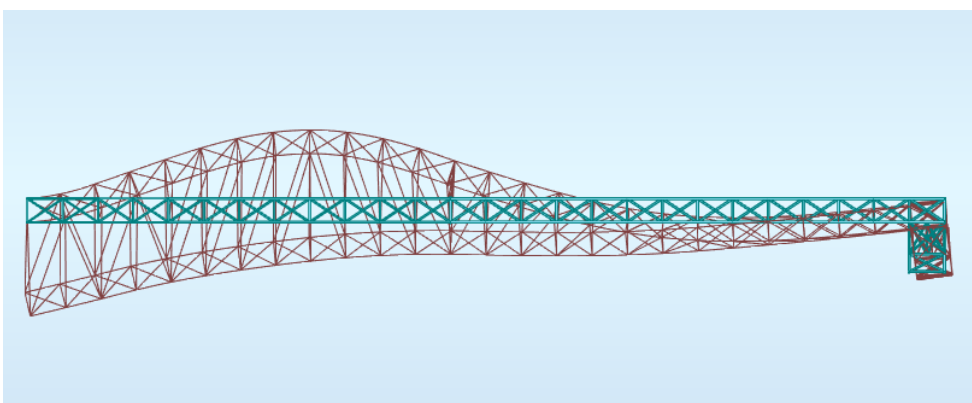


Figura 4.9: Modo de vibração 3, frequência 5,53 Hz, vista superior

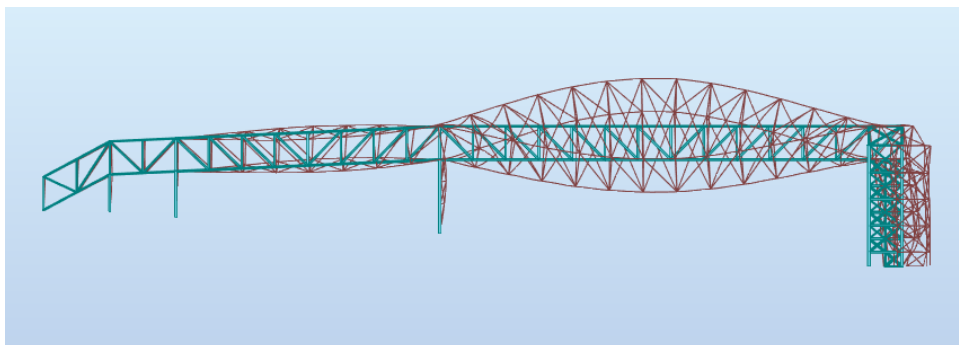


Figura 4.10: Modo de vibração 4, frequência 7,78 Hz, em alçado

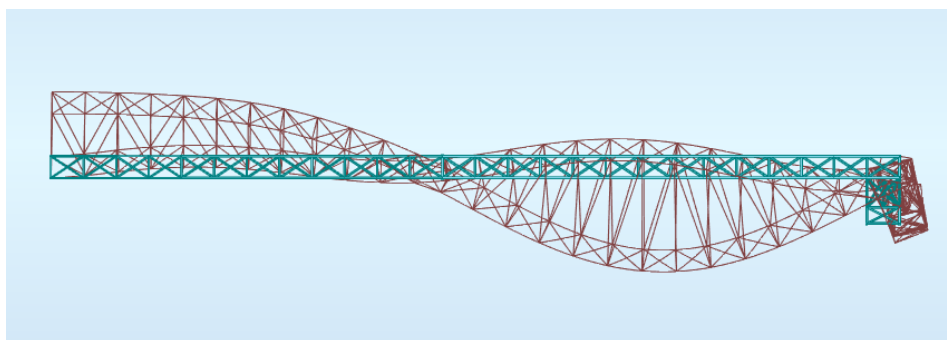


Figura 4.11: Modo de vibração 4, frequência 7,78 Hz, vista superior

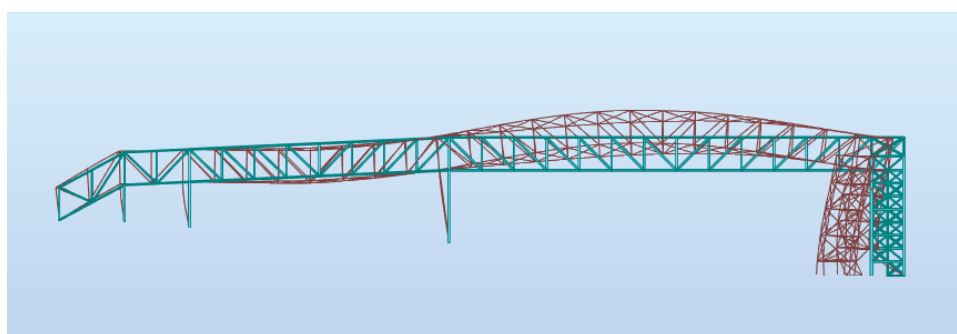


Figura 4.12: Modo de vibração 5, frequência 9,07 Hz, em alçado

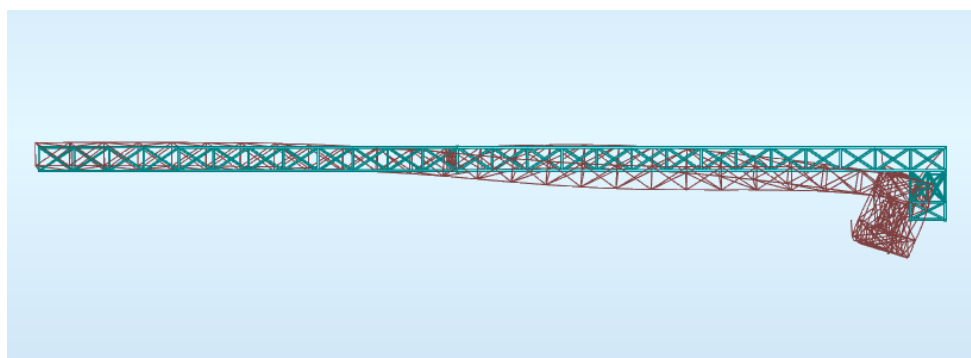


Figura 4.13: Modo de vibração 5, frequência 9,07 Hz, vista superior

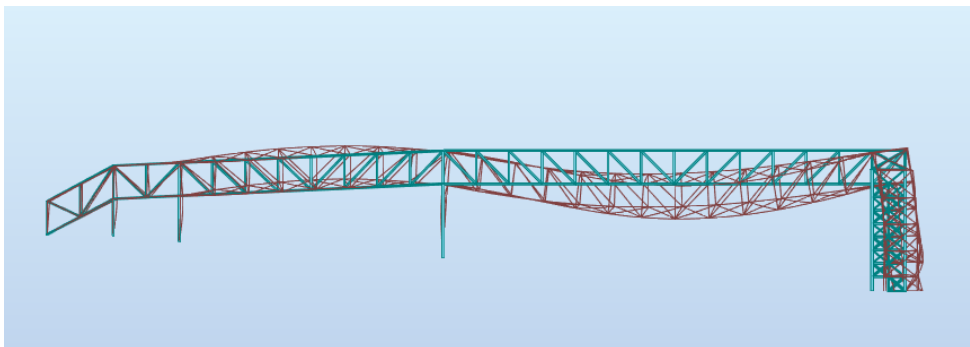


Figura 4.14: Modo de vibração 6, frequência 9,31 Hz, em alçado

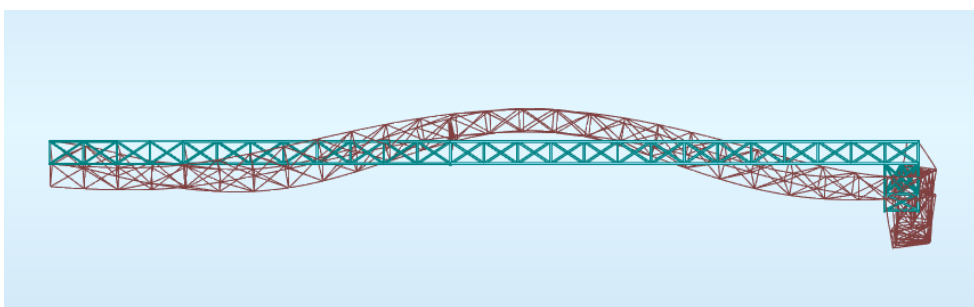


Figura 4.15: Modo de vibração 6, frequência 9,31 Hz, vista superior

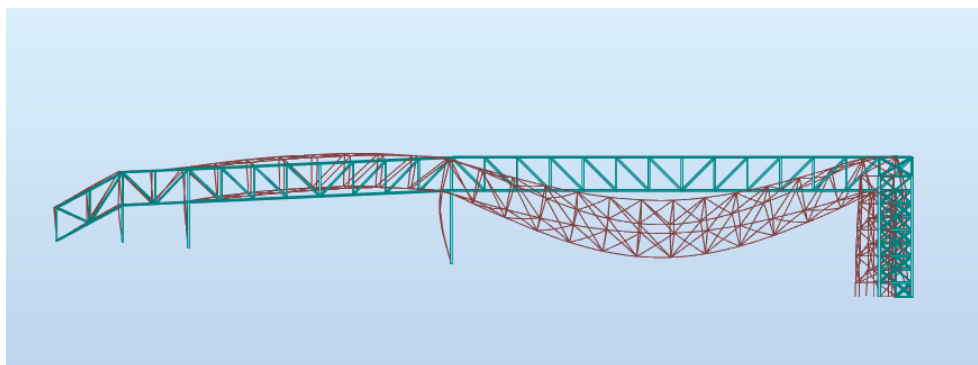


Figura 4.16: Modo de vibração 7, frequência 9,87 Hz, em alçado

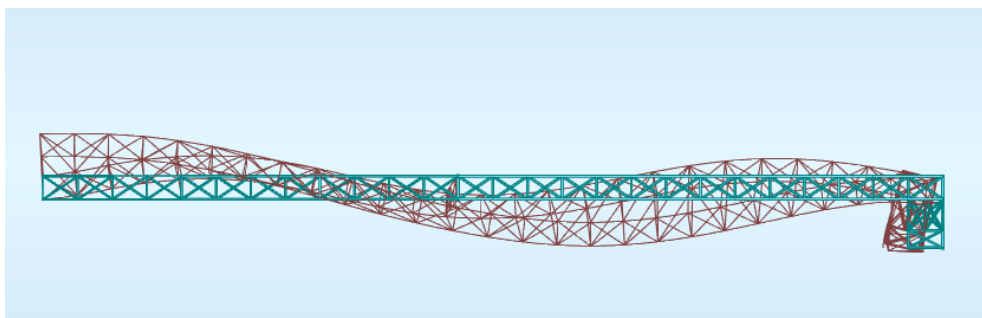


Figura 4.17: Modo de vibração 7, frequência 9,87 Hz, vista superior

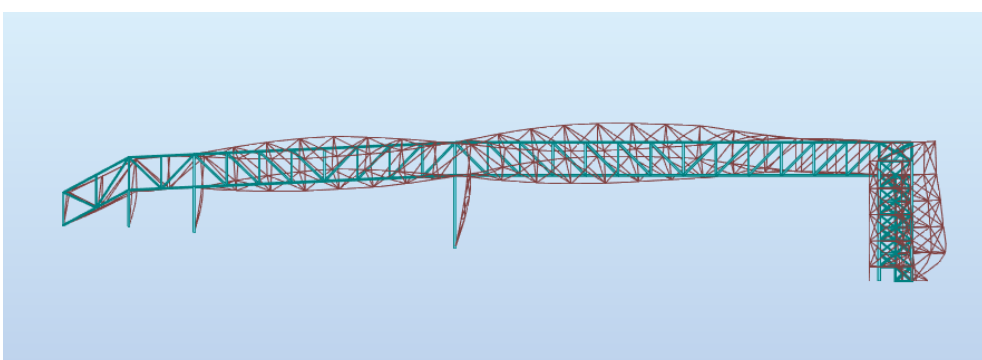


Figura 4.18: Modo de vibração 8, frequência 12,25 Hz, em alçado

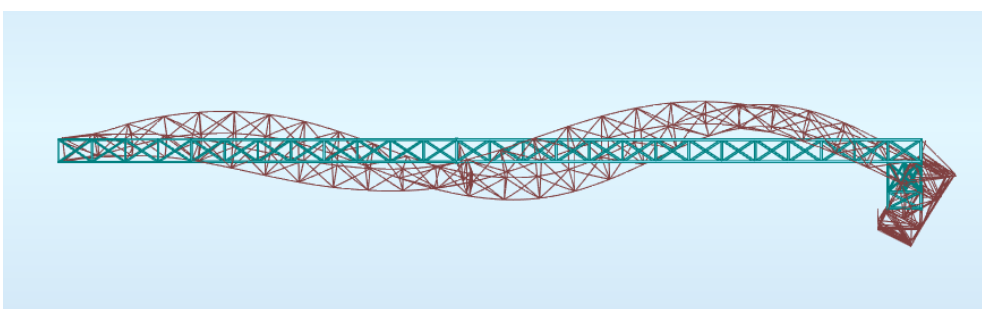


Figura 4.19: Modo de vibração 8, frequência 12,25 Hz, vista superior

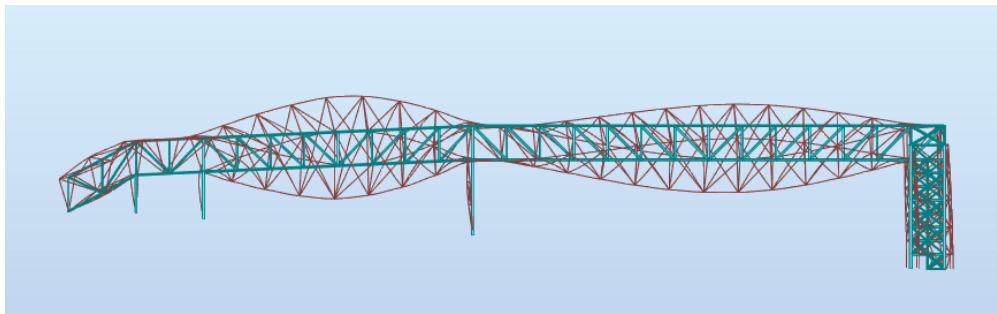


Figura 4.20: Modo de vibração 9, frequência 15,03 Hz, em alçado

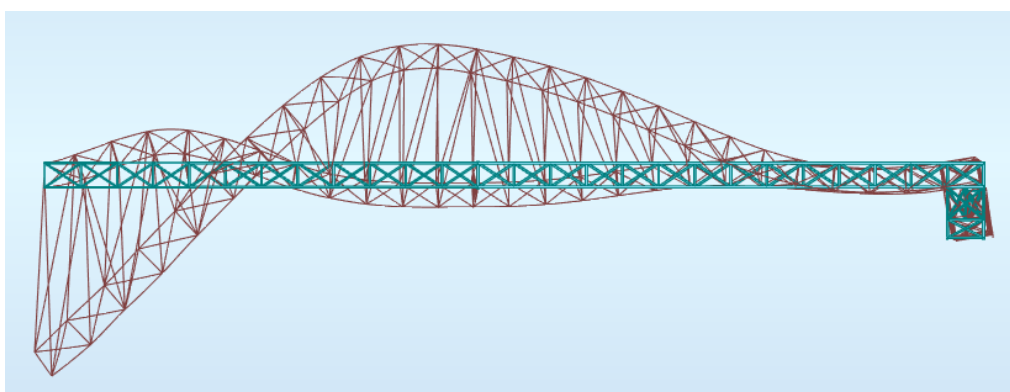


Figura 4.21: Modo de vibração 9, frequência 15,03 Hz, vista superior

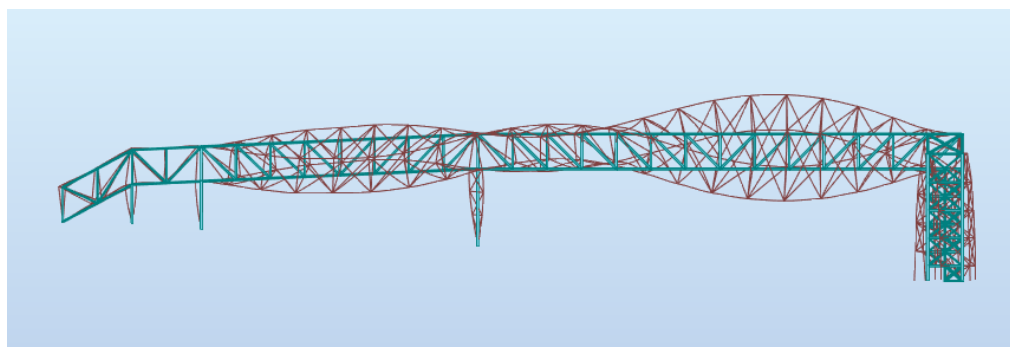


Figura 4.22: Modo de vibração 10, frequência 15,84 Hz, em alçado



Figura 4.23: Modo de vibração 10, frequência 15,84 Hz, vista superior

Através da Figura 4.4 à Figura 4.23 e através da Tabela 4.2 e 4.3, é possível verificar que a estrutura encontra maior deformabilidade na direção Y, seguida da direção Z, e por fim, a direção X.

Como a frequência equivale ao inverso do período, quanto maior a frequência de vibração, menor será a sua duração, e vice-versa. Significa isto que uma frequência menor é mais condicionante, porque a onda propaga-se a uma velocidade mais lenta, demorando mais tempo a estrutura a retomar a sua frequência própria.

Relativamente ao valor máximo de frequência, para o modo de vibração 10, de 15,84 Hz, o valor é elevado, mas o seu período é de 0,06 segundos, que equivale a menos de meio segundo, o que parece ser imperceptível para quem se encontra na passagem. O valor de frequência mais baixa, para o modo de vibração 1, de 3,33 Hz, o período é de 0,30 segundos, sendo também uma duração quase imperceptível, no entanto, mais demorada do que a do modo 10.

No entanto, estas frequências altas verificam-se uma vez que a estrutura é metálica, e o primeiro modo de vibração para este tipo de estruturas é cerca de 3 a 5 Hz. Como no presente estudo o primeiro modo de vibração apresenta 3,33 Hz de frequência, encontra-se dentro dos parâmetros, significando assim que a estrutura não apresenta problemas face à ação sísmica.

#### 4.1.2.2 Análise da Vibração provocada pelas pessoas

O caminhar dos peões provoca um comportamento dinâmico, o que deverá constar no pré-dimensionamento da estrutura. Para além das questões estruturais, deverão ser também respeitados os requisitos de conforto. Assim sendo, esta vibração deverá ser quantificada e devidamente minimizada, podendo ser necessária a colocação de um dispositivo de amortecimento.

O facto da estrutura ser metálica, por si só, já implica uma maior amplitude e frequência de vibração, comparativamente com as estruturas em betão armado. Não só isto condiciona e obriga a que seja feita a referida análise, como o facto de haver horas de ponta de entrada e de saída das pessoas que trabalham na empresa, que implica uma concentração maior de pessoas.

Os limites de frequência de vibração, segundo o Regulamento Hivoss (RFS2-CT, 2007a), refere que para frequências naturais,  $f_i$ , as vibrações longitudinais deverão estar compreendidas entre  $[1,25 \leq f_i \leq 2,3]$  Hz e as vibrações laterais deverão estar compreendidas entre  $[0,5 \leq f_i \leq 1,2]$  Hz. No caso das frequências relativas, as vibrações longitudinais ou verticais deverão estar compreendidas entre  $[2,5 \leq f_i \leq 4,6]$  Hz.

O referido fenómeno caracteriza-se pela instabilidade estrutural em estruturas com vãos superiores a 80 metros, através de vibrações laterais, que resultam do reajustamento do passo dos peões a essas vibrações laterais. Este reajuste do passo com as vibrações laterais, como tendem a aproximar-se, aumentam significativamente a amplitude da vibração, podendo levar à rotura da estrutura.

Assim, os limites de vibrações laterais referidos anteriormente, estarão dispensados de ser verificados, uma vez que a estrutura apresenta 78 metros de comprimento.

A Tabela 4.4 e a 4.5 apresentam as classes de conforto, consoante a situação de projecto e a ocorrência prevista, bem como as respectivas acelerações máximas. A Tabela 4.6 apresenta os valores dos factores de amortecimento para cada tipo de construção.

Tabela 4.4 - Exemplo de especificação de situações de projeto significativas [“Design of Footbridges”, 2007]

Situação de projecto	Descrição	Classe de tráfego (cf. 0)	Ocorrência esperada	Classe de conforto (cf. 4.3.2)
1	Inauguração da ponte	TC4	uma vez na vida útil	CL3
2	Tráfego em horas de ponta	TC2	diariamente	CL1
3	Passeio a pé ao fim de semana	TC1	semanalmente	CL2
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

Tabela 4.5 - Classe de conforto e respetivas acelerações limite [“Design of Footbridges”, 2007]

Classe de conforto	Grau de conforto	Vertical $a_{limit}$	Lateral $a_{limit}$
CL 1	Máximo	$< 0,50 \text{ m/s}^2$	$< 0,10 \text{ m/s}^2$
CL 2	Médio	$0,50 - 1,00 \text{ m/s}^2$	$0,10 - 0,30 \text{ m/s}^2$
CL 3	Mínimo	$1,00 - 2,50 \text{ m/s}^2$	$0,30 - 0,80 \text{ m/s}^2$
CL 4	Desconforto inaceitável	$> 2,50 \text{ m/s}^2$	$> 0,80 \text{ m/s}^2$

Note-se que as gamas de aceleração indicadas traduzem apenas um critério de conforto; critérios de “lock-in” para vibrações horizontais são apresentados na secção 4.6.

Tabela 4.6: Fatores de amortecimento para condições de serviço, consoante o material de construção [“Design of Footbridges”, 2007]

Tipo de construção	Mínimo $\xi$	Médio $\xi$
Betão armado	0,80%	1,3%
Betão pré-esforçado	0,50%	1,0%
Mista aço-betão	0,30%	0,60%
Aço	0,20%	0,40%
Madeira	1,0%	1,5%
Catenária	0,70%	1,0%

No presente caso, a vibração provocada pelos passos das pessoas será considerada através do tipo de análise Footfall do programa Robot Structural Analysis, através da qual serão retirados os valores da frequência da estrutura, e do período de vibração.

Tal como foi mencionado anteriormente, existem limites máximos e mínimos para as vibrações nas diferentes direções, no entanto, através do tipo de análise Footfall não será possível definir estes limites, o que representa uma fragilidade do programa. Porém, na definição da análise é permitida a escolha de quatro tipos de caso que apresentam limites de frequências definidas. Os quatro tipos de caso e as respetivas frequências são os seguintes: Concrete Centre [1 a 2,8 Hz], SCI P354 [1,8 a 2,2 Hz], AISC DG [1,6 a 2,2 Hz], e STAIRS SCI P354 [1,2 a 4,5 Hz].

No caso de ser possível definir a frequência máxima, teria definido [0,5 a 4,6 Hz], visto ser a frequência máxima e mínima de todas as direções de vibração. Como não foi possível, foi escolhida a opção Concrete Centre, que apesar de não ser referente ao aço, mas sim ao betão, é a opção que apresenta a maior variação de frequência, e o valor máximo mais alto e mínimo mais baixo.

Como esta análise estuda a frequência dos pontos da estrutura, serão selecionados apenas os pontos pertencentes ao pavimento da estrutura, isto porque será o local da estrutura que será solicitado aquando da vibração provocada pelos peões.

Segundo um documento retirado da Autodesk “Verification exemple 1 – Footbridge – Footfall Analysis”, os resultados através do Robot Structural Analysis relativos ao Response Factor (Rf), irá permitir saber quantas vibrações irão exceder a vibração perceptível pelas pessoas. Este documento refere que o documento “BS 5400” apresenta valores aceites em passagens pedonais, sendo o de uma pessoa sozinha a caminhar uma situação crítica, o valor Response Factor, Rf deverá ser inferior a 64.

Dentro da análise Footfall será possível analisar os diagramas relativos à frequência de vibração gerada pelas pessoas quando estão a andar, e a frequência de vibração após as pessoas pararem de andar.

Através das análises feitas às frequências da estrutura, será possível definir se a passagem terá que apresentar amortecedores, ou não, consoante o intervalo de valores referido anteriormente. Para isto, serão analisadas as tabelas relativas à análise Footfall, e identificar o nó mais condicionante, ou seja, o que apresenta maior aceleração.

A Tabela 4.7 apresenta os resultados da análise Footfall.

Tabela 4.7 - Resultados da análise Footfall

<b>FOOTFALL</b>	Aceleração [cm/seg <sup>2</sup> ]	Rf - ressonante	Rf - temporário	Rf - geral	v RMS [cm/seg]	v RMQ [cm/seg]	Frequência [Hz]
Máximo	26,9	27,84	12,05	27,84	0,2	0,2	2,80
Nó	4671	4671	9169	4671	9169	9169	3368
Mínimo	0	0	0	0	0	0	0
Nó	9020	9020	9020	9020	9020	9020	9020

Através da análise dos resultados do Footfall, apresentada na Tabela 4.7, verifica-se que o nó mais solicitado é o 4671, no caso 451. O caso em questão era o previsto, correspondente à ação da sobrecarga. No entanto, o nó mais solicitado encontra-se no vão de 24 metros na interseção da corda inferior com o montante principal, uma vez que a sobrecarga definida nesse tramo é superior à sobrecarga definida no tramo de 42 metros. A Figura 4.24 apresenta a localização do referido nó.

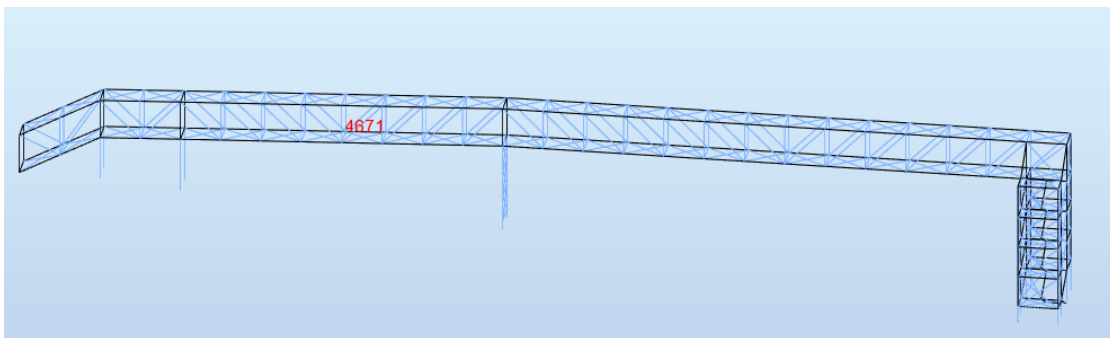


Figura 4.24: Identificação do local do nó 4671

No entanto, será identificado também o nó mais solicitado no vão de 42 metros, apesar de apresentar uma aceleração inferior. O nó relativo ao tramo de 42 metros será o 4569, situado a 3 metros do montante principal. Seria de esperar que se localizasse no montante principal. Esta situação não se verifica, uma vez que o último tramo de 3 metros do vão de 42 metros se encontra apoiado nos pilares da caixa de escadas. Desta forma, o nó mais solicitado encontra-se 3 metros à esquerda do montante principal. De referir, que o caso para o qual se verifica a solicitação máxima é na mesma o correspondente à ação base sobrecarga, caso 451. A Figura 4.25 apresenta a localização do nó em questão.

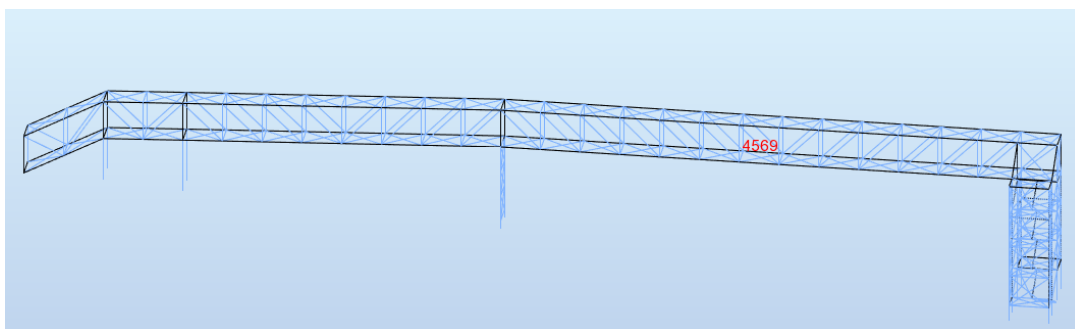


Figura 4.25: Identificação do local do nó 4569

A Tabela 4.8 apresenta os valores das ressonâncias, das velocidades e frequência relativas ao nó que apresenta maior aceleração o nó 4671.

Tabela 4.8 - Valores da análise Footfall relativa ao nó 4671

Nó	Aceleração [cm/seg <sup>2</sup> ]	Rf - ressonante	Rf - temporário	Rf - geral	v RMS [cm/seg]	v RMQ [cm/seg]	Frequência [Hz]
<b>4671</b>	18,4	25,78	12,04	25,78	0,2	0,2	2,73

A Tabela 4.9 apresenta os valores das ressonâncias, das velocidades e frequência relativas ao nó que apresenta maior aceleração o nó 4569.

Tabela 4.9 - Valores da análise Footfall relativa ao nó 4569

Nó	Aceleração [cm/seg <sup>2</sup> ]	Rf - ressonante	Rf - temporário	Rf - geral	v RMS [cm/seg]	v RMQ [cm/seg]	Frequência [Hz]
4569	26,9	27,84	7,84	27,84	0,1	0,1	2,73

Definido o nó mais condicionante, 4671, consoante a maior aceleração, irá existir uma frequência correspondente, de 2,73 Hz. A partir desta frequência e segundo o valor global dos harmónicos, será estudada a curva ressonante, que irá resultar durante o andar das pessoas.

A Tabela 4.10 irá quantificar a frequência e os diferentes harmónicos.

Tabela 4.10 - Valores da análise Footfall relativa ao valor de maior frequência do nó em estudo

Etapa/ Nó	Frequência [Hz]	Harmónico 1 [cm/seg <sup>2</sup> ]	Harmónico 2 [cm/seg <sup>2</sup> ]	Harmónico 3 [cm/seg <sup>2</sup> ]	Harmónico 4 [cm/seg <sup>2</sup> ]	Geral [cm/seg <sup>2</sup> ]
105/4671	2,73	0,87	1,10	2,80	27,66	27,84

A Figura 4.26 irá apresentar os gráficos relativos à Tabela 4.9.

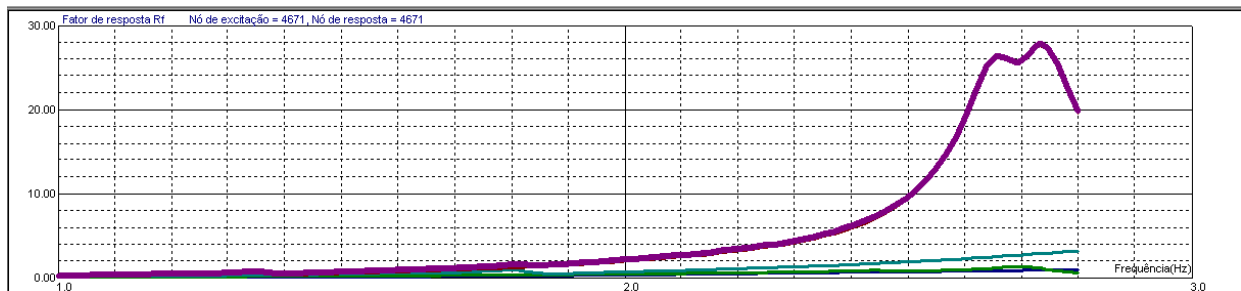


Figura 4.26: Diagrama de frequência, segundo a análise de ressonância

Através da Tabela 4.10 e da Figura 4.26, é possível verificar que o valor da frequência que apresenta maior aceleração é 2,73 Hz, que por sua vez leva a uma aceleração total de 27,84 cm/seg<sup>2</sup>.

Para analisar a vibração da estrutura após o passar das pessoas, foi gerado o gráfico que relaciona a velocidade com o tempo, que se apresenta na Figura 4.27.

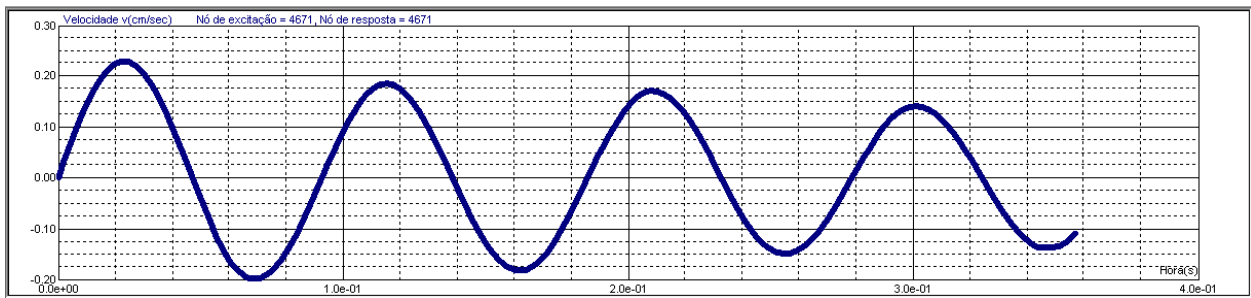


Figura 4.27: Gráfico velocidade-tempo, segundo uma análise transitória

Através do gráfico velocidade-tempo representado na Figura 4.27 é possível verificar que a velocidade máxima é de 0,225 cm/seg, aproximadamente, e vai diminuindo gradualmente. Denota-se que desde que o nó é solicitado até à sua estabilização, demora quase 0,36 segundos.

De um ponto de vista pessoal, como o tempo que demora o nó a estabilizar é menos de metade de um segundo, é bom sinal, em termos de conforto.

Como referido anteriormente, se o valor da aceleração numa passagem superior pedonal for inferior a  $0,5 \text{ m/seg}^2$ , a estrutura apresenta comodidade, pertencendo à Classe 1 de Conforto. Como a aceleração máxima é de  $0,2784 \text{ m/seg}^2$ , a presente estrutura apresenta conforto. Para além de conforto, o Estado Limite de Vibração máximo exigido pela EN NP 1993-1-1, também é verificada, uma vez que a aceleração máxima é de  $0,981 \text{ m/seg}^2$ .

Relativamente às frequências que deveriam ser respeitadas, expostas anteriormente, e segundo o intervalo referido, de 0,5 a 4,6 Hz, a frequência da presente estrutura encontra-se no referido intervalo, apresentando um valor de 2,73 Hz.

Após referidas constatações, é possível concluir que a estrutura não irá necessitar de qualquer tipo de amortecimento, pelo menos verticalmente.

## 4.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

As verificações relativas ao Estado Limite Último irão ter em consideração o equilíbrio estático e a resistência dos elementos estruturais, como os pilares, a treliça, e as estruturas de acesso, bem como a resistência das ligações existentes.

No presente caso de estudo, as barras da estrutura serão verificadas automaticamente através do programa de cálculo, para a combinação fundamental. As tabelas presentes no Anexo I apresentam as referidas verificações, e os casos mais condicionantes para cada barra.

#### *CAPÍTULO 4*

A verificação e dimensionamento das fundações e das ligações aparafusadas entre barras serão feitas manualmente, através dos esforços obtidos no programa de cálculo. As referidas verificações irão encontrar-se no Anexo II, e Anexo III, respetivamente.

A verificação das ligações pilar-fundação será feita através do programa de cálculo, e encontra-se no Anexo IV.

Desta forma através das tabelas que se encontram em anexo, é possível verificar que todos os elementos são verificados consoante os requisitos necessários.

## 5 FUNDAÇÕES

As sapatas de fundação do presente relatório foram dimensionadas manualmente, através de valores retirados do programa de cálculo. No entanto, após dimensionamento das sapatas, serão apresentados os pormenores respetivos à armaduras de flexão. Através do programa de cálculo serão apresentados os pormenores da ligação pilar-fundação das diferentes fundações.

Relativamente ao Estado Limite Geotécnico este estudo irá incluir a rotura da fundação por carga excessiva e a resistência ao deslizamento. As questões relacionadas com eventuais assentamentos serão não serão abordadas por falta de informação relativa às características do maciço de fundação.

Assim sendo, inicialmente, as fundações do presente projeto foram consideradas encastradas, no entanto, após o cálculo das sapatas de fundação foi possível verificar que os apoios apresentavam esforços elevados. O facto dos apoios serem encastrados significava que as fundações teriam que ter uma dimensão elevada, de forma a equilibrar os momentos flectores. Para além de não ser economicamente viável, através da representação no programa AutoCAD foi possível verificar que a sapata D e a sapata E encontravam-se condicionadas pelas limitações físicas da empresa.

Assim sendo, a solução passou por colocar contraventamentos entre os dois pilares D, de forma a minimizar os momentos flectores em torno do eixo Y, uma vez que eram os valores que determinavam a dimensão enorme das sapatas. Após serem considerados contraventamentos nos pilares, as fundações ainda apresentavam dimensões consideráveis, isto porque sendo as fundações encastradas, o somatório de todos os esforços iria ser absorvido pelas fundações, o que implicava elevados valores de momentos flectores.

Posteriormente, optou-se pela consideração de fundações articuladas, que permitiram ter momentos nulos nas fundações, encontrando-se assim os esforços distribuídos ao longo da estrutura. Retirados os valores dos esforços nas fundações, verificou-se que os momentos flectores eram nulos, e a única ação a considerar nas fundações seria o esforço vertical e o próprio peso da sapata.

Para o dimensionamento das sapatas de fundação, inicialmente verificou-se as dimensões da sapata tendo em consideração a sua rigidez e o ponto de vista geotécnico. Posteriormente dimensionaram-se as armaduras ao Estado Limite Último de Rotura por Flexão, ao Estado Limite Último pelo Esforço Transverso, e ao Estado Limite Último pelo Punçoamento.

Todas as verificações e cálculos referentes a este capítulo das Fundações serão apresentadas no Anexo II.

## 5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO GEOTÉCNICO

No estudo do presente Estado Limite Último Geotécnico os esforços serão todos considerados na base da fundação. Inicialmente, para definir as dimensões mínimas da sapata, em planta, procedeu-se ao cálculo da condição de rigidez da sapata, através da expressão (5.1) e (5.2). A Figura 5.1 ilustra as dimensões em planta das fundações.

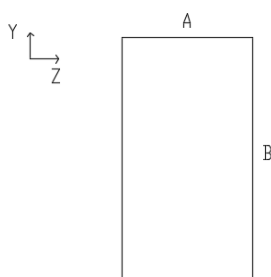


Figura 5.1 - Dimensões em planta das fundações e respetivos eixos

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad (5.1)$$

$$d \geq \frac{A-a}{4} \quad (5.2)$$

Onde:

$d$  – altura útil da sapata, [m];

$B$  – dimensão em planta da fundação na direção Y, [m];

$b$  – dimensão em planta do plinto na direção Y, [m];

$A$  – dimensão em planta da fundação na direção Z, [m];

$a$  – dimensão em planta do plinto na direção Z, [m].

De forma a verificar a sapata de um ponto de vista geotécnico, procedeu-se à verificação da expressão (5.3).

$$\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm} \quad (5.3)$$

Onde:

$\sigma_{ref}$  – tensão de referência, [kPa];

$\sigma_{adm}$  – Tensão admissível do terreno, [kPa].

A folha de cálculo foi definida como se houvesse dois momentos e ação vertical. Assim sendo, as expressões utilizadas foram as seguintes.

$$\frac{e_y}{A} + \frac{e_z}{B} \leq \frac{1}{6} \quad (5.4)$$

$$\begin{cases} e_y = \frac{M_z}{V+P} \\ e_z = \frac{M_y}{V+P} \end{cases} \quad (5.5)$$

$$\eta_y + \eta_z \leq \frac{1}{6} \quad (5.6)$$

$$\begin{cases} \eta_y = \frac{e_y}{A} \\ \eta_z = \frac{e_z}{B} \end{cases} \quad (5.7)$$

$$\sigma_{gi} = \frac{V+P}{B \times A} \times (1 \pm 6\eta_y \pm 6\eta_z) \quad (5.8)$$

Como no presente caso a resultante calha dentro do núcleo central, a expressão a ser usada será a (5.9).

$$\sigma_{ref} = \sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{3\sigma_{g1} + \sigma_{g4}}{4} \leq \sigma_{adm} \quad (5.9)$$

Onde:

$e_y$  – excentricidade na direção Y;

$e_z$  – excentricidade na direção Z;

$A$  – dimensão em planta da fundação na direção Z, [m];

$B$  – dimensão em planta da fundação na direção Y, [m];

$V$  – reação vertical na fundação, [kN];

$P$  – peso próprio da fundação, [kN].

A verificação da Segurança da Capacidade Resistente do Maciço de Fundação relaciona as características da fundação com o terreno de fundação, em que o valor de cálculo da resistência limite da fundação deverá ser superior ou igual ao valor de cálculo da componente vertical. A presente verificação será

verificada através da expressão (5.10), segundo o método analítico. A Figura 5.2 representa a rotura por carga excessiva.

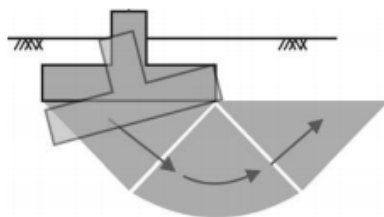


Figura 5.2 - Rotura por carga excessiva,  
[Bond, Andrew e Harris, 2008]

$$\frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_d}{A'} \quad (5.10)$$

Onde:

$V_d$  – valor de cálculo da componente vertical da carga, [kN];

$R_d$  – valor de cálculo da resistência limite da fundação, em relação às ações verticais, [kN];

$A'$  – área da fundação, [m<sup>2</sup>].

As expressões utilizadas na presente verificação encontram-se na NP EN 1997-1: 2010 no capítulo referente à Verificação da segurança da Capacidade Resistente do Maciço de Fundação.

A verificação da Segurança ao Deslizamento da Sapata é feita com base na capacidade da sapata não deslizar devido ao esforço horizontal existente na sua base,  $H_d$ . Desta forma, para haver equilíbrio, a resultante da adesão entre a sapata de fundação e o solo de fundação,  $R_d$ , juntamente com a resultante do impulso passivo das terras,  $R_{p,d}$ , deverá ser superior ou igual à do esforço horizontal,  $H_d$ , tal como se define na expressão (5.11). A Figura 5.3 ilustra a rotura por deslizamento da fundação.

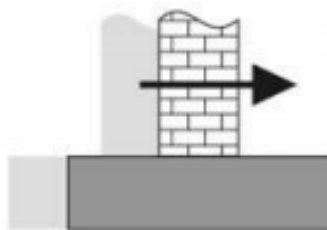


Figura 5.3 - Rotura por deslizamento,  
[Bond, Andrew e Harris, 2008]

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (5.11)$$

A Figura 5.4 ilustra o esquema das reações na fundação para a verificação da segurança da fundação ao deslizamento.

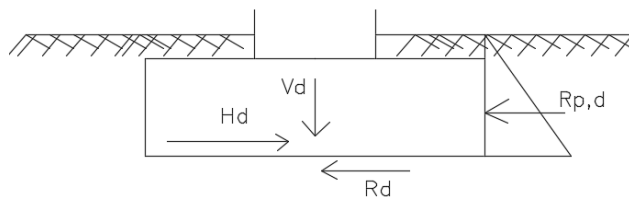


Figura 5.4: Esquema dos esforços na  
fundação

Onde:

$R_d$  – resultante da adesão entre a fundação e o solo de fundação, [kN];

$R_p$  – resultante do impulso passivo das terras, [kN];

$H_d$  – componente horizontal da carga na base da sapata, [kN];

$V_d$  – componente vertical da carga na base da sapata, [kN].

Como o tipo de solo é granítico e admitindo a opção drenado, para o cálculo de  $R_d$  apresenta-se a expressão (5.12).

$$R_d = V_d \times tg(\delta d) \quad (5.12)$$

$\delta d = \phi'$ , para fundações betonadas contra o terreno

De referir que o ângulo de atrito interno do terreno foi considerado de  $41^\circ$ .

O valor da resultante do impulso passivo das terras,  $R_{p,d}$ , foi calculado considerando o peso específico,  $\gamma$ , da terra  $19 \text{ kN/m}^3$ , e o coeficiente de impulso passivo,  $k_p$ , segundo a expressão (5.13).

$$k_p = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (5.13)$$

### 5.1.1 Verificação da segurança à Flexão

Na Verificação da segurança à Flexão todos os esforços serão considerados na face superior das fundações. Para o cálculo da armadura de flexão procedeu-se a um cálculo simplificado, usando as seguintes expressões nas duas direções da fundação.

$$M_{Ed} = \sigma_{ref} \times \frac{d_\sigma^2}{2} \quad (5.14)$$

$$d_\sigma^2 = \frac{B(\text{ou } A) - b(\text{ou } a)}{2} - d \quad (5.15)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (5.16)$$

$\omega$  – retirado através da interpolação dos valores do livro “Tabelas e Ábacos de Betão Armado”;

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd} \times b^2 \times d} \quad (5.17)$$

$$A_{s,\text{mín}} \geq \frac{0,26 \times f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \quad (5.18)$$

$$A_{s,\text{máx}} \leq 0,04 \times b \times h \quad (5.19)$$

$$s_{\text{mín}} \geq \begin{cases} \phi_{\text{máx}} \\ \phi_{\text{máx}} + 5 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (5.20)$$

$$s_{\text{máx}} \leq 2h \quad (5.21)$$

Onde:

$M_{Ed}$  – valor de cálculo do momento fletor atuante na fundação, [kN.m];

$\sigma_{ref}$  – tensão de referência, [kPa];

$d_\sigma^2$  – distância a que se encontram as tensões auxiliares, [m];

$b$  – considerado igual a 1 metro;

$d$  – altura útil da fundação, [m];

$h$  – altura da fundação, [m];

$A_s$  – armadura longitudinal, [cm<sup>2</sup>];

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias, [MPa];

$A_{s,min}$  – armadura mínima de flexão, [cm<sup>2</sup>];

$f_{ctm}$  – valor médio da resistência à tração do betão, [MPa];

$f_{yk}$  – valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias, [MPa];

$A_{s,máx}$  – armadura máxima longitudinal, [cm<sup>2</sup>];

$s_{min}$  – espaçamento mínimo entre eixos dos varões, [m];

$\emptyset_{máx}$  – diâmetro máximo usado, [mm].

Segundo os resultados apresentados nas tabelas em anexo, as armaduras de flexão foram definidas distribuindo uniformemente a armadura ao longo das dimensões em planta das fundações.

### 5.1.2 Verificação da segurança ao Esforço Transverso

Na Verificação da segurança ao Esforço Transverso todos os esforços serão considerados na face superior das fundações. Posteriormente, procedeu-se à verificação da segurança da sapata ao Estado Limite Último de Rotura pelo Esforço Transverso, através das expressões (5.22) e (5.23).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (5.22)$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \times d \times d \geq 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \quad (5.23)$$

Onde:

$V_{Ed}$  – valor de cálculo do esforço vertical na fundação, [kN];

$V_{Rd,c}$  – valor de cálculo de resistência ao esforço transverso do betão, [kN];

$\rho_l$  – quantidade de armadura longitudinal, [adimensional];

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, [MPa];

$f_{ck}$  – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão, [MPa].

O valor de cálculo de resistência ao esforço transverso foi calculado segundo as expressões presentes na EN NP 1992-1-1: 2010, referente à Verificação ao Esforço Transverso.

### 5.1.3 Verificação da segurança ao Punçoamento

Na Verificação da segurança ao Punçoamento todos os esforços serão considerados na face superior das fundações. Por fim, foi verificada a segurança da sapata ao Estado Limite Último de Rotura por Punçoamento através da expressão (5.24) .

$$v_{Ed,pilar} \leq v_{Rd,máx} \quad (5.24)$$

Onde:

$v_{Ed,pilar}$  – valor de cálculo da resistência ao punçoamento da sapata, sem armadura de punçoamento ao longo da secção crítica considerada, [kN];

$v_{Rd,máx}$  – valor de cálculo da resistência ao punçoamento máxima ao longo da secção, [kN].

O valor de cálculo da resistência ao punçoamento foi calculado segundo as expressões presentes na EN NP 1992-1-1: 2010 referente à Verificação ao Punçoamento.

De referir que na verificação feita ao esforço de punçoamento foi considerada a dimensão em planta da chapa de ligação pilar-fundação, para cada uma das fundações.

## 6 LIGAÇÕES APARAFUSADAS

No presente capítulo são abordadas as verificações da segurança das ligações aparafusadas usadas na passagem superior pedonal. Segundo o ponto 3.4.1 da NP EN 1993-1-8: 2010, a categoria das ligações aparafusadas, será a Categoria A e a categoria D, que correspondem respetivamente, à ligação resistente ao esmagamento em ligações sujeitas ao corte, e à ligação não pré-esforçada em ligações sujeitas à tração. Assim sendo, não será necessário recorrer a nenhum parafuso pré-esforçado, e deverão ser utilizados parafusos das classes 4.6 a 10.9. No presente caso, serão utilizados parafusos da classe 8.8 e 10.9.

Os parafusos de classe 8.8 serão utilizados em toda a estrutura, excepto nas barras de ligação entre os patamares da caixa de escadas, madres, e os lanços de escadas. Isto deve-se ao facto destas peças estarem bastante solicitadas à tração, necessitando assim de uma classe de parafusos mais resistente, classe 10.9.

De referir, que os valores dos esforços ao corte e à tração deve ter em consideração a direcção dos parafusos. No caso da maioria das ligações, os parafusos irão encontrar-se na vertical, com a excepção da ligação das madres e dos lanços da caixa de escadas, que se irão encontrar dispostos na horizontal.

No presente projeto, serão consideradas ligações aparafusadas nos locais das emendas, nas ligações entre pilares e a treliça, na ligação das barras entre os pilares da caixa de escadas.

Através da Tabela 6.1 são apresentados os critérios de ligações ao corte, consoante a categoria da ligação.

Tabela 6.1 - Categorias de ligações aparafusadas, [NP EN 1993-1-8: 2010]

Categoria	Crítérios	Observações
Ligações ao corte		
A resistente ao esmagamento	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Não é necessário qualquer pré-esforço. Poderão utilizar-se as classes de parafusos 4.6 a 10.9.
B resistente ao escorregamento no estado limite de utilização	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. Para a resistência ao escorregamento no estado limite de utilização, ver 3.9.
C resistente ao escorregamento no estado limite último	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $\Sigma F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. Para a resistência ao escorregamento no estado limite último, ver 3.9. $N_{net,Rd}$ , ver 3.4.1(1) c).
Ligações à tracção		
D não pré-esforçada	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Não é necessário qualquer pré-esforço. Poderão utilizar-se as classes de parafusos 4.6 a 10.9. $B_{p,Rd}$ , ver o Quadro 3.4.
E pré-esforçada	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. $B_{p,Rd}$ , ver o Quadro 3.4.
O valor de cálculo do esforço de tracção, $F_{t,Ed}$ , deverá incluir qualquer eventual força devida ao efeito de alavanca, ver 3.11. Os parafusos solicitados simultaneamente a esforço de corte e a esforço de tracção deverão satisfazer também os critérios indicados no Quadro 3.4.		

Assim sendo, relativamente à Categoria A, serão verificados os seguintes modos de rotura: Resistência ao Corte por Plano de Corte e a Resistência ao Esmagamento, e em relação à Categoria D, serão verificadas a Resistência à Tração e a Resistência ao Punçoamento.

Nas verificações e no dimensionamento das ligações aparafusadas foram consideradas as combinações correspondentes aos esforços maiores de corte para as ligações do tipo viga-pilar, e as combinações correspondentes aos esforços maiores de tração para as emendas, para as ligações do tipo viga-lanço de escadas e para as ligações do tipo pilar-lanço de escadas.

Todas as tabelas utilizadas para as verificações e dimensionamento das ligações aparafusadas encontram-se no Anexo III.

## 6.1 LIGAÇÕES AO CORTE

A Resistência ao Corte por Plano de Corte será verificada através da expressão (6.1) e calculada através das expressões (6.2) e (6.3).

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (6.1)$$

$$F_{v,Ed} = \frac{F}{n^{\circ}parafusos \times n^{\circ}planos} \quad (6.2)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}} \quad (6.3)$$

Onde:

$F_{v,Ed}$  - valor de cálculo do esforço transversal por parafusos no estado limite último, [kN];

$F_{v,Rd}$  - valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso, [kN];

$\alpha_v = 0,5$ , quando a classe de parafusos é 4.8, 5.8, 6.8 ou 10.9;  $\alpha_v = 0,6$ , quando a classe de parafuso é 4.6, 5.6 ou 8.8;

$f_{ub}$  - tensão de rotura à tração de um parafuso, Tabela 6.2, [ $N/mm^2$ ];

$A$  - área da secção lisa do parafuso, [ $m^2$ ];  $A = \frac{\pi \times d^2}{4}$ ;

$\gamma_{M2}$  - coeficiente parcial de segurança, 1,25.

A Tabela 6.2 apresenta os valores nominais da tensão de cedência de rotura consoante a classe dos parafusos.

Tabela 6.2 - Valores nominais da tensão de cedência,  $f_{yb}$ , e tensão de rotura,  $f_{ub}$ , dos parafusos, [NP EN 1993-1-8: 2010]

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ ( $N/mm^2$ )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ ( $N/mm^2$ )	400	400	500	500	600	800	1000

A Resistência ao Esmagamento será verificada através da expressão (6.4).

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd} \quad (6.4)$$

$$F_{b,Ed} = \frac{F}{n^{\circ}parafusos \times n^{\circ}peças} \quad (6.5)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \quad (6.6)$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \quad (6.7)$$

Como as condições condicionantes serão relativas aos parafusos exteriores:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}; \quad (6.8)$$

$$k_1 = \min \begin{cases} 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \\ 1,4 \times \frac{P_2}{d_0} - 1,7 \\ 2,5 \end{cases} \quad (6.9)$$

Onde:

$f_u$  - tensão de rotura, [N/mm<sup>2</sup>];

$f_{ub}$  - tensão de rotura à tração de um parafuso, Tabela 6.2, [N/mm<sup>2</sup>];

$d_0$  - diâmetro do furo para um parafuso, [mm];

$e_1$  - distância para qualquer das peças da ligação, entre o centro do furo do parafuso e a extremidade adjacente, medida na direcção da transmissão do esforço, [mm];

$e_2$  - distância para qualquer das peças da ligação, entre o centro do furo do parafuso e a extremidade adjacente, medida na direcção perpendicular à transmissão do esforço, [mm].

## 6.2 LIGAÇÕES À TRAÇÃO

A verificação da Resistência à Tração será verificada através da expressão (6.10) e calculada através da expressão (6.11).

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad (6.10)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (6.11)$$

Onde:

$F_{t,Ed}$  - valor de cálculo do esforço de tração por parafuso no estado limite último, [kN];

$F_{t,Rd}$  - valor de cálculo da resistência à tração por parafuso, [kN];

$k_2 = 0,9$ , para parafusos que não são de embeber;

$f_{ub}$  - tensão de rotura à tração de um parafuso, Tabela 6.2, [N/mm<sup>2</sup>];

$A_s$  - área da secção resistente do parafuso ou chumbadouro [mm<sup>2</sup>];

$\gamma_{M2} = 1,25$ .

A verificação da Resistência ao Punçoamento será feita através da expressão (6.12) e calculada através da expressão (6.13).

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd} \quad (6.12)$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.13)$$

Onde:

$F_{t,Ed}$  - valor de cálculo do esforço de tração por parafuso no estado limite último, [kN];

$B_{p,Rd}$  - valor de cálculo da resistência ao punçoamento da cabeça do parafuso e da porca, [kN];

$d_m$  - menor diâmetro médio (entre círculos inscritos e circunscritos) da cabeça do parafuso ou da porca, [mm];

$t_p$  - espessura da chapa sob a cabeça do parafuso ou sob a porca, [mm];

$f_u$  - tensão de rotura à tração de um parafuso, Tabela 6.2, [N/mm<sup>2</sup>];

$\gamma_{M2} = 1,25$ .

### 6.3 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS À TRAÇÃO

Segundo o ponto 6.2.3, da NP EN 1993-1-8: 2010, os elementos sujeitos à tração deverão verificar a condição apresentada na expressão (6.14).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (6.14)$$

Onde:

$N_{Ed}$  - valor de cálculo do esforço axial de tração atuante, [kN];

$N_{t,Rd}$  - valor do esforço axial de tração resistente, [kN], calculado através da seguinte expressão. Por norma, este valor corresponde ao menor valor entre o valor de cálculo da resistência plástica da secção total,  $N_{pl,Rd}$ , e o valor de cálculo da resistência última da secção útil (sem os furos nas ligações),  $N_{u,Rd}$ .

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) \quad (6.15)$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.16)$$

Onde:

$A$  - área total da secção transversal, bruta, [m<sup>2</sup>];

$f_y$  - tensão de cedência do aço, [N/mm<sup>2</sup>];

$\gamma_{M0}$  - coeficiente parcial de segurança, 1.

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.17)$$

Onde:

$A_{net}$  - área útil da secção transversal, na zona dos furos, [m<sup>2</sup>];

$f_u$  - tensão de rotura do aço, [N/mm<sup>2</sup>];

$\gamma_{M2}$  - coeficiente parcial de segurança, 1,25.

#### 6.4 COMBINAÇÃO DO CORTE COM A TRAÇÃO:

As ligações deverão verificar a expressão (6.18) relativa à combinação do corte com a tração.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (6.18)$$

Onde:

$F_{v,Ed}$  - valor de cálculo do esforço transversal por parafusos no estado limite último, [kN];

$F_{v,Rd}$  - valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso, [kN];

$F_{t,Ed}$  - valor de cálculo do esforço de tração por parafuso no estado limite último, [kN];

$F_{t,Rd}$  - valor de cálculo da resistência à tração por parafuso, [kN].

## 7 ELEMENTOS DE DRENAGEM

No âmbito do presente projeto procedeu-se ainda ao dimensionamento das caleiras e dos tubos de queda, de forma a drenagem as águas pluviais. Em termos de inclinações e disposição das caleiras, já foram referidas no decorrer deste relatório escrito. No entanto, no presente capítulo serão dimensionados os elementos de drenagem.

### 7.1 DIMENSIONAMENTO DAS CALEIRAS

O dimensionamento da caleira tem como base o caudal de cálculo, que considera o coeficiente de escoamento, a intensidade de precipitação e a área a drenar. A intensidade de precipitação dependerá da localização da estrutura.

O caudal de cálculo da caleira,  $Q$ , será calculado através da expressão (7.1).

$$Q = C \times I \times A \quad (7.1)$$

Onde:

$Q$  - caudal de cálculo, [l/min];

$C$  - coeficiente de escoamento, [adimensional];

$I$  - Intensidade de precipitação, [l/min. m<sup>-2</sup>];

$A$  - área a drenar, em projeção horizontal, [m<sup>2</sup>].

No presente caso, como no regulamento não se encontra a cidade de Braga definida nas regiões pluviométricas B e C, automaticamente, a região pluviométrica a considerar será a A.

O período de retorno será de 5 anos, o que se traduz no intervalo de tempo médio em que um determinado acontecimento se dá, ou quando é excedido.

O coeficiente de escoamento,  $C$ , no presente relatório, seria correspondente a uma chapa perfilada. No entanto, como não se encontra informação relativa a este valor, será admitido um valor de 0,95, que se

encontra no regulamento DR 23/95, artigo 129, que se refere aos telhados de cobertura, sendo o que melhor corresponde à situação em questão. O quadro apresentado na referida norma apresenta o intervalo de 0,75 a 0,95. No entanto, no presente relatório será usado o valor de 0,95, uma vez que se irá traduz num caudal de cálculo superior.

A intensidade de precipitação,  $I$ , será calculada através da expressão (7.2).

$$I = a \times t^b \tag{7.2}$$

Onde:

$I$  - Intensidade de precipitação, [ $l/min.m^{-2}$ ];

$a$  e  $b$  – valores retirados da tabela, consoante a região pluviométrica e o período de retorno;

$t$  – duração da precipitação, [ $min$ ].

Segundo os quadros do regulamento, segundo o período de retorno de 5 anos, e a região pluviométrica A, o valor de  $a$  é 259,26 e o valor de  $b$  é -0,562. Considerando a duração de precipitação,  $t$ , de 15 minutos, o valor da intensidade de precipitação,  $I$ , é de 56,594  $mm/h$ .

Após calcular o valor da intensidade de precipitação,  $I$ , é possível calcular o valor do caudal de cálculo,  $Q$ , em que a área a drenar,  $A$ , será correspondente às coberturas, e o coeficiente de escoamento,  $C$ , será consoante o tipo de material da cobertura, neste caso será em chapa perfilada EP1 272 30, que irá corresponder a 0,95.

Assim sendo, o caudal de cálculo irá variar consoante a área a drenar, sendo a área da esquerda para a direita de 12  $m^2$ , 12  $m^2$ , 42  $m^2$ , 42  $m^2$ , e a área da zona da caixa de escadas, será de 20,07  $m^2$ . Por conseguinte, o caudal de cálculo,  $Q$ , serão de 0,18  $l/seg$ , 0,18  $l/seg$ , 0,717  $l/seg$ , e 0,627  $l/seg$ , e 0,30  $l/seg$ , respectivamente.

Após o cálculo dos diferentes caudais de cálculo, é possível definir a área da secção rectangular com através da expressão (7.3).

$$Q = k_s \times S \times R^{2/3} \times \sqrt{i} \tag{7.3}$$

Onde:

$Q$  - caudal de cálculo, [ $l/s$ ];

$k_s$  - constante de rugosidade, [ $m^{1/3}/s$ ]; no presente caso como se trata de chapa, será considerado  $k_s$  de 100;

$S$  - secção transversal, [ $m^2$ ]; Como a secção será rectangular, os valores de  $b_0$  e  $h_0$ , irão corresponder respectivamente à largura da capacidade de água, e à altura da lâmina de água;

$R$  - raio hidráulico, [ $m$ ]; O raio hidráulico de uma secção rectangular calcula-se a partir da expressão (7.4).

$$R = \frac{b_0 \times h_0}{b_0 + 2 \times h_0} \quad (7.4)$$

$i$  - inclinação longitudinal, [ $m/m$ ].

Assim sendo, para o tramo de 39 metros, como será dividido a meio para drenar as águas pluviais, a extensão da caleira de 19,5 metros irá apresentar uma secção total de  $0,20 \times 0,15 \text{ m}^2$ , a caleira de 24 metros de extensão irá apresentar uma secção de  $0,22 \times 0,13 \text{ m}^2$ , a extensão de 6 metros irá ter uma secção de  $0,12 \times 0,10 \text{ m}^2$ , e a caleira no local das escadas, que apresenta uma extensão de 6 metros irá ter uma secção transversal de  $0,10 \times 0,06 \text{ m}^2$ .

## 7.2 DIMENSIONAMENTO DOS TUBOS DE QUEDA

Os tubos de queda também serão dimensionados com base no caudal de cálculo da caleira. A expressão (7.5) irá permitir determinar o diâmetro do tubo de queda, com base nas capacidades das caleiras.

$$Q = \left( \alpha \times \beta \times \frac{H}{D} \right) \times \pi \times D \times H \times (2 \times g \times H)^{1/2} \quad (7.5)$$

Onde:

$Q$  - caudal de cálculo, [ $l/s$ ];

$\alpha = 0,453$ , no caso da entrada do caudal no tubo de queda for em aresta viva, como é o caso;

$\beta = 0,350$ ;

$H$  - carga no tubo de queda, que corresponde à altura da lâmina de água da caleira,  $h_0$  [ $m$ ];

$D$  - diâmetro do tubo de queda, [ $m$ ];

$g$  - aceleração gravítica, [ $9,81 \text{ m/s}^2$ ].

Assim sendo, os diâmetros dos tubos de queda para os 19,5 metros de extensão serão de 120 mm, para a extensão de 24 metros o diâmetro será de 81 mm, o diâmetro da extensão de 6 metros será de 61

milímetros, e na extensão de 6 metros das escadas irá ter um diâmetro de 50 milímetros, uma vez que o seu cálculo deu um valor inferior ao diâmetro mínimo que deverá ser respeitado, de 50 milímetros. O tubo de queda do lado da caixa de escadas, será de 110 milímetros.

### **7.3 DIMENSIONAMENTO DOS COLECTORES**

As câmaras de visita serão colocadas no fim de cada tubo de queda, nas quais serão interceptados colectores. Os colectores irão ter que respeitar determinadas regras, tais como a profundidade, a inclinação, e o diâmetro mínimo.

No presente caso, a inclinação mínima de 0,3% e máxima de 15% encontram-se respeitadas, uma vez que a inclinação a adoptar será igual à inclinação do terreno, sendo na extensão de 24 metros 6,08%, na de 6 metros 5,83%, e na última extensão de 6 metros 6%. Relativamente à profundidade, a geratriz superior do colector deverá estar a uma distância de 1 metro de distância da superfície do terreno. No que se refere ao diâmetro mínimo, os colectores deverão apresentar, obrigatoriamente, uma dimensão superior ou igual a 200 milímetros.

O diâmetro dos colectores irá aumentar, obrigatoriamente, de montante para jusante. Assim sendo, o caudal que deverá ser considerado é o caudal acumulado. De montante para jusante, os colectores irão ter que apresentar um diâmetro que satisfaça o caudal de 1,08 l/s, 2,16 l/s, 19,37 l/s, e 19,95 l/s. Assim sendo, os diâmetros dos colectores serão todos de 200 milímetros.

## **8 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O presente relatório apresenta um estudo sobre uma passagem superior pedonal metálica. Surgiu na dificuldade no atravessamento da estrada que separa o parque de estacionamento da empresa O Feliz e a fábrica propriamente dita. Foi definida uma solução geral para a estrutura e procedeu-se à verificação da segurança de alguns dos seus elementos e de algumas das ligações. Deu-se especial atenção aos aspetos construtivos, nem sempre evidenciados no corpo do texto, mas que estiveram na origem das diversas discussões acerca das melhores soluções para este atravessamento. Concluído o presente relatório de estágio destacam-se as conclusões dos desenvolvimentos futuros, de forma a resumir todas as etapas percorridas, e posteriormente fazer uma retrospectiva de todo o trabalho que será aproveitado para o futuro.

### **8.1 CONCLUSÕES**

Após conclusão do relatório foi possível reflectir e verificar que para a elaboração de um projeto de uma passagem pedonal, é necessário ter em consideração diversos pormenores. Por esta razão, devem existir equipas compostas por elementos especializados em cada tarefa, para o processo poder ser mais rápido e mais adequado.

Todas e quaisquer opções tomadas deverão ser devidamente justificadas, o que implica um conhecimento aprofundado das diferentes normas e regulamentos. Relativamente às decisões da geometria, será necessário um estudo correcto de forma a conseguir cumprir todos os requisitos geométricos. O conhecimento de programas de desenho e de cálculo são imprescindíveis para a elaboração de qualquer projecto num período curto, e de forma adequada. A presença de alguém com experiência na área do fabrico e de montagem também apresenta uma parte relevante, porque em parte poderá condicionar a estrutura e a arquitectura do projecto.

Os elementos de drenagem de águas pluviais poderão vir a alterar o aspecto da estrutura, devendo, se possível, ser considerados numa fase inicial. As limitações físicas irão influenciar bastante o dimensionamento do projeto. No presente caso, umas das dificuldades encontradas, passou pela coincidência dos pilares com os montantes da estrutura, e pela existência de espaço entre as sapatas e os muros da empresa e do respectivo parque de estacionamento.

No programa Robot Structural Analysis 2016 foram encontrados alguns condicionantes relativos ao próprio programa, uma vez que as ligações não são perceptíveis numa imagem global da estrutura, o facto da utilização combinação das ações automáticas não ser uma opção de utilização acessível, e a inexistência de ligações metálicas entre as vigas e os pilares, nos casos em que a viga se encontra apoiada no pilar. Assim sendo, para a primeira questão, a solução passou por desenhar a estrutura e as respectivas ligações metálicas no programa AutoCAD Civil 3D. A segunda passou pela elaboração das diferentes combinações de ações em folhas de cálculo, permitindo assim saber o que estaria a considerar e a combinar em cada uma das combinações. Para a última questão, foram utilizadas também folhas de cálculo para o dimensionamento das ligações aparafusadas.

Tudo o que foi referido anteriormente condicionou bastante o presente projecto. Em contrapartida, permitiu uma percepção e a apresentação de possíveis soluções, tendo em consideração o senso comum, e a experiência de todas as pessoas consultadas.

Concluído o estudo e verificadas as condições de segurança aos Estados Limites, é possível referir que a estrutura é exequível. Em termos de custo global, a estrutura apresenta um valor equilibrado.

## **8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

O presente relatório será um ponto de partida para futuros projetos, relativamente à avaliação dos esforços a que as estruturas estão sujeitas, aos programas de cálculo e desenho, essencialmente no que se refere a estruturas metálicas.

Aquisição de nova agilidade nos elementos a consultar, uma vez que com o desenvolver do relatório houve a necessidade de analisar em pormenor os regulamentos consoante as dúvidas que iam surgindo. Os programas de cálculo e desenho também se tornaram mais familiares, devido à sua contínua utilização, consoante as várias retificações feitas, até à finalização do projeto.

Ao longo deste relatório surgiram inúmeras dúvidas, as quais foram sendo expostas a quem poderia solucioná-las. Esta etapa foi bastante relevante, uma vez que o presente relatório foi desenvolvido numa empresa, a qual me apresentava soluções ou algumas condicionantes, permitindo assim adquirir novas noções relativas a todo o processo de dimensionamento, fabrico e montagem. Por outro lado, com o apoio dos docentes do Instituto Superior de Engenharia do Porto, foi possível apresentar outras questões mais teóricas. Assim sendo, acabou por ser possível conciliar a teoria com a prática, conjugando os diversos problemas existentes dos dois lados de um projeto.

No fundo, este relatório desenvolveu-se numa altura dos porquês, em que se termina o curso, e se inicia uma nova etapa de responsabilidades, de aquisição de conhecimento, de autonomia. Desta forma foi possível analisar e questionar determinados detalhes para desenvolver o presente relatório.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ ABREU, Eufrásio Manuel Silva - Dimensionamento de Sistemas de Controlo de Vibrações para Pontes Pedonais. Porto : [s.n.], 2008. Tese de mestrado.
- ✓ BARROS, Helena e FIGUEIRAS, Joaquim - Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais segundo o Eurocódigo 2. 1ª edição, 2010. ISBN 978-972-752-121-0.
- ✓ COSTA, Diogo Cândido da - Análise do comportamento dinâmico de uma ponte pedonal. Lisboa [s.n.], 2012. Tese de mestrado.
- ✓ CYPE – GESTOR DE PREÇOS. [<http://www.geradordeprecos.info/>]. 17/10/2016.
- ✓ DECRETO-LEI nº 163/2006. OASRN. (97-04-22) 20.
- ✓ FÉLIX, Carlos da Silva, Documentos Teóricos de Construções de Aço e Mistas - Ligações com Parafusos e Ligações Soldadas. Novembro de 2013.
- ✓ GERVÁSIO, Helena; SIMÕES, Rui A. D. - Manual de DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS: Métodos Avançados: Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, e Parte 1-5: Estruturas constituídas por placas. 2ª edição. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista: António Lamas, Fevereiro de 2007. ISBN: 978-972-98376-8-5.
- ✓ M. R. Wilford, P Young - *Verification Example 1 – Footbridge – Footfall Analysis*. Retirado do livro “A Design Guide for Footfall Induced Vibration of Structures”, The Concrete Society 2006, página 42.
- ✓ NP EN 1991-1-3. 2009, Eurocódigo 1: Ações em estruturas, Parte 1-3: Ações gerais – Ações da neve. Dezembro de 2009.
- ✓ NP EN 1991-1-4. 2010, Eurocódigo 1: Ações em estruturas, Parte 1-4: Ações gerais - Ações do vento. Março de 2010.
- ✓ NP EN 1991-1-5. 2009, Eurocódigo 1: Ações em estruturas, Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas. Dezembro de 2009.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ NP EN 1993-1-8. 2010, Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço, Parte 1-8: Projeto de ligações. Março de 2010.
- ✓ NP EN 1998-1. 2010, Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Março de 2010.
- ✓ PORTARIA nº 702/80. D.R. (80-09-22) 5.
- ✓ Regulamento Geral das Edificações Urbanas. Porto Editora. ISBN 978-989-6-39098-3.
- ✓ SIMÕES, Rui A. D. - Manual de DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS: Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço e Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. 2ª edição. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista: António Lamas, Fevereiro de 2007. ISBN: 978-972-98376-9-2.
- ✓ Transportes Rodoviários Especiais: Orientações relativas às melhores práticas europeias, Comissão Europeia: Direcção-Geral da Energia e dos Transportes, 2008. ISBN 92-79-03278-X.
- ✓ TRIGO, José Filinto Castro - Curso sobre Estruturas de Engenharia Civil: Fundações Superficiais, Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 7. Versão de Novembro de 2013.
- ✓ Vibrações em Pontes Pedonais: Recomendações Técnicas de Projeto. Human Induced Vibrations of Steel Structures, Setembro de 2008. (Recomendações para vibrações de peões).

## **ANEXO I – VERIFICAÇÃO DAS BARRAS DA ESTRUTURA**



Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
1 Barra simples 1	OK HEB 100	S 275	86.77	142.25	0.11	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
2 Barra simples 2	OK HEB 100	S 275	86.77	142.25	0.16	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
3 Barra simples 3	OK HEB 100	S 275	75.18	123.25	0.02	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4 Barra simples 4	OK HEB 100	S 275	75.18	123.25	0.07	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
8 Barra simples 8	OK HEB 100	S 275	75.10	123.12	0.09	644 Ab Vento Y- + Neve + Temp - + Vento Z-	-
9 Barra simples 9	OK HEB 100	S 275	70.16	115.02	0.21	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
10 Barra simples 10	OK HEB 100	S 275	70.16	115.02	0.26	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
11 Barra simples 11	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.03	599 Ab Vento Y+	-
12 Barra simples 12	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.02	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
13 Barra simples 13	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.05	608 Ab Vento Y+ + Neve + Temp - + Vento Z-	-
14 Barra simples 14	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.04	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
15 Barra simples 15	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.10	608 Ab Vento Y+ + Neve + Temp - + Vento Z-	-
16 Barra simples 16	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.03	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
17 Barra simples 17	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.05	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
18 Barra simples 18	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.08	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
19 Barra simples 19	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.10	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
20 Barra simples 20	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.07	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
21 Barra simples 21	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.14	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
22 Barra simples 22	OK HEB 100	S 275	91.71	150.35	0.10	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
23 Barra simples 23	OK HEB 100	S 275	93.98	154.07	0.27	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
24 Barra simples 24	OK HEB 100	S 275	93.98	154.07	0.20	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
25 Barra simples 25	OK HEB 100	S 275	70.16	115.02	0.44	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
26 Barra simples 26	OK HEB 100	S 275	70.16	115.02	0.43	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
27 Barra simples 27	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.03	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
28 Barra simples 28	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.04	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
29 Barra simples 29	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.04	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
32 Barra simples 32	OK HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.20	608 Ab Vento Y+ + Neve + Temp - + Vento Z-	-
33 Barra simples 33	OK HEB 100	S 275	75.10	123.12	0.12	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
37 Barra simples 37	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.11	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
38 Barra simples 38	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.09	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
39 Barra simples 39	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.18	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
40 Barra simples 40	OK HEB 100	S 275	92.46	151.57	0.18	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
41 Barra simples 41	OK HEB 100	S 275	75.18	123.25	0.05	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
42 Barra simples 42	OK HEB 100	S 275	75.18	123.25	0.05	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
43 Barra simples 43	OK HEB 100	S 275	75.18	123.25	0.06	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
44 Barra simples 44	HEB 100	S 275	75.18	123.25	0.06	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
45 Barra simples 45	HEB 140	S 275	73.89	122.43	0.15	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
47 Barra simples 47	HEB 120	S 275	66.53	109.77	0.30	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
48 Barra simples 48	HEB 120	S 275	66.53	109.77	0.30	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
1970 琥  n	HEB 200	S 275	23.42	39.48	0.06	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
1995 琥  n	HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.19	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
2328 琥  n	HEB 140	S 275	25.31	41.93	0.21	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
2348 Barra 2348	HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.14	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
2350 澹  n	HEB 200	S 275	17.56	29.61	0.12	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
2352 澹  n	HEB 200	S 275	17.56	29.61	0.08	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
2353 澹  n	HEB 200	S 275	17.56	29.61	0.06	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
2355 澹  n	HEB 200	S 275	17.56	29.61	0.06	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
2356 澹  n	HEB 200	S 275	17.56	29.61	0.28	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
2358 澹  n	HEB 200	S 275	17.56	29.61	0.17	610 Ab Vento Y+ + Neve + Vento Z-	-
2382 琥  n	HEB 200	S 275	23.42	39.48	0.07	615 Ab Vento Y+ + Sob + Temp -	-
2384 琥  n	HEB 200	S 275	23.42	39.48	0.06	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
2385 琥  n	HEB 200	S 275	23.42	39.48	0.09	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
2387 澹  n	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.05	831 Ab Temperatura + + Vento Y - + Vento Z +	-
2391 澹  n	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.25	825 Ab Temperatura + + Vento X - + Vento Z +	-
2393 Barra 2393	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.20	618 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z+ + Temp -	-
2394 琥  n	HEB 200	S 275	23.42	39.48	0.06	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
2400 澹  n	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.08	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
2401 Barra 2401	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.27	618 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z+ + Temp -	-
2478 澹  n	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.25	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
2479 Barra 2479	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.21	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
2480 Barra 2480	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.21	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
2865 Caixa de escadas 2,	HEB 240	S 275	23.29	39.45	0.38	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
2866 Caixa de escadas 2,	HEB 240	S 275	23.29	39.45	0.77	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
2868 琥  n	HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.41	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
2869 琥  n	HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.20	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
2870 琥  n	HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.19	584 Ab Vento X- + Sob + Vento z-	-
2871 琥  n	HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.26	549 Ab Vento X+ + Sob + Vento Z- + Temp +	-
2875 琥  n	HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.18	582 Ab Vento X- + Sob + Vento z+ + Temp +	-
2876 琥  n	HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.26	543 Ab Vento X+ + Sob + Temp +	-
2884 琥  n	HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.13	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
2885 Barra simples 2885	OK HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.11	590 Ab Vento X- + Vento z-	-
3734 Simple bar 3734	OK HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.09	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
3735 Simple bar 3735	OK HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.31	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
3738 Simple bar 3738	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.04	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4032 Barra simples 4032	OK HEB 160	S 275	47.08	78.81	0.16	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4033 Barra simples 4033	OK HEB 160	S 275	47.08	78.81	0.70	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4066 Cordas Superiores 4	OK HEB 180	S 275	39.15	65.64	0.53	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4067 琥  n	OK HEB 180	S 275	39.15	65.64	0.52	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4070 琥  n	OK HEB 180	S 275	39.15	65.64	0.48	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4071 Barra simples 4071	OK HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.35	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4073 Simple bar 4073	OK HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.11	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4075 Cordas Superiores 4	OK HEB 180	S 275	39.15	65.64	0.49	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4076 Simple bar 4076	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.01	705 Ab Vento Z- + Neve + Temp - + Vento Y-	-
4077 Simple bar 4077	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.41	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4078 Simple bar 4078	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.43	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4079 Simple bar 4079	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.44	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4080 Simple bar 4080	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.46	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4081 Simple bar 4081	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.41	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4082 Simple bar 4082	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.43	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4083 Simple bar 4083	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.44	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4084 Simple bar 4084	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.46	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4085 Simple bar 4085	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.48	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4086 Simple bar 4086	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.50	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4087 Simple bar 4087	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.01	704 Ab Vento Z- + Neve + Temp - + Vento Y+	-
4088 Simple bar 4088	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.41	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4089 Simple bar 4089	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.42	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4090 Simple bar 4090	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.44	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4091 Simple bar 4091	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.45	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4092 Simple bar 4092	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.41	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4093 Simple bar 4093	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.43	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4094 Simple bar 4094	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.44	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4095 Simple bar 4095	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.46	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4096 Simple bar 4096	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.48	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4097 Simple bar 4097	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.49	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4099 Simple bar 4099	OK HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)	
4100 Simple bar 4100	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.81	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4101 Simple bar 4101	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.81	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4102 Simple bar 4102	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.80	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4103 Simple bar 4103	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.80	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4104 Simple bar 4104	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.81	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4105 Simple bar 4105	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4106 Simple bar 4106	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4107 Simple bar 4107	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4108 Simple bar 4108	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4109 Simple bar 4109	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4111 Simple bar 4111	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.83	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4112 Simple bar 4112	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4113 Simple bar 4113	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.83	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4114 Simple bar 4114	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.83	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4115 Simple bar 4115	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.83	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4116 Simple bar 4116	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4117 Simple bar 4117	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.83	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4118 Simple bar 4118	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.83	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4119 Simple bar 4119	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.84	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4120 Simple bar 4120	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.84	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4121 Simple bar 4121	OK	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.84	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4130 Barra simples 4130	OK	HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.10	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4165 Simple bar 4165	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.07	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4166 Simple bar 4166	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.05	608 Ab Vento Y+ + Neve + Temp - + Vento Z-	-
4167 Simple bar 4167	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.05	607 Ab Vento Y+ + Neve + Temp - + Vento Z+	-
4168 Simple bar 4168	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.06	504 Ab Sob + Vento X- + Vento Z-	-
4169 Simple bar 4169	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.08	504 Ab Sob + Vento X- + Vento Z-	-
4170 Simple bar 4170	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.09	504 Ab Sob + Vento X- + Vento Z-	-
4171 Simple bar 4171	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.09	474 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X- + Vento Z-	-
4172 Simple bar 4172	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.09	474 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X- + Vento Z-	-
4173 Simple bar 4173	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.08	474 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X- + Vento Z-	-
4174 Simple bar 4174	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.07	504 Ab Sob + Vento X- + Vento Z-	-
4175 Simple bar 4175	OK	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.06	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4176 Simple bar 4176	OK	HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.07	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4177 Simple bar 4177	OK	HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.09	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4178 Simple bar 4178	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.11	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4179 Simple bar 4179	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.12	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4180 Simple bar 4180	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.13	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4181 Simple bar 4181	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.12	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4182 Simple bar 4182	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.11	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4183 Simple bar 4183	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.09	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4184 Simple bar 4184	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.06	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4185 Simple bar 4185	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.05	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4186 Simple bar 4186	OK HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.06	504 Ab Sob + Vento X- + Vento Z-	-
4201 Simple bar 4201	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.44	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4202 Simple bar 4202	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.45	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4203 Simple bar 4203	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.33	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4204 Simple bar 4204	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.33	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4205 Simple bar 4205	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.29	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4206 Simple bar 4206	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.30	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4207 Simple bar 4207	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.28	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4208 Simple bar 4208	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.29	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4209 Simple bar 4209	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.28	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4210 Simple bar 4210	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.28	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4211 Simple bar 4211	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.27	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4212 Simple bar 4212	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.27	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4213 Simple bar 4213	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.26	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4214 Simple bar 4214	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.26	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4215 Simple bar 4215	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.25	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4216 Simple bar 4216	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.24	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4217 Simple bar 4217	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.23	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4218 Simple bar 4218	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.23	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4219 Simple bar 4219	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.22	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4220 Simple bar 4220	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.21	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4221 Simple bar 4221	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.21	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4222 Simple bar 4222	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.20	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4223 Simple bar 4223	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.19	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4224 Simple bar 4224	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.19	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4225 Simple bar 4225	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.30	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4226 Simple bar 4226	OK HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.20	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4235 Barra simples 4235	OK HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.15	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4238 Cordas Superiores 4	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.30	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4239 Cordas Superiores 4	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.30	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4240 琥  n	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.63	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4241 琥  n	OK HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.65	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4243 Barra simples 4243	OK HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.13	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4244 琥  n	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.26	462 Ab Sob + Neve + Temp + + Vento Y+ + Vento Z-	-
4245 琥  n	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.26	465 Ab Sob + Neve + Temp + + Vento Y- + Vento Z-	-
4248 Barra simples 4248	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.10	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4249 Cordas Superiores 4	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.20	609 Ab Vento Y+ + Neve + Vento Z+	-
4250 Cordas Superiores 4	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.20	645 Ab Vento Y- + Neve + Vento Z+	-
4251 Barra simples 4251	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.41	813 Ab Temperatura + + Sob + Vento Y +	-
4254 Barra simples 4254	OK HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.12	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4255 Barra simples 4255	OK HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.12	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4258 Barra simples 4258	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.05	534 Ab Vento X + + Neve + Temp + + Vento Z-	-
4259 Barra simples 4259	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.22	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4260 Barra simples 4260	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.19	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4261 Barra simples 4261	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.18	607 Ab Vento Y+ + Neve + Temp - + Vento Z+	-
4262 Barra simples 4262	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.01	705 Ab Vento Z- + Neve + Temp - + Vento Y-	-
4263 Barra simples 4263	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.24	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4264 Barra simples 4264	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.26	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4265 Barra simples 4265	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.29	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4266 Barra simples 4266	OK HEB 140	S 275	73.20	121.30	0.44	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4267 Barra simples 4267	OK HEB 140	S 275	73.20	121.30	0.45	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4268 Barra simples 4268	OK HEB 140	S 275	73.20	121.30	0.46	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4269 Barra simples 4269	OK HEB 140	S 275	73.20	121.30	0.47	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4270 Barra simples 4270	OK HEB 140	S 275	69.98	115.97	0.43	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4271 Barra simples 4271	OK HEB 140	S 275	69.98	115.97	0.38	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4272 Barra simples 4272	OK HEB 140	S 275	69.98	115.97	0.39	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4273 Barra simples 4273	OK HEB 140	S 275	69.98	115.97	0.40	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4274 Barra simples 4274	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.22	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4275 Barra simples 4275	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.19	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4276 Barra simples 4276	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.19	643 Ab Vento Y- + Neve + Temp - + Vento Z+	-
4277 Barra simples 4277	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.01	704 Ab Vento Z- + Neve + Temp - + Vento Y+	-
4278 Barra simples 4278	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.24	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-

Membr	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4279 Barra simples 4279	HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.26	620 Ab Vento Y++ Sob + Vento z- + Temp +	-
4280 Barra simples 4280	HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.28	620 Ab Vento Y++ Sob + Vento z- + Temp +	-
4281 Barra simples 4281	HEB 140	S 275	73.20	121.30	0.44	659 Ab Vento Y- + Vento z++ Temp +	-
4282 Barra simples 4282	HEB 140	S 275	73.20	121.30	0.45	659 Ab Vento Y- + Vento z++ Temp +	-
4283 Barra simples 4283	HEB 140	S 275	73.20	121.30	0.46	659 Ab Vento Y- + Vento z++ Temp +	-
4284 Barra simples 4284	HEB 140	S 275	73.20	121.30	0.47	659 Ab Vento Y- + Vento z++ Temp +	-
4285 Barra simples 4285	HEB 140	S 275	69.98	115.97	0.42	620 Ab Vento Y++ Sob + Vento z- + Temp +	-
4286 Barra simples 4286	HEB 140	S 275	69.98	115.97	0.38	623 Ab Vento Y++ Vento z++ Temp +	-
4287 Barra simples 4287	HEB 140	S 275	69.98	115.97	0.39	623 Ab Vento Y++ Vento z++ Temp +	-
4288 Barra simples 4288	HEB 140	S 275	69.98	115.97	0.39	623 Ab Vento Y++ Vento z++ Temp +	-
4289 Barra simples 4289	HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.02	705 Ab Vento Z- + Neve + Temp - + Vento Y-	-
4290 Barra simples 4290	HEB 120	S 275	86.14	142.12	0.53	621 Ab Vento Y++ Sob + Vento z- + Temp -	-
4291 Barra simples 4291	HEB 120	S 275	82.21	135.64	0.48	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4298 Barra simples 4298	HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.02	704 Ab Vento Z- + Neve + Temp - + Vento Y+	-
4299 Barra simples 4299	HEB 120	S 275	86.14	142.12	0.53	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4300 Barra simples 4300	HEB 120	S 275	82.21	135.64	0.48	620 Ab Vento Y++ Sob + Vento z- + Temp +	-
4301 Barra simples 4301	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.26	522 Ab Sob + Vento Y- + Vento Z-	-
4302 Barra simples 4302	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.25	513 Ab Sob + Vento Y+ + Vento Z-	-
4303 Barra simples 4303	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-
4304 Barra simples 4304	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-
4305 Barra simples 4305	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-
4306 Barra simples 4306	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	505 Ab Sob + Vento X- + Vento Z- + Temp+	-
4307 Barra simples 4307	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	505 Ab Sob + Vento X- + Vento Z- + Temp+	-
4308 Barra simples 4308	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-
4309 Barra simples 4309	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	499 Ab Sob + Vento X- + Temp +	-
4310 Barra simples 4310	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.21	460 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Y+	-
4311 Barra simples 4311	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	499 Ab Sob + Vento X- + Temp +	-
4312 Barra simples 4312	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	499 Ab Sob + Vento X- + Temp +	-
4313 Barra simples 4313	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	499 Ab Sob + Vento X- + Temp +	-
4314 Barra simples 4314	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	499 Ab Sob + Vento X- + Temp +	-
4315 Barra simples 4315	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	505 Ab Sob + Vento X- + Vento Z- + Temp+	-
4316 Barra simples 4316	HEB 160	S 275	53.24	89.12	0.23	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-
4317 Barra simples 4317	HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.05	509 Ab Sob + Vento Y++ Temp -	-
4318 Barra simples 4318	HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.07	471 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X++ Vento Z-	-
4319 Barra simples 4319	HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.08	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4320 Barra simples 4320	OK HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.07	462 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Y+ + Vento Z-	-
4321 Barra simples 4321	OK HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.03	579 Ab Vento X- + Sob + Temp +	-
4322 Barra simples 4322	OK HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.05	504 Ab Sob + Vento X- + Vento Z-	-
4323 Barra simples 4323	OK HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.08	504 Ab Sob + Vento X- + Vento Z-	-
4324 Barra simples 4324	OK HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.09	469 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X+	-
4325 Barra simples 4325	OK HEB 140	S 275	60.87	100.87	0.41	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-
4326 Barra simples 4326	OK HEB 140	S 275	60.87	100.87	0.41	505 Ab Sob + Vento X- + Vento Z- + Temp+	-
4327 Barra simples 4327	OK HEB 140	S 275	60.87	100.87	0.41	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-
4328 Barra simples 4328	OK HEB 140	S 275	60.87	100.87	0.41	499 Ab Sob + Vento X- + Temp +	-
4335 Barra simples 4335	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.10	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4336 Barra simples 4336	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.09	534 Ab Vento X++ + Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4337 Barra simples 4337	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.09	534 Ab Vento X++ + Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4338 Barra simples 4338	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.09	534 Ab Vento X++ + Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4339 Barra simples 4339	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.09	534 Ab Vento X++ + Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4340 Barra simples 4340	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.10	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4341 Barra simples 4341	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.10	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4342 Barra simples 4342	OK HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.11	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4343 Barra simples 4343	OK HEB 140	S 275	25.31	41.93	0.43	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4344 澆  n	OK HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.10	620 Ab Vento Y++ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4345 澆  n	OK HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.06	620 Ab Vento Y++ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4346 澆  n	OK HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.05	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4347 Viga 4347	OK HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.20	605 Ab Vento Y++ + Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4350 號  n	OK HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.12	644 Ab Vento Y- + Neve + Temp - + Vento Z-	-
4351 號  n	OK HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.11	458 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z+	-
4352 號  n	OK HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.11	467 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4353 號  n	OK HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.11	458 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z+	-
4354 號  n	OK HEB 160	S 275	43.60	72.98	0.11	499 Ab Sob + Vento X- + Temp +	-
4358 Viga 4358	OK HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.23	634 Ab Vento Y++ + Neve + Vento z-	-
4359 Viga 4359	OK HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.21	467 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4360 Viga 4360	OK HEB 140	S 275	56.59	93.76	0.23	466 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Z+	-
4361 Viga 4361	OK HEB 140	S 275	56.59	93.76	0.22	461 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Y++ + Vento Z	-
4362 Viga 4362	OK HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.20	456 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X+ + Vento Z-	-
4363 Viga 4363	OK HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.20	460 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Y+	-
4364 Viga 4364	OK HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.32	458 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z+	-
4365 Viga 4365	OK HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.32	520 Ab Sob + Vento Y- + Vento Z+ + Temp +	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4366 Viga 4366	HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.20	467 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4367 Viga 4367	HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.21	456 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X+ + Vento Z-	-
4368 Viga 4368	HEB 140	S 275	56.59	93.76	0.22	461 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Y+ + Vento Z	-
4369 Viga 4369	HEB 140	S 275	56.59	93.76	0.22	458 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z+	-
4370 Viga 4370	HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.21	508 Ab Sob + Vento Y+ + Temp +	-
4371 Viga 4371	HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.20	458 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z+	-
4372 Viga 4372	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.32	496 Ab Sob + Vento X+ + Vento Z- + Temp +	-
4373 Viga 4373	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.32	502 Ab Sob + Vento X- + Vento Z+ + Temp +	-
4374 Viga 4374	HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.21	523 Ab Sob + Vento Y- + Vento Z- + Temp +	-
4375 Viga 4375	HEB 140	S 275	55.90	92.63	0.20	508 Ab Sob + Vento Y+ + Temp +	-
4376 Viga 4376	HEB 140	S 275	56.59	93.76	0.22	508 Ab Sob + Vento Y+ + Temp +	-
4377 Viga 4377	HEB 140	S 275	56.59	93.76	0.22	466 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Z+	-
4380 號	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.32	456 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X+ + Vento Z-	-
4435 Barra simples 4435	HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.13	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4437 Barra simples 4437	HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.13	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4439 Barra simples 4439	HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.18	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4441 Barra simples 4441	HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.18	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4443 Barra simples 4443	HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.51	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4445 Barra simples 4445	HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.50	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4480 Simple bar 4480	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.30	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4481 Simple bar 4481	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.30	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4482 Simple bar 4482	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.32	646 Ab Vento Y- + Neve + Vento Z-	-
4483 Simple bar 4483	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.32	610 Ab Vento Y+ + Neve + Vento Z-	-
4484 Simple bar 4484	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.38	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4485 Simple bar 4485	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.38	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4486 Simple bar 4486	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.44	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4487 Simple bar 4487	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.43	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4488 Simple bar 4488	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.48	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4489 Simple bar 4489	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.48	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4490 Simple bar 4490	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.52	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4491 Simple bar 4491	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.52	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4492 Simple bar 4492	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.55	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4493 Simple bar 4493	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.55	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4494 Simple bar 4494	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.56	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4495 Simple bar 4495	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.56	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-

Membr	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4496 Simple bar 4496	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.58	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4497 Simple bar 4497	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.57	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4498 Simple bar 4498	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.58	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4499 Simple bar 4499	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.57	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4500 Simple bar 4500	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.59	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4501 Simple bar 4501	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.58	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4502 Simple bar 4502	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.59	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4503 Simple bar 4503	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.58	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4504 Simple bar 4504	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.65	651 Ab Vento Y- + Sob + Temp -	-
4505 Simple bar 4505	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.53	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4506 Barra simples 4506	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.42	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4507 Barra simples 4507	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.42	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4508 Barra simples 4508	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.37	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4509 Barra simples 4509	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.37	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4510 Barra simples 4510	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.33	646 Ab Vento Y- + Neve + Vento Z-	-
4511 Barra simples 4511	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.33	610 Ab Vento Y+ + Neve + Vento Z-	-
4512 Barra simples 4512	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.32	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4513 Barra simples 4513	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.32	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4514 Barra simples 4514	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.29	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4515 Barra simples 4515	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.29	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4516 Barra simples 4516	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.27	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4517 Barra simples 4517	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.28	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4518 Barra simples 4518	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.27	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4519 Barra simples 4519	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.27	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4520 Barra simples 4520	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.22	699 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento Y+	-
4521 Barra simples 4521	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.27	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4522 Barra simples 4522	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.22	700 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento Y-	-
4523 Barra simples 4523	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.22	699 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento Y+	-
4524 Barra simples 4524	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.22	700 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento Y-	-
4525 Barra simples 4525	HEB 120	S 275	71.57	118.08	0.27	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4695 Simple bar 4695	HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.47	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4696 Simple bar 4696	HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.46	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4698 Barra simples 4698	HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.28	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4699 Simple bar 4699	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.82	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4700 號	HEB 240	S 275	23.29	39.45	0.15	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4701 號  n	HEB 240	S 275	23.29	39.45	0.30	620 Ab Vento Y++ Sob + Vento z- + Temp +	-
4708 Caixa de escadas 2.	HEB 200	S 275	28.10	47.38	0.83	828 Ab Temperatura ++ Vento Y+ + Vento Z+	-
4711 Caixa de escadas 2.	HEB 200	S 275	28.10	47.38	0.80	825 Ab Temperatura ++ Vento X- + Vento Z+	-
4713 Caixa de escadas 2.	HEB 200	S 275	28.10	47.38	0.46	634 Ab Vento Y++ Neve + Vento z-	-
4714 Caixa de escadas 2.	HEB 200	S 275	28.10	47.38	0.31	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4716 Pilares contraventam	HEB 260	S 275	17.82	30.38	0.67	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4718 Pilares 4718	HEB 180	S 275	38.46	184.24	0.49	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4719 Pilares 4719	HEB 180	S 275	38.46	184.24	0.50	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4720 Pilares 4720	HEB 180	S 275	30.70	147.04	0.24	471 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X+ + Vento Z-	-
4721 Pilares 4721	HEB 180	S 275	30.70	147.04	0.25	471 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X+ + Vento Z-	-
4722 Pilares contraventam	HEB 260	S 275	17.82	30.38	0.66	634 Ab Vento Y++ Neve + Vento z-	-
4725 Corda Inferior (3m) 4	HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.41	462 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Y++ Vento Z-	-
4726 Corda Inferior (3m) 4	HEB 140	S 275	50.61	83.87	0.41	465 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento Y- + Vento Z-	-
4727 Cordas Superiores 4	HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.41	605 Ab Vento Y++ Neve + Temp ++ Vento Z-	-
4728 Cordas Superiores 4	HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.39	641 Ab Vento Y- + Neve + Temp + + Vento Z-	-
4729 Barra simples 4729	HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.20	469 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X+	-
4730 Barra simples 4730	HEB 120	S 275	78.32	129.22	0.69	505 Ab Sob + Vento X- + Vento Z- + Temp+	-
4731 Barra simples 4731	HEB 120	S 275	78.32	129.22	0.69	459 Ab Sob + Neve + Temp + + Vento X- + Vento Z-	-
4732 Barra simples 4732	HEB 120	S 275	78.32	129.22	0.69	505 Ab Sob + Vento X- + Vento Z- + Temp+	-
4733 Barra simples 4733	HEB 120	S 275	78.32	129.22	0.67	459 Ab Sob + Neve + Temp + + Vento X- + Vento Z-	-
4734 Barra simples 4734	HEB 120	S 275	39.67	65.45	0.08	533 Ab Vento X++ Neve + Temp + + Vento Z+	-
4735 Barra simples 4735	HEB 120	S 275	78.32	129.22	0.34	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4736 Barra simples 4736	HEB 120	S 275	78.32	129.22	0.34	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4737 Barra simples 4737	HEB 120	S 275	78.32	129.22	0.34	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4738 Barra simples 4738	HEB 120	S 275	78.32	129.22	0.34	697 Ab Vento Z- + Neve + Temp + + Vento X+	-
4739 Barra simples 4739	HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.03	702 Ab Vento Z- + Neve + Temp - + Vento X+	-
4740 Barra simples 4740	HEB 120	S 275	109.10	180.00	0.44	621 Ab Vento Y++ Sob + Vento z- + Temp -	-
4741 Barra simples 4741	HEB 120	S 275	65.58	108.20	0.12	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4742 Barra simples 4742	HEB 120	S 275	109.10	180.00	0.45	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4744 Barra simples 4744	HEB 120	S 275	65.58	108.20	0.12	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4751 澗  n	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.04	643 Ab Vento Y- + Neve + Temp - + Vento Z+	-
4753 Barra simples 4753	HEB 140	S 275	56.59	93.76	0.02	620 Ab Vento Y++ Sob + Vento z- + Temp +	-
4755 澗  n	HEB 200	S 275	17.56	29.61	0.30	670 Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	-
4767 Barra simples 4767	HEB 120	S 275	59.50	98.18	0.03	702 Ab Vento Z- + Neve + Temp - + Vento X+	-
4779 Barra simples 4779	HEB 160	S 275	39.75	66.55	0.12	463 Ab Sob + Neve + Temp + + Vento Y-	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4781 Barra simples 4781	HEB 160	S 275	45.47	76.12	0.03	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4784 Barra simples 4784	HEB 120	S 275	29.75	49.09	0.02	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4808 Barra simples 4808	HEB 100	S 275	75.18	123.25	0.05	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4809 Barra simples 4809	HEB 100	S 275	75.18	123.25	0.06	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4815 號	HEB 200	S 275	23.42	39.48	0.21	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4816 樑	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.29	831 Ab Temperatura ++ Vento Y - + Vento Z +	-
4817 Barra simples 4817	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.28	459 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z-	-
4819 Barra simples 4819	HEB 160	S 275	39.72	66.50	0.05	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4820 Barra simples 4820	HEB 160	S 275	43.62	73.02	0.10	457 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X-	-
4821 Barra simples 4821	HEB 160	S 275	43.62	73.02	0.14	543 Ab Vento X+ + Sob + Temp +	-
4823 Barra simples 4823	HEB 200	S 275	35.12	59.23	0.12	477 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-	-
4824 Viga 4824	HEB 200	S 275	17.55	29.61	0.81	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4825 Barra simples 4825	HEB 140	S 275	56.59	93.76	0.20	517 Ab Sob + Vento Y- + Temp +	-
4826 Barra simples 4826	HEB 160	S 275	43.62	73.02	0.13	646 Ab Vento Y - + Neve + Vento Z-	-
4827 Barra simples 4827	HEB 160	S 275	43.57	72.94	0.10	499 Ab Sob + Vento X- + Temp +	-
4828 Barra simples 4828	HEB 160	S 275	43.57	72.94	0.14	505 Ab Sob + Vento X- + Vento Z- + Temp +	-
4829 Barra simples 4829	HEB 140	S 275	55.88	92.59	0.18	458 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X- + Vento Z+	-
4830 Barra simples 4830	HEB 140	S 275	55.88	92.59	0.18	456 Ab Sob + Neve + Temp ++ Vento X+ + Vento Z-	-
4831 Barra simples 4831	HEB 160	S 275	45.50	76.17	0.36	517 Ab Sob + Vento Y- + Temp +	-
4832 Barra simples 4832	HEB 140	S 275	55.93	92.68	0.20	517 Ab Sob + Vento Y- + Temp +	-
4833 Barra simples 4833	HEB 140	S 275	55.93	92.68	0.20	523 Ab Sob + Vento Y- + Vento Z- + Temp +	-
4834 Barra simples 4834	HEB 100	S 275	75.10	123.12	0.04	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4835 Barra simples 4835	HEB 100	S 275	75.10	123.12	0.11	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4836 Barra simples 4836	HEB 100	S 275	92.39	151.46	0.13	831 Ab Temperatura ++ Vento Y - + Vento Z +	-
4837 Barra simples 4837	HEB 100	S 275	92.39	151.46	0.07	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4838 Barra simples 4838	HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.04	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4839 Barra simples 4839	HEB 100	S 275	68.11	111.66	0.17	652 Ab Vento Y- + Sob + Vento z+	-
4909 Barra simples 4909	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.51	480 Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	-
4911 Barra simples 4911	HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.47	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4912 Barra simples 4912	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.15	699 Ab Vento Z - + Neve + Temp + + Vento Y+	-
4913 Barra simples 4913	HEB 140	S 275	60.83	100.79	0.15	700 Ab Vento Z - + Neve + Temp ++ Vento Y-	-
4914 Barra simples 4914	HEB 140	S 275	73.89	122.43	0.53	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4915 號	HEB 140	S 275	33.74	55.91	0.19	620 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	-
4916 Barra simples 4916	HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.19	623 Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	-
4917 Barra simples 4917	HEB 160	S 275	44.26	74.10	0.10	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	Caso (vy)
4918 號  n	HEB 180	S 275	26.10	43.76	0.07	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4919 Barra simples 4919	HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.10	464 Ab Sob + Neve + Temp + + Vento Y- + Vento Z+	-
4920 Barra simples 4920	HEB 180	S 275	47.05	78.89	0.17	634 Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	-
4921 Simple bar 4921	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.81	659 Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	-
4922 Simple bar 4922	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.81	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4923 Simple bar 4923	HEB 160	S 275	62.60	104.79	0.80	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4924 Barra simples 4924	HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.53	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4925 Barra simples 4925	HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.53	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4926 Barra simples 4926	HEB 160	S 275	29.51	49.40	0.81	656 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	-
4927 Barra simples 4927	HEB 160	S 275	41.73	69.86	0.34	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4928 Barra simples 4928	HEB 160	S 275	41.73	69.86	0.34	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4929 Barra simples 4929	HEB 160	S 275	41.73	69.86	0.32	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-
4930 Barra simples 4930	HEB 160	S 275	41.73	69.86	0.32	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4931 Barra simples 4931	HEB 160	S 275	41.73	69.86	0.46	621 Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp -	-
4932 Barra simples 4932	HEB 160	S 275	41.73	69.86	0.46	657 Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	-



## **ANEXO II – DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES DAS FUNDAÇÕES**



DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO										
Fundações	b [m] [dimensão do plinto]	a [m] [dimensão do plinto]	d [m] [altura útil da sapata]	h [m]	B [m]	A [m]	PP sapata + PP plinto [kN]	$d \geq (B-b)/4$	$d \geq (A-a)/4$	Verificação
A	2,5	1,5	0,54	0,6	2,8	2	140,25	0,075	0,125	Verifica
B	2,5	1	0,34	0,4	2,8	2	118,5	0,075	0,25	Verifica
C	2,5	0,5	0,34	0,4	2,8	2	71,625	0,075	0,375	Verifica
D	3,5	2	0,69	0,75	3,8	2,1	412,13	0,075	0,025	Verifica
E	6,7	1	0,54	0,6	7	3,8	566,5	0,075	0,45	Verifica

Combinação Característica	Caso	A	Caso	B	Caso	C	Caso	D	Caso	E
V [kN]	670	29,4	471	129,37	477	170,07	634	270,04	477	655,77
My [kN.m]		0		0		0		0		
Mz [kN.m]		0		0		0		0		

Lado da sapata: B [m]	2,8	2,8	2,8	3,8	7
Fundações	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
ey	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
ez	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
ny	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
nz	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
ny+nz	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Fundações						
ogd [KPa]	A	B	C	D	E	σadm [KPa]
ogd1	30,29	44,26	43,16	85,48	45,95	
ogd2	30,29	44,26	43,16	85,48	45,95	
ogd3	30,29	44,26	43,16	85,48	45,95	
ogd4	30,29	44,26	43,16	85,48	45,95	

Verificação da sapata, do ponto de vista geotécnico: $\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm}$					
$\sigma_{3/4}$ [KPa]	A	B	C	D	E
<1/6	30,29	44,26	43,16	85,48	45,95
>1/6	22,72	33,20	32,37	64,11	34,46
$\sigma_{ref}$ [KPa]	30,29	44,26	43,16	85,48	45,95
Verificação	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica

DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO										
Fundações	b [m] [dimensão do plinto]	a [m] [dimensão do plinto]	d [m] [altura útil da sapata]	h [m]	B [m]	A [m]	PP sapata [kN]	$d \geq (B-b)/4$	$d \geq (A-a)/4$	Verificação
A	2,5	1,5	0,54	0,6	2,8	2	189,3375	0,075	0,125	Verifica
B	2,5	1	0,34	0,4	2,8	2	159,975	0,075	0,25	Verifica
C	2,5	0,5	0,34	0,4	2,8	2	96,69375	0,075	0,375	Verifica
D	3,5	2	0,69	0,75	3,8	2,1	556,37	0,075	0,025	Verifica
E	6,7	1	0,54	0,6	7	3,8	764,775	0,075	0,45	Verifica

Combinação Fundamental	Caso	A	Caso	B	Caso	C	Caso	D	Caso	E
V [kN]	670	42,73	471	192,3	477	252,59	670	400,63	477	962,37
My [kN.m]		0		0		0		0		
Mz [kN.m]		0		0		0		0		

Lado da sapata: B [m]	2,8	2,8	2,8	3,8	7
Fundações	A	B	C	D	E
ey	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
ez	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
ny	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
nz	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
ny+nz	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Fundações						
ogd [Kpa]	A	B	C	D	E	$\sigma_{adm}$ [KPa]
ogd1	41,441	62,906	62,372	119,925	64,930	600
ogd2	41,441	62,906	62,372	119,925	64,930	
ogd3	41,441	62,906	62,372	119,925	64,930	
ogd4	41,441	62,906	62,372	119,925	64,930	

Verificação da sapata, do ponto de vista geotécnico: $\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm}$					
$\sigma_{3/4}$ [KPa]	A	B	C	D	E
<1/6	41,441	62,906	62,372	119,925	64,930
>1/6	31,080	47,180	46,779	89,943	48,698
<b><math>\sigma_{ref}</math></b> [KPa]	<b>31,080</b>	<b>47,180</b>	<b>46,779</b>	<b>89,943</b>	<b>48,698</b>
Verificação	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica

FUNDAÇÕES (Lado B)	Caso	Designação do Caso	Verificação da sapata, do ponto de vista geotécnico: $\sigma_q \leq \sigma_{adm}$					
			$\sigma_{adm}$ [kPa]	B [m]	A [m]	Área da sapata [m <sup>2</sup> ]	Nsd [kN]	$\sigma_q$ [kPa]
A	670	Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	600	2,8	2	5,6	118,6675	36,19
B	471	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X+ + Vento Z-		2,8	2	5,6	276,675	59,41
C	477	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-		2,8	2	5,6	273,6838	58,87
D	670	Ab Vento Y- + Neve + Vento z-		3,8	2,1	7,98	436,0675	73,40
E	477	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-		7	3,8	26,6	1188,495	167,68

Dimensionamento das armaduras, condicionado pelo E.L.U. Ruptura por Flexão																	
$V_{Ed}$ [kN]	$\sigma_{ref}$ [KPa]	Dimensão da chapa de ligação [m]	Vão teórico [m]	$M_{Ed}$ [kN.m/m]	b [m]	d [m]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$\mu$	$\omega$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> ]	$S_{r,min}$ [m]	$S_{r,max}$ [m]	Solução	
118,6675	31,08	0,5	1,225	23,32	1	0,54	16,67	347,83	0,0048	0,0048	1,2416	9,126	2240	0,02	0,25	<b>8φ12</b>	<b>6,03</b>
276,675	47,18	0,5	1,225	35,40		0,34			0,0184	0,0184	2,9933	5,746	2240		0,25	<b>8φ12</b>	<b>6,03</b>
273,68375	46,78	0,5	1,225	35,10		0,34			0,0182	0,0182	2,9679	5,746	2240		0,25	<b>8φ12</b>	<b>6,03</b>
436,0675	89,94	0,5	1,725	133,82		0,69			0,0169	0,0169	5,5758	11,661	3192		0,25	<b>12φ12</b>	<b>13,57</b>
1188,495	48,70	0,5	3,325	269,19		0,54			0,0554	0,0554	14,3320	9,126	10640		0,25	<b>16φ12</b>	<b>18,08</b>

FUNDAÇÕES	Verificação da segurança da sapata ao E.L.U. Ruptura pelo Esforço Transverso: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$															
	Distância oaux [m]	ogd1 [KPa]	ogd2 [KPa]	ogd3 [KPa]	ogd4 [KPa]	oaux1 [KPa]	oaux2 [KPa]	k	$\rho_l$	$f_{ck}$ [MPa]	A	B	$V_{Ed}$ [kN]	Vrd,máx [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verificação
A	0	41,44	41,44	41,44	41,44	41,44	41,44	1,6086	0,0011	25	410,958	357,028	70,781	1508,578	410,96	Verifica
B	0	62,91	62,91	62,91	62,91	62,91	62,91	1,7670	0,0018		331,619	411,036	142,671	949,845	411,04	Verifica
C	0	62,37	62,37	62,37	62,37	62,37	62,37	1,7670	0,0018		331,619	411,036	141,460	949,845	411,04	Verifica
D	0	119,92	119,92	119,92	119,92	119,92	119,92	1,5384	0,0020		823,067	333,914	437,485	1927,627	823,07	Verifica
E	0	64,93	64,93	64,93	64,93	64,93	64,93	1,6086	0,0033		1481,486	357,028	1231,727	1508,578	1481,49	Verifica
<b>≤ 2.</b>																

Verificação da segurança da sapata ao E. L. U. ruptura por Punção: $v_{Ed, pilar} \leq V_{Rd, máx}$ e $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$													
$u_0$ [m]	$A_0$ [m <sup>2</sup> ]	$e_y$	$e_z$	$\sigma_{med}$ [KPa]	$\Delta V_{Ed}$	$v$	$V_{Ed, pilar}$ [kPa]	$V_{Rd, máx}$ [kPa]	Verificação	$V_{Ed}$ [kPa]	$V_{Rd,c}$ [kPa]	Verificação	
2	0,25	0,000	0,000	41,441	23,922	0,54	<b>104,97</b>	<b>4500,90</b>	Verifica	110,714	2856,224	Verifica	
2	0,25	0,000	0,000	62,906	27,848		<b>388,71</b>		Verifica	251,289	3288,289	Verifica	
2	0,25	0,000	0,000	62,372	27,612		<b>384,51</b>		Verifica	248,572	3288,289	Verifica	
2	0,25	0,000	0,000	119,925	82,566		<b>306,09</b>		Verifica	414,551	2671,310	Verifica	
2	0,25	0,000	0,000	64,930	37,481		<b>1090,12</b>		Verifica	1171,726	3135,419	Verifica	

FUNDAÇÕES (Lado A)	Caso	Designação do Caso	Verificação da sapata, do ponto de vista geotécnico: $\sigma_q \leq \sigma_{adm}$					
			$\sigma_{adm}$ [kPa]	B [m]	A [m]	Área da sapata [m <sup>2</sup> ]	Nsd [kN]	$\sigma_q$ [kPa]
A	670	Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	600	2,8	2	5,6	118,668	36,19
B	471	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X+ + Vento Z-		2,8	2	5,6	276,675	59,41
C	477	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-		2,8	2	5,6	273,684	58,87
D	670	Ab Vento Y- + Neve + Vento z-		3,8	2,1	7,98	436,068	73,40
E	477	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y+ + Vento Z-		7	3,8	26,6	1188,495	59,68

Dimensionamento das armaduras, condicionado pelo E.L.U. Ruptura por Flexão																	
$V_{Ed}$ [kN]	$\sigma_{ref}$ [kPa]	Dimensão da chapa de ligação [m]	Vão teórico [m]	$M_{Ed}$ [kN.m/m]	b [m]	d [m]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$\mu$	$\omega$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> ]	$s_{r,min}$ [m]	$s_{r,máx}$ [m]	Solução	
118,668	16,15	0,5	1,000	8,07	1	0,54	16,67	347,83	0,0017	0,0017	0,4297	9,126	2240	0,02	0,25	<b>6φ12</b>	<b>6,79</b>
276,675	37,23	0,5	1,000	18,61		0,34			0,0097	0,0097	1,5737	5,746	2240		0,25	<b>6φ12</b>	<b>6,79</b>
273,684	45,73	0,5	1,000	22,86		0,34			0,0119	0,0119	1,9330	5,746	2240		0,25	<b>6φ12</b>	<b>6,79</b>
436,068	56,64	0,5	1,050	31,21		0,69			0,0039	0,0039	1,3005	11,661	3192		0,25	<b>11φ12</b>	<b>12,44</b>
1188,495	40,97	0,5	1,900	73,93		0,54			0,0152	0,0152	3,9360	9,126	10640		0,25	<b>9φ12</b>	<b>10,18</b>

ANEXO II

Verificação da segurança da sapata ao E.L.U. Roptura pelo Esforço Transverso:															
$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$															
Distância $\sigma_{aux}$ [m]	ogd1 [KPa]	ogd2 [KPa]	ogd3 [KPa]	ogd4 [KPa]	$\sigma_{aux1}$ [KPa]	$\sigma_{aux2}$ [KPa]	k	$\rho_l$	$f_{ck}$ [MPa]	A	B	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{rd,m\acute{a}x}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	Verificação
0	35,81	35,81	35,81	35,81	35,81	35,81	1,6086	0,0013	25	305,389	357,028	32,924	1508,578	357,03	Verifica
0	65,51	65,51	65,51	65,51	65,51	65,51	1,7670	0,0020		246,431	411,036	86,436	949,845	411,04	Verifica
0	64,94	64,94	64,94	64,94	64,94	64,94	1,7670	0,0020		246,431	411,036	85,694	949,845	411,04	Verifica
0	119,92	119,92	119,92	119,92	119,92	119,92	1,5384	0,0018		441,860	333,914	86,286	1927,627	441,86	Verifica
0	64,93	64,93	64,93	64,93	64,93	64,93	1,6086	0,0019		664,099	357,028	176,578	1508,578	664,10	Verifica
							$\leq 2.$								

Verificação da segurança da sapata ao E. L. U. roptura por Punçãoamento: $v_{Ed, pilar} \leq v_{Rd, máx}$ e $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$												
$u_0$ [m]	$A_0$ [m <sup>2</sup> ]	$e_y$	$e_z$	$\sigma_{med}$ [KPa]	$\Delta V_{Ed}$	$v$	$v_{Ed, pilar}$ [kPa]	$v_{Rd, máx}$ [kPa]	Verificação	$v_{Ed}$ [kPa]	$v_{Rd,c}$ [kPa]	Verificação
2	0,25	0,000	0,000	35,806	20,669	0,54	<b>104,97</b>	<b>4500,90</b>	Verifica	110,714	2856,224	Verifica
2	0,25	0,000	0,000	65,507	29,000		<b>388,71</b>		Verifica	251,289	3288,289	Verifica
2	0,25	0,000	0,000	64,944	28,751		<b>384,51</b>		Verifica	248,572	3288,289	Verifica
2	0,25	0,000	0,000	119,925	82,566		<b>306,09</b>		Verifica	414,551	2671,310	Verifica
2	0,25	0,000	0,000	64,930	37,481		<b>1090,12</b>		Verifica	1171,726	3135,419	Verifica

Verificação da capacidade resistente so solo de fundação ( $V_d/A' \leq (R_d/A')$ )																								
Fundações	Caso	Designação do Caso	Vd [kN]	$\phi'd$ [°]	c'd	q'd	Inclinação da base, $\alpha=0$			Forma da fundação, rectangular			Inclinação da carga, $\theta = 0$						Fatores de capacidade de carga			Vd/A' [kPa]	Rd/A' [kPa]	Verificação
							bc	bq	bY	sc	sq	sY	iq	ic	iY	mB	mL	me	Nq	Nc	NY			
A	670	Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	118,67	32,80	15,20	17,10	1	1	1	1,90	1,87	0,56	1,00	1,00	0,99	1,26	0,92	0,92	25,48	49,34	31,55	22,31	507,49	Verifica
B	471	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X++ Vento Z-	276,68							1,90	1,87	0,56	1,00	1,00	1,00	1,26	0,92	0,92				52,01	508,39	Verifica
C	477	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y++ Vento Z-	273,68							1,90	1,87	0,56	1,00	1,00	1,00	1,26	0,92	0,92				51,44	508,38	Verifica
D	670	Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	1316,75							19,95	1,90	1,87	0,56	1,00	1,00	1,00	1,14	0,92				0,92	247,51	534,31
E	477	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y++ Vento Z-	1414,62			17,10				2,13	2,08	0,45	1,00	1,00	1,00	1,34	1,11	1,11				53,18	108,20	Verifica

Fundações	Caso	Designação do Caso	Verificação da Roptura por Deslizamento: Hd ≤ Rd							Observações
			Hd [kN]	Vd [kN]	ϕ' [°]	Rd [kN]	Rp,d [kN]	Rtotal	Verificação	
A	831	Ab Temperatura + + Vento Y - + Vento Z +	80,25	149,08	41	129,59	1,16	130,75	Verifica	Para verificar a segurança da fundação ao deslizamento, foi necessário colocar plintos de secções maiores, de forma a contrariar os levantamentos nas fundações A, D e E
	623	Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	131,83	164,41		142,92	1,16	144,08	Verifica	
B	659	Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	6,45	176,01		153,00	1,16	154,16	Verifica	
	586	Ab Vento X- + Sob + Vento z- + Temp -	0,25	60,30		52,42	1,16	53,58	Verifica	
C	659	Ab Vento Y- + Vento z+ + Temp +	8,31	75,44		65,58	1,16	66,74	Verifica	
	684	Ab Vento Z+ + Neve + Temp - + Vento Y-	5,19	49,58		43,10	1,16	44,26	Verifica	
D	623	Ab Vento Y+ + Vento z+ + Temp +	378,58	512,47		445,48	1,86	447,34	Verifica	
	657	Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	383,02	439,45		382,01	1,86	383,87	Verifica	
E	657	Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	263,06	387,79		337,10	1,32	338,42	Verifica	
	608	Ab Vento Y+ + Neve + Temp - + Vento Z-	279,78	1155,10		1004,11	1,32	1005,43	Verifica	

## **ANEXO III – DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES APARAFUSADAS**



DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES APARAFUSADAS

Características geométricas das ligações aparafusadas														
Categoria de ligação: A - resistente ao esmagamento		Caso	Designação do Caso	V <sub>Ed</sub> [kN]	Classe do Parafuso	Diâmetro do parafuso [mm]	Dimensão do pilar [mm]	d <sub>0</sub> [mm]	e <sub>1</sub> mínimo [mm]	e <sub>1</sub> [mm]	p <sub>2</sub> mínimo [mm]	p <sub>2</sub> [mm]	Categoria de ligação ao Corte	Número de parafusos
Pilar B	Topo	471 (Fx e Fy)	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento X+ + Vento Z-	96,81	8.8	20	120	22	26,4	30	52,8	120	A: Resistente ao esmagamento	4
Pilar C	Topo	480 (Fx e Fy)	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	136,01	8.8	16	160	18	21,6	31	43,2	118	A: Resistente ao esmagamento	4
Pilar D	Topo	670 (Fx e Fy)	Ab Vento Y- + Neve + Vento z-	449,08	8.8	24	280	26	31,2	50	62,4	210	A: Resistente ao esmagamento	4
Pilar E	Topo	513 (Fx e Fy)	Ab Sob + Vento Y+ + Vento Z-	487,38	10.9	24	260	26	31,2	50	62,4	100	A: Resistente ao esmagamento	4
Madres		656 (Fz)	Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	11,95	10.9	36	-	39	46,8	48	93,6	94	A: Resistente ao esmagamento	4
LANÇOS		656 (Fz)	Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	16,93	10.9	30	-	33	39,6	50	79,2	90	A: Resistente ao esmagamento	4
Emendas	Vão 42 m	513 (Fz)	Ab Sob + Vento Y+ + Vento Z-	9,75	10.9	30	-	33	39,6	40	79,2	100	A: Resistente ao esmagamento	4
	Vão 24 m e vãos de 6 m	522 (Fz)	Ab Sob + Vento Y- + Vento Z-	6,69	10.9	42	-	45	54	45	108	90	A: Resistente ao esmagamento	4

Resistência ao Corte								
Número de planos	$\gamma_{M2}$	$\alpha_v$ [consoante o parafuso]	Área [m <sup>2</sup> ]	$f_{ub}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$		Verificação
						$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]	
1	1,25	0,6	0,000314	800	640	24,20	120,64	Verifica
1	1,25	0,6	0,000201	800	640	34,00	77,21	Verifica
1	1,25	0,6	0,000452	800	640	112,27	173,72	Verifica
1	1,25	0,5	0,000452	1000	900	121,85	180,96	Verifica
1	1,25	0,5	0,001018	1000	900	2,99	407,15	Verifica
1	1,25	0,5	0,000707	1000	900	4,23	282,74	Verifica
2	1,25	0,5	0,000707	1000	900	1,22	282,74	Verifica
2	1,25	0,5	0,001385	1000	900	0,84	554,18	Verifica

Resistência ao Esmagamento							
Número de peças	e <sub>chapa</sub> [mm]	k <sub>1</sub>	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	α <sub>b</sub>	F <sub>b,Ed</sub> ≤ F <sub>b,Rd</sub>		Verificação
					F <sub>b,Ed</sub> [kN]	F <sub>b,Rd</sub> [kN]	
1	12	2,50	430	0,45	24,20	93,82	<b>Verifica</b>
1	12	2,50	430	0,57	34,00	94,79	<b>Verifica</b>
1	15	2,50	430	0,64	112,27	198,46	<b>Verifica</b>
1	18	2,50	430	0,64	121,85	238,15	<b>Verifica</b>
1	18	1,67	430	0,41	2,99	153,12	<b>Verifica</b>
1	14	2,12	430	0,51	4,23	154,56	<b>Verifica</b>
2	20	2,12	431	1,00	1,22	876,42	<b>Verifica</b>
2	20	2,50	432	1,00	0,84	1451,52	<b>Verifica</b>

Resistência à roptura do bloco						
$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [MPa]	$A_{nv}$ [mm <sup>2</sup> ]	Ved ≤ V <sub>eff,1,Rd</sub>		Verificação
				V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>eff,1,Rd</sub> [kN]	
430	228	275	1404	96,81	301,35	Verifica
430	264	275	1464	136,01	323,26	Verifica
430	555	275	3315	449,08	717,25	Verifica
430	666	275	1998	487,38	546,33	Verifica
430	513	275	1503	11,95	415,11	Verifica
430	469	275	1267	16,93	362,50	Verifica
431	470	276	1810	9,75	450,48	Verifica
432	450	277	1350	6,69	371,42	Verifica



















Categoria de ligação: <b>D - não pré-esforçada</b>		Caso	Designação do Caso	Resistência à Tracção						
				k <sub>2</sub>	f <sub>ub</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> [mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>t,Ed</sub> ≤ F <sub>t,Rd</sub>		Verificação
								F <sub>t,Ed</sub> [kN]	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	
Pilar B	Topo	620 (Fz)	Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	0,9	800	245	1,25	3,51	141,12	<b>Verifica</b>
Pilar C	Topo	620 (Fz)	Ab Vento Y+ + Sob + Vento z- + Temp +	0,9	800	157	1,25	4,13	90,43	<b>Verifica</b>
Pilar D	Topo	656 (Fz)	Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp +	0,9	800	353	1,25	24,59	203,33	<b>Verifica</b>
Pilar E	Topo	480 (Fz)	Ab Sob + Neve + Temp - + Vento Y- + Vento Z-	0,9	1000	353	1,25	10,25	254,16	<b>Verifica</b>
Madres		657 (Fx e Fy)	Ab Vento Y- + Sob + Vento z- + Temp -	0,9	1000	817	1,25	423,04	588,24	<b>Verifica</b>
Lanços		634 (Fx e Fy)	Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	0,9	1000	561	1,25	236,66	403,92	<b>Verifica</b>
Emendas	Vão 42 m	522 (Fx e Fy)	Ab Sob + Vento Y- + Vento Z-	1,9	1000	561	1,25	329,66	852,72	<b>Verifica</b>
	Vão 24 m e vãos de 6 m	634 (Fx e Fy)	Ab Vento Y+ + Neve + Vento z-	2,9	1000	1121	1,25	537,93	2600,72	<b>Verifica</b>

Resistência ao Punçoamento					
d <sub>m</sub> [mm]	t <sub>p</sub> [mm]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	F <sub>t,Ed</sub> ≤ B <sub>p,Rd</sub>		Verificação
			F <sub>t,Ed</sub> [kN]	B <sub>p,Rd</sub>	
21	12	430	3,51	163,40	Verifica
17	12	430	4,13	132,28	Verifica
25	15	430	24,59	243,16	Verifica
25	18	430	10,25	291,79	Verifica
37,5	18	430	423,04	437,69	Verifica
31,5	14	430	236,66	285,96	Verifica
31,5	20	431	329,66	409,46	Verifica
43,5	20	432	537,93	566,75	Verifica

Combinação do Corte com a Tração				
		(F <sub>v,Ed</sub> /F <sub>v,Rd</sub> ) + [F <sub>t,Ed</sub> /(1,4 F <sub>t,Rd</sub> )] ≤ 1		Verificação
Pilar B	Topo	0,218	1	Verifica
Pilar C	Topo	0,473	1	Verifica
Pilar D	Topo	0,733	1	Verifica
Pilar E	Topo	0,702	1	Verifica
Madres		0,521	1	Verifica
Lanços		0,433	1	Verifica
Emendas	Vão 42 m	0,280	2	Verifica
	Vão 24 m e vãos de 6 m	0,149	3	Verifica

## **ANEXO IV – VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES PILAR-FUNDAÇÃO**



Number	Ratio	Node	Connection name
Steel connections [18]			
	 1.00	9021	Pinned column base
2	 0.99	9020	Pinned column base
3	 0.70	9018	Pinned column base
4	 0.69	9019	Pinned column base
5	 0.46	9015	Pinned column base
6	 0.43	9017	Pinned column base
7	 0.99	9012	Pinned column base
8	 0.86	9027	Pinned column base
9	 0.86	9000	Pinned column base
10	 0.83	9003	Pinned column base
11	 0.73	9009	Pinned column base
12	 0.80	9150	Pinned column base
13	 0.82	9002	Pinned column base
14	 0.99	9001	Pinned column base
15	 0.68	8994	Pinned column base
16	 0.88	8996	Pinned column base
17	 0.03	9063	Pinned column base
18	 0.13	9062	Pinned column base



## **ANEXO V – ESTIMATIVA DE CUSTO DO PROJETO ESTUDADO**



Capítulos	Designação dos trabalhos/ artigos	Unidade	Quantidade	Preço	Preço Total dos trabalhos/ artigos, incluindo mão-de-obra e equipamentos ou trabalhos complementares	Total de cada capítulo	%
Fundações	Volume de escavação	m3	75,29	7,40	557,15	10 901,29	4,97
	Volume a betonar C25/30	m3	60,08	125,20	7 521,39		
	Peso da armadura S 400	kg	542,44	1,35	732,29		
	Chapa de ligação pilar-fundação, classe S275 e dimensão 0,5 x 0,5 m	m2	4,50	395,48	1 779,66		
	Chumbadouros	Classe 8.8	unid	48	5,10		
Classe 10.9		12		5,50	66,00		
Classe 12.9		8		6,00	48,00		
Ligações metálicas	Parafusos de ligação, classe S275	Classe 8.8	24	0,50	132,00	3 930,19	1,79
		Classe 10.9	280	0,70	140,00		
	Chapa de ligação entre perfis, classe S275 e dimensão 0,5 x 0,5 m	m2	9,25	395,48	3 658,19		
Estrutura	Perfis HEB, classe S275	kg	69 285,00	2,30	159 355,51	179 404,63	81,80
	Degraus, classe S275	kg	2 700,00	7,14	19 278,00		
	Guarda-corpos, perfis HEB100, classe S275	kg	1 101,60	0,70	771,12		
Revestimentos	Chapa perfilada EP1 272 30, classe S275, espessura 0,5 mm	m2	514,40	14,22	7 314,77	19 585,73	8,93
	Policarbonato, espessura 0,8 mm	m2	156,00	16,20	2 527,20		
	Chapa de pavimento, classe S275, espessura 5 mm	m2	72,00	135,33	9 743,76		
Elementos de drenagem	Escavação para as caixas de visita e colectores	m3	52,80	7,40	390,72	2 620,23	1,19
	Caixas de visita	unid	5	152,40	762,00		
	Caleiras em formato rectangular, classe S275	m	75,00	8,35	626,25		
	Acessórios de suporte para as caleiras (78 m de extensão: 1 acessório por cada 1,5 metros)	unid	44	1,82	80,08		
	Tubos de queda, classe S275	m	47,56	7,43	353,37		
	Acessórios para os tubos de queda (a cada 1,5 m)	unid	14	3,16	44,24		
	Colectores, em PVC, diâmetro 200 mm	m	36,14	10,06	363,57		
Iluminação	Lâmpadas (78 metros, a cada 6 metros e em cada patamar da caixa de escadas)	unid	20	117,86	2 357,20	2 357,20	1,07
Proteção	Elementos de protecção contra colisões, à volta dos pilares (HEB 100)	kg	204,00	2,30	469,20	469,20	0,21
<b>Custo Total</b>					<b>219 316,46</b>		