



PROJETO DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS METÁLICAS E DE BETÃO ARMADO

SARA CRISTINA DA SILVA RODRIGUES

julho de 2022



PROJETO DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS METÁLICAS E DE BETÃO ARMADO

SARA CRISTINA DA SILVA RODRIGUES

Julho de 2022

PROJETO DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS METÁLICAS E DE BETÃO ARMADO

SARA CRISTINA DA SILVA RODRIGUES

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

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESTRUTURAS

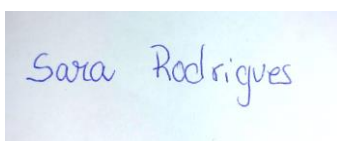
Orientador: Carlos Manuel da Silva Félix

Supervisor: Tiago Sarmiento Sabino Domingues (Eleven Steps Consultores de Engenharia, Lda)

JULHO DE 2022

Eu , Sara Cristina da Silva Rodrigues , estudante nº 1171116, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Projeto de Estabilidade de Estruturas Metálicas e de Betão Armado” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2022/07/08

A rectangular box containing a handwritten signature in blue ink that reads "Sara Rodrigues".

ÍNDICE GERAL

Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras.....	xi
Índice de Quadros	xv
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Dimensionamento de Estruturas Metálicas.....	5
CAPÍTULO 3 Estrutura Metálica do armazém	19
CAPÍTULO 4 Reabilitação do Pavimento Térreo Industrial	69
CAPÍTULO 5 Considerações Finais	99
Referências Bibliográficas	101
Anexo I – Peças desenhadas – Estrutura Metálica do armazém.....	103
Anexo II - Peças desenhadas – Reabilitação do Pavimento Térreo Industrial	109

RESUMO

O presente relatório tem como objetivo principal apresentar dois dos projetos desenvolvidos no estágio curricular realizado na empresa Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda., que teve uma duração de seis meses, durante os quais a estudante integrou a equipa de projeto e desenvolveu projetos de estabilidade de estruturas metálicas e de betão armado.

O trabalho que aqui se apresenta refere-se ao projeto de estabilidade de uma estrutura metálica, com cerca de 22m de altura, e de um pavimento térreo industrial de uma refinaria de açúcar. Ambos foram modelados através do software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021*.

No presente relatório é apresentada toda a fundamentação teórica que serviu como base na definição das soluções estruturais dimensionadas. Realizou-se uma comparação entre o RSA e os Eurocódigos no dimensionamento das ações do vento e do sismo de modo a verificar qual destas normas é a mais condicionante no dimensionamento das soluções estruturais.

Foi possível acompanhar todas as fases destes projetos de execução, desde a sua implantação até à definição da solução estrutural final e realização de peças desenhadas, utilizando os regulamentos nacionais e europeus, incluindo o RSA e os Eurocódigos.

As peças desenhadas dos projetos de estabilidade realizados encontram-se na secção Anexos deste documento.

Palavras-chave: Projeto, Estrutura metálica, Pavimento térreo industrial, Robot, RSA, Eurocódigos.

ABSTRACT

The main objective of this report is to present two of the projects developed in the curricular internship carried out at the company *Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda.*, which lasted six months, during which the student joined the project team and developed stability projects of metallic and reinforced concrete structures.

The work presented here refers to the stability project of a metal structure, about 22m high and of an industrial ground floor of a sugar refinery. Both were modeled using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 software.

This report presents all the theoretical foundations that served as a basis for defining the dimensioned structural solutions. A comparison was made between the RSA and the Eurocodes in the design of wind and earthquake actions to verify which of these standards is the most conditioning in the design of structural solutions.

It was possible to follow all the phases of these execution projects, from their implementation to the definition of the final structural solution and the realization of designed parts, using national and European regulations, including RSA and Eurocodes.

Drawings of the stability projects carried out can be found in the Attachments section of this document.

Keywords: Project, Metallic structure, Industrial ground floor, Robot, RSA, Eurocodes.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1	Introdução.....	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Apresentação da empresa	1
1.3	Breve apresentação dos trabalhos desenvolvidos	2
1.3.1	Projeto de estrutura metálica	2
1.3.2	Projeto do pavimento térreo industrial.....	3
1.4	Organização do relatório	4
CAPÍTULO 2	Dimensionamento de Estruturas Metálicas.....	5
2.1	Classificação das secções transversais.....	5
2.2	Verificações de Segurança para Estados Limites últimos	8
2.3	Verificações de segurança para Estados Limites de Serviço.....	17
CAPÍTULO 3	Estrutura Metálica do armazém	19
3.1	Descrição da Estrutura.....	19
3.2	Quantificação de Ações	24
3.2.1	Combinação de ações	24
3.2.2	Ação do vento de acordo com o RSA.....	26
3.2.3	Ação do sismo de acordo com o Eurocódigo 8.....	28
3.3	Modelação da solução estrutural no Software <i>Autodesk Robot</i>	32
3.4	Pré-dimensionamento das Secções Transversais	35
3.5	Verificações de Segurança	37
3.5.1	Verificações da capacidade resistente dos elementos estruturais	37
3.5.2	Análise modal	45

ÍNDICE DE TEXTO

3.6	Análise comparativa da quantificação da ação do vento Eurocódigo 1 vs RSA.....	50
3.7	Análise comparativa da quantificação do sismo Eurocódigo 8 vs RSA	54
3.8	Dimensionamento Geotécnico	57
3.8.1	Dimensionamento geotécnico da sapata	57
3.8.2	Dimensionamento da armadura da sapata	65
3.9	Registo fotográfico da fase de execução	68
CAPÍTULO 4	Reabilitação do Pavimento Térreo Industrial	69
4.1	Introdução.....	69
4.1.1	Constituição das camadas do pavimento	70
4.1.2	Tipos de juntas.....	71
4.1.3	Revestimento do pavimento	72
4.2	Descrição do projeto.....	73
4.3	Levantamento do Existente	74
4.4	Prospecção Geotécnica e Geofísica	80
4.5	Caracterização química	85
4.6	Materiais a utilizar na reabilitação.....	86
4.7	Dimensionamento da solução estrutural	87
4.7.1	Dimensionamento relativamente à flexão	90
4.7.2	Dimensionamento Geotécnico	95
4.7.3	Dimensionamento relativamente ao Punçoamento	96
4.8	Registo fotográfico da fase de execução	98
CAPÍTULO 5	Considerações Finais	99
5.1	Conclusões	99
5.2	Desenvolvimentos Futuros	100

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Logotipo da empresa de acolhimento (Eleven Steps , 2022)	1
Figura 1.2 – Vista aérea das Instalações Polisport (Google Earth, 2022)	2
Figura 1.3 – Dimensões do Equipamento <i>Kardex Shuttle XP 500 HSD</i> (Kardex Portugal, 2022)	2
Figura 1.4 – Vista geral do pavimento da refinaria	3
Figura 2.1 – Valores de L_{cr} , tendo em conta as condições de apoio (Félix, 2015)	12
Figura 2.2 – Curvas de encurvadura (NP EN 1993-1-1, 2010)	13
Figura 2.3 – Definição dos deslocamentos (NP EN 1990, 2009).....	17
Figura 3.1 – Equipamento Kardex instalado no armazém de uma fábrica	19
Figura 3.2 – Marcação da cobertura existente (a laranja) e a nova estrutura metálica (a cinzento)	20
Figura 3.3 – Zona da fábrica da Polisport a demolir e reconstruir (Google Earth, 2022).....	20
Figura 3.4 – Vista interior do aspeto geral do armazém existente	21
Figura 3.5 - Vista exterior do aspeto geral do armazém existente	21
Figura 3.6 – Condicionantes impostas pela <i>Kardex</i> (Kardex Portugal, 2022).....	22
Figura 3.7 - Condicionantes impostas pela <i>Polisport</i> (Eleven Steps, 2022).....	23
Figura 3.8 – Vista global da solução estrutural	23
Figura 3.9 – Ábaco para determinar o valor característico da pressão dinâmica (RSA, 1983)	26
Figura 3.10 - Esquema do espectro de resposta elástico de acelerações (Arede & Delgado, 2011).....	28
Figura 3.11 - Espectros de Resposta Elástica Horizontais	31
Figura 3.12 – Vista Global da estrutura com as secções transversais dos elementos estruturais.....	32
Figura 3.13 – Pórtico A com a numeração dos elementos estruturais	32
Figura 3.14 – Pórtico B com a numeração dos elementos estruturais	33

Figura 3.15 – Pórticos 1 e 2 Transversais com os elementos estruturais numerados	33
Figura 3.16 – Pórticos 3 e 4 Transversais com os elementos estruturais numerados	34
Figura 3.17 – Planta da cobertura com os elementos estruturais numerados	34
Figura 3.18 – Esforços considerados no pré-dimensionamento dos pilares da base da estrutura.....	36
Figura 3.19 – Procedimento para obter as verificações de segurança de acordo com o EC3	37
Figura 3.20 – Procedimento para obter notas de cálculo das verificações de segurança	37
Figura 3.21 – Procedimento para definir o valor do limite do λ	39
Figura 3.22 – Procedimento para definir o valor de L_{cr} para a encurvadura	39
Figura 3.23 – Ábaco da relação de L_{cr}/L (Félix, 2015).....	40
Figura 3.24 – Esquema representativo dos coeficientes η_1 e η_2 (Félix, 2015).....	40
Figura 3.25 – Procedimento para definir o valor de L_{cr} para a encurvadura lateral	43
Figura 3.26 – Diagrama das deformações da estrutura para ELS.....	43
Figura 3.27 - Diagrama das deformações dos pilares da base da estrutura para ELS.....	44
Figura 3.28 - Procedimento para efetuar a análise modal	45
Figura 3.29 – Modo de vibração 1: translação na direção X dominante.....	46
Figura 3.30 - Modo de vibração 2: translação na direção Y dominante.....	47
Figura 3.31 - Procedimento para a definição da ação sísmica no modelo de cálculo.....	47
Figura 3.32 – Zonas em paredes verticais (NP EN 1991-1-4, 2010).....	52
Figura 3.33 – Reações para o dimensionamento das fundações do ensoleiramento geral (Q vento x)....	57
Figura 3.34 – Esquema auxiliar para determinar Momento Derrubador.....	58
Figura 3.35 – Esquema auxiliar para determinar Momento Estabilizador.....	58
Figura 3.36 – Ábaco para determinar o valor de I_f em função de D/B , citado por (Trigo, 2012)	64
Figura 3.37 – Reações verticais obtidas devido às cargas permanentes.....	65
Figura 3.38– Momento Fletor devido à ação do vento	65
Figura 3.39 - Esquema para determinar Momento devido às tensões do solo	66
Figura 3.40 – Posicionamento das armaduras do ensoleiramento geral em obra	68
Figura 3.41 – Ensoleiramento betonado e primeiros troços dos pilares	68

Figura 4.1 – Representação das camadas constituintes do pavimento (Eleven Steps, 2022)	70
Figura 4.2 – Pormenor Junta de Dilatação (Eleven Steps, 2022)	71
Figura 4.3 - Pormenor Junta de Retração (Eleven Steps, 2022).....	71
Figura 4.4 - Pormenor Junta Laje / Elementos verticais (Eleven Steps, 2022).....	72
Figura 4.5 – Marcações das saídas de emergência a ser pintadas no pavimento (Eleven Steps, 2022)....	72
Figura 4.6 – Planta do existente no piso térreo (Eleven Steps, 2022)	73
Figura 4.7 – Numeração das zonas da refinaria	74
Figura 4.8 – Entrada da refinaria – Pavimento com manchas de coloração acastanhada.....	75
Figura 4.9 – Anomalias detetadas na zona 2 da refinaria	75
Figura 4.10 - Anomalias detetadas na zona 3 da refinaria.....	76
Figura 4.11 - Anomalias detetadas na zona 4 da refinaria.....	76
Figura 4.12 – Anomalia detetadas na zona 5 da refinaria.....	77
Figura 4.13 - Anomalia detetadas na zona 6 da refinaria	77
Figura 4.14 - Anomalia detetadas na zona 7 da refinaria	77
Figura 4.15 - Anomalia detetadas na zona 8 da refinaria	78
Figura 4.16 - Anomalia detetadas na zona 9 da refinaria	78
Figura 4.17 - Anomalia detetadas na zona 10 da refinaria	79
Figura 4.18 - Anomalia detetadas na zona 11 da refinaria	79
Figura 4.19– Representação do poço de reconhecimento realizado na refinaria	80
Figura 4.20 – Poço de reconhecimento executado no pavimento da refinaria.....	80
Figura 4.21 -Furo de sondagem realizado no pavimento da refinaria	81
Figura 4.22 – Representação dos furos de sondagem efetuados na refinaria.....	81
Figura 4.23 – Representação dos ensaios SPT obtidos	82
Figura 4.24 – Ensaio realizado com perfis de resistividade elétrica.....	82
Figura 4.25 - Ensaio de resistividade realizados com elevada heterogeneidade de materiais detetada.	83
Figura 4.26 – Perfil com as zonas geotécnicas	83
Figura 4.27 – Dimensões do empilhador (NP EN 1991-1-1, 2009).....	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.28 – Momentos na direção X atuantes na laje ($k=0,005 \text{ N/mm}^3$)	90
Figura 4.29 - Momentos na direção Y atuantes na laje ($k=0,005 \text{ N/mm}^3$)	90
Figura 4.30 – Procedimento para inserir ação de variação de temperatura no <i>Robot</i>	92
Figura 4.31 – Definição dos coeficientes de elasticidade tangencial entre a fundação e a laje	92
Figura 4.32 – Valor da variação do deslocamento em função do coeficiente de elasticidade tangencial. 93	
Figura 4.33 - Esforço axial instalado na laje em função do coeficiente de elasticidade tangencial.....	93
Figura 4.34 – Valores da variação do comprimento da laje para um valor de K_x e K_y de 5000 kN/m^3	94
Figura 4.35 - Valores do esforço axial da laje para um valor de K_x e K_y de 5000 kN/m^3	94
Figura 4.36 - Deformações na laje ($k=0,005 \text{ N/mm}^3$)	95
Figura 4.37 - Reações do solo para $k=0,005 \text{ N/mm}^3$	95
Figura 4.38 – Ábaco para terminar a tensão admissível do solo através do valor de SPT , citado por (Trigo, 2012)	96
Figura 4.39 – Colocação da armadura inferior do pavimento térreo da refinaria	98

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 (página 1 de 2) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (NP EN 1993-1-1, 2010).....	6
Quadro 2.2 (página 2 de 2) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (NP EN 1993-1-1, 2010).....	7
Quadro 2.3 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (NP EN 1993-1-1, 2010)	12
Quadro 2.4 – Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (NP EN 1993-1-1, 2010)	13
Quadro 2.5 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (NP EN 1993-1-1, 2010).....	14
Quadro 2.6 – Curvas de encurvadura lateral recomendados para secções transversais	15
Quadro 2.7 – Fatores de interação $k_{i,j}$ (NP EN 1993-1-1, 2010)	15
Quadro 2.8 – (Continuação) Fatores de interação $k_{i,j}$ (NP EN 1993-1-1, 2010).....	16
Quadro 2.9 – Coeficientes de momento uniforme equivalente (NP EN 1993-1-1, 2010)	16
Quadro 3.1 – Combinações ELU	24
Quadro 3.2 – Combinações ELS.....	25
Quadro 3.3 – Combinações da ação sísmica	25
Quadro 3.4 – Coeficientes de pressão para as fachadas (RSA, 1983)	27
Quadro 3.5 – Zonamento Sísmico de Oliveira de Azeméis (NP EN 1998-1, 2010)	29
Quadro 3.6 - Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do Tipo 1 (NP EN 1998-1, 2010).....	30
Quadro 3.7 - Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do Tipo 2 (NP EN 1998-1, 2010).....	30
Quadro 3.8 - Coeficientes de importância (γ_1) (NP EN 1998-1, 2010).....	30

Quadro 3.9 – Parâmetros considerados para definir os espectros de resposta de acordo com o EC8.....	31
Quadro 3.10 – Valores de encurvadura de acordo com o tipo de aço (REAE, 1986)	35
Quadro 3.11 - Resultados da análise modal.....	46
Quadro 3.12 – Corte basal Direção X.....	48
Quadro 3.13 - Corte basal Direção Y	48
Quadro 3.14 – Valor básico de referência do vento (NP EN 1991-1-4, 2010).....	51
Quadro 3.15 – Valores recomendados de pressão exterior para paredes verticais de planta retangular (NP EN 1991-1-4, 2010).....	53
Quadro 3.16 – Valores do coeficiente de sismicidade (RSA, 1983).....	54
Quadro 3.17 – Valores do coeficiente sísmico de referência (RSA, 1983)	54
Quadro 3.18 – Fatores corretivos relativamente à presença do firme, citado por (Trigo, 2012)	61
Quadro 3.19 – Valores de I_s para maciços semi-indefinidos, citado por (Trigo, 2012).....	64
Quadro 3.20 – Excerto das tabelas e abacos de dimensionamento de secções de betão armado (Barros, Figueiras, & Ferreira, 2020).....	67
Quadro 4.1 - Proposta de zonamento geotécnico	84
Quadro 4.2 - Valores das propriedades físicas e características das zonas.....	84
Quadro 4.3- Caracterização química das amostras recolhidas	85
Quadro 4.4 - Quadro 2 da Norma NP EN 206-1.....	86
Quadro 4.5 - Quadro NA-E.1N do Eurocódigo 2.....	86
Quadro 4.6 - Tabela de valores propostos para o módulo de reação do solo (Bekaert)	87
Quadro 4.7 - Cargas a considerar para os empilhadores (NP EN 1991-1-1, 2009).....	88
Quadro 4.8 – Combinações ELU	89
Quadro 4.9 – Combinações ELS	89

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente relatório de estágio apresenta dois dos trabalhos mais relevantes desenvolvidos ao longo do estágio curricular desenvolvido no âmbito da unidade curricular de DIPRE (Dissertação / Projeto / Estágio) do 2º ano do Mestrado de Engenharia Civil no Ramo de Estruturas para a obtenção do grau de mestre.

O estágio foi realizado na empresa Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda, onde foi possível colocar em prática os conhecimentos obtidos ao longo do percurso académico, bem como contactar com o meio empresarial e desenvolver novas capacidades, nomeadamente na cooperação com outros intervenientes no processo de execução de projetos estruturais.

Os trabalhos desenvolvidos focaram-se no dimensionamento de estruturas metálicas e de pavimentos térreos industriais em betão armado, sendo que foi efetuado um acompanhamento de todas as fases destes projetos em conjunto com a restante equipa de projeto.

1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A empresa Eleven Steps – Consultores de Engenharia Lda (ver Figura 1.1), com sede no Porto, na Praça Coronel Pacheco nº 2, Edifício 1, 2º andar, é uma empresa que presta diversos serviços na área da engenharia. Nomeadamente, execução de projetos de engenharia das diversas especialidades, licenciamento de projetos, execução de relatórios de inspeção de estruturas existentes e revisão de projetos de engenharia.



Figura 1.1 - Logotipo da empresa de acolhimento (Eleven Steps , 2022)

1.3 BREVE APRESENTAÇÃO DOS TRABALHOS DESENVOLVIDOS

1.3.1 Projeto de estrutura metálica

O Grupo Polisport tem a sua presença bem marcada no mercado de fabrico produtos de plástico para veículos de duas rodas, bicicletas e motos. Ao longo do tempo tem vindo a apostar na internacionalização da empresa, estando atualmente presente em mais de setenta e dois países por todo o mundo.

Dado que a procura dos seus produtos é cada vez maior, de modo a corresponder às necessidades do mercado, a Polisport decidiu otimizar o espaço disponível para o armazenamento de produtos na sua fábrica localizada na Avenida Ferreira de Castro, nº 818, Carregosa (ver Figura 1.2).



Figura 1.2 – Vista aérea das Instalações Polisport (Google Earth, 2022)

Para otimizar o armazenamento de produtos, a empresa decidiu investir na instalação de seis unidades de armazenamento do tipo Kardex Shuttle XP 500 HSD (ver Figura 1.3), produzidas pela empresa Kardex storage systems. Este equipamento inclui um sistema de elevação de cargas através de correias dentadas que possibilita um maior aproveitamento do espaço vertical e torna mais rápida a movimentação dos tabuleiros uma vez que permite a extração de dois tabuleiros em simultâneo. Inclui uma porta vertical com sistema de fecho automático para proteção dos utilizadores e dos materiais armazenados e possibilita o controlo atualizado de stocks, uma vez que é possível inserir informação referente a cada produto armazenado e a leitura dos seus códigos de barras.

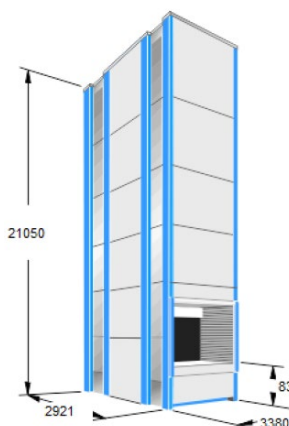


Figura 1.3 – Dimensões do Equipamento *Kardex Shuttle XP 500 HSD* (Kardex Portugal, 2022)

1.3.2 Projeto do pavimento térreo industrial

No decorrer do estágio a Eleven Steps - Consultores de Engenharia, Lda. foi contactada por um representante de uma refinaria de açúcar para realizar o projeto de execução de um novo pavimento térreo, dado que o pavimento existente se encontra bastante degradado.



Figura 1.4 – Vista geral do pavimento da refinaria

Neste tipo de pavimentos, o seu dimensionamento é realizado tendo em conta as ações aplicadas no pavimento nomeadamente de empilhadores e sobrecarga de utilização e a exposição ambiental do mesmo, uma vez que geralmente o ambiente é bastante agressivo para os elementos estruturais.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

Este relatório é composto por cinco capítulos que apresentam os vários aspetos do trabalho realizado. O primeiro capítulo introduz o tema do trabalho e realiza uma breve apresentação da empresa onde foi realizado o estágio.

O segundo capítulo descreve todas as verificações a ter em conta do dimensionamento de estruturas metálicas. Neste capítulo são apresentadas todas as informações necessárias e é descrita a metodologia de cálculo das verificações necessárias, de modo a validar o dimensionamento estrutural tendo em conta a legislação em vigor.

No terceiro capítulo é apresentada a solução proposta para a estrutura metálica do caso de estudo. Aborda a metodologia aplicada no dimensionamento da solução, utilizando como ferramenta base o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021* para a modelação do modelo de cálculo, com a descrição das ações consideradas e apresentação dos esforços obtidos que serviram como base para o dimensionamento da solução estrutural.

O quarto capítulo apresenta a solução estrutural proposta para o pavimento térreo industrial. São apresentadas todas as particularidades a ter em conta no dimensionamento destes elementos estruturais, bem como as verificações de segurança mais relevantes tendo o tipo de ações atuantes e as características do meio envolvente.

O quinto capítulo diz respeito às conclusões acerca do trabalho desenvolvido ao longo do estágio e apresenta algumas sugestões a serem aplicadas em trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Neste capítulo são abordadas as metodologias de cálculo da capacidade resistente das secções transversais adotadas no projeto da estrutura metálica da Polisport.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Para ter em atenção fenómenos de instabilidade local ao nível da secção, a norma portuguesa NP EN 1993-1-1 de 2010 (EC3) define quatro classes de secções transversais, nomeadamente:

- Nas secções de classe 1 é possível a formação de rótulas plásticas, com capacidade de rotação suficiente para uma análise plástica sem redução da sua capacidade resistente;
- As secções de classe 2 podem atingir o momento resistente plástico, a sua capacidade de rotação encontra-se limitada pela encurvadura local;
- Nas secções de classe 3, a tensão na fibra extrema comprimida pode atingir o valor da tensão de cedência. Contudo, a encurvadura local pode impossibilitar que o momento resistente plástico seja alcançado.
- Nas secções de classe 4 ocorre a encurvadura local antes de ser alcançada a tensão de cedência.

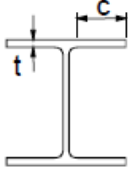
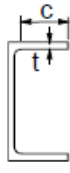
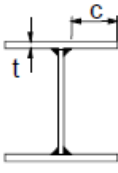
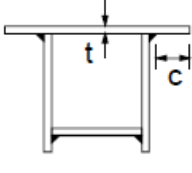
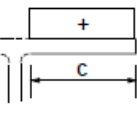
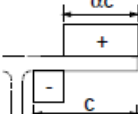
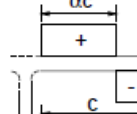
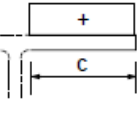
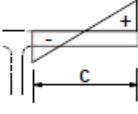
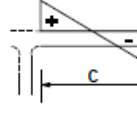
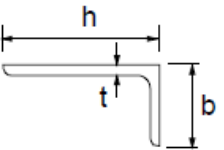
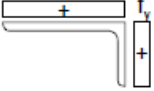
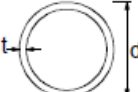
A classificação de secções é realizada tendo em consideração o Quadro 2.1 e o Quadro 2.2.

No caso da estrutura metálica da Polisport, todas as secções transversais da solução estrutural são de classe 1.

Quadro 2.1 (página 1 de 2) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (NP EN 1993-1-1, 2010)

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Quadro 2.2 (página 2 de 2) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (NP EN 1993-1-1, 2010)

Banzos em consola						
						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5				
Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)				Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Secções tubulares						
						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
<i>NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

2.2 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Após determinar a classe de cada secção transversal, foi calculada a capacidade resistente das mesmas para cada um dos seguintes esforços, cujo método de cálculo está descrito abaixo:

- Tração e compressão;
- Flexão simples;
- Esforço transversal;
- Flexão desviada;
- Flexão composta com compressão.

A capacidade resistente relativamente à tração é determinada através da seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (2.1)$$

Em que:

N_{Ed} – Esforço de tração atuante;

$N_{t,Rd}$ – Esforço normal resistente de tração e no caso de secções com furos é determinado pelo menor valor das seguintes expressões:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.2)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.3)$$

Em que:

A - Área da secção transversal;

A_{net} – Área útil da secção transversal;

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe, o valor recomendado é 1;

γ_{M2} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento, o valor recomendado é 1,25;

f_y – Tensão de cedência do aço;

f_u – Tensão de rotura do aço.

A capacidade resistente relativamente à compressão é determinada através da seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (2.4)$$

Em que:

$N_{c,Rd}$ – Esforço normal resistente à compressão uniforme e é determinado pelo menor valor da seguinte expressão para secções transversais da classe 1, 2 ou 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.5)$$

A capacidade resistente relativamente à flexão simples é caracterizada pela seguinte expressão:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (2.6)$$

Em que:

M_{Ed} – Momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ – Momento fletor resistente em relação a um dos seus eixos principais e é determinado do seguinte modo para secções transversais de classe 1 ou 2:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.7)$$

Em que:

W_{pl} – Módulo de plasticidade e é determinado da seguinte forma:

$$W_{pl} = \frac{bh^2}{4} \quad (2.8)$$

Em que:

b – Base do perfil;

h - Altura do perfil.

Caso exista esforço transversal o valor de $M_{c,Rd}$ é obtido através de:

$$M_{c,Rd} = M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2 \right] \quad (2.9)$$

A capacidade resistente relativamente ao esforço transversal é caracterizada pela seguinte expressão:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (2.10)$$

Em que:

V_{Ed} – Esforço transversal atuante;

$V_{c,Rd}$ – Esforço transversal resistente. Na ausência de torção, é obtido através da seguinte expressão:

Caso não exista torção:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (2.11)$$

Caso exista torção:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25(f_y/\sqrt{3})\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (2.12)$$

Em que:

A_v – Área resistente ao esforço transversal e é determinada de acordo com as seguintes expressões:

Para secções laminadas I e H, carga paralela à alma

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w \quad (2.13)$$

Para secções laminadas I e H, carga paralela aos banzos

$$A - \Sigma(h_w t_w) \quad (2.14)$$

Para secções laminadas retangulares tubulares de espessura uniforme:

$$Ah/(b + h), \text{ carga paralela à altura} \quad (2.15)$$

$$Ab/(b + h), \text{ carga paralela à largura} \quad (2.16)$$

A capacidade resistente relativamente à flexão desviada é caracterizada pela seguinte expressão:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (2.17)$$

Em que:

α e β – Constantes que de forma conservativa podem ser considerados 1. Para secções I ou H: $\alpha=2$ e

$$\beta = 5 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \geq 1 \text{ e para secções retangulares tubulares: } \alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}}$$

A capacidade resistente relativamente à encurvadura é caracterizada pela seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (2.18)$$

Em que:

$N_{b,Rd}$ – Resistência à encurvadura do elemento comprimido e é obtida através da seguinte expressão para secções transversais de classes 1, 2 e 3:

$$N_{b,Rd} = \frac{x A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.19)$$

Em que:

x – Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante. Este coeficiente é obtido através da seguinte expressão:

$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (2.20)$$

Em que:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (2.21)$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \quad (2.22)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{A f_y}}{\sqrt{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1}, \text{ para secções das classes 1, 2 e 3} \quad (2.23)$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad (2.24)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.25)$$

L_{cr} – Comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado, tendo em consideração as condições de apoio do elemento estrutural em estudo (ver Figura 2.1).

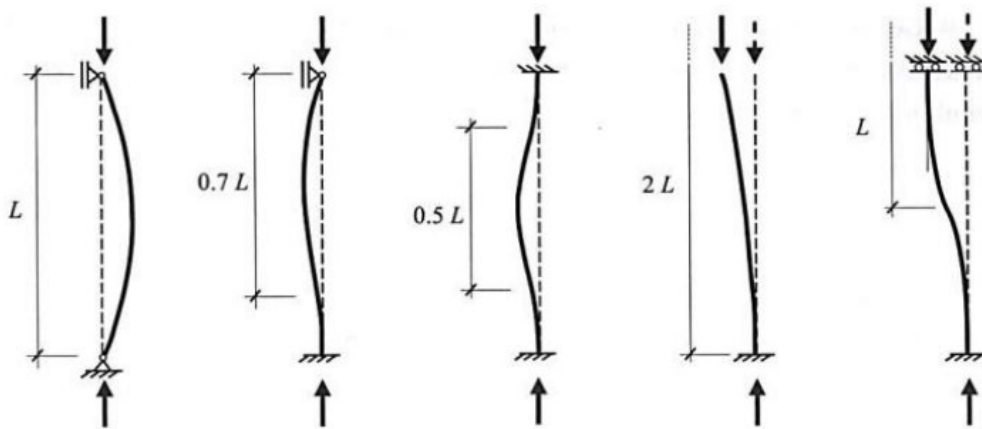


Figura 2.1 – Valores de L_{cr} , tendo em conta as condições de apoio (Félix, 2015)

i – Raio de giração em relação eixo apropriado.

O valor do coeficiente de esbelteza (λ), foi limitado ao valor máximo de 140.

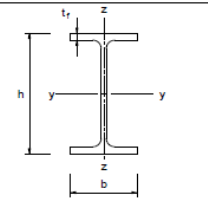
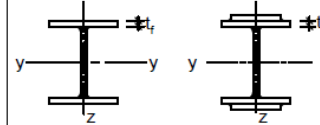

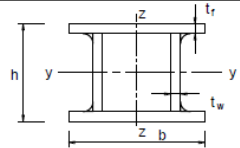
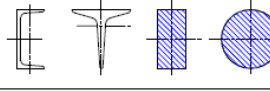

O valor de α depende da curva de encurvadura correspondente de acordo com o Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (NP EN 1993-1-1, 2010)

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

A curva correspondente a cada secção transversal é definida pelo Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (NP EN 1993-1-1, 2010)

Secção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c
		$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d c
Perfis I soldados 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	
Secções tubulares 	acabadas a quente	qualquer	a	
	enformadas a frio	qualquer	c	
Secções em caixa soldadas 	em geral (excepto como abaixo indicado)	qualquer	b	
	soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	c	
Perfis U, T e secções abidas 		qualquer	c	
Cantoneiras 		qualquer	b	

Em alternativa à expressão 2.20 o coeficiente de redução da encurvadura pode ser determinado através da Figura 2.2.

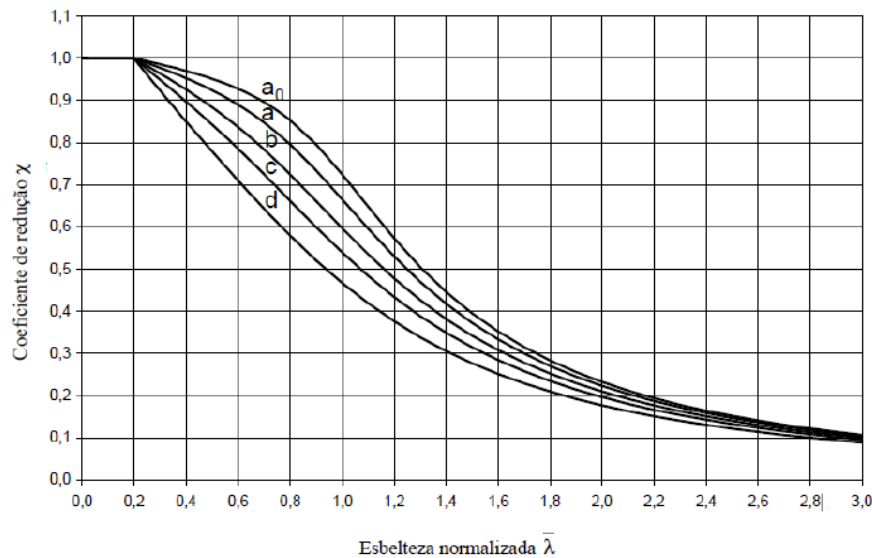


Figura 2.2 – Curvas de encurvadura (NP EN 1993-1-1, 2010)

Nos casos em que $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, podem-se ignorar os efeitos da encurvadura.

A capacidade resistente relativamente à flexão composta com compressão é caracterizada pelas seguintes expressões:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (2.26)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (2.27)$$

Em que:

x_y e x_z - Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão são determinados através da expressão (2.18) previamente apresentada;

x_{LT} – Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral e é determinado através da seguinte expressão:

$$x_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}} \leq 1 \quad (2.28)$$

Em que:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right] \quad (2.29)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}, \text{ para secções das classes 1, 2 e 3} \quad (2.30)$$

O valor de α_{LT} depende da curva de encurvadura correspondente de acordo com o Quadro 2.5 .

Quadro 2.5 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (NP EN 1993-1-1, 2010)

Curva de encurvadura	a	b	c	d
Factor de imperfeição α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

As curvas de encurvadura lateral são definidas de acordo com o Quadro 2.6.

Quadro 2.6 – Curvas de encurvadura lateral recomendados para secções transversais

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} – Fatores de interação.

Os Fatores de interação podem ser calculados através do Anexo Nacional A ou B.

De acordo com o anexo A, estes fatores podem ser determinados de acordo com as expressões do Quadro 2.7 e Quadro 2.8

Quadro 2.7 – Fatores de interação $k_{i,j}$ (NP EN 1993-1-1, 2010)

Factores de interacção	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Termos auxiliares:		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ com $b_{LT} = 0,5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$	

Quadro 2.8 – (Continuação) Fatores de interação $k_{i,j}$ (NP EN 1993-1-1, 2010)

Termos auxiliares:	
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^2} \right) n_{pi} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}}$
$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$	$com \ c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$
$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$	$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^2} \right) n_{pi} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}}$
$n_{pi} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M0}}$	$com \ d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$
$C_{my} \text{ ver o Quadro A.2}$	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - e_{LT} \right] n_{pi} \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$com \ e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$
$\bar{\lambda}_{max} = \max \begin{cases} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{cases}$	
$\bar{\lambda}_0$ = esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral para o caso de momento flector uniforme, ou seja, $\psi_y = 1,0$ no Quadro A.2	
$\bar{\lambda}_{LT}$ = esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral	
Se $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,TF}} \right)}$: $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$	
Se $\bar{\lambda}_0 > 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,TF}} \right)}$: $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,z}} \right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\alpha,TF}} \right)}} \geq 1$	
C_1 = coeficiente para ter em conta a distribuição de momentos e as condições de apoio nas extremidades; C_1 poderá tomar-se igual a k_c^2 , em que k_c é obtido do Quadro 6.6	
$C_{mi,0}$ ver o Quadro A.2	
$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$ para as secções transversais das Classes 1, 2 e 3	
$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ para as secções transversais da Classe 4	
$N_{cr,y}$ = esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo y-y $N_{cr,z}$ = esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo z-z $N_{cr,T}$ = esforço normal crítico de encurvadura elástica por torção I_T = constante de torção de St. Venant I_y = momento de inércia em relação ao eixo y-y	

Os coeficientes de momento uniforme equivalente ($C_{mi,0}$), são determinados através do Quadro 2.9.

Quadro 2.9 – Coeficientes de momento uniforme equivalente (NP EN 1993-1-1, 2010)

Diagrama de momentos	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21 \psi_i + 0,36 (\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p>$M_{i,Ed}(x)$ = valor máximo do momento $M_{y,Ed}$ ou $M_{z,Ed}$ correspondente a uma análise de primeira ordem</p> <p>δ_x = flecha máxima ao longo do elemento</p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

A estabilidade relativamente à encurvadura lateral é calculada de acordo com a seguinte equação:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (2.31)$$

Em que:

$$M_{b,Rd} = x_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \text{ sendo que } W_y = W_{pl,y} \text{ para secções da classe 1 e 2} \quad (2.32)$$

2.3 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA PARA ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

A verificação de segurança relativamente aos Estados Limites de Serviço foi efetuada através do controlo da deformação da estrutura.

A Norma NP EN 1993-1-1 refere que o limite dos deslocamentos deve ser definido para cada projeto de acordo com o dono de obra, assim sendo:

$$\delta \leq \frac{L}{200} \quad (2.33)$$

Em que:

δ – Valor do deslocamento horizontal do elemento estrutural em estudo, para a combinação de ações quase-permanente;

L – Vão do elemento estrutural em estudo entre apoios.

O deslocamento pode ser estudado para toda a estrutura (globalmente) e para tramos independentes de pilares, tal como se pode verificar na Figura 2.3.

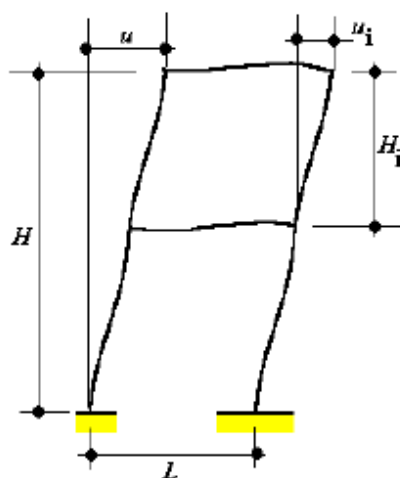


Figura 2.3 – Definição dos deslocamentos (NP EN 1990, 2009)

CAPÍTULO 3

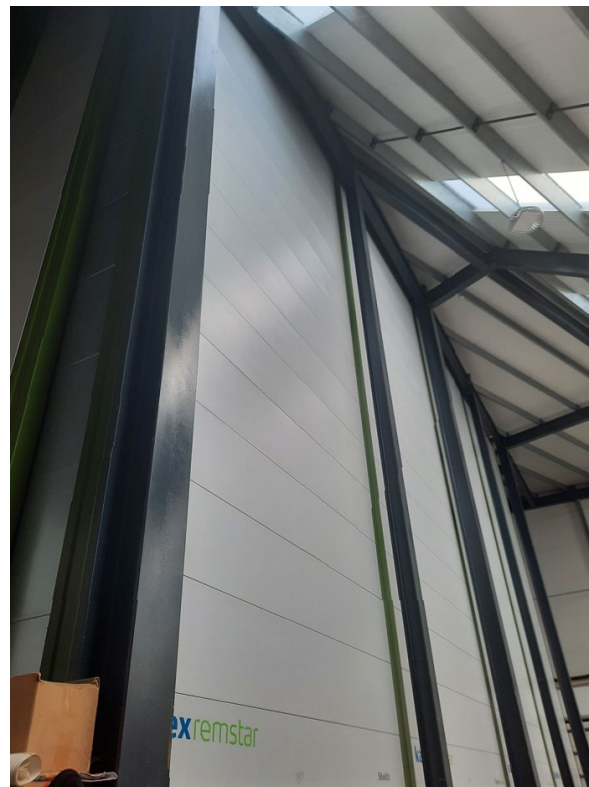
ESTRUTURA METÁLICA DO ARMAZÉM

3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura metálica, tem como função suportar os revestimentos da fachada que vão proteger os equipamentos *Kardex* e apoiar pontualmente os equipamentos através da fixação com sinoblocos. Estes apoios vêm incorporados com os equipamentos, são colocados aquando da instalação dos mesmos e apenas tem como função a estabilização lateral das estantes em caso de ações acidentais. Apesar da existência destes apoios, a maior parte das cargas será aplicada diretamente nas fundações. A Figura 3.1 apresenta o registo fotográfico do equipamento *Kardex* de uma fábrica que já utiliza este equipamento nos seus armazéns, embora o equipamento seja de altura inferior ao que será utilizado no projeto em estudo.



a) Vista da parte inferior do Kardex



b) Vista da parte superior do Kardex

Figura 3.1 – Equipamento *Kardex* instalado no armazém de uma fábrica

Os *Kardex* utilizados no caso de estudo têm uma altura de cerca de 21m e serão instalados nas traseiras do armazém existente, cuja altura é de cerca de 8m, conforme se pode verificar na Figura 3.2.

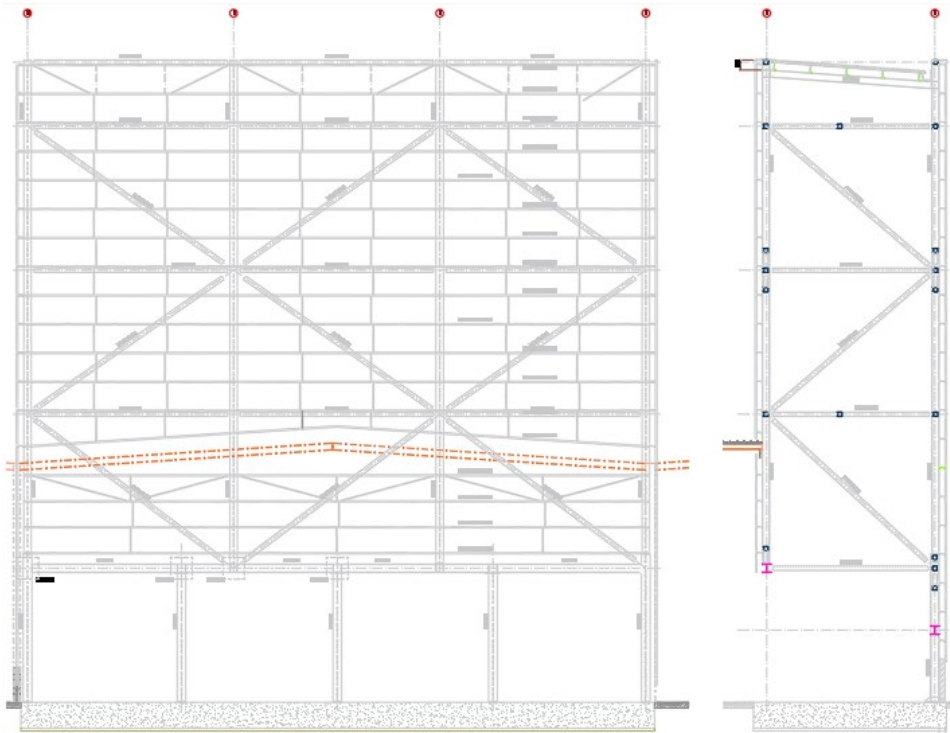


Figura 3.2 – Marcação da cobertura existente (a laranja) e a nova estrutura metálica (a cinzento)

Assim sendo, será necessário demolir uma parte do armazém com uma largura de cerca de 6m e comprimento de 21,8m, conforme se pode ver na Figura 3.3. Na zona assinalada a amarelo será construída a nova estrutura metálica à volta dos equipamentos, compatibilizando a mesma com a estrutura existente.



a) Vista aérea do armazém com zona a refazer assinalada a amarelo



b) Vista das traseiras do armazém a reconstruir com zona a refazer assinalada a amarelo

Figura 3.3 – Zona da fábrica da Polisport a demolir e reconstruir (Google Earth, 2022)

Numa fase inicial foram realizadas algumas visitas ao local e reuniões com o dono de obra e o fornecedor dos equipamentos *Kardex*, de modo a definir uma solução que fosse de encontro às necessidades do dono de obra e que permitisse a montagem dos equipamentos após a execução da estrutura metálica sem qualquer inconveniente.

Nas diversas visitas efetuadas ao armazém foram recolhidas algumas fotografias do mesmo, primeiramente do interior no mesmo conforme se pode verificar na Figura 3.4.



a) Vista da cobertura existente



b) Vista junto ao pilar existente da fachada

Figura 3.4 – Vista interior do aspeto geral do armazém existente

O aspeto atual do exterior do armazém está apresentado na Figura 3.5



a) Vista lateral direita do armazém



b) Vista frontal do armazém

Figura 3.5 - Vista exterior do aspeto geral do armazém existente

A empresa responsável pelo fornecimento e montagem dos equipamentos, impôs as condicionantes ao dimensionamento representadas na Figura 3.6, nomeadamente:

- Espaçamento dos equipamentos às fachadas laterais de 0,10m e de 0,40m entre cada dois equipamentos de modo a permitir a fixação dos sinoblocos (representados a vermelho) que fixam os *Kardex* à estrutura metálica;
- Espaço livre de cerca de 2,6m na frente dos *Kardex*, para permitir a montagem dos equipamentos com uma grua com cerca de 22m de lança;
- Os contraventamentos dos alinhamentos 2 e 3 (definidos na Figura 3.7) entre equipamentos, apenas podem iniciar à cota de 2,5m, de modo a permitir a manutenção dos equipamentos.
- Comprimento de dois equipamentos é de 6,76m e a largura é de 2,921m;

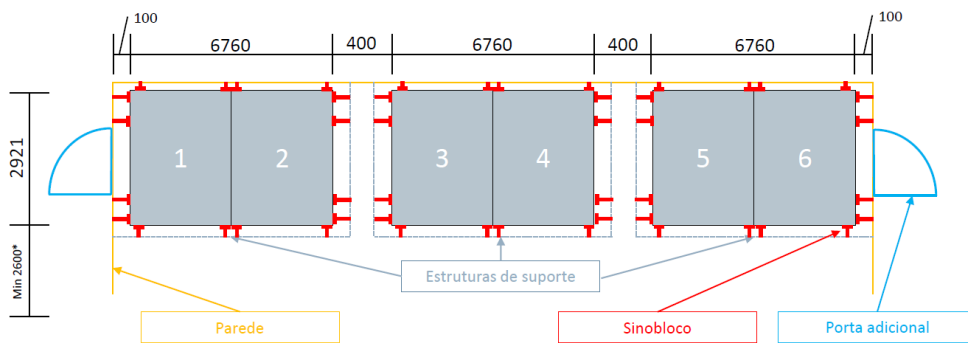


Figura 3.6 – Condicionantes impostas pela *Kardex* (Kardex Portugal, 2022)

O dono de obra, impôs as seguintes condicionantes, representadas na Figura 3.7:

- Os contraventamentos dos alinhamentos 1 e 4 laterais e B longitudinal, apenas podem iniciar à cota de 5m, de modo a permitir a passagem de empilhadores;
- Os pilares do alinhamento B têm de ficar posicionados entre as estantes do armazém existente de modo a não condicionar a passagem entre as mesmas;

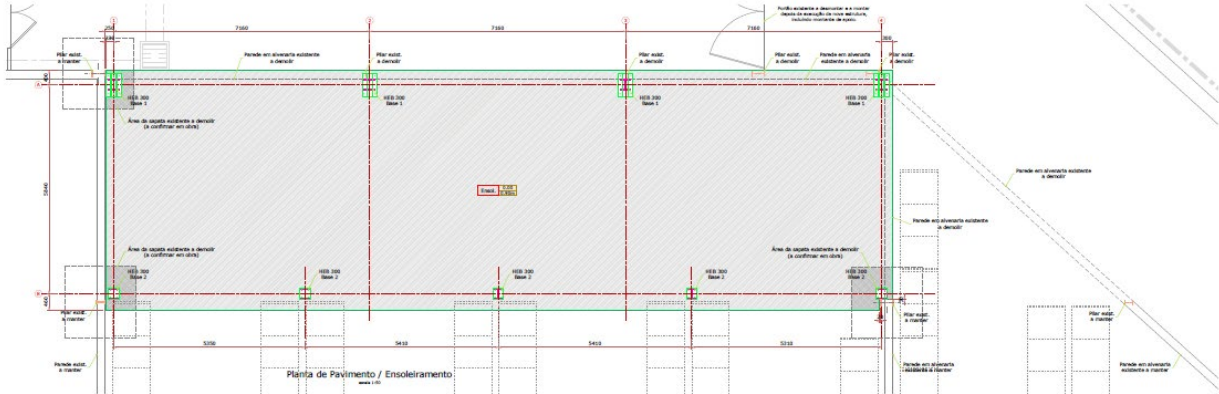


Figura 3.7 - Condicionantes impostas pela *Polisport* (Eleven Steps, 2022)

Assim sendo, a solução estrutural de encontro a todas as condicionantes apresentadas encontra-se representada na Figura 3.8.

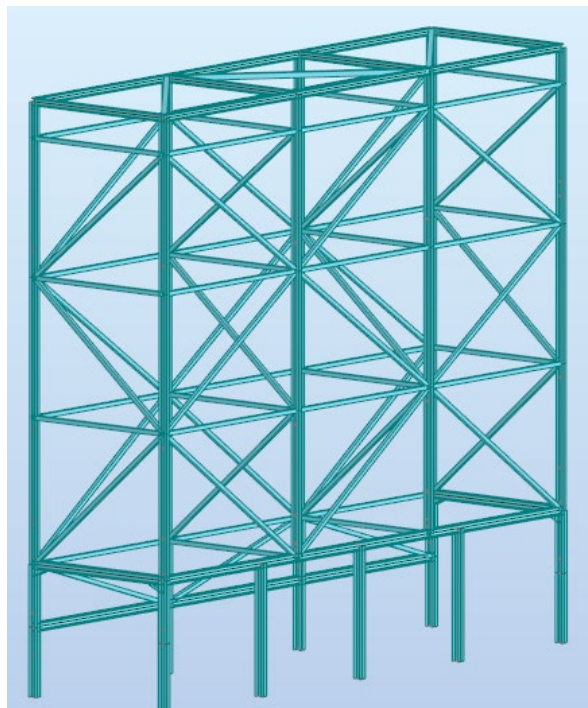


Figura 3.8 – Vista global da solução estrutural

3.2 QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

No modelo de cálculo definido no software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 (Robot)*, foram consideradas as seguintes ações:

- Peso próprio dos elementos estruturais (ação nº 1);
- Restantes cargas permanentes, para ter em conta os revestimentos: 0,5 kN/m² (ação nº 2);
- Sobrecarga da cobertura, que representa a sobrecarga para efetuar manutenções: 0,3 kN/m² (ação nº 5);
- Ação do vento de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) (ação nº 6 – vento na direção X e ação nº 7 -vento na direção Y);
- Ação do sismo de acordo com o EC8 (NP EN 1998-1, 2010), (ação nº 50 – sismo na direção X e ação nº 51 – sismo na direção Y).

3.2.1 Combinação de ações

Para a obtenção dos esforços de dimensionamento da estrutura foram definidas combinações de ações para os estados limites últimos (ELU). As combinações realizadas encontram-se resumidas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Combinações ELU

	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.
ELU Vx Combinação 20	1	1,35	2	1,35	5	1,5	6	1,5
ELU Vy Combinação 21	1	1,35	2	1,35	5	1,5	7	1,5
ELU -Vx Combinação 22	1	1,35	2	1,35	5	1,5	6	-1,5
ELU -Vy Combinação 23	1	1,35	2	1,35	5	1,5	7	-1,5

Para a obtenção das deformações da estrutura foram definidas combinações característica de ações para os estados limites de serviço (ELS). As combinações efetuadas encontram-se resumidas no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Combinações ELS

	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.
ELS - Vx Combinação 30	1	1	2	1	6	1
ELS Vy Combinação 31	1	1	2	1	7	1
ELS -Vx Combinação 32	1	1	2	1	6	-1
ELS -Vy Combinação 33	1	1	2	1	7	-1

De modo a verificar se a ação sísmica era condicionante no dimensionamento da solução estrutural, realizaram-se as seguintes combinações sísmicas, apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Combinações da ação sísmica

	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.
ELS Sx Combinação 100	1	1	2	1	50	1
ELS Sy Combinação 101	1	1	2	1	51	1

3.2.2 Ação do vento de acordo com o RSA

A pressão exercida pelo vento nas fachadas é calculada através da seguinte expressão, com a mesma nomenclatura utilizada no RSA:

$$w_e = w_k(z) \cdot \delta_{pe} \quad (3.1)$$

Em que:

- $w_k(z)$ – Valor característico da pressão dinâmica;
- δ_{pe} – coeficiente de pressão para as fachadas.

O valor de w_k obtém-se com base no ábaco da Figura 3.9, tendo em conta a altura da estrutura e a rugosidade aerodinâmica do solo. Considerou-se rugosidade do tipo II, uma vez que a estrutura se encontra localizada na periferia de uma zona urbana.

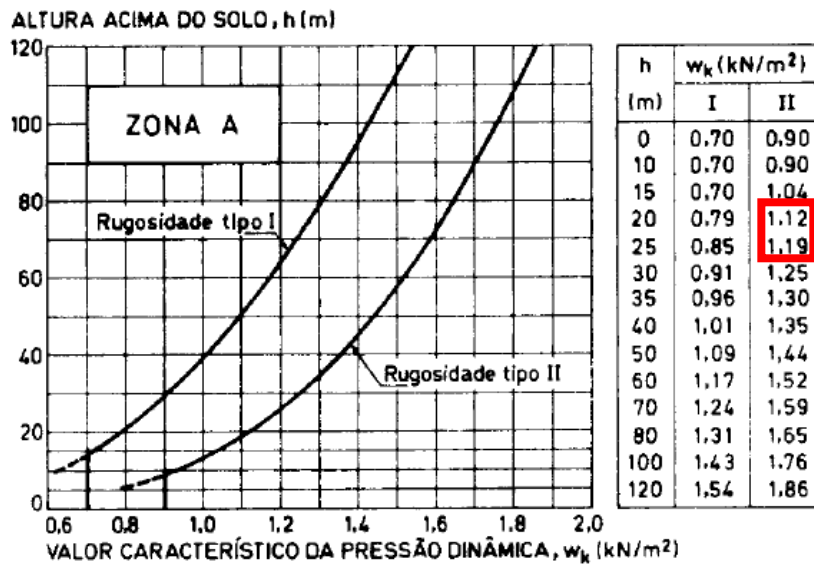


Figura 3.9 – Ábaco para determinar o valor característico da pressão dinâmica (RSA, 1983)

O valor de w_k para o caso em estudo é de aproximadamente 1,17 kN/m².

Os coeficientes de pressão para as fachadas, foi determinado com base no quadro do anexo II do RSA, cujo excerto utilizado se encontra no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Coeficientes de pressão para as fachadas (RSA, 1983)

Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5	-0,8
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,0
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,1
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8	-1,2
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7	-1,2
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1	

(*) h representa a altura do edifício; a e b representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta

O valor de δ_{pe} para as fachadas condicionantes A e B, são de 0,7 e -0,4 respetivamente.

Substituindo estes valores na expressão (4.7), obtém-se:

$$w_e = 1,17 \times 1,1 = 1,29 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3 Ação do sismo de acordo com o Eurocódigo 8

De modo a avaliar o impacto da ação sísmica no dimensionamento da solução estrutural, foi definida a ação sísmica através dos espectros de resposta elástica regulamentares de acordo com o EC8, para o caso de estudo em análise.

Foi realizada esta análise mesmo sabendo que as combinações com a ação base sísmica não serão condicionantes no dimensionamento dada a muito reduzida massa da estrutura

Os espectros de resposta elástica regulamentares representam a resposta de um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade à ação sísmica e estabelecem os valores mínimos de resistência que as estruturas de um determinado local devem cumprir. Estes espectros são definidos por quatro ramos distintos. O primeiro de transição linear para a aceleração do solo, o segundo de aceleração constante, o terceiro de velocidade constante e o quarto de deslocamento constante (ver Figura 3.10).

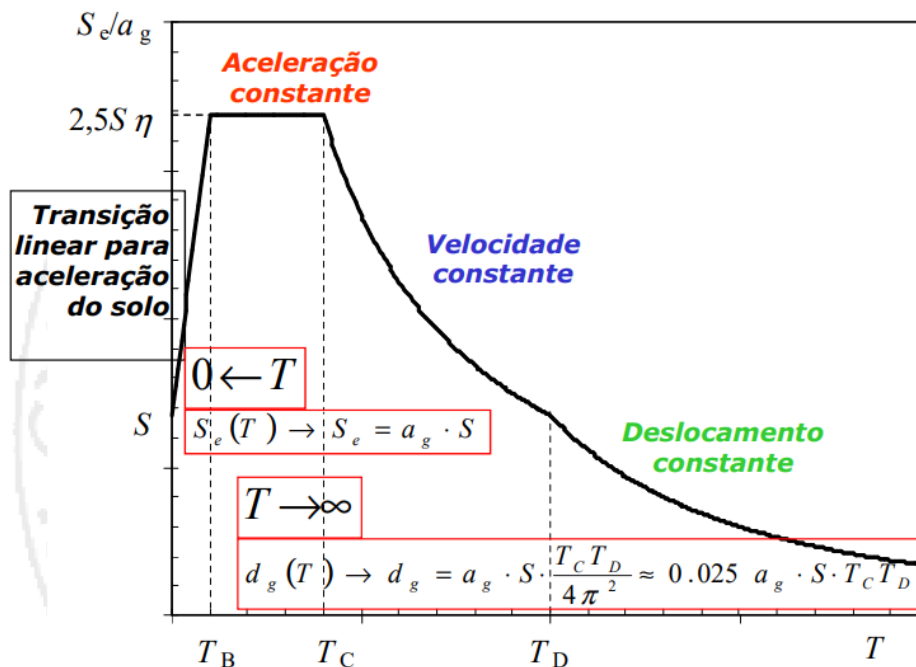


Figura 3.10 - Esquema do espectro de resposta elástico de acelerações (Arede & Delgado, 2011)

Os quatro ramos do espectro de resposta são definidos de acordo com as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

Em que:

T – Período de vibração da estrutura;

$S_e(T)$ – Valor do espectro de resposta elástico em aceleração;

α_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A;

S – Fator do terreno;

η – Fator de correção do amortecimento;

β_0 – Fator de amplificação dinâmica com valor 2,5 para a componente horizontal e 3 para a vertical;

T_B – Período limite inferior do ramo de aceleração constante;

T_C - Período limite superior do ramo de aceleração constante;

T_D - Período limite superior do ramo de deslocamento constante.

Os parâmetros que caracterizam o espectro regulamentar de resposta elástica de acelerações para o caso em estudo são os seguintes:

- A localização do armazém: Oliveira de Azeméis com código do município 113. De acordo com o zonamento sísmico deste concelho o valor da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo rochoso é de $0,35 \text{ m/s}^2$, tal como se pode verificar no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Zonamento Sísmico de Oliveira de Azeméis (NP EN 1998-1, 2010)

Portugal Continental		Acção sísmica			
Código do município	Designação	Tipo 1		Tipo 2	
		Zona sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s^2)	Zona sísmica	Aceleração a_{gR} (m/s^2)
0113	Oliveira de Azeméis	1.6	0,35	2.4	1,1

- O terreno de fundação considerado do tipo A, rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso incluindo no máximo 5m de material mais fraco à superfície. Considerou-se este tipo de solo, uma vez que quando foi realizado o armazém existente foi possível visualizar que o solo de fundação é rochoso.

Os parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do Tipo 1 são definidos de acordo com o Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do Tipo 1 (NP EN 1998-1, 2010)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Os parâmetros definidores o espectro de resposta elástico para a ação sísmica do Tipo 2 são definidos de acordo com o Quadro 3.7.

Quadro 3.7 - Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica do Tipo 2 (NP EN 1998-1, 2010)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

- Considerou-se um amortecimento de 5%, que é um valor recomendado para edifícios em betão armado. O coeficiente de correção do amortecimento (η) é calculado através da Equação 3.2 e o seu valor é 1;

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \zeta)}} \geq 0,55 \quad (3.6)$$

- A classe de importância é II, uma vez que se trata de um edifício corrente, não pertencente às restantes categorias do Eurocódigo. De acordo com Quadro 3.8 o coeficiente de importância (γ_1) é 1;

Quadro 3.8 - Coeficientes de importância (γ_1) (NP EN 1998-1, 2010)

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

- O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A é definido através da equação abaixo e tem um valor de $0,35 \text{ m/s}^2$;

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} \tag{3.7}$$

- O fator do terreno (S), é determinado através de uma das seguintes equações e tem um valor de 1:

$$\text{Para } a_g \leq 1\text{m/s}^2 \qquad S = S_{m\acute{a}x} \tag{3.8}$$

$$\text{Para } 1\text{m/s}^2 \leq a_g \leq 4\text{m/s}^2 \qquad S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x}-1}{3}(a_g - 1) \tag{3.9}$$

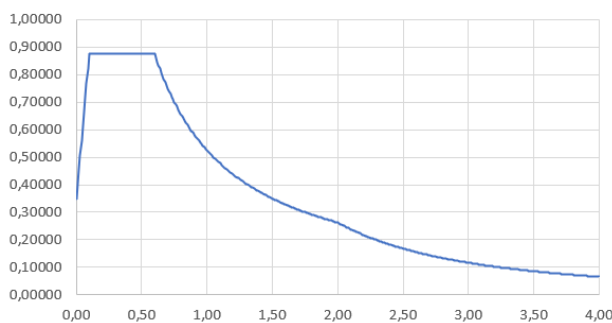
$$\text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \qquad S = 1 \tag{3.10}$$

O Quadro 3.9 resume todos os parâmetros necessários para definir os espectros de resposta para a ação sísmica do Tipo 1 e 2.

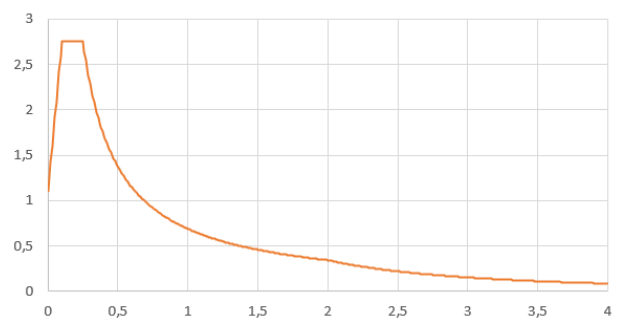
Quadro 3.9 – Parâmetros considerados para definir os espectros de resposta de acordo com o EC8

Valores	Tipo 1	Tipo 2
zona	1,60	2,40
agr	0,35	1,1
ag	0,35	1,10
S	1,00	1,00
T_B (s)	0,10	0,10
T_C (s)	0,60	0,25
T_D (s)	2,00	2,00

Verificou-se que a ação sísmica do Tipo 2 era a mais condicionante, uma vez que o valor do espectro de resposta elástico em aceleração é superior (ver Figura 3.11). Por este motivo, apenas foi considerada esta ação no modelo de cálculo.



a) Espectro de Resposta do Tipo 1



b) Espectro de Resposta do Tipo 2

Figura 3.11 - Espectros de Resposta Elástica Horizontais

3.3 MODELAÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL NO SOFTWARE AUTODESK ROBOT

Na modelação geométrica da estrutura foram definidos 2 pórticos longitudinais (A e B) e 4 transversais (1, 2, 3 e 4).

A Figura 3.12, apresenta evidenciada a diferentes cores as secções transversais de cada elemento estrutural. Pode-se verificar que os pilares da base são materializados por HEB 300 (cor-de-rosa) e os restantes por HEB 260 (roxo). As vigas do primeiro nível é materializadas por HEB 300 (rosa), as intermédias por SHS 150X5 (azul-escuro) e as do nível superior por HEA 260 (cor-de-rosa). Os contraventamentos são constituídos por perfis metálicos SHS 150x5 (azul-escuro), exceto os da cobertura que são SHS 200x5 (azul-claro).

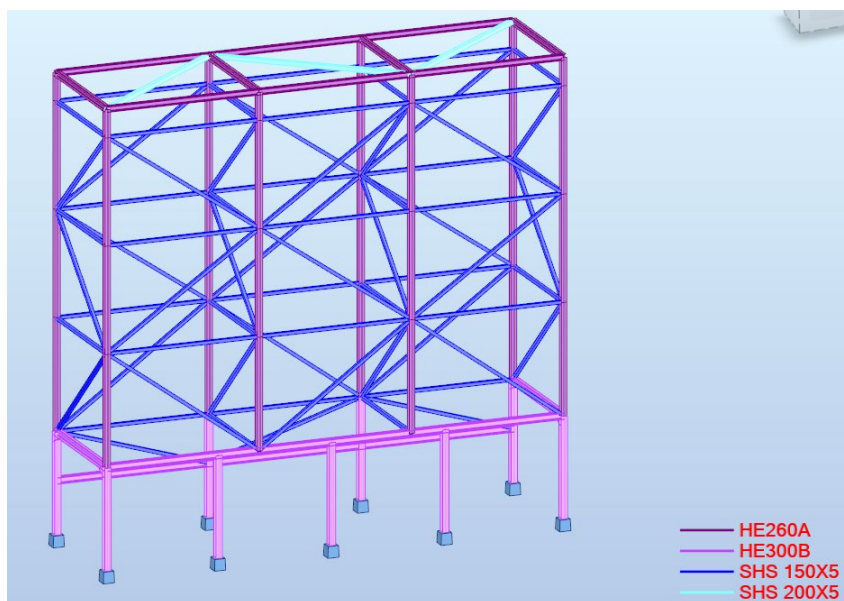


Figura 3.12 – Vista Global da estrutura com as secções transversais dos elementos estruturais

A Figura 3.13 apresenta o pórtico longitudinal A com a numeração dos elementos estruturais.

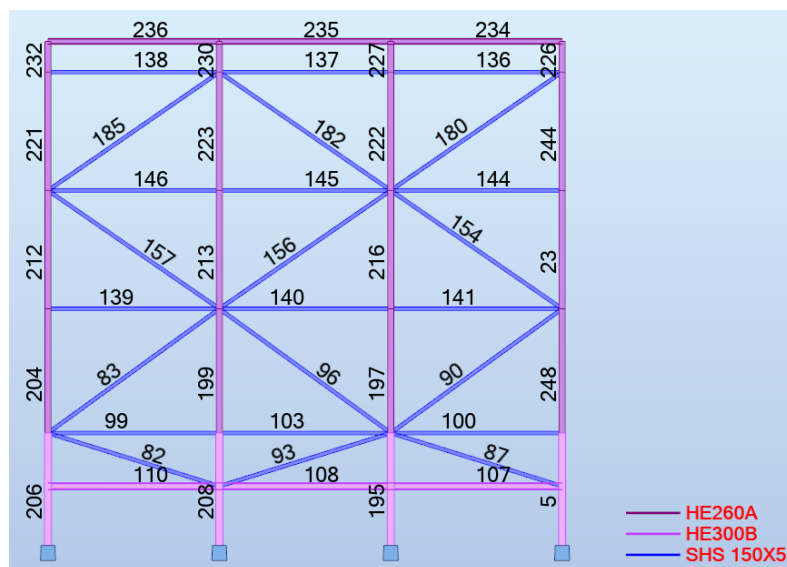


Figura 3.13 – Pórtico A com a numeração dos elementos estruturais

A Figura 3.14 apresenta o pórtico longitudinal B com a numeração dos elementos estruturais.

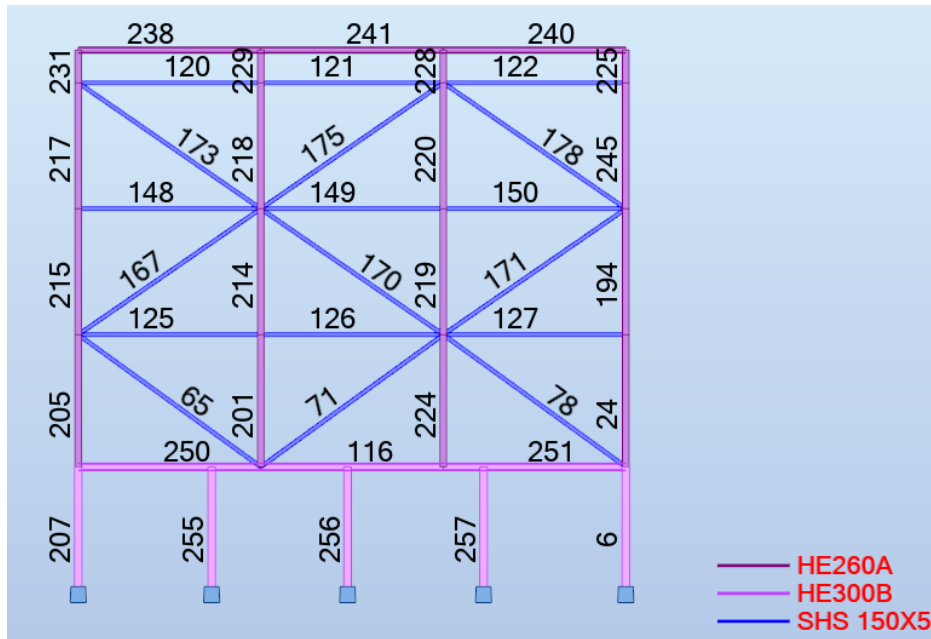
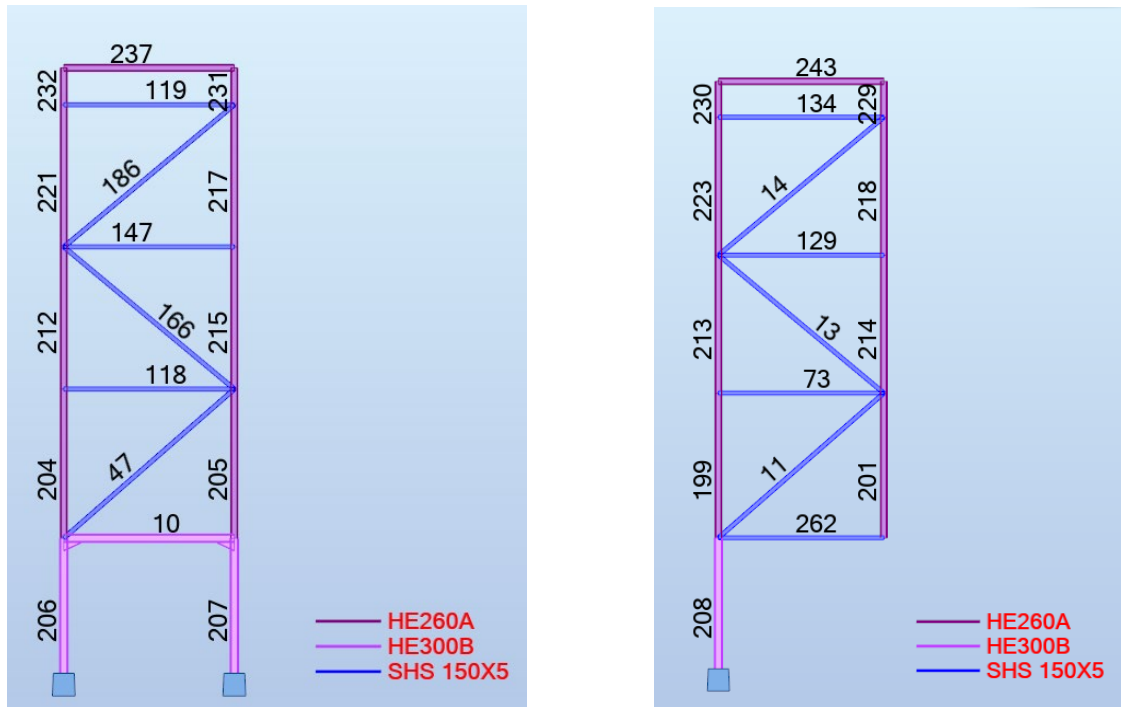


Figura 3.14 – Pórtico B com a numeração dos elementos estruturais

A Figura 3.15 apresenta os pórticos transversais 1 e 2 com a numeração dos elementos estruturais.



a) Pórtico Transversal 1

b) Pórtico Transversal 2

Figura 3.15 – Pórticos 1 e 2 Transversais com os elementos estruturais numerados

A Figura 3.16 apresenta os pórticos transversais 1 e 2 com a numeração dos elementos estruturais.

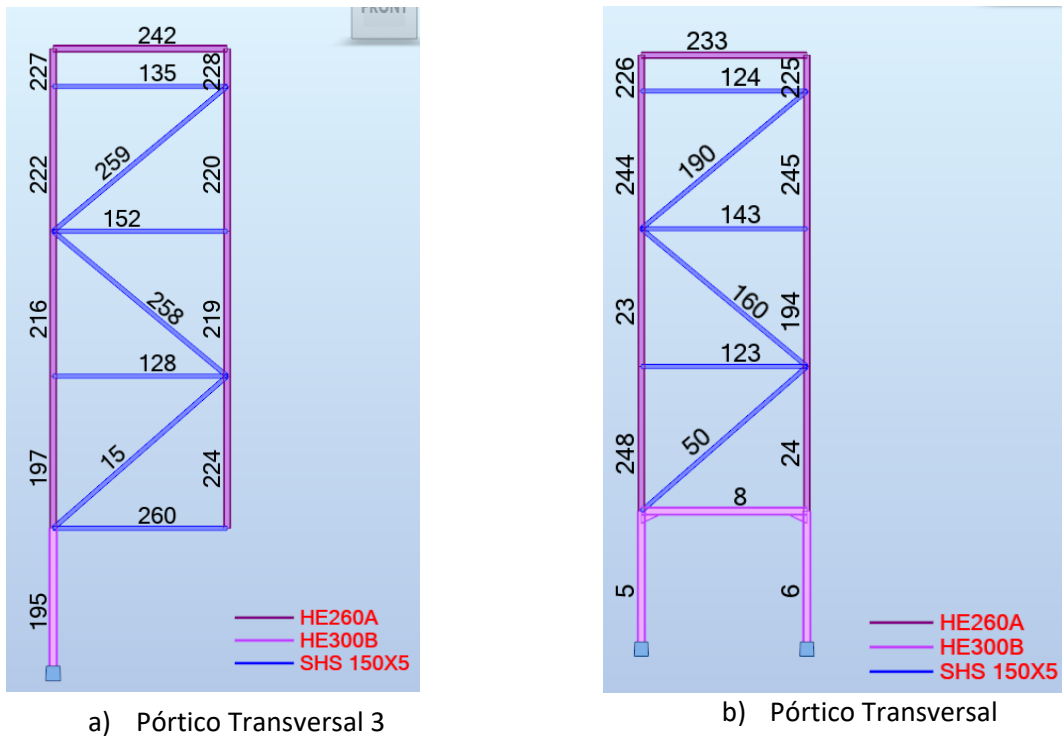


Figura 3.16 – Pórticos 3 e 4 Transversais com os elementos estruturais numerados

A Figura 3.17 representa a planta da cobertura com a respectiva numeração dos elementos estruturais.

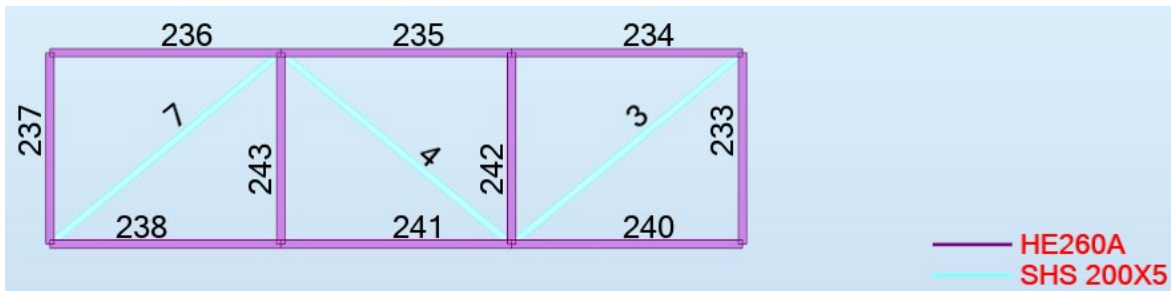


Figura 3.17 – Planta da cobertura com os elementos estruturais numerados

3.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

As secções transversais dos elementos estruturais foram pré-dimensionadas tendo em conta a verificação dos Estados Limites Últimos relativamente à encurvadura e aos esforços de flexão.

Foi efetuada a verificação da tensão de cedência do aço, sendo que a tensão atuante para esforços simples de compressão, considerando os efeitos da encurvadura pode ser calculada através da seguinte expressão (REAE, 1986):

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A\varphi} \tag{3.11}$$

Em que:

N_{sd} – Esforço axial de compressão atuante;

A – Área da secção transversal;

φ – Coeficiente de encurvadura. Este coeficiente é obtido através do Quadro 3.10.

Quadro 3.10 – Valores de encurvadura de acordo com o tipo de aço (REAE, 1986)

Valores do coeficiente de encurvadura, φ		
Tipo de aço	Coeficiente de esbelteza, λ	Coeficiente de encurvadura, φ
Fe 360	$\lambda \leq 20$	$\varphi = 1$
	$20 < \lambda \leq 105$	$\varphi = 1,1328 - 0,00664 \lambda$
	$\lambda > 105$	$\varphi = \frac{4802}{\lambda^2}$
Fe 430	$\lambda \leq 20$	$\varphi = 1$
	$20 < \lambda \leq 96$	$\varphi = 1,1460 - 0,00730 \lambda$
	$\lambda > 96$	$\varphi = \frac{4103}{\lambda^2}$
Fe 510	$\lambda \leq 20$	$\varphi = 1$
	$20 < \lambda \leq 85$	$\varphi = 1,1723 - 0,00862 \lambda$
	$\lambda > 85$	$\varphi = \frac{3179}{\lambda^2}$

E o valor do coeficiente de esbelteza é calculado através da seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{L}{i} \tag{3.12}$$

Em que:

L – Comprimento do elemento estrutural;

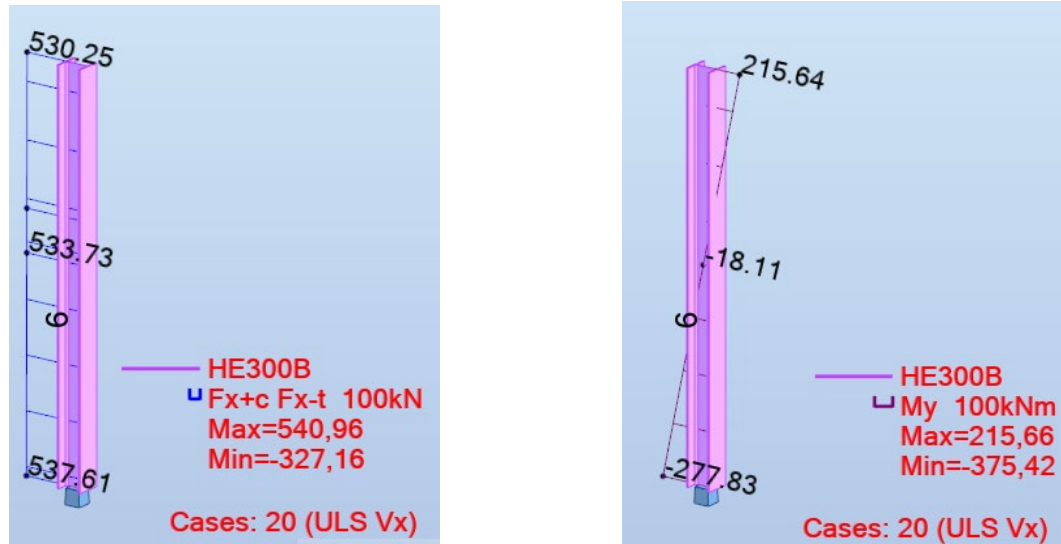
i – Raio de giração da secção transversal.

A tensão atuante relativamente ao esforço de flexão é obtida através de:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{ed}}{W_y} \quad (3.13)$$

O valor total da tensão atuante está limitado pelo valor da tensão de cedência do aço.

Temos como exemplo o pré dimensionamento do pilar 6 da base da estrutura, que foi efetuado tendo em conta os esforços da Figura 3.18.



a) Esforço Axial Atuante

b) Momento Fletor Y Atuante

Figura 3.18 – Esforços considerados no pré-dimensionamento dos pilares da base da estrutura

Com os esforços acima referidos, foi calculada a tensão atuante, sendo que o comprimento do pilar é de 4,75m. Assim sendo, o valor da esbelteza é de: $\lambda = \frac{475}{7,58} = 62,67$ e o coeficiente de encurvadura $\varphi = 1,146 - 0,0073 \times 62,67 = 0,7$, tendo em conta que $F_e 430 - f_{ys} = 275$ MPa, que é a tensão de cedência do aço S275. Assim sendo, a tensão atuante de compressão é de $\sigma_{sd} = \frac{540,99 \times 1000}{149,1 \times 100 \times 0,7} = 51,8$ MPa.

A tensão provocada pelo esforço de flexão é de: $\sigma_{sd} = \frac{277,83}{1677,7} \times 1000 = 165$ MPa

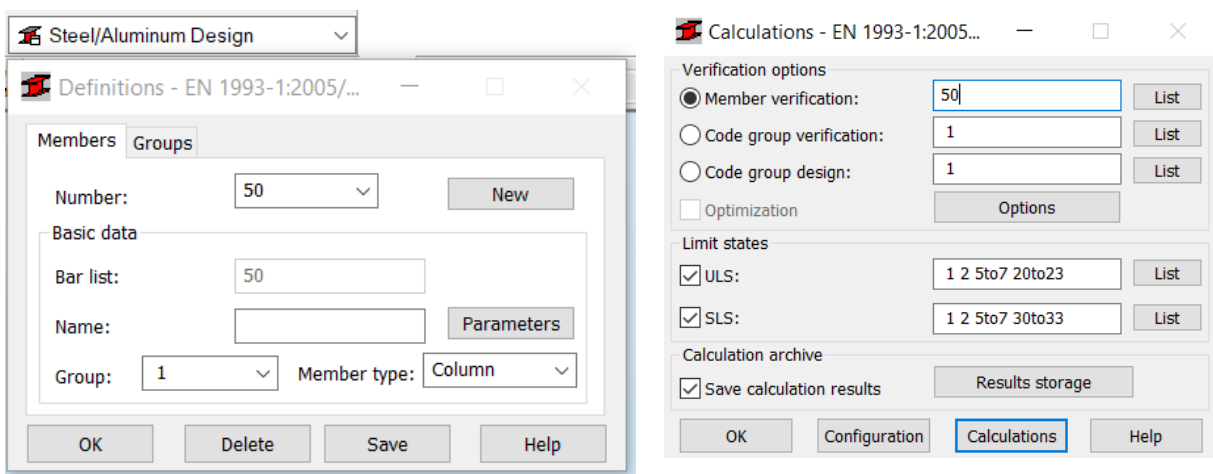
Assim sendo a tensão atuante é de $\sigma_{sd} = 51,8 + 165 = 216,8$ MPa $\leq f_y = 275$ MPa, logo está verificada a segurança relativamente aos Estados Limites Últimos.

Assim sendo, conclui-se que o perfil HEB300 é uma boa opção para ter em conta na modelação da estrutura no modelo de cálculo.

3.5 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

3.5.1 Verificações da capacidade resistente dos elementos estruturais

Para efeitos de verificação da capacidade resistente dos elementos estruturais, foi utilizado o *Robot* foi utilizado como chave. Para se obterem as verificações de segurança, foi utilizado o meu ‘*Steel/Aluminium Design*’ deste software. Para os elementos estruturais estudados foram definidos os parâmetros de cada elemento estrutural de acordo com o EC3. Já no separador ‘*Calculations*’ foram definidos os membros a estudar e as respetivas combinações para os Estados Limites Últimos e os Estados Limites de Serviço e na opção ‘*Calculations*’ eram obtidos os resultados das verificações de segurança (ver Figura 3.19).



a) Separador ‘*Members*’

b) Separador ‘*Calculations*’

Figura 3.19 – Procedimento para obter as verificações de segurança de acordo com o EC3

Após efetuar o cálculo das verificações é possível emitir as notas de cálculo para o elemento estrutural em estudo no menu ‘*Member Verification*’ seleciona-se a opção ‘*Calc. Note*’ e no novo separador a opção ‘*Full note*’ (ver Figura 3.20). As notas de cálculo dos elementos estruturais em estudo encontram-se em anexo a este documento.

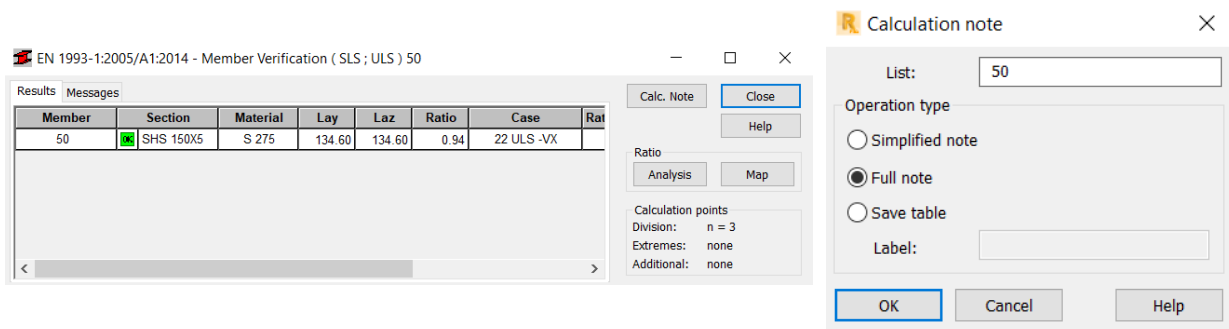


Figura 3.20 – Procedimento para obter notas de cálculo das verificações de segurança

Neste subcapítulo serão apresentadas as verificações de segurança efetuadas para Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço (de acordo com o Capítulo 2), para os elementos mais esforçados, nomeadamente o pilar 6, o contraventamento 47, e a viga 10.

Verificações aos Estados Limites Últimos do pilar P6

Os esforços atuantes são:

$$N_{Ed} = -537,61 \text{ kN}$$

$$M_{Y,Ed} = -277,83 \text{ kNm}$$

$$M_{Z,Ed} = 2,55 \text{ kNm}$$

$$V_{Y,Ed} = 1,70 \text{ kN}$$

$$V_{Z,Ed} = 103,89 \text{ kN}$$

Tendo em conta os esforços atuantes, pode-se concluir então que:

Está verificada a segurança relativamente à compressão, pois: $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{537,61}{4099,65} = 0,13 \leq 1$.

A segurança relativamente à flexão simples também se verifica em ambas as direções pois na direção Y,

que é a direção mais condicionante: $\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{-277,83}{506,07} = 0,55 \leq 1$.

Relativamente ao esforço transversal pode-se concluir que a secção se encontra em segurança uma vez

que na direção Z, que é a mais condicionante: $\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,c,Rd}} = \frac{103,89}{752,88} = 0,14 \leq 1$.

A segurança relativamente à flexão desviada está assegurada, uma vez que:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{277,83}{506,07} \right]^2 + \left[\frac{2,55}{239,29} \right]^1 = 0,31 \leq 1.$$

A verificação relativamente à encurvadura é verificada uma vez que: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{537,61}{2915,12} = 0,18 \leq 1$.

Relativamente à estabilidade global do pilar é possível concluir que a segurança relativamente à flexão

composta é verificada: $\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,49 \leq 1$ e

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,37 \leq 1.$$

Verificou-se ainda que $\lambda_y = 36,56 \leq 140$ e $\lambda_z = 62,67 \leq 140$.

O limite da esbelteza do pilar em estudo foi definido no Robot no separador ‘Calculations’, na opção ‘Configuration’. E no mesmo separador definiu-se que os fatores de interação (k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz}) foram determinados de acordo com o Anexo A do EC3 (ver Figura 3.21).

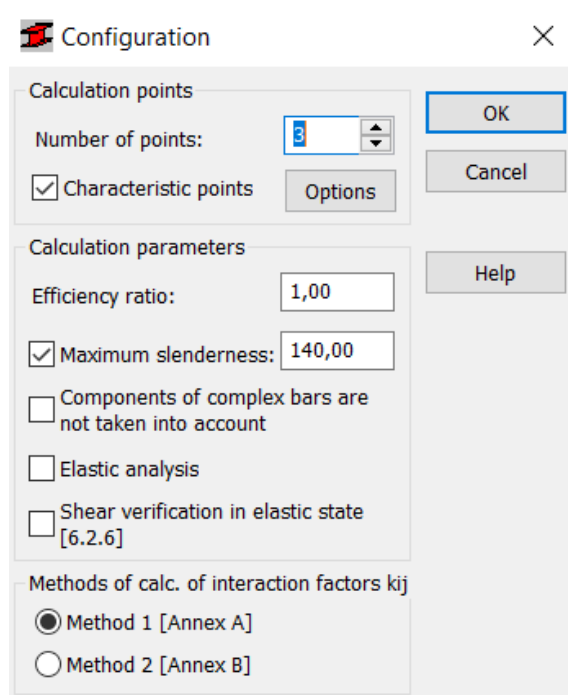


Figura 3.21 – Procedimento para definir o valor do limite do λ

Numa perspetiva conservativa, considerou-se $L_{cr} = L$, tal como se pode verificar na Figura 3.22. Sendo que uma vez que o pilar se encontra contraventado nas vigas e na fundação, este valor na realidade é ligeiramente inferior.

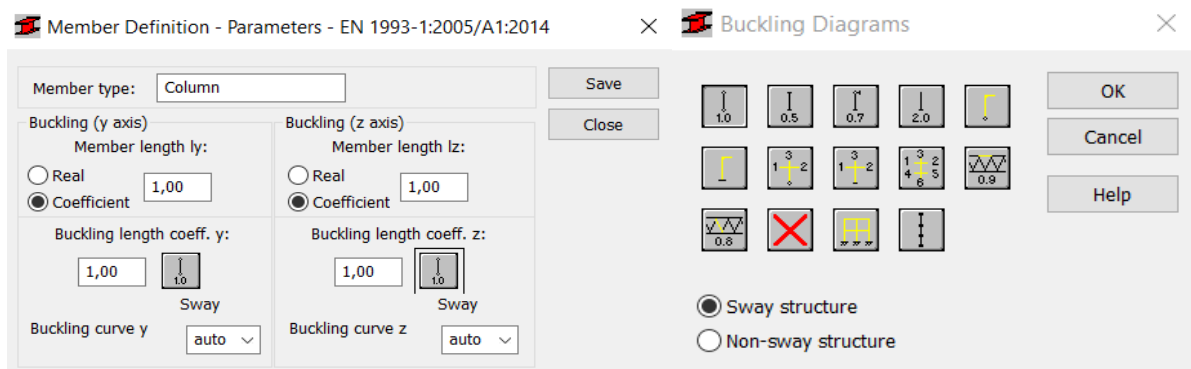


Figura 3.22 – Procedimento para definir o valor de L_{cr} para a encurvadura

Contudo, analisou-se o valor do comprimento de encurvadura através do método de Wood (Félix, 2015).

Uma vez que a estrutura em estudo é contraventada, a relação L_{cr}/L é obtida através do ábaco da Figura 3.23.

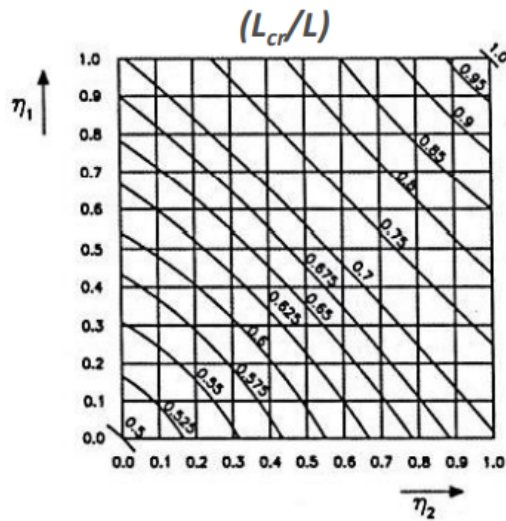


Figura 3.23 – Ábaco da relação de L_{cr}/L (Félix, 2015)

Sendo que os valores de η_1 e η_2 são obtidos através das seguintes expressões:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \tag{3.14}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \tag{3.15}$$

Em que:

K_c, K_1 e K_2 – São os valores dos coeficientes de rigidez dos pilares de acordo com a Figura 3.24;

K_{11}, K_{12}, K_{21} e K_{22} - São os valores dos coeficientes de rigidez das vigas de acordo com a Figura 3.24.

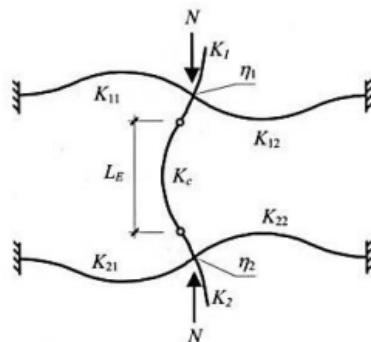


Figura 3.24 – Esquema representativo dos coeficientes η_1 e η_2 (Félix, 2015)

Na ligação à fundação considerou-se conservativamente uma rótula, conseqüentemente o valor de $\eta_2 = 1$.

Para o pilar em estudo o valor de $\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12}}$. Sendo que $K_c = \frac{I}{L} = \frac{25170}{475} = 53 \text{ cm}^3$, $K_1 = \frac{I}{L} = \frac{10450}{525} = 19,9 \text{ cm}^3$ e considerou-se que a viga estava encastrada, logo $K_{12} = 1 \times \frac{I}{L} = \frac{25170}{545} = 46,2 \text{ cm}^3$. Logo, $\eta_1 = \frac{53+19,9}{53+19,9+46,2} = 0,6$. Após consulta do ábaco Figura 3.23, conclui-se que o valor da relação L_{cr}/L é de aproximadamente 0,85.

Verificações aos Estados Limites Últimos do contraventamento 47

Os esforços atuantes são:

$$N_{Ed} = -242,26 \text{ kN}$$

$$M_{Y,Ed} = -3,51 \text{ kNm}$$

$$M_{Z,Ed} = -0,19 \text{ kNm}$$

$$V_{Y,Ed} = -0,06 \text{ kN}$$

$$V_{Z,Ed} = 1,35 \text{ kN}$$

Tendo em conta os esforços atuantes, pode-se concluir então que:

Está verificada a segurança relativamente à compressão, pois: $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{242,26}{797,50} = 0,30 \leq 1$.

A segurança relativamente à flexão simples também se verifica em ambas as direções pois na direção Y, que é a direção mais condicionante: $\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = \frac{3,51}{39,81} = 0,09 \leq 1$.

Relativamente ao esforço transversal pode-se concluir que a secção se encontra em segurança uma vez que na direção Z, que é a mais condicionante: $\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,c,Rd}} = \frac{1,35}{222,07} = 0,01 \leq 1$.

A segurança relativamente à flexão desviada está assegurada, uma vez que:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{3,51}{39,81} \right]^{1,85} + \left[\frac{0,19}{39,81} \right]^{1,85} = 0,01 \leq 1.$$

A verificação relativamente à encurvadura é verificada uma vez que: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{242,26}{280,66} = 0,86 \leq 1$.

Relativamente à estabilidade global do pilar é possível concluir que a segurança relativamente à flexão composta é verificada: $\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{x_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,94 \leq 1$ e

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{x_{LT} M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,93 \leq 1.$$

Verificou-se ainda que $\lambda_y = \lambda_z = 134,6 \leq 140$, sendo que se considerou novamente numa perspetiva conservativa, $L_{cr} = L$.

Verificações aos Estados Limites Últimos da viga 10

Os esforços atuantes são:

$$N_{Ed} = -112,31 \text{ kN}$$

$$M_{Y,Ed} = -154,32 \text{ kNm}$$

$$M_{Z,Ed} = -1,86 \text{ kNm}$$

$$V_{Y,Ed} = -1,17 \text{ kN}$$

$$V_{Z,Ed} = 67,88 \text{ kN}$$

Tendo em conta os esforços atuantes, pode-se concluir então que:

Está verificada a segurança relativamente à compressão, pois: $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{112,31}{4099,65} = 0,03 \leq 1$.

A segurança relativamente à flexão simples também se verifica em ambas as direções pois na direção Y,

que é a direção mais condicionante: $\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,Rd}} = \frac{154,32}{492,01} = 0,31 \leq 1$.

Relativamente ao esforço transversal pode-se concluir que a secção se encontra em segurança uma vez

que na direção Z, que é a mais condicionante: $\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,c,Rd}} = \frac{67,88 \text{ kN}}{457,47} = 0,15 \leq 1$.

A segurança relativamente à flexão desviada está assegurada, uma vez que:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{154,32}{492,01} \right]^2 + \left[\frac{1,86}{237,13} \right]^1 = 0,11 \leq 1.$$

A verificação relativamente à encurvadura é verificada uma vez que: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{112,31}{2433,38} = 0,05 \leq 1$.

Relativamente à estabilidade global do pilar é possível concluir que a segurança relativamente à flexão

composta é verificada: $\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,22 \leq 1$ e

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{x_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,14 \leq 1.$$

Verificou-se ainda que $\lambda_y = 42,43 \leq 140$ e $\lambda_z = 79,02 \leq 140$, sendo que se considerou novamente numa perspetiva conservativa, $L_{cr} = L$.

Foi também efetuada a verificação relativamente à encurvadura lateral: $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{154,32}{492,38} = 0,31 \leq 1$.

Esta última verificação foi definida no separador 'Member Definition', selecionou-se a opção 'Lateral buckling', novamente pode-se neste separador definir o valor de L_{CR} de acordo as condições de apoio da viga. Considerou-se $L_{CR} = L$ (ver Figura 3.25), uma vez que a viga apenas se encontra apoiada nos pilares.

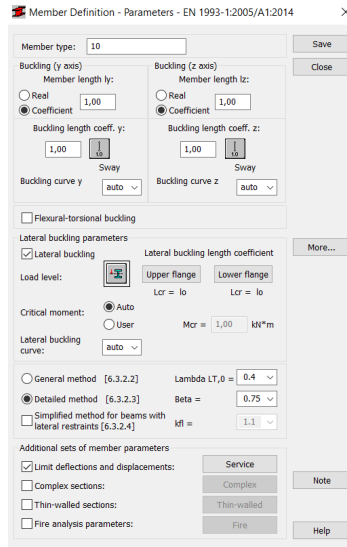


Figura 3.25 – Procedimento para definir o valor de L_{CR} para a encurvadura lateral

Verificações aos Estados Limites de Serviço

Primeiramente analisou-se a estrutura globalmente, tendo-se verificado que o deslocamento máximo horizontal dos pilares no topo é de 3,26cm para a combinação de ações mais condicionante (ELS Vx, combinação 30). Assim sendo, pode-se concluir que a estrutura cumpre a segurança, uma vez que a altura da estrutura é de 22m, $\delta \simeq \frac{L}{650} \leq \frac{L}{200}$. Verificou-se ainda que a maior deformação da estrutura ocorre ao nível dos pilares da base da estrutura (ver Figura 3.26). Assim sendo, estes elementos estruturais foram estudados mais pormenorizadamente.

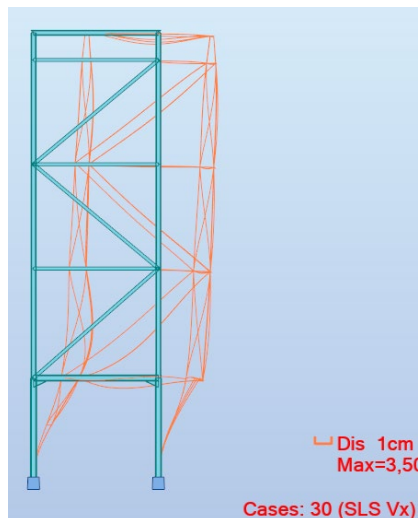


Figura 3.26 – Diagrama das deformações da estrutura para ELS

Através do diagrama de deformações dos pilares da base (Figura 3.27) é possível verificar que o pilar 195 é o mais deformado. Uma vez que uma vez deste tramo de pilar é de 4,75m, verificou-se que a deformada é correspondente a $\frac{L}{180}$. Valor este que, não obstante ser ligeiramente superior ao limite estipulado de $\frac{L}{200}$, foi considerado aceitável.

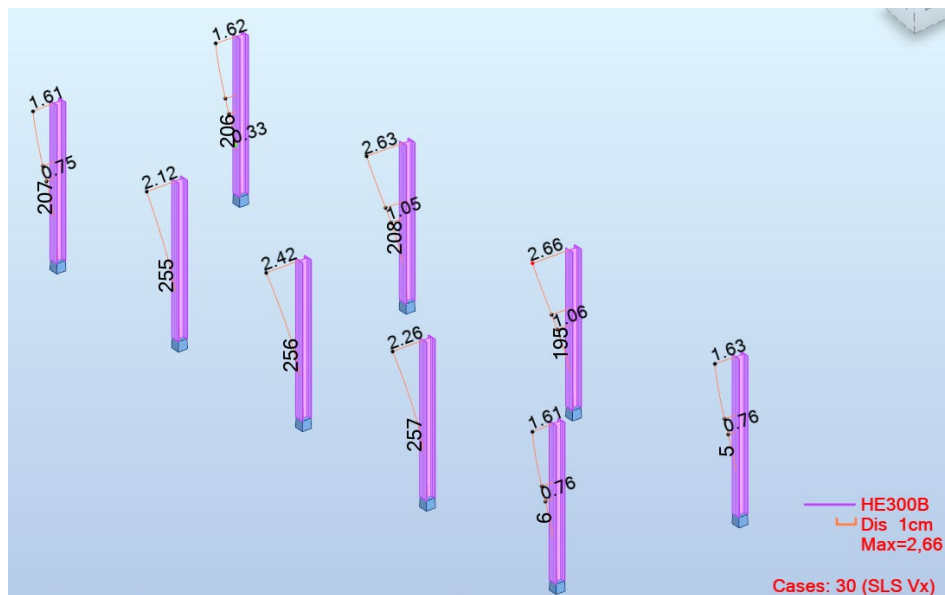


Figura 3.27 - Diagrama das deformações dos pilares da base da estrutura para ELS

3.5.2 Análise modal

De modo a obter as frequências, os períodos de vibração da estrutura, a percentagem de massa mobilizada nas direções X e Y em cada um dos modos de vibração da mesma, foi realizada a análise modal com recurso ao software *Robot*.

O procedimento para efetuar a análise modal foi o seguinte: aceder ao separador 'Analysis Parameters', seleccionar o número de modos pretendidos e a excentricidade acidental imposta pela legislação em vigor (EC8), conforme se pode verificar na Figura 3.28.

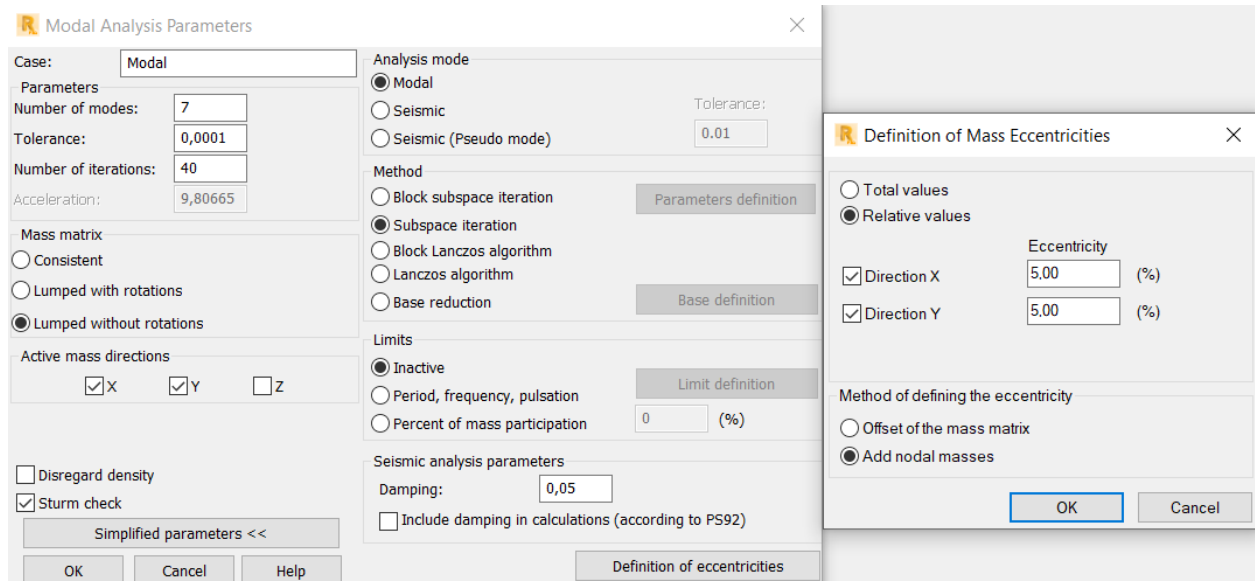


Figura 3.28 - Procedimento para efetuar a análise modal

Definiram-se 6 modos de vibração de modo a cumprir a imposição do EC8 de mobilizar pelo menos 90% da massa total da estrutura em cada direção.

A análise modal foi realizada tendo em consideração uma excentricidade acidental de 5%, imposta pelo EC8, que tem em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico.

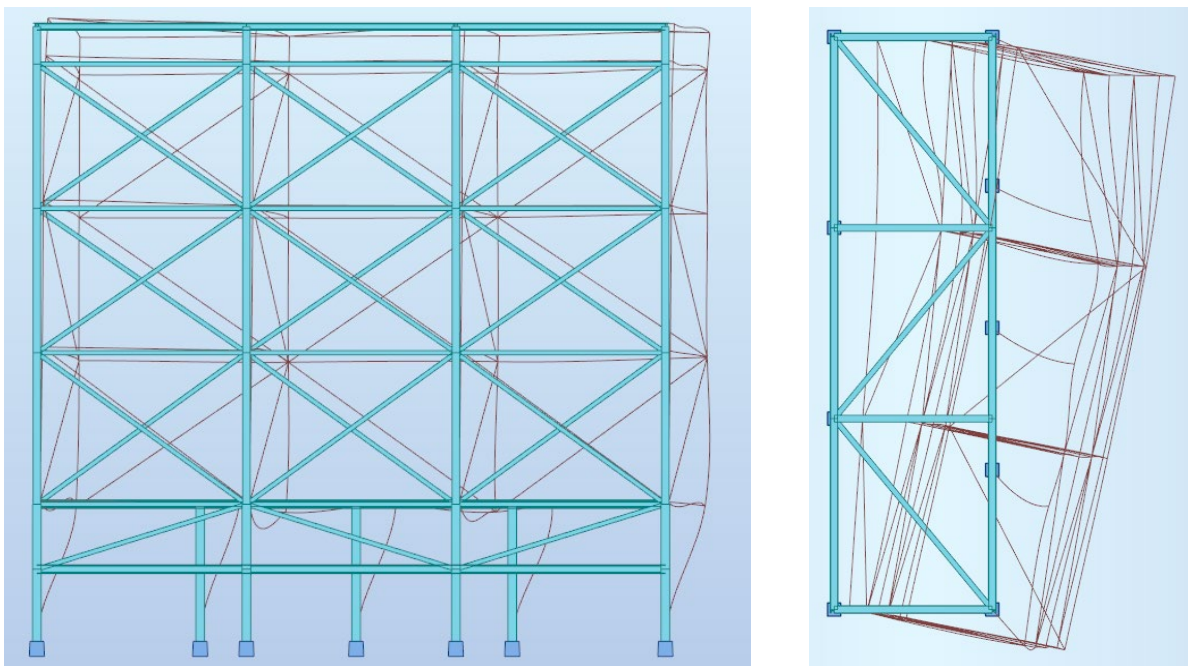
Os resultados da análise modal encontram-se no Quadro 3.11. Salientam-se os dados dos primeiros dois modos de vibração, uma vez que são os que mobilizam mais massa em cada direção:

- O 1º modo de vibração: a frequência de vibração da estrutura é de 3,25 Hz, o período é de 0,31s e a maior parte da massa é mobilizada na direção X, uma vez que a 'Cur. Mas'. (massa mobilizada neste modo em cada uma das direções) é de 80,33% na direção X e de 3,29% na direção Y;
- O 2º modo de vibração: a frequência de vibração da estrutura é de 3,69Hz, o período é 0,27s e neste modo a massa é maioritariamente mobilizada na direção Y, uma vez que a 'Cur. Mas.' tem um valor de 8,9% na direção X e de 51,62% na direção Y.

Quadro 3.11 - Resultados da análise modal

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
60/ 1	3,26	0,31	80,33	3,29	80,33	3,29	42692,54	42692,54
60/ 2	3,69	0,27	89,23	54,91	8,90	51,62	42692,54	42692,54
60/ 3	4,82	0,21	89,90	92,56	0,67	37,65	42692,54	42692,54
60/ 4	7,89	0,13	89,93	92,64	0,03	0,08	42692,54	42692,54
60/ 5	9,01	0,11	89,93	93,66	0,00	1,02	42692,54	42692,54
60/ 6	9,90	0,10	91,00	94,78	1,07	1,13	42692,54	42692,54

Pode-se verificar que no modo de vibração 1 é dominante uma translação em X à qual se associa uma rotação em Z, conforme se pode verificar na Figura 3.29.

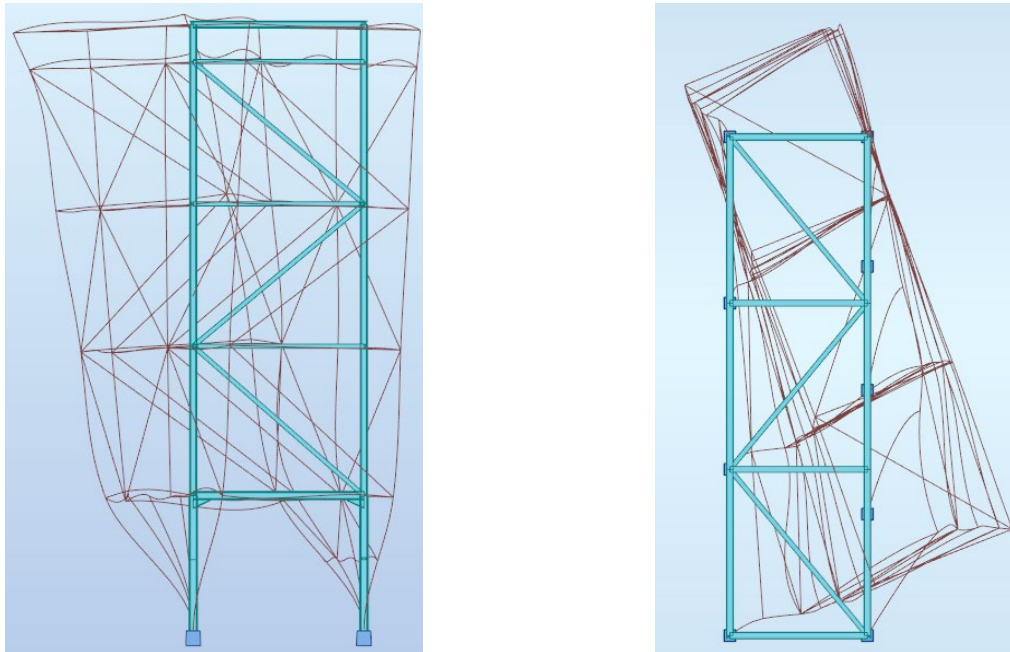


a) Vista em alçado Direção X

b) Vista em planta

Figura 3.29 – Modo de vibração 1: translação na direção X dominante

Enquanto o modo de vibração 2 é dominante uma translação em Y, à qual se associa uma rotação em Z, conforme se pode verificar na Figura 3.30.



a) Vista em alçado Direção Y

b) Vista em planta

Figura 3.30 - Modo de vibração 2: translação na direção Y dominante

Para avaliar o valor do corte basal foi adicionada a ação sísmica em ambas as direções no *Robot*.

O procedimento adotado para inserir a ação sísmica foi (ver Figura 3.31): aceder ao separador ‘*Analysis Type*’ e criar um tipo de análise com as opções ‘*Seismic*’ e a norma ‘*EN 1998-1:2004/A1:2013*’ seleccionadas. No novo separador foram definidos os parâmetros do sismo determinados no subcapítulo anterior e a direção pretendida. Este procedimento tem de ser realizado para cada uma das direções X e Y separadamente.

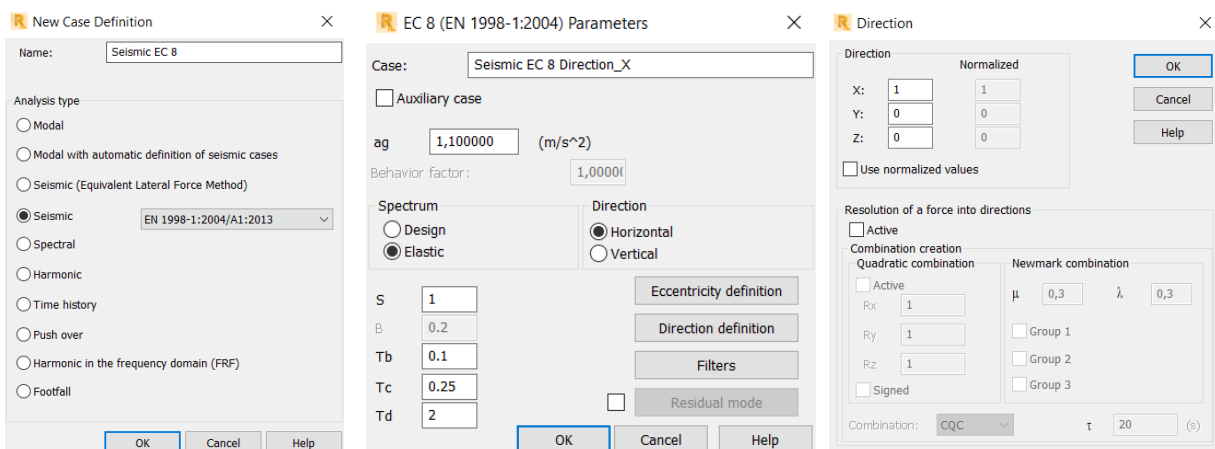


Figura 3.31 - Procedimento para a definição da ação sísmica no modelo de cálculo

O Quadro 3.12 apresenta as reações de apoio calculadas com o *Robot* de cada um dos pilares para a ação sísmica na direção X no modo de vibração 1 (*Case 50/Mode 1*). De acordo com este quadro verifica-se que corte basal na direção X é de 76,89 kN.

Quadro 3.12 – Corte basal Direção X

Node/Case/Mode	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 50/ 1	-5,84	2,05	43,88	-5,41	-15,70	0,00
3/ 50/ 1	-5,91	0,81	-25,44	-1,14	-15,85	0,00
5/ 50/ 1	-7,83	0,95	-24,16	-1,27	-26,01	0,01
7/ 50/ 1	-11,46	0,91	-34,20	-1,22	-37,66	0,00
9/ 50/ 1	-16,11	0,79	-71,88	-1,13	-42,75	-0,00
11/ 50/ 1	-15,69	2,58	75,07	-6,20	-42,03	0,00
108/ 50/ 1	-3,43	3,24	10,41	-7,31	-16,25	0,01
109/ 50/ 1	-4,84	2,47	11,70	-6,08	-22,92	0,01
110/ 50/ 1	-5,77	1,75	14,61	-4,91	-27,29	-0,01
Case	50 - Seismic EC 8 Direction_X					
Mode 1						
Sum of val.	-76,89	15,55	0,00	-34,68	-246,46	0,03
Sum of reac.	-76,89	15,55	0,00	-220,64	-1180,54	1150,14
Sum of forc.	76,89	-15,55	0,0	220,64	1180,54	-1150,15
Check val.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01
Precision	8,35234e-06	1,44704e-11				

O Quadro 3.13, apresenta a soma das reações de apoio calculadas com o *Robot* de todos pilares para a ação sísmica na direção Y no modo de vibração 2 (*Case 51/Mode 2*). De acordo com este quadro verifica-se que corte basal na direção Y é de 55,91 kN.

Quadro 3.13 - Corte basal Direção Y

Node/Case/Mode	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1/ 51/ 2	-10,06	-5,99	37,13	14,88	-26,95	-0,01
3/ 51/ 2	-10,27	-5,70	-63,85	8,06	-27,33	-0,00
5/ 51/ 2	-4,69	-6,78	-17,97	9,04	-15,48	-0,00
7/ 51/ 2	-1,35	-6,65	1,03	8,87	-4,40	-0,00
9/ 51/ 2	3,88	-5,87	33,87	8,26	10,21	-0,01
11/ 51/ 2	3,74	-5,78	-2,24	14,57	9,99	-0,01
108/ 51/ 2	-2,49	-6,18	5,65	15,24	-11,80	0,00
109/ 51/ 2	-1,60	-6,36	3,81	15,52	-7,60	-0,01
110/ 51/ 2	-0,35	-6,61	2,56	15,92	-1,67	-0,00
Case	51 - Seismic EC 8 Direction_Y					
Mode 2						
Sum of val.	-23,21	-55,91	-0,00	110,37	-75,03	-0,05
Sum of reac.	-23,21	-55,91	-0,00	794,85	-356,52	-261,51
Sum of forc.	23,21	55,91	0,0	-794,84	356,52	261,50
Check val.	0,00	0,00	-0,00	0,01	-0,01	-0,00
Precision	2,32081e-05	4,09729e-10				

Foi determinada a capacidade resistente ao esforço transversal dos pilares na direção X através da equação (2.10), considerando a área da alma resistente ao esforço transversal. Verificou-se que a resistência total dos pilares ao corte na direção X (carga paralela à alma) é de:

$$V_{c,Rd} = \frac{(47,43 \times 10^{-4}) \times (275 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1} = 753,1 \text{ kN} \text{ que é bastante superior ao corte basal na direção X de } 76,89 \text{ kN.}$$

A capacidade resistente ao esforço transversal dos pilares na Direção Y foi determinada através da mesma equação (2.10), sendo que nesta direção a área dos banzos é que resiste ao esforço transversal. Assim sendo, a resistência total dos pilares ao corte na direção Y (carga paralela ao banzo) é de:

$$V_{c,Rd} = \frac{(120,28 \times 10^{-4}) \times (275 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1} = 1909,7 \text{ kN} \text{ que é bastante inferior ao corte basal na direção Y cujo valor é de } 55,91 \text{ kN.}$$

Pode-se concluir, tal como seria de esperar, que a ação sísmica não é condicionante no dimensionamento da solução estrutural. Esta conclusão era expectável, dado que a massa mobilizada pela estrutura é bastante reduzida, uma vez que se trata de uma estrutura metálica cuja massa resulta sobretudo do peso dos elementos estruturais e as restantes cargas permanentes (resultante dos revestimentos e dos elementos de ligação) são de valor reduzido.

3.6 ANÁLISE COMPARATIVA DA QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO EUROCÓDIGO 1 vs RSA

De modo a possibilitar a comparação do valor da pressão dinâmica de pico com o valor obtido através do RSA, a ação do vento foi igualmente dimensionada com base na norma NP EN 1991-1-1 (EC1), tendo em conta as características geométricas da estrutura e da sua localização.

A pressão dinâmica de pico foi determinada através da seguinte equação:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_V(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (3.16)$$

Em que:

ρ – massa volúmica do ar, o valor recomendado é 1,25 kg/m³.

I_V – intensidade de turbulência do vento;

v_m – velocidade média.

Primeiramente foi determinada a velocidade média, através da seguinte equação:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.17)$$

Substituindo tem-se: $v_m(z) = 0,94 \times 1 \times 27 = 25,38$ m/s.

Em que:

- $c_r(z)$ – coeficiente de rugosidade depende de k_r e é calculado através da seguinte equação:

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.18)$$

Substituindo tem-se: $c_r(z) = 0,22 \times \ln\left(\frac{22}{0,3}\right) = 0,94$.

Em que:

z – é a altura do edifício em estudo.

k_r – coeficiente de terreno depende do comprimento de rugosidade z_0 que é calculado através da seguinte equação:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (3.19)$$

Substituindo tem-se: $0,19 \times \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,22$.

Em que:

z_0 – comprimento de rugosidade que para categoria de terreno III, em zonas de cobertura regular tem um valor de 0,3m;

$z_{0,II}$ – comprimento de rugosidade que para categoria de terreno II, em zonas de vegetação rasteira tem um valor de 0,05m.

- $c_0(z)$ – coeficiente de orografia, o valor recomendado é 1.
- v_b – valor básico de referência modificado para ter em conta a direção do vento considerada e a estação do ano e é calculado através da seguinte equação:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.20)$$

Substituindo tem-se: $v_b = 1 \times 1 \times 27 = 27 \text{ m/s}$.

Em que:

c_{dir} – coeficiente de direção, o valor recomendado é 1;

c_{season} – coeficiente de sazão, o valor recomendado é 1;

$v_{b,0}$ – valor básico da velocidade de referência do vento que para a generalidade do território tem um valor de 27 m/s de acordo com o Quadro 3.14.

Quadro 3.14 – Valor básico de referência do vento (NP EN 1991-1-4, 2010)

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

De seguida foi determinada a turbulência do vento através da seguinte equação:

$$I_v = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (3.21)$$

Substituindo tem-se: $I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{22}{0,3}\right)} = 0,233$

Em que:

- k_I – coeficiente de turbulência, o valor recomendado é 1.

Substituindo estes dados na equação 4.1 obtém-se:

$$q_p(22) = [1 + 7 \cdot 0,233] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25,38^2 = 1059,21 \text{ N/m}^2$$

Com o valor da pressão dinâmica de pico e do coeficiente de pressão exterior é possível determinar a pressão exercida, de acordo com a seguinte expressão:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \tag{3.22}$$

Foi determinada a totalidade da pressão do vento exercida nas fachadas de maiores dimensões denominadas de D e E de acordo com a Figura 3.32.

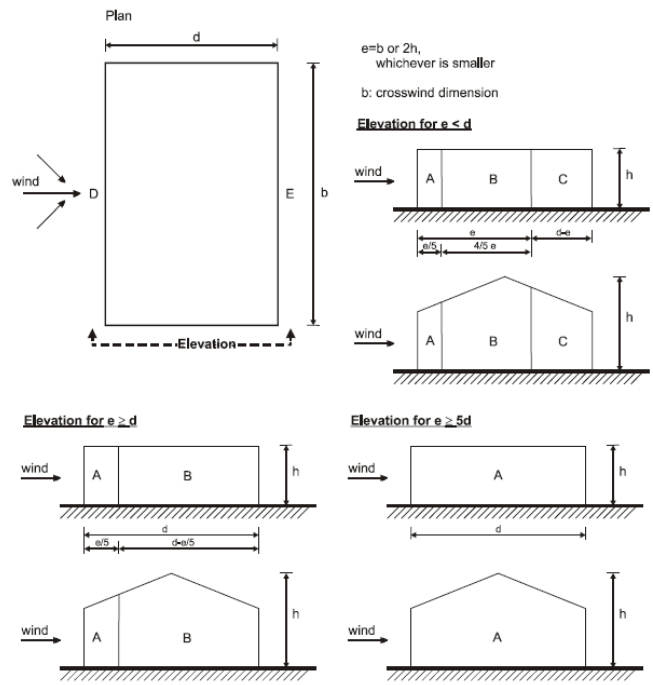


Figura 3.32 – Zonas em paredes verticais (NP EN 1991-1-4, 2010)

Verificou-se que o coeficiente que o $c_{pe,10}$ da fachada D é de 0,8 e da fachada E é de -0,629 de acordo com o Quadro 3.15.

Quadro 3.15 – Valores recomendados de pressão exterior para paredes verticais de planta retangular
(NP EN 1991-1-4, 2010)

Zona	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Substituindo, a totalidade da ação do vento exercida nas fachadas é de: $w_e = 1,429 \times 1,059 = 1,51 \text{ kN/m}^2$.

Na quantificação da ação do vento foi desprezada a pressão interior.

Uma vez que a ação do vento quantificada tendo em conta o RSA é de $1,29 \text{ kN/m}^2$, enquanto de acordo com o EC1 é de $1,51 \text{ kN/m}^2$, pode-se concluir que o valor da pressão dinâmica é mais condicionante quando calculado de acordo com o EC1.

Assim sendo, é expectável que a solução estrutural dimensionada com a ação do vento de acordo com o RSA possivelmente teria que sofrer alterações caso se considerasse a ação do vento de acordo com o EC1, nomeadamente o aumento das secções transversais dos perfis metálicos.

3.7 ANÁLISE COMPARATIVA DA QUANTIFICAÇÃO DO SISMO EUROCÓDIGO 8 vs RSA

Tendo em vista a análise comparativa com os valores obtidos com a aplicação do EC8, a ação do sismo foi também dimensionada de acordo com o RSA.

Primeiramente foi determinado o coeficiente de sismicidade α , que depende da zona sísmica da estrutura, tendo em conta o Quadro 3.16.

Quadro 3.16 – Valores do coeficiente de sismicidade (RSA, 1983)

Valores do coeficiente de sismicidade, α	
Zona sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

A estrutura em estudo está localizada em Oliveira de Azeméis que corresponde à zona sísmica C.

O valor do coeficiente sísmico β , é determinado tendo em conta as características do terreno, da frequência própria fundamental da estrutura, do coeficiente de sismicidade, do comportamento da estrutura e das suas características de ductilidade, de acordo com a seguinte expressão:

$$\beta = \beta_0 \cdot \frac{\alpha}{\eta} \quad (3.23)$$

Em que:

β_0 – Coeficiente sísmico de referência e é determinado de acordo com o Quadro 3.17;

Quadro 3.17 – Valores do coeficiente sísmico de referência (RSA, 1983)

Valores do coeficiente sísmico de referência, β_0		
Tipo de terreno	Frequência própria fundamental da estrutura, f (Hz)	β_0
I	$0,5 \leq f < 5,6$ $f \geq 5,6$	$0,17 \sqrt{f}$ 0,40
II	$0,5 \leq f < 4,0$ $f \geq 4,0$	$0,20 \sqrt{f}$ 0,40
III	$0,5 \leq f < 2,0$ $f \geq 2,0$	$0,23 \sqrt{f}$ 0,32

α – Coeficiente de sismicidade definido anteriormente;

η – Coeficiente de comportamento e é determinado de acordo com o REBAP, artigo 33º, que para estruturas em pórtico e ductilidade normal estipula um valor de 2,5 considerado neste trabalho.

O RSA estabelece que para estruturas porticadas a frequência própria da estrutura pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$f = \frac{12}{n} \quad (3.24)$$

Em que:

n – Número de pisos acima do nível do terreno.

Uma vez que o solo de fundação é rochoso considerou-se o solo de Tipo I de acordo com o RSA e a frequência própria da estrutura é de 12 Hz, uma vez que a estrutura apenas tem um piso, conclui-se que o valor de β_0 é 0,4.

Substituindo os valores previamente apresentados na expressão 4.9, conclui-se que: $\beta = 0,4 \times \frac{0,5}{2,5} = 0,08$.

O valor característico da força aplicado ao nível de cada piso, para uma dada direção, é obtido através da seguinte expressão:

$$F_{ki} = \beta \cdot h_i G_i \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{\sum_{i=1}^n h_i G_i} \quad (3.25)$$

Em que:

h_i – Altura de cada piso;

h_i – Soma das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis de cada piso.

Substituindo os valores da expressão 4.11, considerando o valor da soma da reação devido ao peso próprio da estrutura e das restantes cargas permanentes de 390 kN obtido através do *Robot*, tem-se:

$$F_{ki} = 0,08 \times 370 = 31,2 \text{ kN}.$$

CAPÍTULO 3

Realçar que o método aproximado proposto do RSA é aplicado sobretudo a estruturas porticadas correntes. As diferenças encontradas foram desde logo a frequência fundamental da estrutura que de acordo com o RSA é de 12 Hz enquanto de acordo o modelo de cálculo realizado no *Robot* considerando a ação sísmica de acordo com o EC8 é de 3,26 Hz para o modo de vibração 1.

Comparando o valor do corte basal de acordo com o RSA de 31,2 kN com o obtido de acordo com o EC8 na direção X, modo de vibração 1 de 76,89 kN, pode-se concluir que a ação sísmica definida de acordo com o EC8 é mais condicionante comparativamente com o RSA.

3.8 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

3.8.1 Dimensionamento geotécnico da sapata

Após analisar os esforços atuantes nas fundações da estrutura, verificou-se que a melhor solução para as fundações seria realizar um ensoleiramento geral, devido à necessidade de criar peso na base que equilibre o momento derrubador provocado pelo vento.

No dimensionamento do ensoleiramento geral foram considerados os esforços da Figura 3.33.

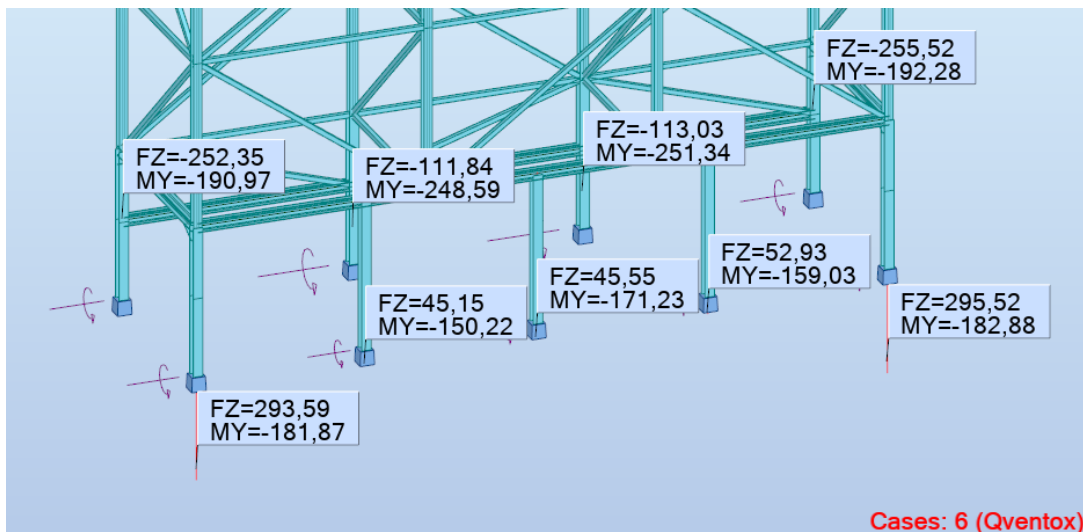


Figura 3.33 – Reações para o dimensionamento das fundações do ensoleiramento geral (Q vento x)

1. Verificação da segurança em relação aos estados limites por derrubamento e escorregamento da base

Geralmente as verificações ao derrube e escorregamento pela base são realizadas através do coeficiente de segurança, que no mínimo pode ser considerado 1,5 (Fernandes, 1995).

O momento derrubador (ver Figura 3.34) pode ser definido como o momento do impulso ativo em relação a um ponto A e pode ser calculado através da seguinte equação:

$$M_{der} = \Sigma M y_{vento} + \Sigma F_{vento} \cdot \frac{a}{2} \quad (3.26)$$

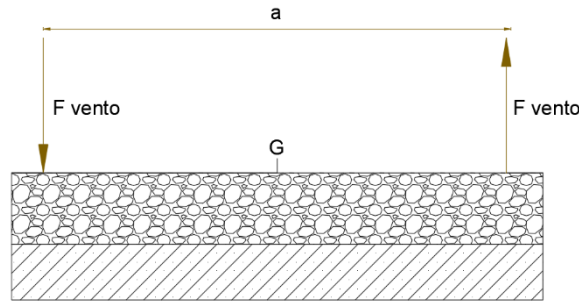


Figura 3.34 – Esquema auxiliar para determinar Momento Derrubador

O momento estabilizador (Figura 3.35), pode ser definido como o momento do peso próprio da sapata e dos restantes elementos estruturais e revestimentos relativamente ao mesmo ponto A e pode ser calculado através da seguinte equação:

$$M_{est} = (PP_{sapata} + PP_{RE}) \cdot \frac{b}{2} \quad (3.27)$$

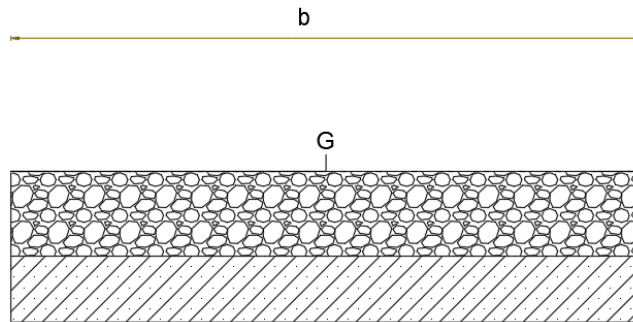


Figura 3.35 – Esquema auxiliar para determinar Momento Estabilizador

O coeficiente de segurança global em relação ao derrubamento (FS_{der}) é definido através da seguinte expressão:

$$FS_{der} = \frac{M_{est}}{M_{der}} \quad (3.28)$$

Geralmente exige-se que este fator seja superior a 1,5 de acordo com Matos Fernandes (1995).

Assim sendo, substituindo-se os esforços da Figura 4.6 nas expressões previamente apresentadas obtém-se:

$$M_{der} = 1728,4 + 1465,5 \times \frac{5,84}{2} = 6007,7 \text{ kNm}$$

$$M_{est} = (3220,6 + 400) \times \frac{6,70}{2} = 10789 \text{ kNm}$$

$$FS = \frac{10789}{6007,7} = 1,8 \geq 1,5$$

Pode-se concluir que uma sapata com comprimento de 21,80m, largura de 6,70m e altura de 0,90m verifica a segurança relativamente ao derrube.

O coeficiente de segurança relativamente ao escorregamento pela base é geralmente definido pela seguinte expressão:

$$FS_{esc} = \frac{PP_{sapata} \cdot tg\delta_b}{\Sigma FZ_{vento}} \quad (3.29)$$

Uma vez que não foram realizados ensaios geotécnicos, apenas se sabe que o solo de fundação é rochoso, numa perspetiva conservadora considerou-se que o solo tem um ângulo de atrito, ϕ' , de 33° .

Assim sendo, assumindo $\delta_b = \phi'$, obtém-se $\delta_b = 33^\circ$.

$$\Sigma F_{vento} = W_{k\ vento} \cdot l \cdot h = 1,1 \times 22 \times 21,8 = 527,6kN$$

Substituindo estes dados na equação 4.11 obtém-se:

$$FS_{esc} = \frac{3220,6 \times tg33^\circ}{527,6} = 4 \geq 1,5$$

Pode-se concluir que uma sapata com comprimento de 21,80m, largura de 6,70m e altura de 0,90m verifica a segurança relativamente ao deslizamento pela base.

2. Dimensionamento relativamente à capacidade de carga da sapata

Para determinar a capacidade de carga da sapata em estudo, foi utilizado o método direto para Estados Limites Últimos de rotura por insuficiente resistência do terreno com condições drenadas (Fernandes, 1995).

O valor de cálculo da capacidade resistente é obtido pela seguinte expressão:

$$q_{ult} = \frac{R_d}{A'} = c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot f_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot f_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot f_\gamma \quad (3.30)$$

Em que:

Os fatores de carga são obtidos através das seguintes expressões:

$$N_q = e^{\pi tg\phi'} \cdot tg^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.31)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot cotg\phi' \quad (3.32)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi' \quad (3.33)$$

Os fatores corretivos da inclinação da base da fundação são obtidos através das seguintes expressões:

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c \cdot tg\phi')} \quad (3.34)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot tg\phi')^2 \quad (3.35)$$

Os fatores corretivos da inclinação da forma retangular da fundação são obtidos através das seguintes expressões:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \quad (3.36)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} \quad (3.37)$$

$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} \quad (3.38)$$

Os fatores corretivos da inclinação da carga, causada pela existência de uma componente horizontal, são obtidos através das seguintes expressões:

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c \cdot tg\phi')} \quad (3.39)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \cdot c' \cdot cotg\phi')}\right]^m \quad (3.40)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \cdot c' \cdot cotg\phi')}\right]^{m+1} \quad (3.41)$$

$$m = mB = \left[2 + \frac{B'}{L'}\right] / \left[1 + \frac{B'}{L'}\right] - \text{Quando H atua na direção de B'} \quad (3.42)$$

$$m = mB = \left[2 + \frac{L'}{B'}\right] / \left[1 + \frac{L'}{B'}\right] - \text{Quando H atua na direção de L'} \quad (3.43)$$

Os fatores corretivos relativamente à presença do firme são obtidos através do Quadro 3.18:

Quadro 3.18 – Fatores corretivos relativamente à presença do firme, citado por (Trigo, 2012)

Valores de f_c

ϕ	B/H	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°	$\frac{1}{(B/H \leq 1,41)}$			1,02	1,11	1,21	1,30	1,40	1,59	1,78
20°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,86)}$		1,01	1,39	2,12	3,29	5,17	8,29	22,00	61,50
30°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,63)}$		1,13	2,50	6,36	17,4	50,20	(*)	(*)	(*)
36°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,50)}$		1,37	5,25	23,40	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
40°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,42)}$		1,73	11,10	82,20	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

Valores de f_q

ϕ	B/H	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°		1	1	1	1	1	1	1	1	1
20°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,86)}$		1,01	1,33	1,95	2,93	4,52	7,14	18,70	51,90
30°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,63)}$		1,12	2,42	6,07	16,50	47,50	(*)	(*)	(*)
36°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,50)}$		1,36	5,14	22,80	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
40°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,42)}$		1,72	10,90	80,90	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

Valores de f_y

ϕ	B/H	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°		--	--	--	--	--	--	--	--	--
20°	$\frac{1}{(B/H \leq 2,14)}$				1,07	1,28	1,63	2,20	4,41	9,82
30°	$\frac{1}{(B/H \leq 1,30)}$		1,0	1,20	2,07	4,23	9,90	24,80	(*)	(*)
36°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,98)}$		1,00	1,87	5,60	21,00	90,00	(*)	(*)	(*)
40°	$\frac{1}{(B/H \leq 0,81)}$		1,05	3,27	16,60	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

* - valores superiores a 100.

Primeiramente foi calculado o valor da largura efetiva da fundação (B') através da excentricidade e_x , provocada pela ação do vento na direção mais condicionante que é a direção X: $e_x = \frac{My}{V} = \frac{Mderr}{PP_{sapata}}$

$$\frac{6007,7}{3620} = 1,66m \text{ e } B' = B - 2 \cdot e_x = 6,7 - 2 \cdot 1,66 = 3,38m.$$

Adotou-se $c'=10$, que é um valor conservativo para solos rochosos e peso específico do solo de $\gamma = 19kN/m^3$. Assim sendo $q' = 0,9 * 19 = 17,1 kN/m^2$.

Assim sendo, substituindo estes valores nas expressões acima apresentadas obtiveram-se os seguintes valores:

- Fatores de carga:

$$N_q = 26,09;$$

$$N_c = 38,64;$$

$$N_\gamma = 32,59.$$

- Fatores de correção:

- Inclinação da base da fundação:

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1, \text{ uma vez que a base da fundação não é inclinada.}$$

- Forma fundação:

$$s_q = 1,08;$$

$$s_\gamma = 0,95;$$

$$s_c = 1,08.$$

- Inclinação da carga, causada pela existência de uma componente horizontal H:

$$m \text{ atua na direção } B' \text{ e tem um valor de: } m = 1,86;$$

$$i_q = 0,79;$$

$$i_\gamma = 0,69;$$

$$i_c = 0,78.$$

- Presença do firme

Como a fronteira rígida se encontra junto à sapata, uma vez que se sabe que o solo de fundação é rochoso, conclui-se que os coeficientes de correção são superiores a 100, assim sendo adotou-se: $f_c = f_q = f_\gamma = 100$.

Assim sendo substituindo estes valores na expressão 3.16 obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{R_d}{A'} &= 10 \times 38,64 \times 1 \times 1,08 \times 0,78 \times 100 + 17,1 \times 26,09 \times 1 \times 1,08 \times 0,79 \times 100 \\ &\quad + 0,5 \times 19 \times 3,38 \times 32,59 \times 1 \times 0,95 \times 0,69 \times 100 = 139\,210,7 \text{ kPa} \end{aligned}$$

A carga de rotura da sapata é obtida através da seguinte expressão:

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L' \quad (3.44)$$

Substituindo obtém-se $Q_{ult} = 139\,210,7 \times 3,38 \times 21,8 = 10\,257\,600,5 \text{ kN}$, como este valor é bastante superior ao valor de 3620kN, pode-se concluir que está verificada a segurança relativamente à capacidade de carga da sapata.

Contudo, uma vez que não se realizaram ensaios geotécnicos, não se sabe o valor exato de ϕ' , c' e do peso específico do solo, este método não é o mais adequado para aplicar neste caso de estudo.

3. Dimensionamento relativamente ao assentamento imediato

O assentamento imediato é obtido através da seguinte expressão (Fernandes, 1995):

$$s_i = p \cdot B' \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_F \quad (3.45)$$

Em que:

p – tensão aplicada pela sapata à superfície do meio elástico do solo;

B' - Largura efetiva da fundação;

ν – coeficiente de Poisson;

E – Módulo de elasticidade do betão da fundação;

I_s – Coeficiente que relaciona a geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento;

I_F - Coeficiente que a profundidade da fundação.

O coeficiente I_s é obtido através do Quadro 3.19, uma vez que a fronteira rígida do solo de fundação se encontra à superfície e a relação $\frac{L}{B} = 6,4$, verificou-se que o valor de I_s é de 2,2.

Quadro 3.19 – Valores de I_s para maciços semi-indefinidos, citado por (Trigo, 2012)

Valores de I_s para maciços semi-indefinidos

Forma da sapata	I_s , sapata infinitamente flexível (sobrecarga)					I_s sapata rígida
	centro	vértice	meio do lado menor	meio do lado maior	média	
circular	1,00	---	0,64	0,64	0,85	0,79
quadrada	1,12	0,56	0,76	0,76	0,95	0,92
rectangular $L/B = 1,5$	1,36	0,67	0,89	0,97	1,15	1,13
= 2,0	1,52	0,76	0,98	1,12	1,30	1,27
= 3,0	1,78	0,88	1,11	1,35	1,52	1,51
= 5,0	2,10	1,05	1,27	1,68	1,83	1,81
= 10,0	2,53	1,26	1,49	2,12	2,25	2,25

O coeficiente I_f é obtido através da Figura 3.36, em função da profundidade da base da fundação e da largura efetiva da fundação. A relação $\frac{D}{B} = \frac{0,9}{3,38} = 0,27$ e foi considerada a curva de $\frac{L}{B} = 5$ e $\nu = 0,3$, verificou-se assim que o valor de I_f é de cerca 0,87

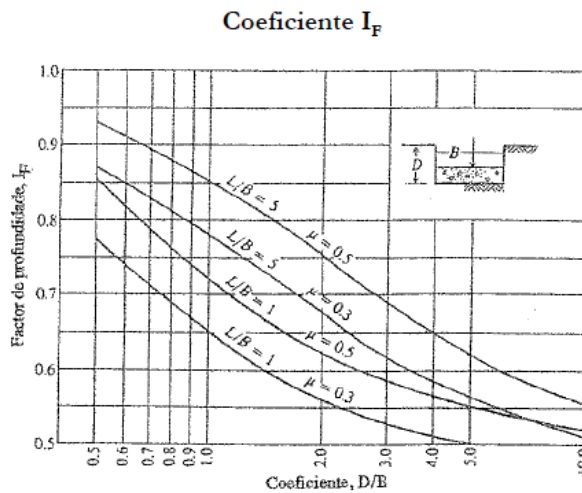


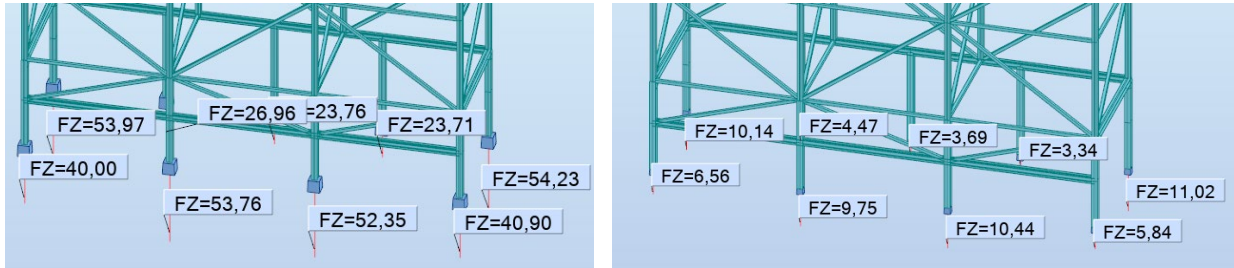
Figura 3.36 – Ábaco para determinar o valor de I_f em função de D/B , citado por (Trigo, 2012)

Substituindo obtém-se: $s_i = \frac{3620}{3,38 \cdot 21,8} \times 3,38 \times \frac{1-0,3^2}{50 \cdot 10^3} \times 2,2 \times 0,87 = 0,0058m \simeq 6mm$, que é um assentamento aceitável para o caso de estudo dado que a menor dimensão da sapata é de 6m, cuja relação é de cerca de $\frac{l}{1000}$, que é uma flecha de valor reduzido.

3.8.2 Dimensionamento da armadura da sapata

Para o dimensionamento da armadura da sapata, foi determinado o momento atuante na sapata e com o valor calculado foram consultadas as tabelas de dimensionamento de secções betão armado para obter a armadura necessária.

Primeiramente foi determinado o esforço axial provocado pelas cargas permanentes, conforme se pode verificar na Figura 3.37.



a) Reações verticais obtidas devido ao peso próprio da estrutura

b) Reações verticais obtidas devido às restantes cargas permanentes

Figura 3.37 – Reações verticais obtidas devido às cargas permanentes

Assim, o esforço axial total é de: $N_t = 40 + 53,76 + 52,35 + 40,90 + 6,56 + 9,75 + 10,44 + 5,84 = 220$ kN.

De seguida foi determinado o momento provocado pela ação do vento na estrutura, conforme a Figura 3.38.

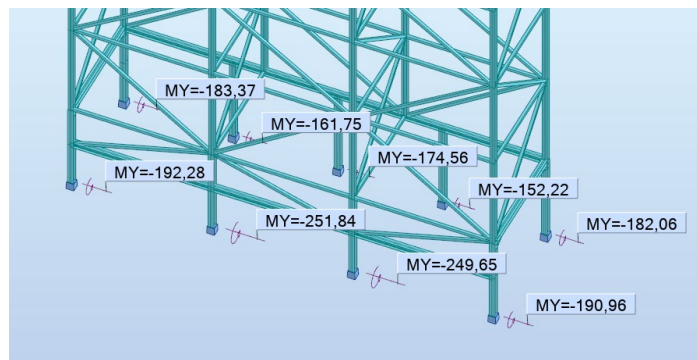


Figura 3.38– Momento Fletor devido à ação do vento

Assim, o momento total é de: $M_t = 192,28 + 251,84 + 249,65 + 190,96 = 884,73$ kN.

Por fim, foi determinado o momento provado na sapata pelo solo. Para tal, determinou-se a tensão de referência atuante na sapata, que é determinado através da seguinte equação:

$$\sigma_{ref} = \frac{\sigma_1 \cdot d1}{y} \tag{3.46}$$

Substituindo tem-se $\sigma_{ref} = \frac{65 \times 4,8}{5,1} = 61,2 \text{ kPa}$.

De seguida foi determinada a resultante das tensões através da seguinte equação (ver Figura 3.39):

$$R = \frac{\sigma_{ref} \cdot d1}{2} \cdot L_{sapata} \quad (3.47)$$

Substituindo tem-se $R = \frac{61,2 \times 4,8}{2} \cdot 21,8 = 3202 \text{ kN}$

Por fim, o momento resultante foi obtido através da seguinte equação (ver Figura 3.39):

$$M = R \cdot \frac{d2}{3} \quad (3.48)$$

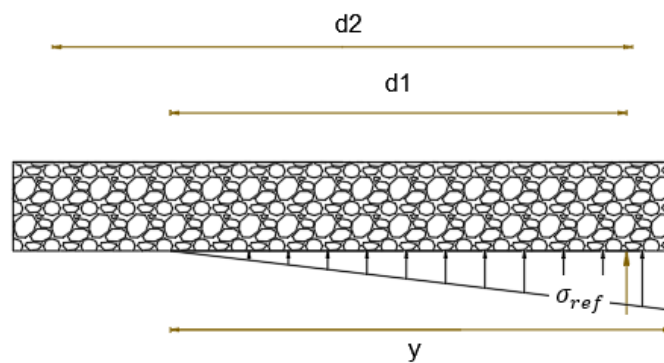


Figura 3.39 - Esquema para determinar Momento devido às tensões do solo

Substituindo tem-se $M = 3202 \times \frac{5,84}{3} = 5123,2$.

Assim sendo, o momento total é de: $M_{total} = 220 \times 5,84 + 884,73 + 5123,2 = 7292,73 \text{ kNm}$ e $M/m = \frac{7292,73}{21,8} = 334,53 \text{ kNm/m}$. O momento utilizado para o dimensionamento das armaduras foi majorado por 1,5 e tem um valor de 501,8 kNm/m.

A armadura do ensoleiramento geral foi dimensionada com este valor do momento fletor. Primeiramente foi calculado o valor do momento fletor reduzido (μ), de acordo com a seguinte equação:

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{cd}} \quad (3.49)$$

Em que:

Substituindo, tem-se: $\mu = \frac{501,8}{1 \times (0,9 - 0,05)^2 \times 20 \cdot 10^3} = 0,0347$.

Com este valor, consultaram-se as tabelas e abacos de dimensionamento de secções de betão armado, cujo excerto se encontra no Quadro 3.20, para determinar a percentagem mecânica de armadura ω .

Quadro 3.20 – Excerto das tabelas e abacos de dimensionamento de secções de betão armado (Barros, Figueiras, & Ferreira, 2020)

μ	$A'/A = 0,0$		$A'/A = 0,2$		$A'/A = 0,3$		$A'/A = 0,4$		$A'/A = 0,5$		$A'/A = 1,0$	
	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α	$\bar{\omega}$	α
0,030	0,031	0,052	0,030	0,055	0,030	0,057	0,030	0,058	0,030	0,060	0,029	0,065
0,035	0,036	0,057	0,036	0,061	0,036	0,062	0,035	0,064	0,035	0,065	0,035	0,070
0,040	0,041	0,062	0,041	0,066	0,041	0,067	0,041	0,069	0,041	0,070	0,040	0,075
0,045	0,046	0,067	0,046	0,071	0,046	0,072	0,046	0,074	0,046	0,075	0,045	0,080
0,050	0,051	0,072	0,051	0,076	0,051	0,077	0,051	0,078	0,051	0,079	0,051	0,084

Conclui-se que $\omega = 0,032$, e obteve-se uma armadura de $A = 12,51\text{cm}^2/\text{m}$ e adotou-se uma armadura de $\phi 16//15$ cuja área é de $13,40\text{cm}^2/\text{m}$.

Foi também determinada a armadura mínima de acordo com a seguinte expressão (NP EN 1992-1-1, 1992):

$$\geq \begin{cases} A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases} \quad (3.50)$$

Substituindo tem-se: $\geq \begin{cases} A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1 \times 0,85 = 12,82\text{cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \times 1 \times 0,85 = 11,05\text{cm}^2/\text{m} \end{cases} = 12,82\text{cm}^2/\text{m}$, a

armadura de $\phi 16//15$ cumpre esta verificação.

3.9 REGISTO FOTOGRÁFICO DA FASE DE EXECUÇÃO

Na fase final do estágio, foi possível acompanhar o início dos trabalhos de execução da estrutura metálica.

Na Figura 3.40 é possível visualizar a armadura do ensoleiramento geral com os chumbadouros dos pilares.



Figura 3.40 – Posicionamento das armaduras do ensoleiramento geral em obra

Na Figura 3.41 é visível o ensoleiramento geral betonado e os primeiros troços dos pilares.



Figura 3.41 – Ensoleiramento betonado e primeiros troços dos pilares

CAPÍTULO 4

REABILITAÇÃO DO PAVIMENTO TÉRREO INDUSTRIAL

4.1 INTRODUÇÃO

Mediante os trabalhos executados no âmbito do estágio curricular, salienta-se nesta dissertação, pela sua importância, o projeto de reabilitação do pavimento térreo industrial de uma refinaria de açúcar. Decidiu-se adicionar este capítulo à dissertação devido à complexidade associada ao dimensionamento deste tipo de pavimentos, dado que não existe legislação específica para os pavimentos desta tipologia, uma vez que cada indústria apresenta condicionantes de dimensionamento distintas.

Atualmente, verifica-se que cada vez mais as indústrias percebem a importância de as soluções estruturais irem de encontro às condicionantes da utilização do mesmo, desde a função da mesma, cargas atuantes e possíveis ataques químicos, tendo em conta a exposição ambiental a que o elemento estrutural estará sujeito. Estas soluções normalmente são mais dispendiosas, mas têm uma maior durabilidade e eficiência. Assim sendo a necessidade de interromper a produção da indústria para realizar trabalhos de manutenção é reduzida e permite por exemplo, evitar perdas de stocks de produtos devido à contaminação dos mesmos devido ao mau estado de conservação do pavimento.

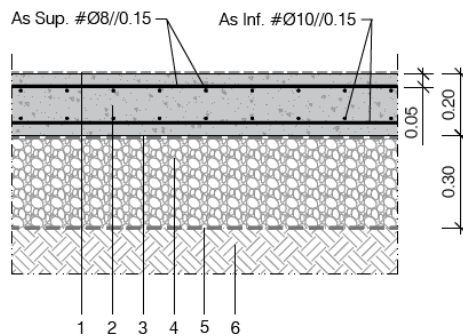
Assim sendo, é essencial que a solução estrutural seja dotada das várias camadas necessárias ao correto funcionamento do pavimento, que sejam dimensionadas as juntas necessárias para impedir a fissuração do pavimento devido por exemplo à retração do betão e variações térmicas e é essencial que o revestimento do pavimento seja adequado para resistir às condições agressivas do meio que podem acelerar o processo de degradação do pavimento (Santos, 2014).

Nos subcapítulos seguintes estão apresentadas as características do pavimento da refinaria com a descrição dos elementos essenciais para o correto funcionamento desta solução estrutural.

4.1.1 Constituição das camadas do pavimento

O pavimento é composto por diversas camadas numeradas de acordo com a Figura 4.1. Cada uma das camadas representa:

- Camada de solo natural compactada através de placa vibratória (6);
- Manta geotêxtil com gramagem superior a 250g/m² (5);
- Camada de solos bem compactados agregado britado de granulometria extensa (ABGE) (4);
- Filme plástico em polietileno com espessura de 0,4mm (3);
- Laje de betão (2);
- Acabamento da laje de betão com talocha mecânica (1).



Legenda:

- 1 - Acabamento com talocha mecânica (ver Nota específica)
- 2 - Laje em Betão (Ver quadro de materiais)
- 3 - Filmes de Polietileno (e=0.4mm) com juntas sobrepostas de 0.50m
- 4 - Solos bem compactados ABGE (0/40), 98% proctor modificado
- 5 - Manta Geotêxtil com gramagem superior a 250g/m²
- 6 - Solo Natural, compactado com placa vibratória
- 7 - A inclinação do pavimento deverá ser a mesma da do existente

Figura 4.1 – Representação das camadas constituintes do pavimento (Eleven Steps, 2022)

A camada do solo natural normalmente é compactada de modo à resistência e o nivelamento do mesmo serem uniformes.

A manta geotêxtil tem como função de separação de materiais o solo, permitindo a passagem da água e retendo os solos finos.

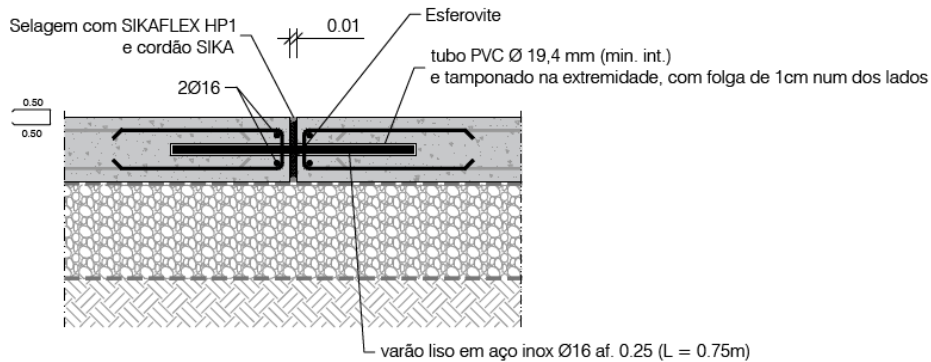
A camada de ABGE tem como função, assegurar o nivelamento da laje, transmitir e distribuir as cargas do pavimento para o solo natural de fundação e assentamento uniforme da laje.

O filme plástico é uma membrana impermeável e permite a livre movimentação da laje de betão, diminuindo o atrito entre o solo e a laje e minimiza a absorção da humidade proveniente do solo natural, minimizando o aparecimento de fissuração devida a deformações impedidas

4.1.2 Tipos de juntas

As juntas têm como função impedir a fissuração do pavimento. Foram consideradas juntas de dilatação/construção e juntas de retração.

As juntas de dilatação impedem as fissurações do pavimento devido a variações térmicas e humidade, sem o danificar. Estas juntas (ver Figura 4.2) devem coincidir com o faseamento das betonagens, caso contrário é necessário definir as juntas de construção.



NOTA 1:

O varão Ø16mm deverá ser betonado conjuntamente com a laje, no lado com apoio, e envolvido numa manga ou tubo (tamponado na ponta com folga de 1cm) no lado sem apoio, de modo a permitir deslocamentos horizontais e impedir os verticais.

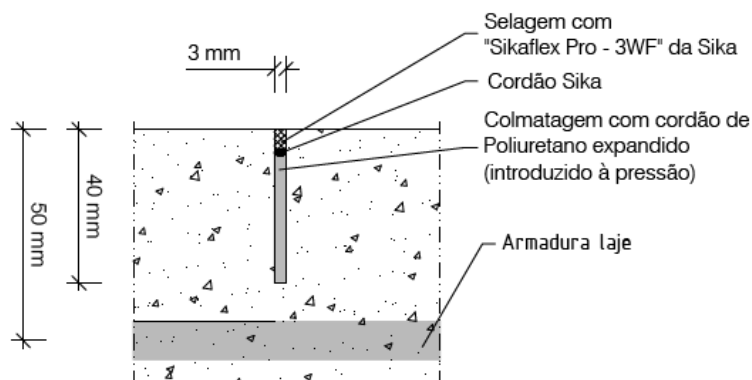
Nota 2:

As juntas de transmissão de esforços devem coincidir com o faseamento de betonagens.

Figura 4.2 – Pormenor Junta de Dilatação (Eleven Steps, 2022)

As juntas de retração, têm como função minimizar as fissurações provocadas pela retração do betão. Caso as juntas de dilatação sejam espaçadas de 20m, não é necessário executar estas juntas, uma vez que as juntas de dilatação são capazes de absorver estas tensões (ver Figura 4.3).

Obs.: Corte feito a disco mecânico

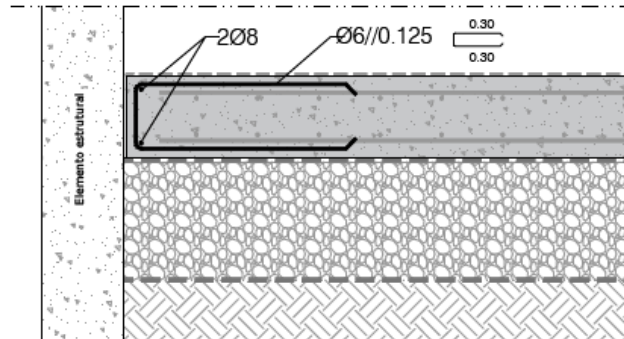


Nota:

As juntas de retração devem ser feitas de modo a não se terem painéis com máxima dimensão de 20m numa única betonagem. Caso as juntas de transmissão de esforços estejam espaçadas até 20m, não há necessidade de se executarem juntas de retração. Deverão ser compatibilizados com o faseamento da intervenção.

Figura 4.3 - Pormenor Junta de Retração (Eleven Steps, 2022)

As juntas entre a laje e os elementos estruturais verticais, têm como função permitir a movimentação da laje (por exemplo devido a variações térmicas), sem danificar o pavimento e os elementos estruturais existentes (ver Figura 4.4).



NOTA:
Obs.: Junta seca a executar no encontro de todos os elementos estruturais.

Figura 4.4 - Pormenor Junta Laje / Elementos verticais (Eleven Steps, 2022)

4.1.3 Revestimento do pavimento

Nos pavimentos expostos a uma elevada agressividade química, como é o caso da refinaria de açúcar, é necessário ter em conta que os revestimentos sejam resistentes aos agentes agressivos do meio envolvente.

No caso de estudo propôs e a preparação da superfície com granalhagem para promover a aderência do revestimento, aplicação de um selante epóxi e revestimento auto-nivelante epóxi multifuncional com acabamento anti derrapagem. Este acabamento será aplicado em todo o pavimento, incluindo as marcações das saídas de emergência (Figura 4.5) com as referências RAL definidas pelo Dono de Obra.

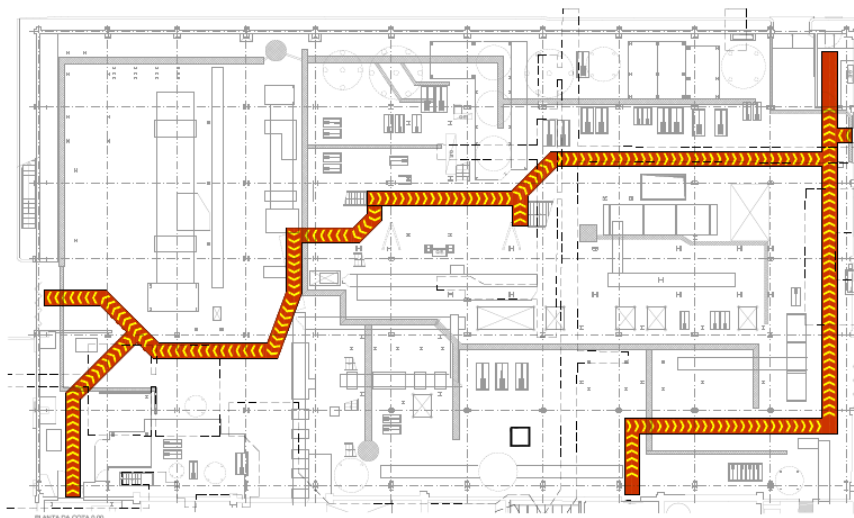


Figura 4.5 – Marcações das saídas de emergência a ser pintadas no pavimento (Eleven Steps, 2022)

4.2 DESCRIÇÃO DO PROJETO

As anomalias detetadas no pavimento devem-se essencialmente ao ambiente agressivo da refinaria, às ações mecânicas aplicadas no pavimento por diversos equipamentos e ao próprio limite de vida útil dos materiais utilizados na altura da sua construção.

O pavimento existente mede 53m de comprimento e 30m de largura (ver Figura 4.6). O pavimento é materializado por duas soluções, parte da refinaria por uma laje térrea de cerca de 0,20m e a restante área por pavimento poliédrico de granito com as juntas preenchidas com argamassa.

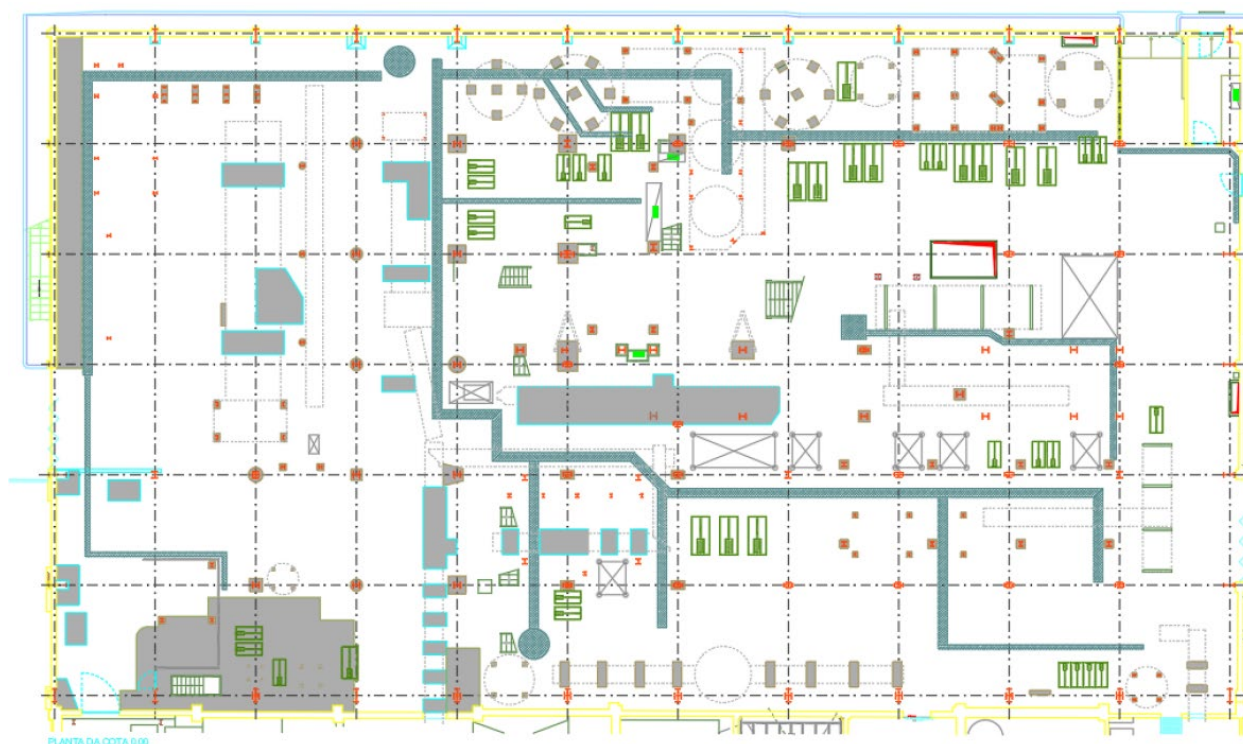


Figura 4.6 – Planta do existente no piso térreo (Eleven Steps, 2022)

De modo a definir a melhor solução para a reabilitação do pavimento, foram realizados os seguintes ensaios de modo a permitir a caracterização o solo de fundação e o betão do pavimento:

- 2 sondagens à rotação com ensaios SPT;
- 4 perfis de resistividade elétrica;
- Abertura de um poço de prospeção;
- Análise química do líquido proveniente do refinamento do açúcar que fica acumulado no pavimento.

4.3 LEVANTAMENTO DO EXISTENTE

Primeiramente foi realizada uma inspeção do existente, em que foram registados todos os elementos em contacto com o pavimento e as anomalias existentes no pavimento. Na planta do existente foram representados os pilares, os seus plintos, os apoios dos equipamentos da refinaria, as grelhas e as caixas da rede hidráulica existente na refinaria. Esta planta encontra-se em anexo a este documento.

Tendo em vista o registo fotográfico das anomalias existentes, a refinaria foi dividida em 11 zonas de modo a facilitar a localização das fotografias recolhidas, conforme a Figura 4.7.

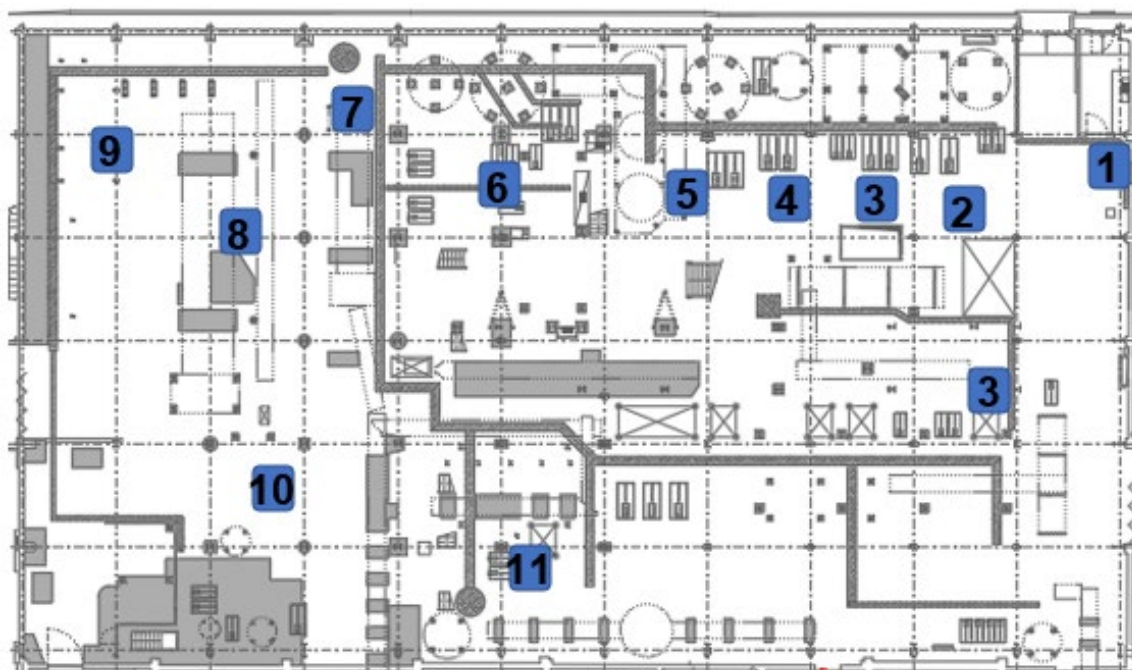


Figura 4.7 – Numeração das zonas da refinaria

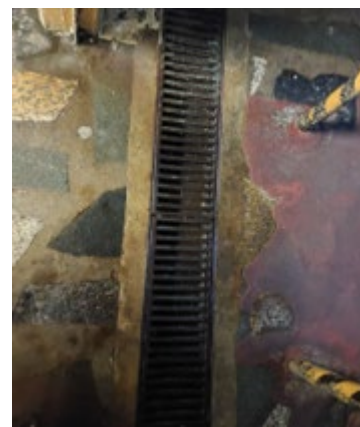
Na zona 1, junto à entrada lateral da refinaria, o pavimento é poliédrico de granito com juntas preenchidas com argamassa e a rampa de acesso é de argamassa que apresenta uma coloração acastanhada devido à impregnação do açúcar derretido proveniente das perdas da produção do açúcar refinado (ver Figura 4.8).



a) Entrada lateral



b) Quadro elétrico



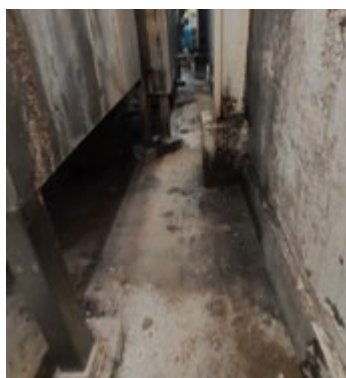
c) Grelha existente

Figura 4.8 – Entrada da refinaria – Pavimento com manchas de coloração acastanhada

Na zona 2, o pavimento de betão tem uma elevada acumulação de resíduos provenientes do processo de refinamento do açúcar, manchas de coloração acastanhada, descasque da camada superficial do pavimento, fissurações, deformações e perdas grave de secção. O estado de conservação do pavimento neste local é muito mau (ver Figura 4.9).



a) Perdas de secção do pavimento



b) Acumulação de resíduos



c) Manchas de coloração acastanhada

Figura 4.9 – Anomalias detetadas na zona 2 da refinaria

Na zona 3, verificou-se novamente manchas de coloração acastanhada, descasque da camada superficial do pavimento de betão e perda de secção do pavimento evidenciando o mau estado de conservação do pavimento (ver Figura 4.10).



a) Descasque superficial do pavimento



b) Manchas de coloração acastanhada

Figura 4.10 - Anomalias detetadas na zona 3 da refinaria

Na zona 4, junto aos apoios do equipamento existente verificou-se a fissuração acentuada do pavimento e alguma perda de secção (ver Figura 4.11).



a) Manchas de coloração acastanhada



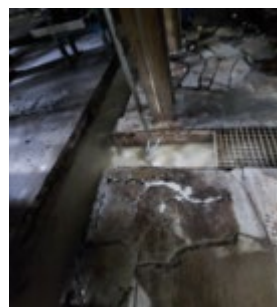
b) Fissuração do pavimento

Figura 4.11 - Anomalias detetadas na zona 4 da refinaria

Na zona 5, são visíveis sinais fortes de fissurações, deformações e perda de secção na generalidade do pavimento (ver Figura 4.12).



a) Fissuração do pavimento



b) Fissuração do pavimento

Figura 4.12 – Anomalia detetadas na zona 5 da refinaria

Na zona 6, o pavimento encontra-se coberto de resíduos provenientes do refinamento do açúcar, bastante fissurado, com deformações e perda de secção. Sendo esta uma das zonas do pavimento em pior estado de conservação da refinaria (ver Figura 4.13).



a) Fissuração do pavimento



b) Acumulação de resíduos



c) Fissuração do pavimento

Figura 4.13 - Anomalia detetadas na zona 6 da refinaria

Na zona 7, é visível perde de secção do betão, fissurações e deformações em estado avançado junto às grelhas de drenagem da refinaria (ver Figura 4.14).



a) Fissuração com perda de secção do pavimento



b) Fissuração do pavimento

Figura 4.14 - Anomalia detetadas na zona 7 da refinaria

Na zona 8, verificou-se que junto aos equipamentos da refinaria o betão se encontra bastante fendilhado, com coloração acastanhada devido à infiltração de açúcar (ver Figura 4.15).



a) Fissuração do pavimento



b) Apoios dos equipamentos da refinaria



c) Fissuração do pavimento

Figura 4.15 - Anomalia detetadas na zona 8 da refinaria

Na zona 9, o pavimento apresenta perda de secção considerável, com a superfície irregular, devido à concentração e depósito de açúcar derretido no mesmo (ver Figura 4.16).



a) Perda de secção do betão



b) Perda de secção do betão



c) Manchas de coloração acastanhada

Figura 4.16 - Anomalia detetadas na zona 9 da refinaria

Na zona 10, o pavimento encontra-se bastante fissurado, com zonas de betão completamente destacado do restante pavimento, conforme se pode verificar na figura abaixo. Devido à dimensão das fissuras, estas poderão ter sido causadas pela passagem de empilhadores neste local, com cargas superiores às suportadas pelo pavimento (ver Figura 4.17).



a) Fissuração grave do pavimento



b) Fissuração do pavimento



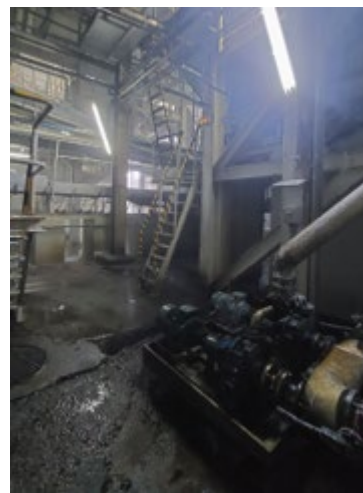
c) Acumulação de resíduos

Figura 4.17 - Anomalia detetadas na zona 10 da refinaria

Na zona 11, verificou-se elevada perda de secção do betão, com a superfície bastante irregular. O pavimento desta zona encontra-se em muito mau estado de conservação (ver Figura 4.18).



a) Perda de secção do betão



b) Perda de secção do betão

Figura 4.18 - Anomalia detetadas na zona 11 da refinaria

4.4 PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA E GEOFÍSICA

Foram realizados os seguintes ensaios geotécnicos e geofísicos:

- 2 sondagens à rotação com ensaios SPT (*Standard Penetration Test*);
- 4 Perfis de resistividade elétrica;
- Abertura de um poço de prospeção.

Com o poço de reconhecimento executado foi possível visualizar as formações geológicas superficiais. Tendo-se verificado que o pavimento térreo tem uma espessura de 0,20m e dos 0,20m aos 1,2m do poço existe o aterro heterogéneo de origem não seletiva conforme se pode verificar na Figura 4.19.

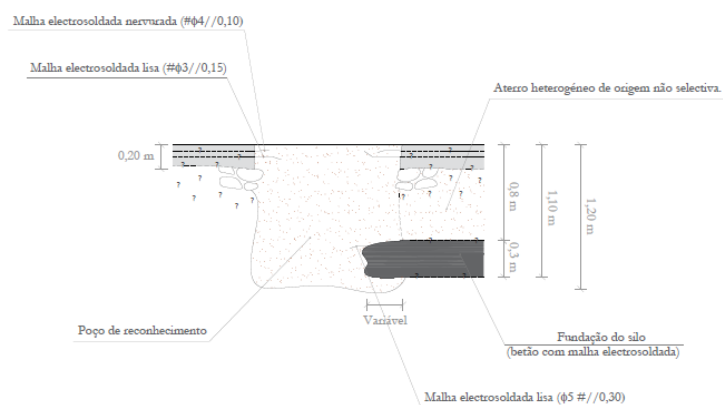


Figura 4.19– Representação do poço de reconhecimento realizado na refinaria

A Figura 4.20 apresenta o registo fotográfico do poço de reconhecimento executado, onde é visível a fundação do silo conforme é referido na Figura 4.19.



Figura 4.20 – Poço de reconhecimento executado no pavimento da refinaria

Com as amostras recolhidas nos furos de sondagem foi possível analisar a sua litologia, estratigrafia, entre outras características e determinar os solos existentes nas fundações. A sondagem 1 foi efetuada até uma profundidade de 4,77m e a 2 até aos 6,45m. Na Figura 4.21 é visível um furo de sondagem executado no pavimento da refinaria.

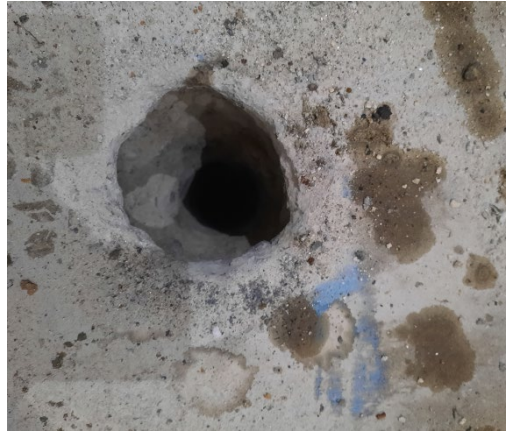


Figura 4.21 -Furo de sondagem realizado no pavimento da refinaria

Pode-se concluir que a primeira camada até cerca dos 3m de profundidade é constituída por um aterro heterogéneo de origem não seletiva e é constituída por uma mistura de solos de aparência areno-siltosa com contaminação orgânica de cor acastanhada provavelmente devido à infiltração do açúcar proveniente do processo do refinamento do açúcar. Verificou-se ainda que na camada superior existiam resíduos de betão e fragmentos cerâmicos. Na sondagem 2 verificou-se ainda a existência de fungos de aparência cotonosa e coloração esbranquiçada.

A camada inferior é composta por granito porfiroide de duas micas, de grão fino a médio, de cor cinzenta, decomposto. Os resultados SPT desta camada compreendem 24 a 60 pancadas correspondendo a medianamente compacta a muito compacta. Esta camada é mais firme e é onde estão fundados os elementos da superestrutura do edifício, através das sapatadas / poços de fundação que se encontram referidos no projeto de estruturas original.

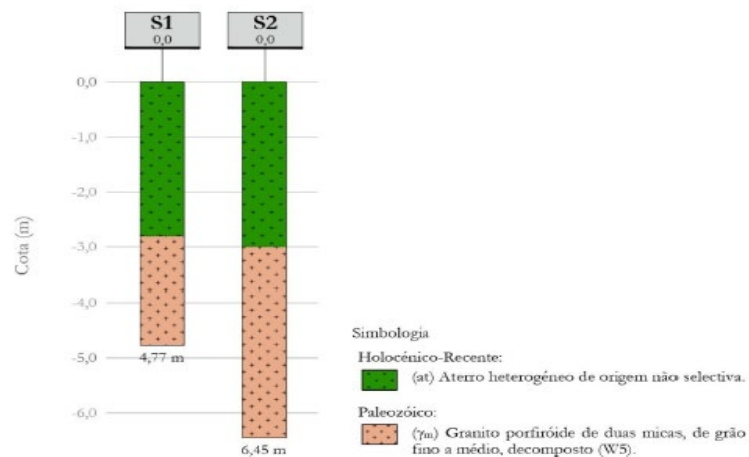


Figura 4.22 – Representação dos furos de sondagem efetuados na refinaria

A Figura 4.23 apresenta os valores de SPT referidos anteriormente e relaciona o tipo de rocha com o número de pancadas obtidos.

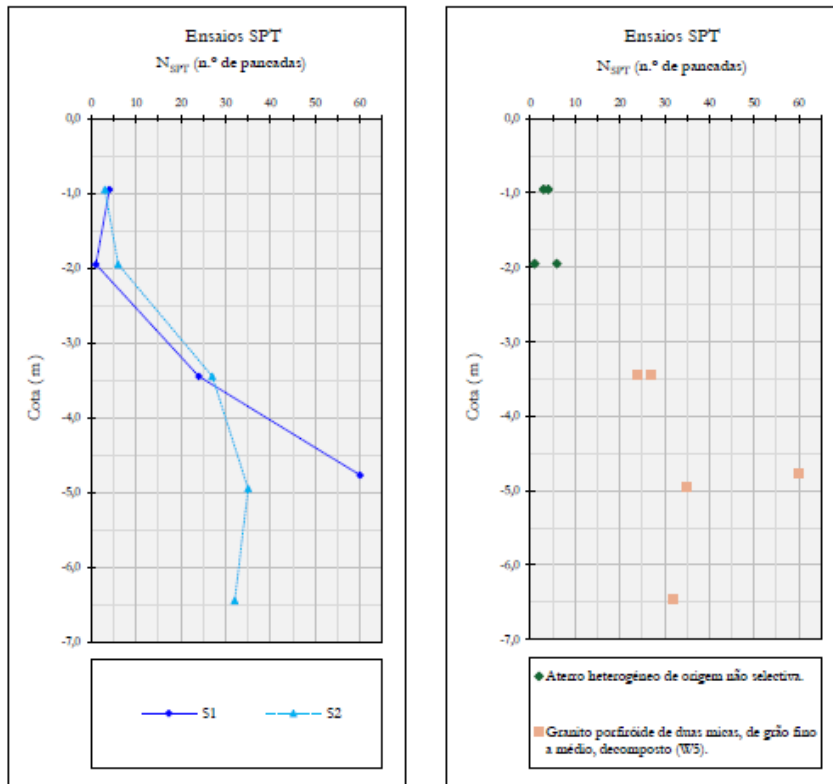


Figura 4.23 – Representação dos ensaios SPT obtidos

Foram executados quadro ensaios com os perfis de resistividade elétrica, que consistem em medir a resistividade elétrica dos materiais da fundação em profundidade e registar as variações medidas de modo a verificar a homogeneidade ou heterogeneidade do solo de fundação. Na Figura 4.24 é possível visualizar um dos ensaios realizados com os perfis de resistividade na refinaria.



Figura 4.24 – Ensaio realizado com perfis de resistividade elétrica

Através dos ensaios de resistividade elétrica foi possível confirmar a camada inicial heterogênea verificada nos furos de sondagem, conforme se pode verificar na Figura 4.25.

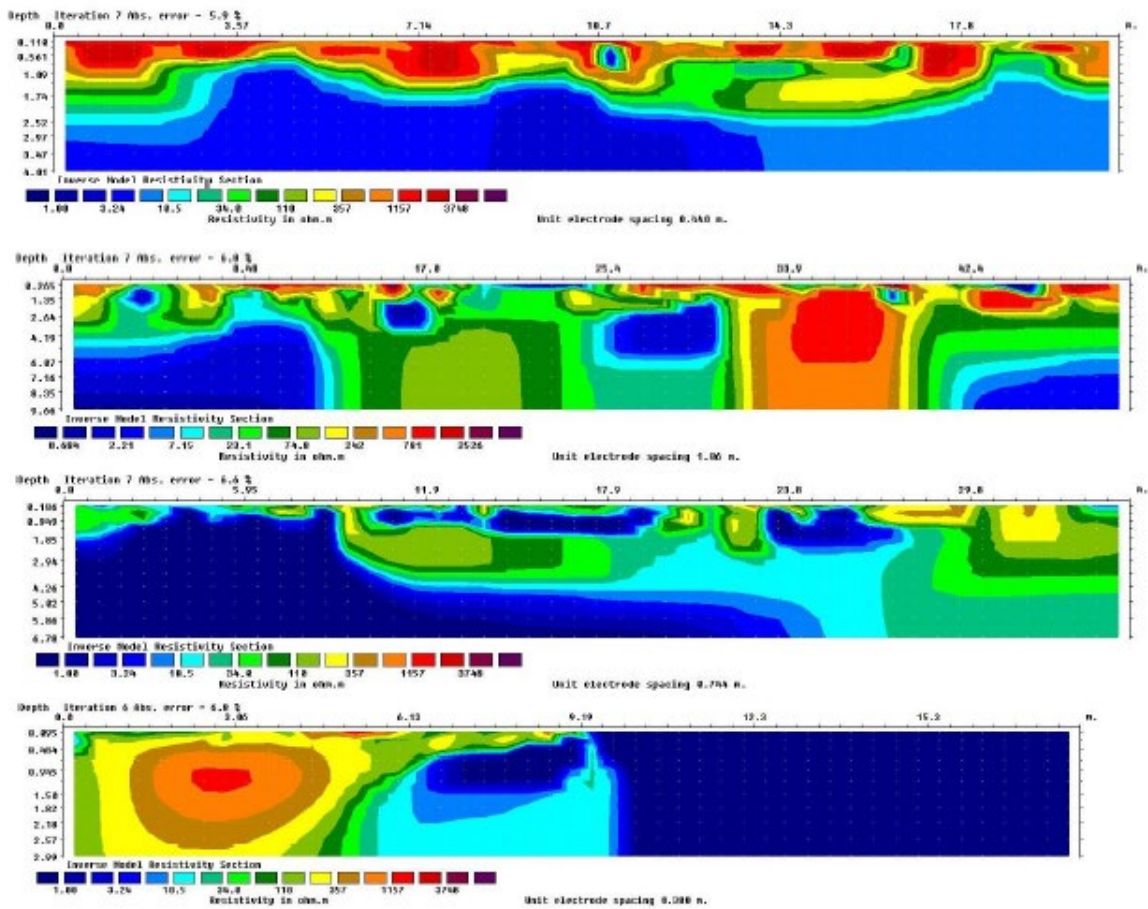


Figura 4.25 - Ensaios de resistividade realizados com elevada heterogeneidade de materiais detetada

Com base em todas estas informações previamente adquiridas foi possível definir quatro zonas geotécnicas, representadas no perfil com o desenvolvimento expectável das diferentes zonas geotécnicas da Figura 4.26.

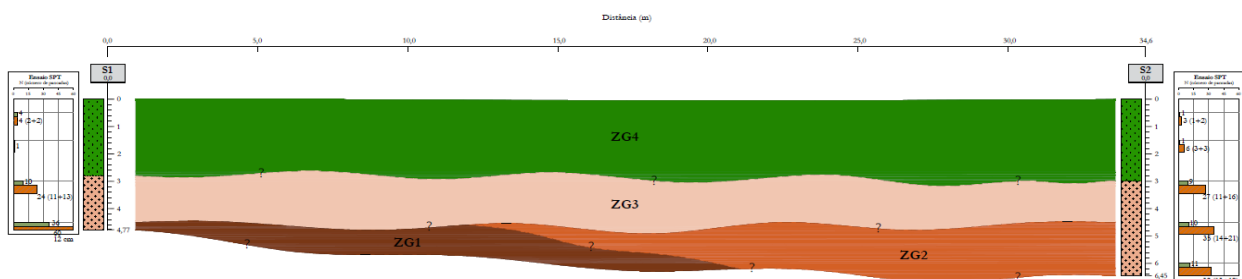






Figura 4.26 – Perfil com as zonas geotécnicas





A caracterização das zonas geotécnicas representadas na Figura 4.26 encontram-se resumidas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Proposta de zonamento geotécnico

Zona geotécnica	Descrição litológica
 ZG4	Aterro heterogéneo de origem não selectiva.
 ZG3	Granito decomposto (W5), com resultados do ensaio SPT compreendidos entre 11 e 30 pancadas. O índice RQD assume valores de 0%.
 ZG2	Granito decomposto (W5), com resultados do ensaio SPT compreendidos entre 31 e 40 pancadas. O índice RQD assume valores de 0%.
 ZG1	Granito decomposto (W5), com resultados do ensaio SPT iguais ou superiores a 60 pancadas. O índice RQD assume valores de 0%.

Para os solos de fundação do pavimento foi estimado um módulo de deformabilidade baixo, inferior a 8MPa com base no zonamento geotécnico apresentado (ver Quadro 4.2).

Quadro 4.2 - Valores das propriedades físicas e características das zonas

Zona geotécnica	Parâmetros geotécnicos ⁽¹⁰⁾			
	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E' (MPa)
 ZG4	18 a 19	< 5	< 27	< 8
 ZG3	18 a 19	5 a 10	31 a 34	8 a 25
 ZG2	19 a 20	10 a 25	33 a 36	25 a 40
 ZG1	20 a 21	20 a 35	35 a 38	40 a 65

4.5 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Foram recolhidas amostras das soluções provenientes do processo de refinamento do açúcar que ficam acumuladas no pavimento em sete zonas distintas da refinaria e analisou-as no seu laboratório. Os resultados foram os apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3- Caracterização química das amostras recolhidas

Local	Zona	Descritivo	Parâmetro	Resultado	Comentário
Pavimento	P1	Caleira no ponto 1	Temperatura (°C) Brix (°) pH Cor	24,0 57,7 5,8 ---	Temperatura ambiente Presença de muito açúcar Ácido (corrosivo) Xarope castanho escuro
Pavimento	P1	Pavimento com brechas no ponto 2	Temperatura (°C) Brix (°) pH Cor	24,1 56,6 7,1 ---	Temperatura ambiente Presença de muito açúcar pH neutro Xarope castanho c/ suspensão (carbonato cálcio)
Pavimento	P1	Caleira no ponto 3	Temperatura (°C) Brix (°) pH Cor	24,8 35,5 7,2 ---	Temperatura ambiente Razoável presença de açúcar pH neutro Xarope castanho escuro barrento (carbonato cálcio)
Pavimento	P1	Caleira no ponto 4	Temperatura (°C) Brix (°) pH Cor	24,0 56,1 7,5 ---	Temperatura ambiente Presença de muito açúcar pH ligeiramente alcalino Xarope amarelo claro sem suspensão
Pavimento	P1	Pavimento com brechas no ponto 5	Temperatura (°C) Brix (°) pH Cor	21,1 3,2 5,3 ---	Temperatura ambiente Reduzida presença de açúcar Ácido (corrosivo) solução amarelada com flocos em suspensão (sujidade)
Pavimento	P1	Pavimento ponto A	Temperatura (°C) Brix (°) pH Cor	--- --- --- ---	Capa de matéria orgânica proveniente do Dextran da rama. Este material, vulgarmente conhecido por "lulas" é aparentemente bastante corrosivo para o pavimento e cria um manto sobre o piso.
Pavimento	P1	Caleira ponto B	Temperatura (°C) Brix (°) pH Cor	76 1,2 6,7 ---	Tubo sangrador de vapor Reduzida presença de açúcar ligeiramente ácido (corrosivo) solução limpa

Pode-se verificar que no pavimento denominado como "Pavimento com brechas no ponto 5", o pH de 5,3 da solução recolhida é o mais baixo. Foi este valor de pH considerado na solução estrutural.

4.6 MATERIAIS A UTILIZAR NA REABILITAÇÃO

Na solução de reabilitação proposta da laje em estudo, teve-se em conta o pH obtido através da análise química para determinar a classe de exposição do betão e seleccionar o tipo de betão adequado para a mesma, tendo em conta a legislação em vigor.

Verificou-se que para um pH de 5,3 a classe de exposição imposta pelo Eurocódigo 2 é classificado como XA2, de acordo com o Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Quadro 2 da Norma NP EN 206-1

Os ambientes com agressividade química, abaixo classificados, têm como base o solo e a água nele contida, com temperaturas do solo ou da água entre os 5 °C e os 25 °C e com velocidades da água suficientemente lentas que possam ser consideradas próximas das condições estáticas. A classe é determinada pelo valor mais elevado para qualquer característica química. Quando duas ou mais características agressivas conduzirem à mesma classe, o ambiente deve ser classificado na classe imediatamente superior, a menos que um estudo especial para este caso específico prove que não é necessário.				
Característica química	Método de ensaio de referência	XA1	XA2	XA3
Águas				
SO ₄ ²⁻ mg/l	EN 196-2 ^a	≥ 200 e ≤ 600	> 600 e ≤ 3000	> 3000 e ≤ 6000
pH	ISO 4316	≥ 5,5 e ≤ 6,5	≥ 4,5 e < 5,5	≥ 4,0 e < 4,5
CO ₂ agressivo mg/l	prEN 13577:1999 ^a	≥ 15 e ≤ 40	> 40 e ≤ 100	> 100 até à saturação
NH ₄ ⁺ mg/l	ISO 7150-1 ou ISO 7150-2	≥ 15 e ≤ 30	> 30 e ≤ 60	> 60 e ≤ 100
Mg ²⁺ mg/l	ISO 7980	≥ 300 e ≤ 1000	> 1000 e ≤ 3000	> 3000 até à saturação
Solos				
SO ₄ ²⁻ total ^{a)} mg/kg	EN 196-2 ^{b)}	≥ 2000 e ≤ 3000 ^{c)}	> 3000 ^{c)} e ≤ 12000	> 12000 e ≤ 24000
Acidez ml/kg	DIN 4030-2	> 200 Baumann Gully	Não encontrado na prática	
<i>a) Os solos argilosos com uma permeabilidade abaixo de 10⁻⁵ m/s podem ser colocados numa classe mais baixa.</i>				
<i>b) O método de ensaio prescreve a extracção do SO₄²⁻ através de ácido clorídrico; em alternativa, pode usar-se a extracção aquosa, se houver experiência no local de utilização do betão.</i>				
<i>c) O limite de 3000 mg/kg deve ser reduzido para 2000 mg/kg, caso exista risco de acumulação de iões sulfato no betão devido a ciclos de secagem e molhagem ou à absorção capilar.</i>				

Para esta classe de exposição ambiental é imposto que o betão existente deveria ser de uma classe de resistência à compressão C35/45 pelo que consta no anexo português da mesma legislação (ver Quadro 4.5).

Quadro 4.5 - Quadro NA-E.1N do Eurocódigo 2

Classes de Exposição de acordo com o Quadro 4.1							
Corrosão							
	Corrosão induzida por carbonatação				Corrosão induzida por cloretos (incluindo água do mar)		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1 ^{*)} /XD1	XS2 ^{*)} /XD2	XS3 ^{**)} /XD3
Classe indicativa de resistência	C25/30 LC25/28		C30/37 LC30/33		C30/37 LC30/33		C33/45 LC35/38
Danos no betão							
	Sem risco	Ataque gelo/degelo			Ataque químico		
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1 ^{***)}	XA2 ^{*)}	XA3 ^{*)}
Classe indicativa de resistência	C12/15	C30/37 LC30/33	C25/30 LC30/33	C30/37	C30/37 LC30/33	C35/45 LC35/38	
^{*)} C40/50, LC40/44 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA ^{**)} C50/60, LC50/55 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA ^{***)} C35/45, LC35/38 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA							

4.7 DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Após a análise do estado de conservação do pavimento existente, conclui-se que de uma forma geral o mesmo se encontra em muito mau estado de conservação. Assim sendo, a solução proposta para reabilitar o pavimento é a demolição do existente seguida de reconstrução, recorrendo a materiais compatíveis com o meio ambiente do mesmo e considerando as cargas condicionantes no seu dimensionamento.

Assim, a solução técnica proposta foi a seguinte:

1. Demolição do pavimento existente (espessura média estimada de 0,20m);
2. Retirada de cerca de 0,30m de solos e transporte a vazadouro certificado;
3. Compactação dos solos com recurso a placas vibratórias;
4. Colocação de uma nova camada de solos seleccionados (ABGE) com espessura de 0,30m e respetiva compactação;
5. Execução de nova laje em betão armado (armadura nas duas faces) com 0,20m de espessura;
6. Execução de novas caleiras e grelhas;
7. Execução do revestimento em pintura epóxi.

Para o dimensionamento estrutural da laje foi considerado um módulo de reação do solo (k) de $0,005 \text{ N/mm}^3$ definido para solos orgânicos, com base nas sondagens efetuadas (Quadro 4.6).

Quadro 4.6 - Tabela de valores propostos para o módulo de reação do solo (Bekaert)

	k-value (N/mm^3)	
	Lower value	Upper value
Humus soil or peat	0.0050	0.015
Recent embankment	0.010	0.02
Fine or slightly compacted sand	0.015	0.03
Well compacted sand	0.050	0.10
Very well compacted sand	0.10	0.15
Loam or clay (moist)	0.03	0.06
Loam or clay	0.08	0.10
Clay with sand	0.08	0.10
Crushed stone with sand	0.10	0.15
Coarse crushed stone	0.20	0.25
Well compacted crushed stone	0.20	0.30

CAPÍTULO 4

Para estimativa dos valores das ações mecânicas recorreu-se ao Eurocódigo 1 - Parte 1 relativo a ações em estruturas.

As ações consideradas foram divididas em permanentes e variáveis.

Nas ações permanentes considerou-se o peso próprio de todos os elementos estruturais, nomeadamente 25kN/m³ para o betão armado (ação nº1).

Nas ações variáveis foram consideradas a atuação no pavimento de:

- Sobrecarga uniformemente distribuída de 10.00 kN/m² (ação nº2);
- Sobrecarga pontual correspondente à circulação de empilhadores da classe FL 3 (ação nº3 majorado e ação nº 4 não majorado).

A carga por eixo dos empilhadores FL 3 tem um valor de 63kN de acordo com o Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Cargas a considerar para os empilhadores (NP EN 1991-1-1, 2009)

Classe do empilhador	Carga por eixo Q_k [kN]
FL 1	26
FL 2	40
FL 3	63
FL 4	90
FL 5	140
FL 6	170

A distribuição da carga, foi realizada de acordo com a Figura 4.27, que consiste em dividir a carga em duas zonas quadradas de 0,2m de lado, uniformemente carregada.

Classe do empilhador	Tara [kN]	Carga de elevação [kN]	Distância entre rodas a [m]	Largura total b [m]	Comprimento total l [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10

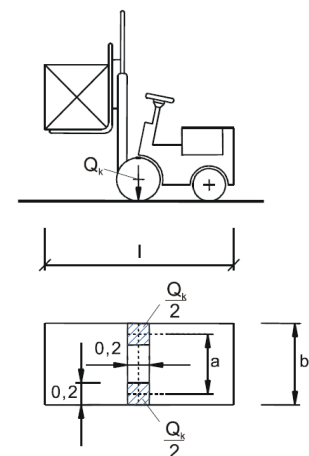


Figura 4.27 – Dimensões do empilhador (NP EN 1991-1-1, 2009)

Aos valores indicados foram majorados devido aos efeitos dinâmicos usuais de travagens e mudanças de direção. De acordo com a referida norma, foi considerado um agravamento de 40%. Por fim, estas ações, em Estados Limites Últimos, foram majoradas pelo coeficiente de segurança γ_Q definido pela NP EN 1990 (EC 0), que no caso presente toma o valor de 1,50.

Para efeitos de cálculo considerou-se um pano de laje quadrado com 5m de lado, à qual foram adicionadas as cargas atuantes do peso próprio, sobrecarga de utilização e sobrecarga do empilhador, estas últimas não sobreponíveis.

Para a obtenção dos esforços de dimensionamento da estrutura foram definidas combinações de ações para os estados limites últimos (ELU). As combinações realizadas encontram-se resumidas no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Combinações ELU

	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.
ELU Combinação 10	1	1,35	2	0	3	1,5
ELU Combinação 11	1	1,35	2	1,5	3	0

Para a obtenção das deformações da estrutura foram definidas combinações característica de ações para os estados limites de serviço (ELS). As combinações efetuadas encontram-se resumidas no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Combinações ELS

	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.	Nº ação	Coef.
ELS Combinação 20	1	1	2	0	4	1
ELS Combinação 21	1	1	2	1	4	0

Para a análise deste pavimento foi desenvolvido um modelo em *Robot*, com as propriedades dos materiais e combinações de ações referidos anteriormente.

4.7.1 Dimensionamento relativamente à flexão

Os esforços obtidos referentes aos momentos fletores máximos combinados na direção X foram os da Figura 4.28.

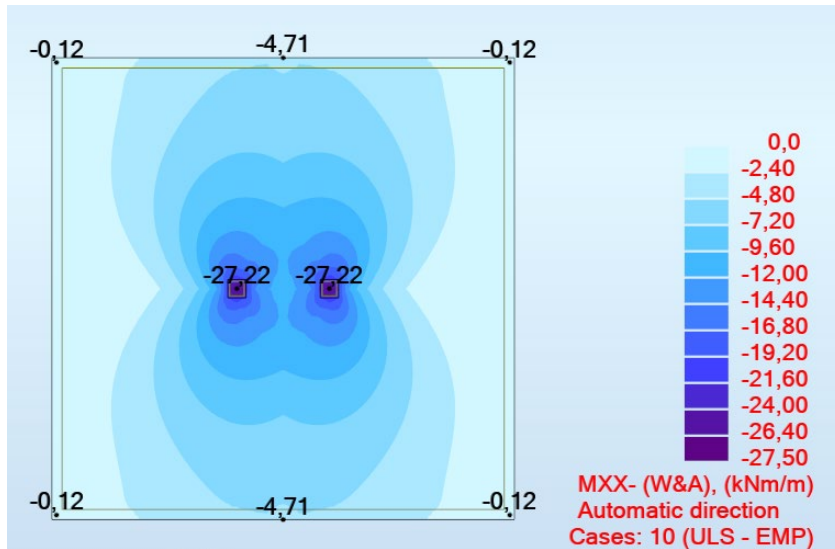


Figura 4.28 – Momentos na direção X atuantes na laje ($k=0,005 \text{ N/mm}^3$)

Os esforços obtidos referentes aos momentos na direção Y foram os da Figura 4.29.

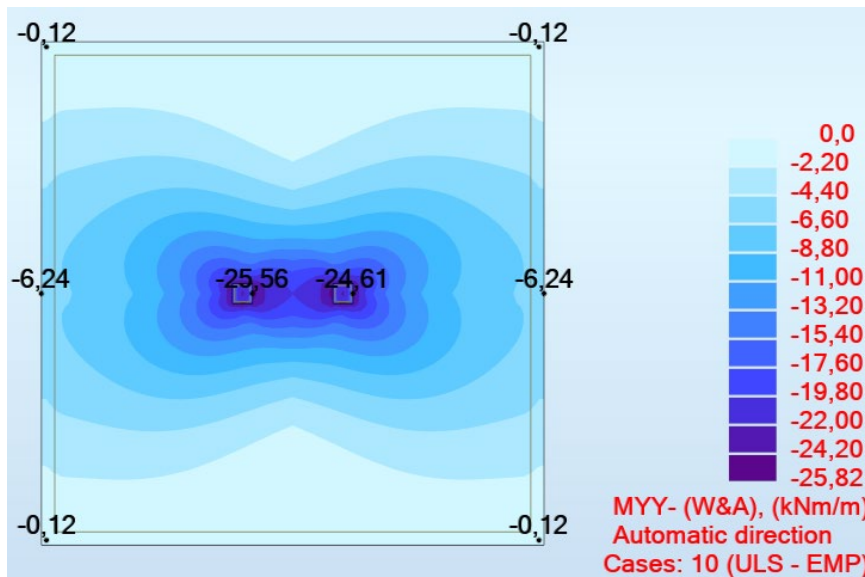


Figura 4.29 - Momentos na direção Y atuantes na laje ($k=0,005 \text{ N/mm}^3$)

Os esforços obtidos de 27,22 kNm na direção X e 25,56kNm na direção Y para a combinação 10 que é a mais condicionante e foram considerados no dimensionamento das armaduras do pavimento sendo que, os valores são diferentes entre si apenas pela discretização do painel relativamente à geometria da carga. Com estes valores de esforços, foram consultados os ábacos para peças de betão armado (Barros, Figueiras, & Ferreira, 2020) e verificou-se que na face inferior do pavimento é necessária uma armadura de #Ø10 // 15cm.

Uma vez que os esforços na face superior são praticamente nulos, a armadura nesta face foi definida tendo em conta a armadura mínima imposta pelo (NP EN 1992-1-1, 1992):

$$\geq \begin{cases} A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \\ 0,0013 b_t d \end{cases} \quad (4.1)$$

Tendo-se concluído que nesta face se pode utilizar uma armadura de #Ø8 // 15cm.

De modo a confirmar se a armadura mínima na face superior é suficiente foi analisado o efeito de uma variação de temperatura de 15°C na laje, uma vez que o atrito entre o solo de fundação e a laje podem gerar tensões que podem condicionar o dimensionamento das armaduras. Considerou-se este valor de variação de temperatura, uma vez que no interior da fábrica estão cerca de 35°C e no caso hipotético de a fábrica ter que cessar a sua produção esta temperatura desceria para a temperatura ambiente de cerca de 20°C, esta diferença de temperaturas é de 15°C.

Para efetuar esta análise foi modelado um novo pano de laje no *Robot*, quadrado com dimensões de 20m de lado. Adotaram-se estas dimensões, uma vez que foi definido que as juntas de dilatação de 20m no máximo, sendo que se esta dimensão for comprida não são necessárias juntas de retração. Foi inserida a variação de temperatura em toda a laje.

O procedimento adotado para inserir a ação da variação de temperatura foi o da Figura 4.30: aceder ao separador 'Load Definition', seleccionar a a opção 'Surface' e 'Thermal Load'. Dentro do novo separador definiu-se uma variação de temperatura uniforme de -15 °C.

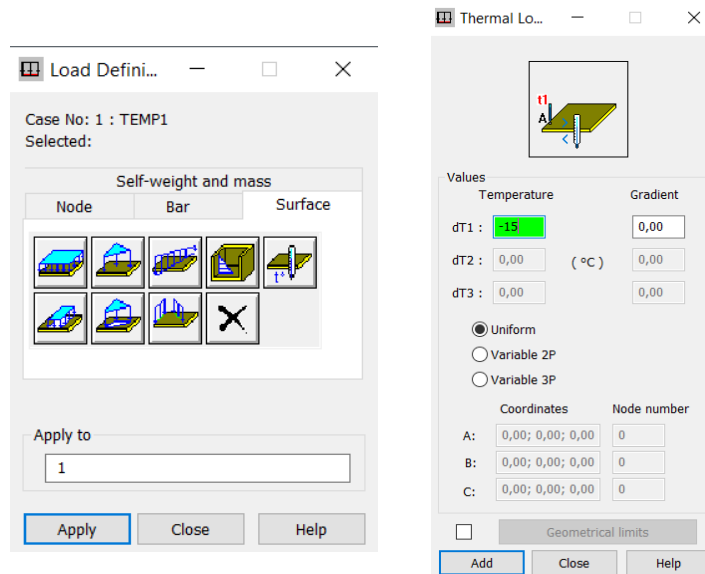


Figura 4.30 – Procedimento para inserir ação de variação de temperatura no Robot

De modo a simular o atrito entre o solo de fundação e a laje foram adotados valores para os coeficientes de elasticidade tangencial nas duas direções. O procedimento para alterar estes coeficientes é o seguinte (ver Figura 4.31): no separador 'New Thickness' seleccionar a opção 'Parameters of foundation elasticity', no novo separador são inseridos os valores de Kx e Ky.

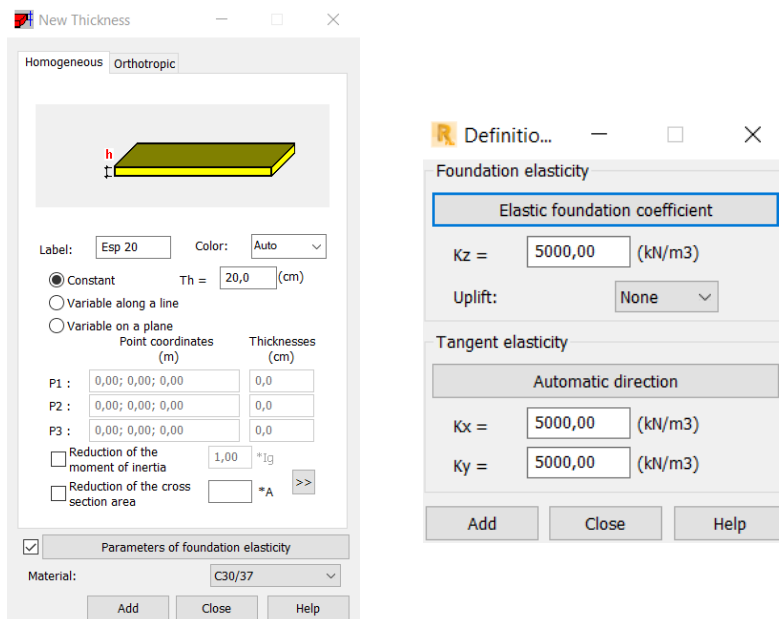


Figura 4.31 – Definição dos coeficientes de elasticidade tangencial entre a fundação e a laje

De modo a verificar o impacto do coeficiente de elasticidade tangencial nas direções X e Y, foi feito um estudo de sensibilidade onde foram adotados valores de K 5000 kN/m³ (valor considerado para o módulo de reação do solo) até 105 000 kN/m³.

Verificou-se que à medida que este coeficiente aumenta em ambas as direções o valor da variação do comprimento da laje diminui, tal como se pode verificar na Figura 4.32. e o esforço axial instalado na laje aumenta.

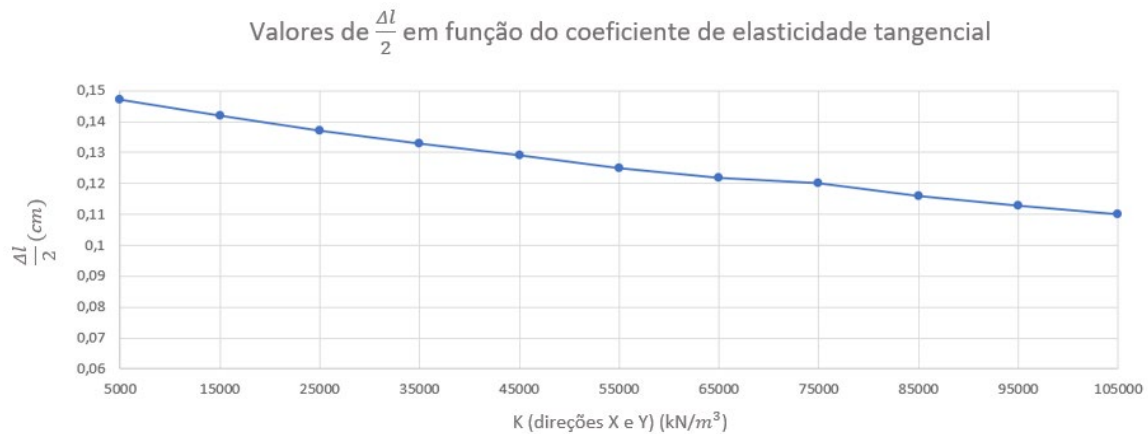


Figura 4.32 – Valor da variação do deslocamento em função do coeficiente de elasticidade tangencial

À medida que o coeficiente K aumenta em ambas as direções, o valor do esforço axial instalado na laje também aumenta, tal como se pode verificar na Figura 4.33.

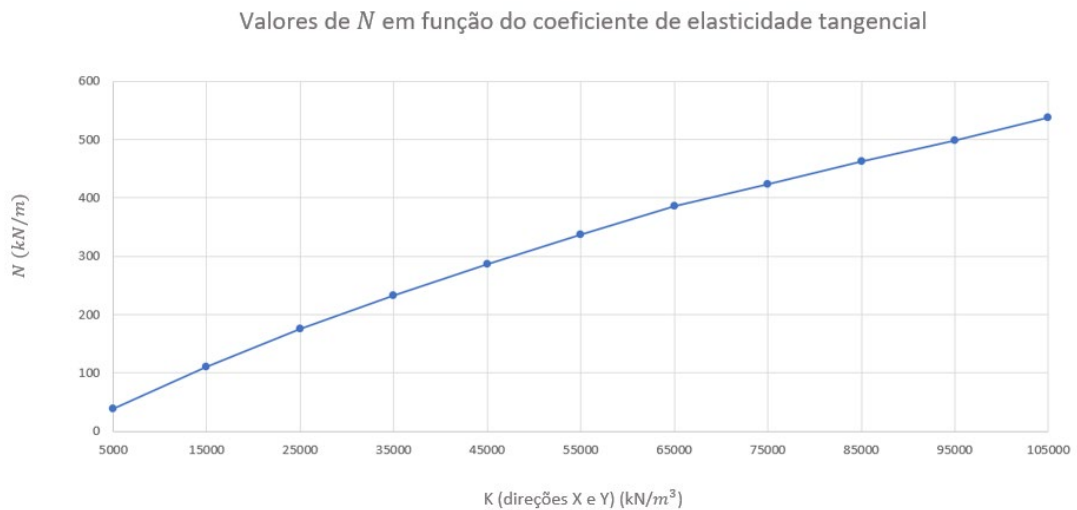
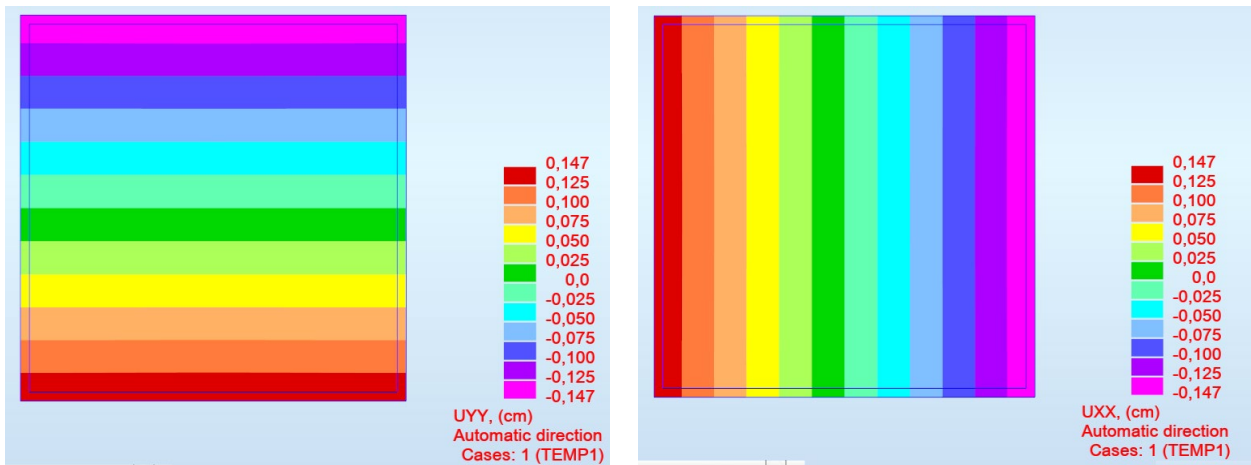


Figura 4.33 - Esforço axial instalado na laje em função do coeficiente de elasticidade tangencial

Assim sendo, uma vez que entre a laje e a camada de solos selecionados será aplicado filme de polietileno de espessura 0,4mm, o coeficiente de elasticidade tangencial entre a laje e o solo é bastante reduzido, tendo-se decidido adotar um valor de 5000kN/m³.

No gráfico da Figura 4.32 pode-se verificar que a variação do comprimento da laje é de cerca de 0,15 cm, valor que se pode comprovar na Figura 4.34 retirada do *Robot*.

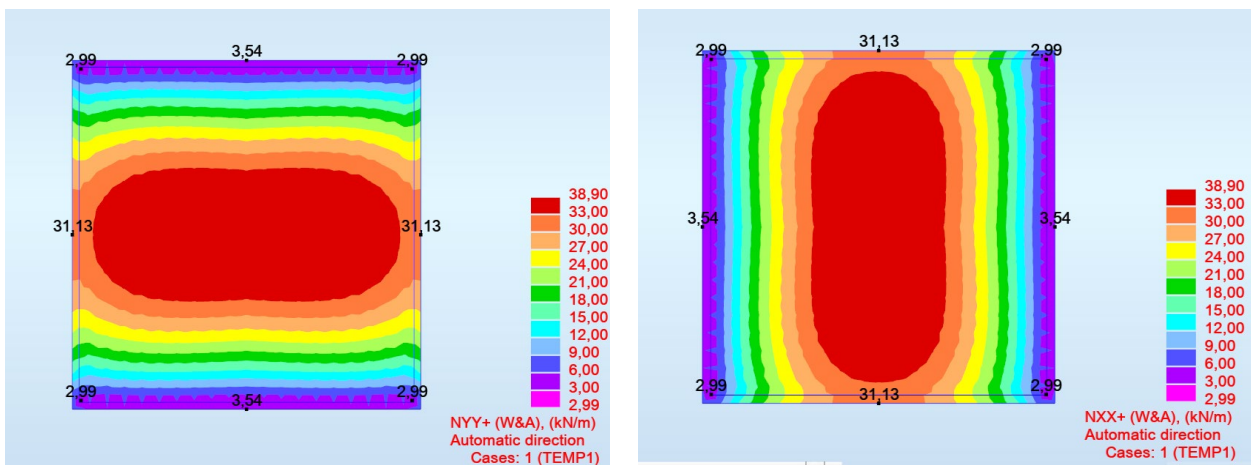


a) Valor dos deslocamentos na direção Y

b) Valor dos deslocamentos na direção X

Figura 4.34 – Valores da variação do comprimento da laje para um valor de Kx e Ky de 5000kN/m³

No gráfico da Figura 4.33 pode-se verificar que o esforço axial máximo instalado na laje é de cerca de 40kN, valor que se pode comprovar na Figura 4.35 retirada do *Robot*.



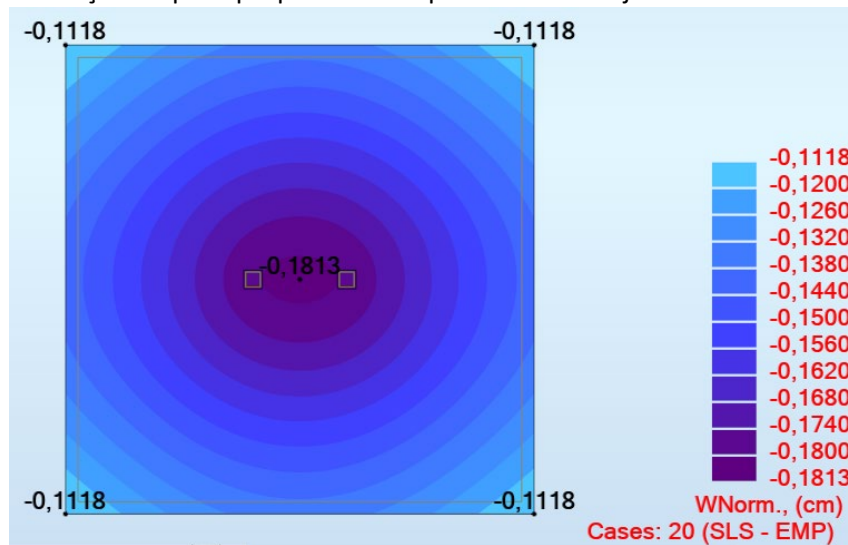
a) Valor do esforço axial na direção Y

b) Valor do esforço axial na direção X

Figura 4.35 - Valores do esforço axial da laje para um valor de Kx e Ky de 5000kN/m³

A tensão instalada na armadura $\sigma = \frac{N}{A_s} = \frac{40}{3,35 \cdot 10^{-4}} = 119,4$ MPa. Comparando este valor com o valor de tensão de cedência do aço S500 de 435 MPa, pode-se verificar que a armadura superior previamente determinada é suficiente para suportar uma variação de temperatura de 15 °C.

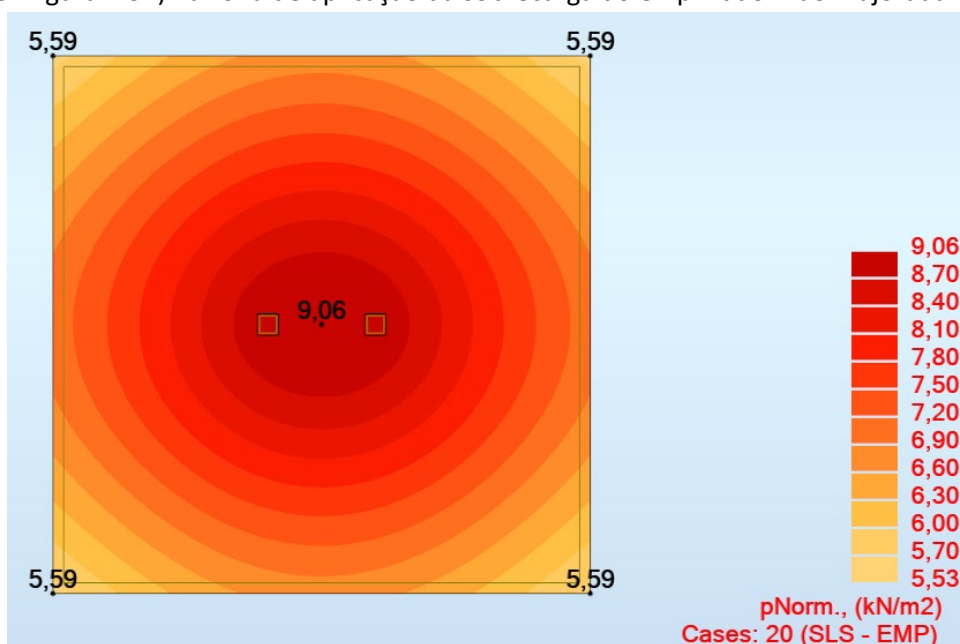
Foi também analisada a deformação da laje, cujo diagrama apresentado na Figura 4.36 foi obtido através do modelo realizado no *Robot* para os Estados Limite Serviço, considerando a combinação 20 que é a mais condicionante, com a ação do peso próprio e do empilhador não majorado.



Pode-se verificar que o deslocamento máximo vertical é de 0,1813cm no centro do painel e de 0,1118mm nas extremidades do painel. Assim sendo, a deformação máxima relativa é de cerca de 0,7mm que se dividirmos pelo vão considerado de 2,5m, é equivalente a uma deformação de $\frac{l}{3571}$ que pode ser considerado reduzido e aceitável.

4.7.2 Dimensionamento Geotécnico

Verificou-se que para o dimensionamento geotécnico, as tensões transmitidas ao solo são de cerca de 9 kPa (ver Figura 4.37) na zona de aplicação da sobrecarga do empilhador não majorada.



De modo a validar os valores de tensão transmitidas ao solo, foi determinada a tensão admissível do solo com recurso ao ábaco representado da figura abaixo, tendo-se verificado que para os valores de SPT obtidos nos ensaios geotécnicos de cerca de 6 pancadas a tensão admissível é de 50kPa (ver Figura 4.38). Assim sendo, conclui-se que a tensão transmitida ao solo de 9 kPa é inferior à tensão admissível do mesmo com valor de 50kPa, logo está verificada a segurança da laje.

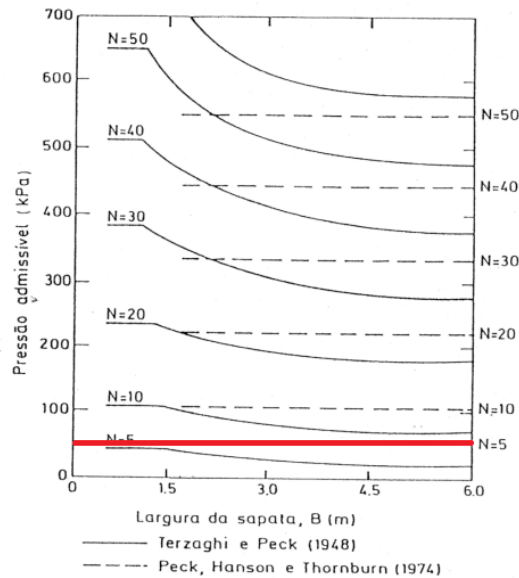


Figura 4.38 – Ábaco para determinar a tensão admissível do solo através do valor de SPT , citado por (Trigo, 2012)

4.7.3 Dimensionamento relativamente ao Punçoamento

Foi realizada a verificação relativamente à segurança ao punçoamento provocado pela carga do empilhador. Para tal, foi determinada o valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento da laje sem armadura de punçoamento ($v_{Rd,c}$) e obteve-se o valor total máximo de esforço transversal atuante ($V_{Ed,máx}$) (Félix, Estrutura de Betão, Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão 1 e 2, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2010). Este último valor foi comparado com a carga transmitida por eixo do empilhador.

Primeiramente foi determinado primeiro perímetro de controlo (u_1), referente à área de apoio do pneu do empilhador.

$$u_1 = 4 \times b + 2\pi \times 2d \tag{4.2}$$

Substituindo a expressão 4.2 pelas dimensões da laje em estudo, obtém-se $u_1 = 2,68m$.

De seguida calculou-se $v_{Rd,c}$, através da seguinte expressão:

$$v_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \tag{4.3}$$

Em que:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (4.4)$$

ρ_l – Taxa de armadura longitudinal da face tracionada da laje, que no caso de lajes térreas corresponde à face inferior;

f_{ck} – Valor característico da resistência à compressão do betão;

d – Altura útil da laje.

Substituindo nas expressões 4.3 e 4.4 os parâmetros definidos previamente, verificou-se que

$v_{Rd,c} = 0,553$ MPa e $v_{min} = 0,586$ MPa, assim sendo, o valor de cálculo da resistência ao punçoamento é de 0,586 MPa.

O valor de $v_{Ed,máx}$ é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Ed,máx} = \frac{u_1 d v_{Rd,c}}{\beta} \quad (4.5)$$

Em que:

β – Fator de agravamento da resultante do esforço de punçoamento para ter em atenção o efeito desfavorável da existência de eventuais momentos fletores. Neste caso, na ausência de momentos fletores, adotou-se o valor igual a 1.

Substituindo na expressão 4.5 os parâmetros previamente definidos, obteve-se $V_{Ed,máx} = 235,57$ kN.

Assim sendo, pode-se concluir que a carga transmitida por eixo do empilhador de 31,5kN é inferior ao esforço transversal resistente relativamente ao punçoamento da laje com um valor de 235,87 kN, comprovando-se assim a segurança relativamente ao punçoamento.

4.8 REGISTO FOTOGRÁFICO DA FASE DE EXECUÇÃO

Na fase final do estágio, foi possível acompanhar o início dos trabalhos de execução do pavimento térreo da refinaria.

Por motivos de não parar a produção da refinaria, o dono de obra optou por executar o novo pavimento faseadamente.

A Figura 4.39 apresenta o início dos trabalhos de uma secção do pavimento da refinaria. Verificou-se que a sobreposição das armaduras era insuficiente pelo que o dono de obra foi alertado e a situação ficou regularizada.



Figura 4.39 – Colocação da armadura inferior do pavimento térreo da refinaria

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

O estágio realizado revelou-se enriquecedor, uma vez que a estudante foi inserida na equipa de projeto e acompanhou todas as fases do projeto de execução, tendo adquirido novas capacidades e conhecimentos que serão uma mais-valia no mercado de trabalho, nomeadamente na cooperação com outros profissionais da mesma área. Permiteu constatar ainda que é muito importante compatibilizar os aspetos teóricos com as condicionantes de cada projeto para deste modo ir de encontro às exigências da obra.

A possibilidade de participar em diversos projetos permitiu efetuar o dimensionamento e a análise estrutural de estruturas distintas e com requisitos distintos do Dono de Obra. O projeto da estrutura metálica da *Polisport* permitiu abordar a questão da instabilidade dos elementos metálicos relativamente aos Estados Limites Últimos e de Serviço, sendo que este dimensionamento é dinâmico, uma vez que foram efetuados ajustes ao longo do dimensionamento. Constatou-se que a ação do vento foi condicionante no dimensionamento da solução estrutural e que a legislação atualmente em vigor relativamente ao dimensionamento da ação do vento (NP EN 1991-1-4, 2010) e do sismo (NP EN 1998-1, 2010) é mais condicionante no dimensionamento das soluções estruturais comparativamente à legislação previamente utilizada (RSA, 1983).

O projeto do pavimento térreo da refinaria permitiu acompanhar todo o processo de inspeção e de avaliação do existente assim como a tomada de decisão acerca da melhor solução de intervenção, tendo-se optado pela reconstrução do pavimento.

Desenvolveram-se análises da nova solução estrutural, tendo em vista a avaliação do efeito da retração e das variações de temperatura assim como do punçoamento devido às cargas do empilhador. Verificou-se que os esforços dos momentos fletores devido à combinação da sobrecarga do empilhador com o peso próprio da laje foi condicionante no dimensionamento da armadura inferior e que a superior foi dimensionada pela armadura mínima imposta pela norma (NP EN 1992-1-1, 1992).

Conclui-se ainda que é essencial que um Engenheiro Civil continue a apostar na obtenção de novos conhecimentos ao longo do percurso profissional nomeadamente relativamente a softwares de cálculo, uma vez que vão surgindo novos softwares no mercado cada vez mais especializados que tornam o dimensionamento de novas soluções estruturais mais rápido e com menores margens de erro de cálculo. Salienta-se ainda que é imprescindível efetuar uma validação dos resultados do software de forma crítica, atendendo a que por vezes são inseridos dados incorretos por lapso ou as versões de software não são as mais adequadas ao problema em análise e podem induzir o utilizador em erro.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Em termos de desenvolvimentos futuros, este trabalho pode ser complementado com estudos não abordados no presente relatório, nomeadamente o dimensionamento da estrutura metálica tendo em conta a ação do vento de acordo com a norma (NP EN 1991-1-4, 2010) e a análise das adaptações necessárias relativamente à solução apresentada neste trabalho. Fica também a sugestão da realização da verificação da segurança de outros elementos da estrutura.

Sugere-se ainda o desenvolvimento de uma análise mais aprofundada sobre os pavimentos térreos industriais, uma vez que existe pouca informação disponível e tem-se verificado que a definição de soluções estruturais que não têm em conta as condicionantes específicas de cada indústria, causa paragens na produção devido ao mau estado de conservação dos pavimentos que acarretam custos elevados às empresas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arede, A., & Delgado, R. (2011). *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. Porto.
- Barros, H., Figueiras, J., & Ferreira, C. (2020). *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*. Porto: U.Porto Press.
- Eleven Steps . (2022). *Eleven Steps Consultores de Engenharia*. Obtido de <https://www.elevensteps.pt/>
- Eleven Steps. (2022). *Projeto de execução*.
- Félix, C. (2010). *Estrutura de Betão, Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão 1 e 2, Instituto Superior de Engenharia do Porto*. Porto.
- Félix, C. (2015). *Projeto de Estruturas de Aço - Compressão*. Porto.
- Fernandes, M. d. (1995). *Mecânica dos solos. II Volume*.
- Google Earth. (2022). Obtido de Google Earth.
- Kardex Portugal. (2022). *Polisport - Kardex Shuttle XP 500*. Obtido de <https://www.kardex.com/es/tecnologia/por-familia-de-productos/vertical-lift-module>
- NP EN 1990. (2009). Em *Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1991-1-1. (2009). Em *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-1: Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1991-1-4. (2010). Em *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções gerais, Acções do vento,*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1992-1-1. (1992). Em *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1993-1-1. (2010). Em *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1998-1. (2010). Em *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

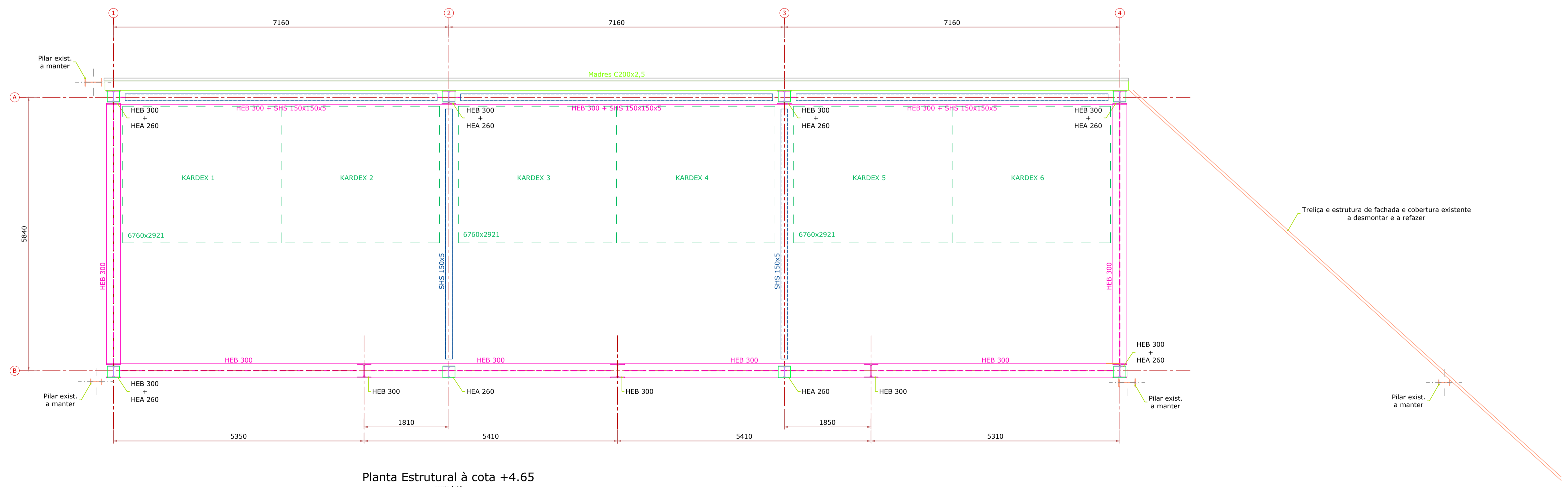
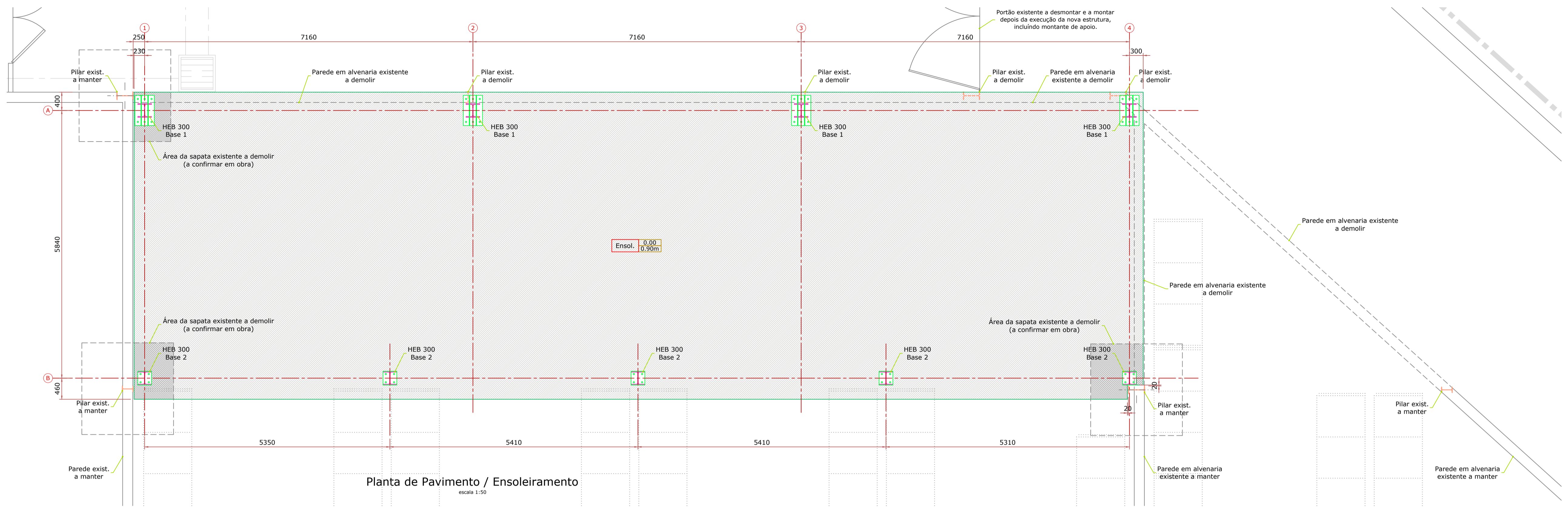
REAE. (1986). Em *Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios*. Lisboa: Ministério da Habitação, Obras Públicas, Transportes e Comunicações.

RSA. (1983). Em *Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes*. Lisboa: Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.

Santos, J. C. (2014). *Pavimentos Têrreos Industriais - Aspetos relevantes ligados À conceção, dimensionamento e às tecnologias de execução*. Porto.

Trigo, J. F. (2012). *Formulário Fundações e Estruturas de Suporte*. Porto.

ANEXO I – PEÇAS DESENHADAS – ESTRUTURA METÁLICA DO ARMAZÉM



ESPECIFICAÇÕES DE PROJECTO	
[Eurocódigo 2 - ENV 1992-1-1]	
Vida útil da estrutura	50 anos [Artigo 4º - DL301/2007, DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe estrutural	CLASSE 4 [DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe de inspeção	CLASSE 2 [ANEXO G - NP ENV 13670-1:2007]
Tolerâncias	Tolerâncias geométricas de acordo com o Ponto 10, da NP ENV 13670-1:2007

QUADRO DE MATERIAIS - BETÃO DE COMPORTAMENTO ESPECIFICADO								
[Ponto 11 - NP EN 206-1:2007]								
Elemento Estrutural	Referência Normativa	Classe de Resistência	Exposição Ambiental	Teor Máximo de Cloreto	Máxima dim. do agregado Máx [mm]	Classe de Abaixamento [consistência]	Rec. Nominal Cnom [mm]	Valores limite de Composição do Betão
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0	CL1.0	Dmax20	--	--	LNEC E464-2007
Ensoleiramento	NP EN206-1	C25/30	XC2	CL0.2	Dmax25	S3	50	LNEC E464-2007
Betões	Deverão ser cumpridas as especificações LNEC E461-2007, E464-2007, E465-2007, E467-2006							
Espaçadores	Deverão ser cumpridas todas as especificações da E469-2006, não sendo permitido o uso de espaçadores plásticos.							

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS ARMADURAS	
[Ponto 11 - NP EN 206-1:2007]	
Comprimento de Amarração (Lb)	40 x Ø (armaduras inferiores - boas condições de aderência) 60 x Ø (outras armaduras - outras condições de aderência)
Comprimento de Sobreposição (Ls)	1,4 x Lb (em cada secção não se poderão sobrepor mais de 50% de varões)
Diâmetro mínimo de dobragem	4 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro igual ou inferior a 16mm) 7 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro superior a 16mm)

QUADRO DE MATERIAIS - AÇO		
Armaduras passivas	A500NR	[Norma EN 10080]
Chumbadouros	10.9	[DIN 6914 E DIN 6915]
Parafusos	8.8	[DIN 6914 E DIN 6915]
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	[Norma EN 10025]
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J2H	[Norma EN 10210-1]
Aços	Diâmetros de dobragem de acordo com o Eurocódigo 2 - [ENV 1992-1-1]	
Soldadura	O valor do cordão de soldadura será 0.7 da menor espessura a soldar O eléctrodo de soldadura a utilizar deverá ser do tipo E.7018-G (AWS)	

- NOTAS GERAIS :
- Todas as cotas deverão ser confirmadas com o proj. de Arquitectura
 - O projecto apresentado deverá ser compatibilizado com os projectos das restantes especialidades.
 - Antes de cada betonagem o empreiteiro deverá assegurar-se que não existem redes técnicas, courretes ou vazamentos a integrar nos elementos a betonar.
 - Quando não detalhadas, todas as amarrações e emendas a executar nas armaduras ordinárias, redes electrosoldadas e armaduras pré-esforçadas devem seguir as normas em vigor, nomeadamente EC2 e REBAP.
 - Todos os elementos enterrados deverão ser impermeabilizados com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa, do tipo "IMPERKOTE" ou equivalente.
 - Cotas e medidas expressas em MILÍMETROS, excepto quando indicação em contrário.
 - Nas superfícies de ligação entre o betão novo e o existente, este deve ser picado e limpo antes da aplicação de uma cola estrutural com base em resinas epoxi.
 - Sempre que possível deve ser deixada uma pequena alheta entre as zonas de betão novo e o existente, por forma a evitar que eventuais fissurações se concentrem nessa zona.
 - Todas as ligações não especificadas serão soldadas ou a propor pelo empreiteiro.
 - O momento de aperto dos parafusos deverá seguir o estipulado nos Eurocódigos Estruturais.

Revisão	Descrição	Data
0	EMISSÃO PARA EXECUÇÃO	2022.04.08

Projectista



E-mail: iperplano@iperplano.pt
www.iperplano.pt

E-mail: geral@elevensteps.pt
www.elevensteps.com

Projecto: Ampliação de Instalação Industrial - Kardex
Av. Ferreira de Castro - Oliveira de Azeméis

Especialidade: ESTRUTURAS

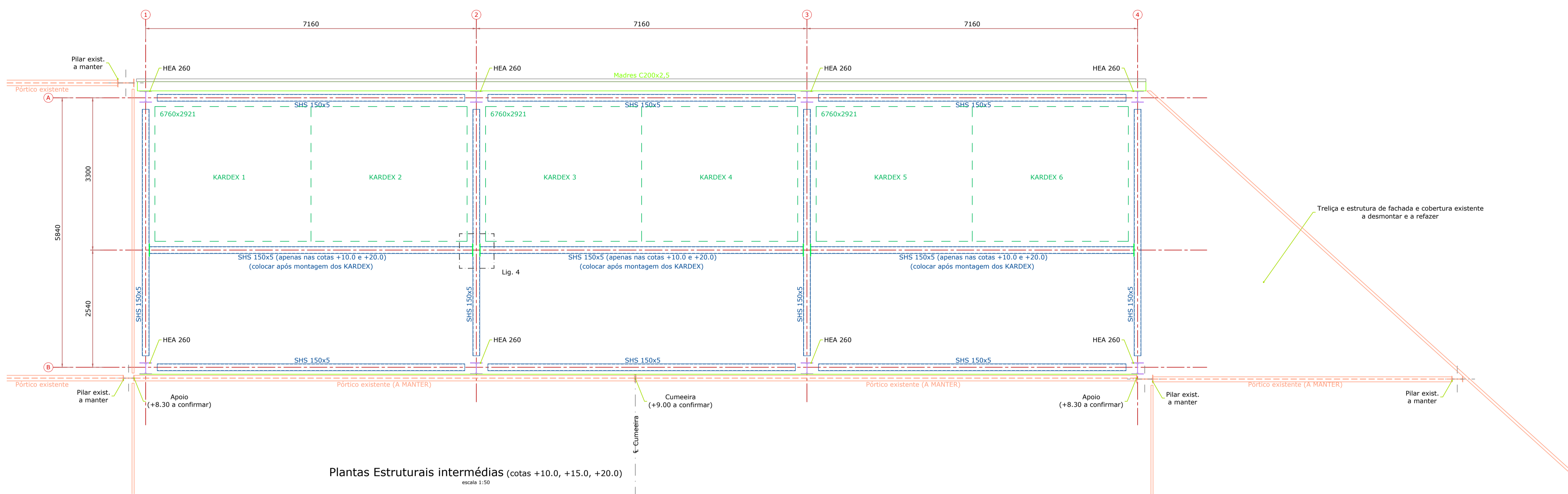
Fase: EXECUÇÃO

Planta: PLANTA DE PAVIMENTO/ENSOLEIRAMENTO.
PLANTA ESTRUTURAL À COTA +5.00

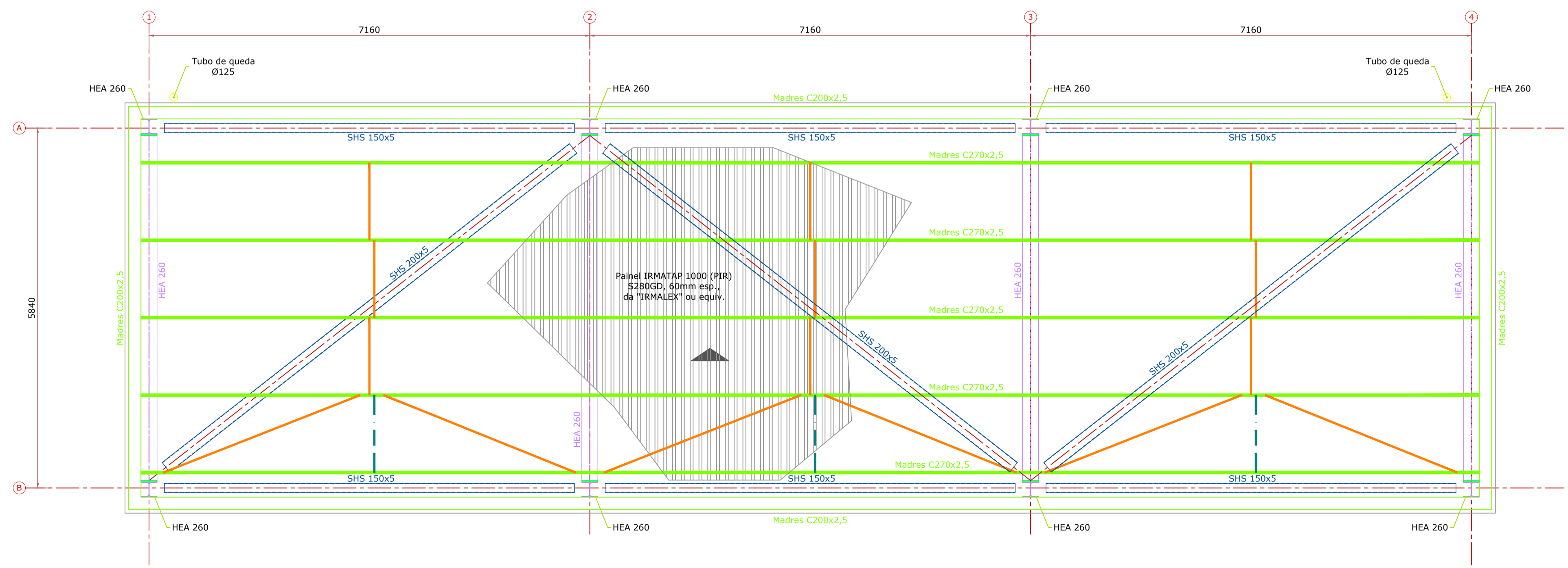
Projectista: Tiago Domingues
Desenhista: Paulo Miranda

Escalas: 1:50

Nº Projecto: 286_PE.EST-102.R0



Plantas Estruturais intermédias (cotas +10.0, +15.0, +20.0) escala 1:50



Planta Estrutural à cota +22.30 escala 1:50

Legenda:
— - Contraventamento madres Varão Ø12
- - - - Contraventamento madres Cant. L 60.6

ESPECIFICAÇÕES DE PROJECTO	
[Eurocódigo 2 - ENV 1992-1-1]	
Vida útil da estrutura	50 anos [Artigo 4º - DL301/2007, DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe estrutural	CLASSE 4 [DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe de inspeção	CLASSE 2 [ANEXO G - NP ENV 13670-1:2007]
Tolerâncias	Tolerâncias geométricas de acordo com o Ponto 10, da NP ENV 13670-1 2007

QUADRO DE MATERIAIS - BETÃO DE COMPORTAMENTO ESPECIFICADO								
[Ponto 11 - NP EN 206-1:2007]								
Elemento Estrutural	Referência Normativa	Classe de Resistência	Exposição Ambiental	Teor Máximo de Cloretos	Máxima dim. do agregado Máx [mm]	Classe de Abaixamento [consistência]	Rec. Nominal Cnom [mm]	Valores limite de Composição do Betão
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0	CL1.0	Dmax20	--	--	LNEC E464-2007
Ensoleiramento	NP EN206-1	C25/30	XC2	CL0.2	Dmax25	S3	50	LNEC E464-2007
Betões	Deverão ser cumpridas as especificações LNEC E461-2007, E464-2007, E465-2007, E467-2006							
Espaçadores	Deverão ser cumpridas todas as especificações da E469-2006, não sendo permitido o uso de espaçadores plásticos.							

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS ARMADURAS	
Comprimento de Amarração (Lb)	40 x Ø (armaduras inferiores - boas condições de aderência) 60 x Ø (outras armaduras - outras condições de aderência)
Comprimento de Sobreposição (Ls)	1,4 x Lb (em cada secção não se poderão sobrepor mais de 50% de varões)
Diâmetro mínimo de dobragem	4 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro igual ou inferior a 16mm) 7 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro superior a 16mm)

QUADRO DE MATERIAIS - AÇO		
Armaduras passivas	A500NR	[Norma EN 10080]
Chumbadouros	10.9	[DIN 6914 E DIN 6915]
Parafusos	8.8	[DIN 6914 E DIN 6915]
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	[Norma EN 10025]
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J2H	[Norma EN 10210-1]
Aços	Diâmetros de dobragem de acordo com o Eurocódigo 2 - [ENV 1992-1-1]	
Soldadura	O valor do cordão de soldadura será 0.7 da menor espessura a soldar O eléctrodo de soldadura a utilizar deverá ser do tipo E.7018-G (AWS)	

NOTAS GERAIS :
 - Todas as cotas deverão ser confirmadas com o proj. de Arquitectura
 - O projecto apresentado deverá ser compatibilizado com os projectos das restantes especialidades.
 - Antes de cada betonagem o empreiteiro deverá assegurar-se que não existem redes técnicas, courrettes ou vazamentos a integrar nos elementos a betonar.
 - Quando não detalhadas, todas as amarrações e emendas a executar nas armaduras ordinárias, redes electrosoldadas e armaduras pré-esforçadas devem seguir as normas em vigor, nomeadamente EC2 e REBAP.
 - Todos os elementos enterrados deverão ser impermeabilizados com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa, do tipo "IMPERKOTE" ou equivalente.
 - Cotas e medidas expressas em MILÍMETROS, excepto quando indicação em contrário.
 - Nas superfícies de ligação entre o betão novo e o existente, este deve ser picado e limpo antes da aplicação de uma cola estrutural com base em resinas epoxi.
 - Sempre que possível deve ser deixada uma pequena alheta entre as zonas de betão novo e o existente, por forma a evitar que eventuais fissurações se concentrem nessa zona.
 - Todas as ligações não especificadas serão soldadas ou a propor pelo empreiteiro.
 - O momento de aperto dos parafusos deverá seguir o estipulado nos Eurocódigos Estruturais.

Revisão	Descrição	Data
0	EMISSÃO PARA EXECUÇÃO	2022.04.08





Projecto
 Ampliação de Instalação Industrial - Kardex
 Av. Ferreira de Castro - Oliveira de Azeméis

Execução
 ESTRUTURAS

Execução
 EXECUÇÃO

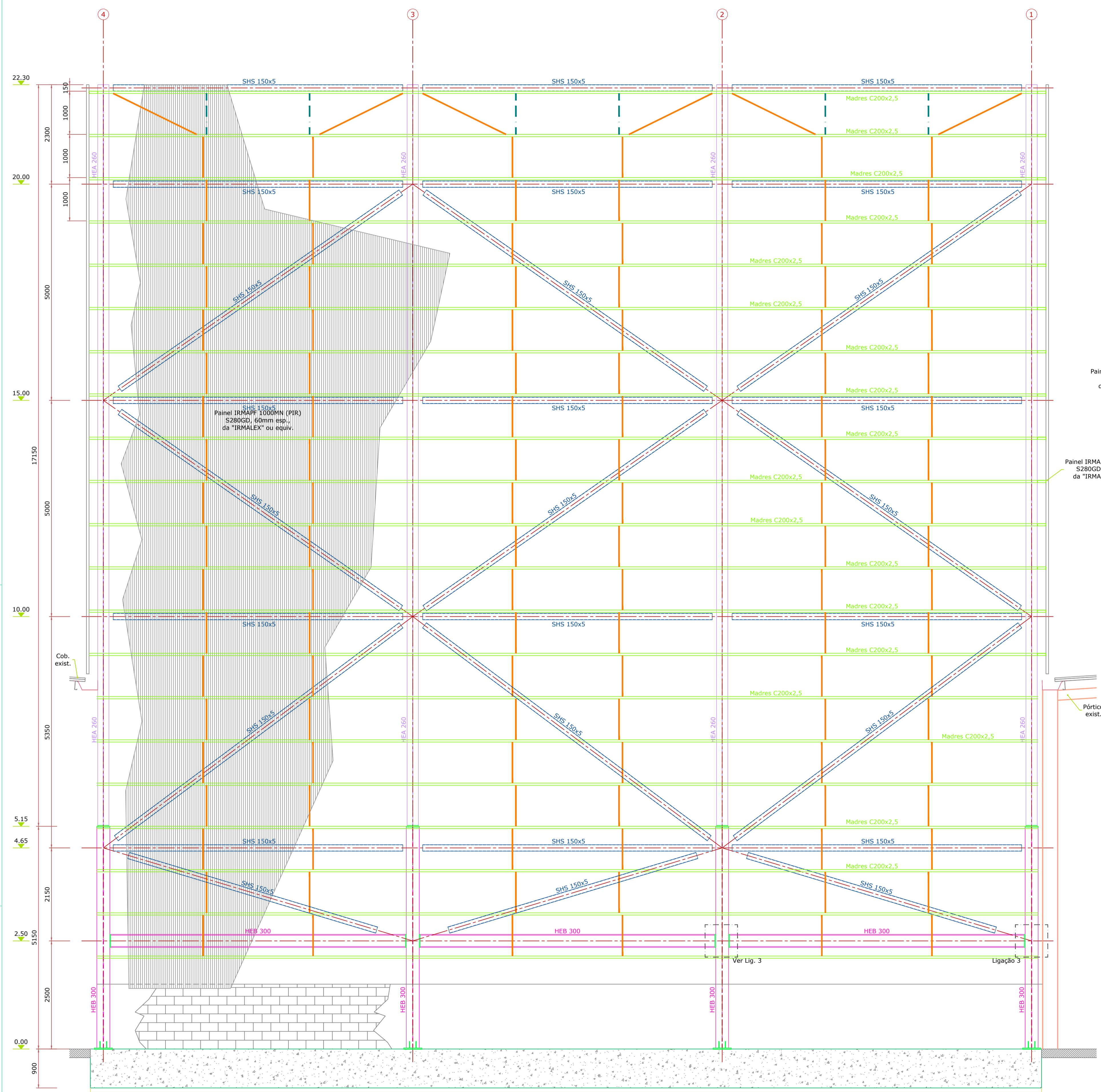
Projecto
 PLANTAS ESTRUTURAIS INTERMÉDIA E À COTA 22.30

Projecto
 Tiago Domingues

Projecto
 Paulo Miranda

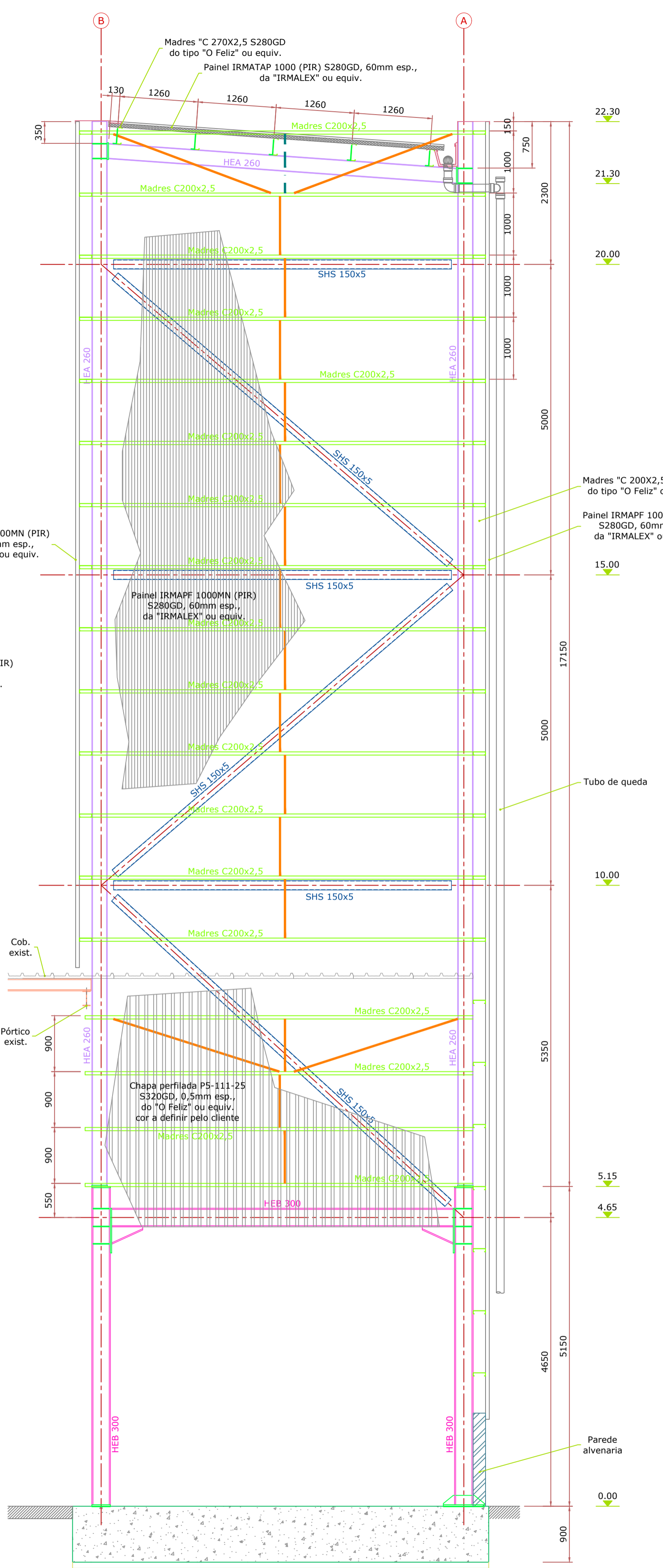
Projecto
 Escalas 1:50

AL por (P10 x 180mm)



Alçado pelo alinhamento A
Descrição adicional
escala 1:50

- Legenda:**
- Contraventamento madres Varão Ø12
 - Contraventamento madres Cant. L 60.6



Corte pelos alinham. 1 e 4
Descrição adicional
escala 1:50

ESPECIFICAÇÕES DE PROJECTO
[Eurocódigo 2 - ENV 1992-1-1]

Vida útil da estrutura	50 anos [Artigo 4º - DL301/2007, DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe estrutural	CLASSE 4 [DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe de inspecção	CLASSE 2 [ANEXO G - NP EN 13670-1:2007]
Tolerâncias	Tolerâncias geométricas de acordo com o Ponto 10, da NP EN 13670-1:2007

QUADRO DE MATERIAIS - BETÃO DE COMPORTAMENTO ESPECIFICADO
[Ponto 11 - NP EN 206-1:2007]

Elemento Estrutural	Referência Normativa	Classe de Exposição Ambiental	Torç. Máximo C/oretos	Máxima dim. do agregado Máx [mm]	Classe de Abatimento [consistência]	Rec. Nominal C/nom [mm]	Valores limite de Composição do Betão
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0	CL.0	Dmax20	--	LNEC E464-2007
Ensoleiramento	NP EN206-1	C25/30	XC2	CL.0.2	Dmax25	S3	LNEC E464-2007

Betões Deverão ser cumpridas as especificações LNEC E461-2007, E464-2007, E465-2007, E467-2006
Espaçadores Deverão ser cumpridas todas as especificações da E469-2006, não sendo permitido o uso de espaçadores plásticos.

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS ARMADURAS

Comprimento de Amarração (Lb)	40 x Ø (armaduras inferiores - boas condições de aderência) 60 x Ø (outras armaduras - outras condições de aderência)
Comprimento de Sobreposição (Ls)	1,4 x Lb (em cada secção não se poderão sobrepor mais de 50% de varões)
Diâmetro mínimo de dobragem	4 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro igual ou inferior a 16mm) 7 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro superior a 16mm)

QUADRO DE MATERIAIS - AÇO

Armaduras passivas	A500NR	[Norma EN 10080]
Chumbadouros	10.9	[DIN 6914 E DIN 6915]
Parafusos	8.8	[DIN 6914 E DIN 6915]
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	[Norma EN 10025]
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J2H	[Norma EN 10210-1]

Aços Diâmetros de dobragem de acordo com o Eurocódigo 2 - [ENV 1992-1-1]
Soldadura O valor do cordão de soldadura será 0.7 da menor espessura a soldar
O electrodo de soldadura a utilizar deverá ser do tipo E.7018-G (AWS)

- NOTAS GERAIS :**
- Todas as cotas deverão ser confirmadas com o proj. de Arquitetura
 - O projecto apresentado deverá ser compatibilizado com os projectos das restantes especialidades.
 - Antes de cada betonagem o empreiteiro deverá assegurar-se que não existem redes técnicas, c/ourettes ou vazamentos a integrar nos elementos a betonar.
 - Quando não detalhadas, todas as amarrações e emendas a executar nas armaduras ordinárias, redes electrosoldadas e armaduras pré-estofadas devem seguir as normas em vigor, nomeadamente EC2 e REBAP.
 - Todos os elementos enterrados deverão ser impermeabilizados com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa, do tipo "IMPERKOTE" ou equivalente.
 - Cotas e medidas expressas em MILÍMETROS, excepto quando indicação em contrário.
 - Nas superfícies de ligação entre o betão novo e o existente, este deve ser picado e limpo antes da aplicação de uma cola estrutural com base em resinas epoxi.
 - Sempre que possível deve ser deixada uma pequena alheta entre as zonas de betão novo e o existente, por forma a evitar que eventuais fissurações se concentrem nessa zona.
 - Todas as ligações não especificadas serão soldadas ou a propor pelo empreiteiro.
 - O momento de aperto dos parafusos deverá seguir o estipulado nos Eurocódigos Estruturais.

0	EMISSÃO PARA EXECUÇÃO	2022.04.08
Revisão	Descrição	Data

Polisport

Projetistas

iperplano
E-mail: iperplano@iperplano.pt
www.iperplano.pt

ELEVEN STEPS
Consultores de Engenharia
E-mail: gne@elevensteps.pt
www.elevensteps.com

Projecto
Ampliação de Instalação Industrial - Kardex
Av. Ferreira de Castro - Oliveira de Azeméis

Especialidade
ESTRUTURAS

Fase
EXECUÇÃO

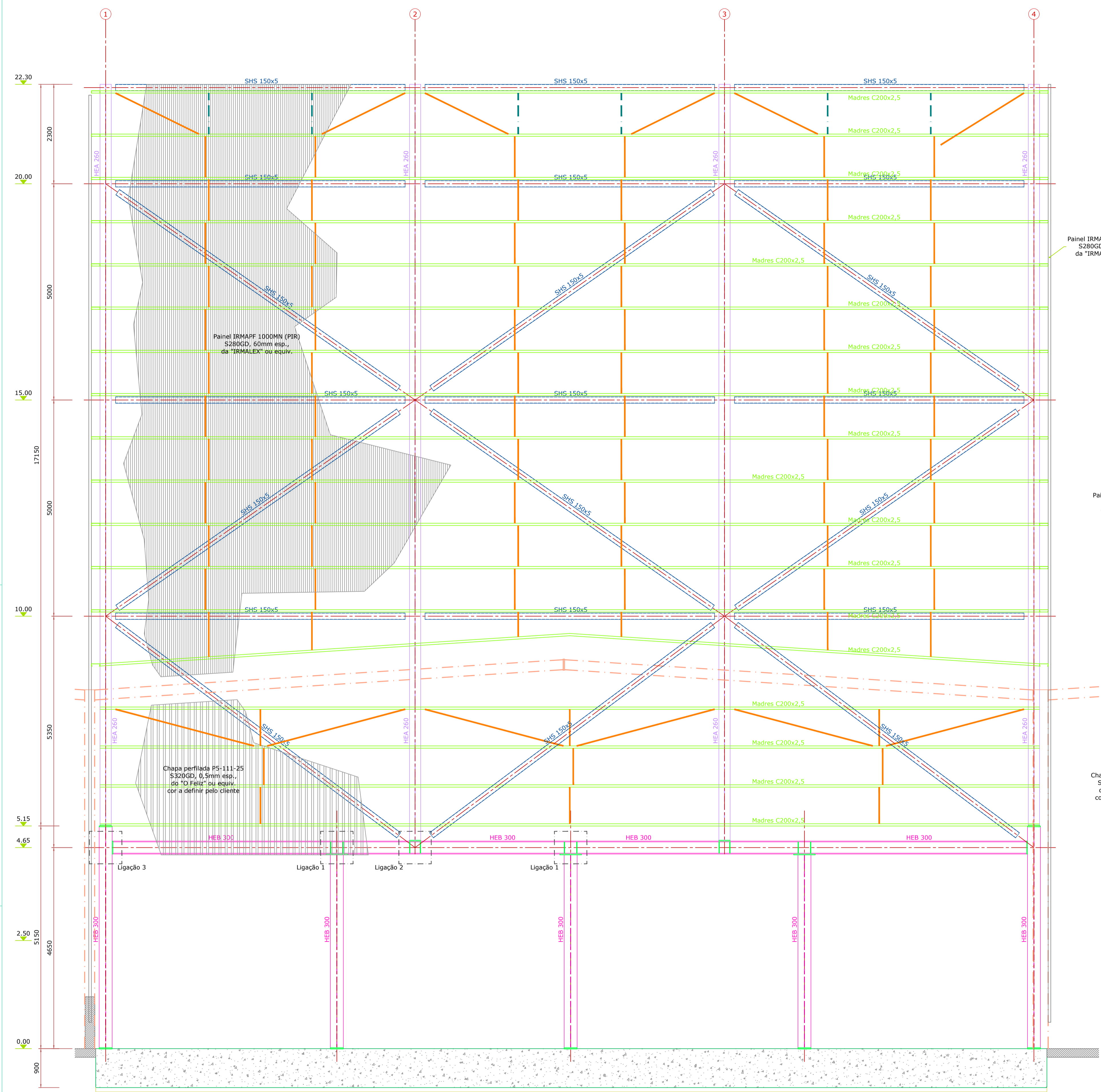
Projecto
ALÇADO DA FACHADA PELO ALINHAMENTO A.
CORTE PELOS ALINHAMENTOS 1 E 4

Execução
Tiago Domingues
Autor
Paulo Miranda
Escalas
1:50

Nº Projecto
286_PE.EST-104.R0

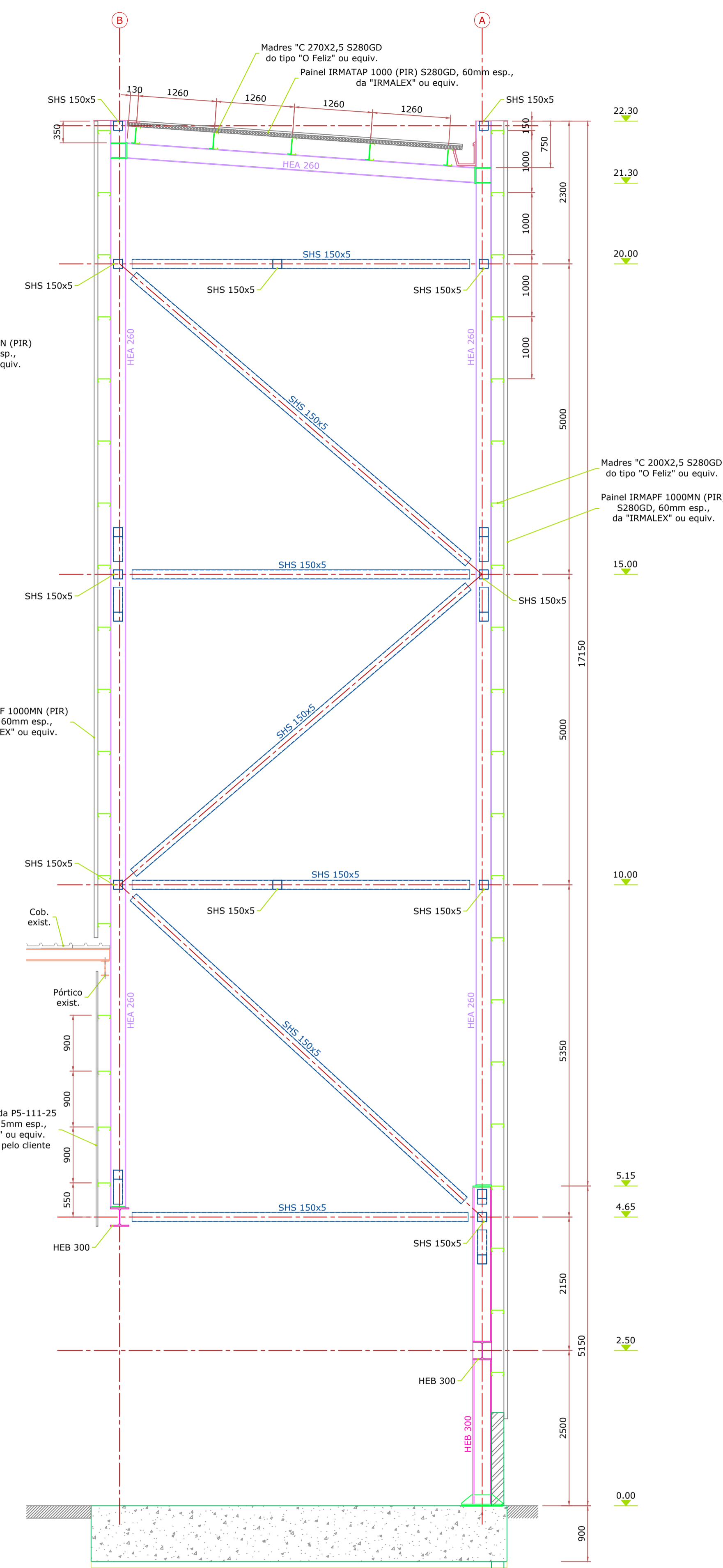
Este desenho é propriedade da ELEVEN STEPS - Consultores de Engenharia, Lda e está protegido pelos direitos de autor. Não podendo ser utilizado, reproduzido por todo ou em parte, ou comunicado a terceiros sem sua expressa autorização.

AL por (P10 x 100mm)



Alçado pelo alinhamento B
Descrição adicional
escala 1:50

Legenda:
 - - - - - Contraventamento madres Varão Ø12
 - - - - - Contraventamento madres Cant. L 60,6



Corte pelos alinh. 2 e 3
Descrição adicional
escala 1:50

ESPECIFICAÇÕES DE PROJECTO
[Eurocódigo 2 - ENV 1992-1-1]

Vida útil da estrutura	50 anos [Artigo 4º - DL301/2007, DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe estrutural	CLASSE 4 [DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe de inspeção	CLASSE 2 [ANEXO G - NP ENV 13670-1:2007]
Tolerâncias	Tolerâncias geométricas de acordo com o Ponto 10, da NP ENV 13670-1 2007

QUADRO DE MATERIAIS - BETÃO DE COMPORTAMENTO ESPECIFICADO
[Ponto 11 - NP EN 206-1:2007]

Elemento Estrutural	Referência Normativa	Classe de Resistência	Exposição Ambiental	Teor Máximo de Cloreto	Máxima dim. do agregado Máx [mm]	Classe de Abatimento [consistência]	Rec. Nominal [mm]	Valores limite de Composição do Betão
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0	CL1.0	Dmax20	--	--	LNEC E464-2007
Ensoleiramento	NP EN206-1	C25/30	XC2	CL0.2	Dmax25	S3	50	LNEC E464-2007

Betões Deverão ser cumpridas as especificações LNEC E461-2007, E464-2007, E465-2007, E467-2006
 Espaçadores Deverão ser cumpridas todas as especificações da E469-2006, não sendo permitido o uso de espaçadores plásticos.

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS ARMADURAS

Comprimento de Amarração (Lb)	40 x Ø (armaduras inferiores - boas condições de aderência) 60 x Ø (outras armaduras - outras condições de aderência)
Comprimento de Sobreposição (Ls)	1,4 x Lb (em cada secção não se poderão sobrepor mais de 50% de varões)
Diâmetro mínimo de dobragem	4 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro igual ou inferior a 16mm) 7 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro superior a 16mm)

QUADRO DE MATERIAIS - AÇO

Material	Designação	Norma
Armaduras passivas	A500NR	[Norma EN 10080]
Chumbadores	10.9	[DIN 6914 E DIN 6915]
Parafusos	8.8	[DIN 6914 E DIN 6915]
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	[Norma EN 10025]
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J2H	[Norma EN 10210-1]

Aços Diâmetros de dobragem de acordo com o Eurocódigo 2 - [ENV 1992-1-1]
 Soldadura O valor do cordão de soldadura será 0.7 da menor espessura a soldar
 O eléctrodo de soldadura a utilizar deverá ser do tipo E.7018-G (AWS)

- NOTAS GERAIS :**
- Todas as cotas deverão ser confirmadas com o proj. de Arquitetura
 - O projecto apresentado deverá ser compatibilizado com os projectos das restantes especialidades.
 - Antes de cada betonagem o empreiteiro deverá assegurar-se que não existem redes técnicas, courrettes ou vazamentos a integrar nos elementos a betonar.
 - Quando não detalhadas, todas as amarrações e emendas a executar nas armaduras ordinárias, redes electrosoldadas e armaduras pré-estorçadas devem seguir as normas em vigor, nomeadamente EC2 e REBAP.
 - Todos os elementos enterrados deverão ser impermeabilizados com duas demãos de emulsão betuminosa, do tipo "IMPERKOTE" ou equivalente.
 - Cotas e medidas expressas em MILÍMETROS, excepto quando indicação em contrário.
 - Nas superfícies de ligação entre o betão novo e o existente, este deve ser picado e limpo antes da aplicação de uma cola estrutural com base em resinas epoxi.
 - Sempre que possível deve ser deixada uma pequena alheta entre as zonas de betão novo e o existente, por forma a evitar que eventuais fissuras se concentrem nessa zona.
 - Todas as ligações não especificadas serão soldadas ou a propor pelo empreiteiro.
 - O momento de aperto dos parafusos deverá seguir o estipulado nos Eurocódigos Estruturais.

Revisto	Descrição	Data
0	EMISSÃO PARA EXECUÇÃO	2022.04.08

Projectista: iperplano
 E-mail: iperplano@iperplano.pt
 www.iperplano.pt

Projecto: Ampliação de Instalação Industrial - Kardex
 Av. Ferreira de Castro - Oliveira de Azeméis

Especialidade: **ESTRUTURAS**

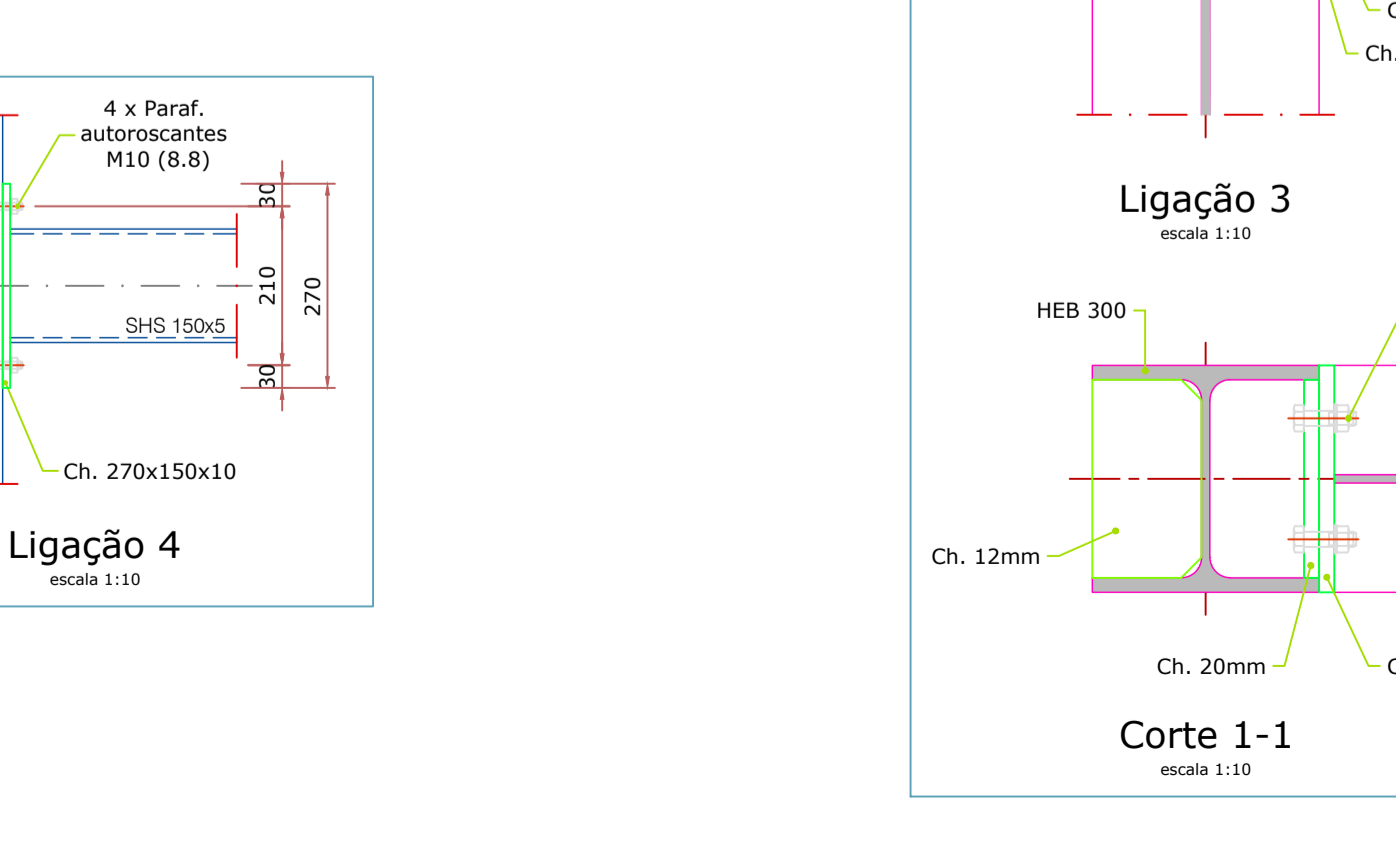
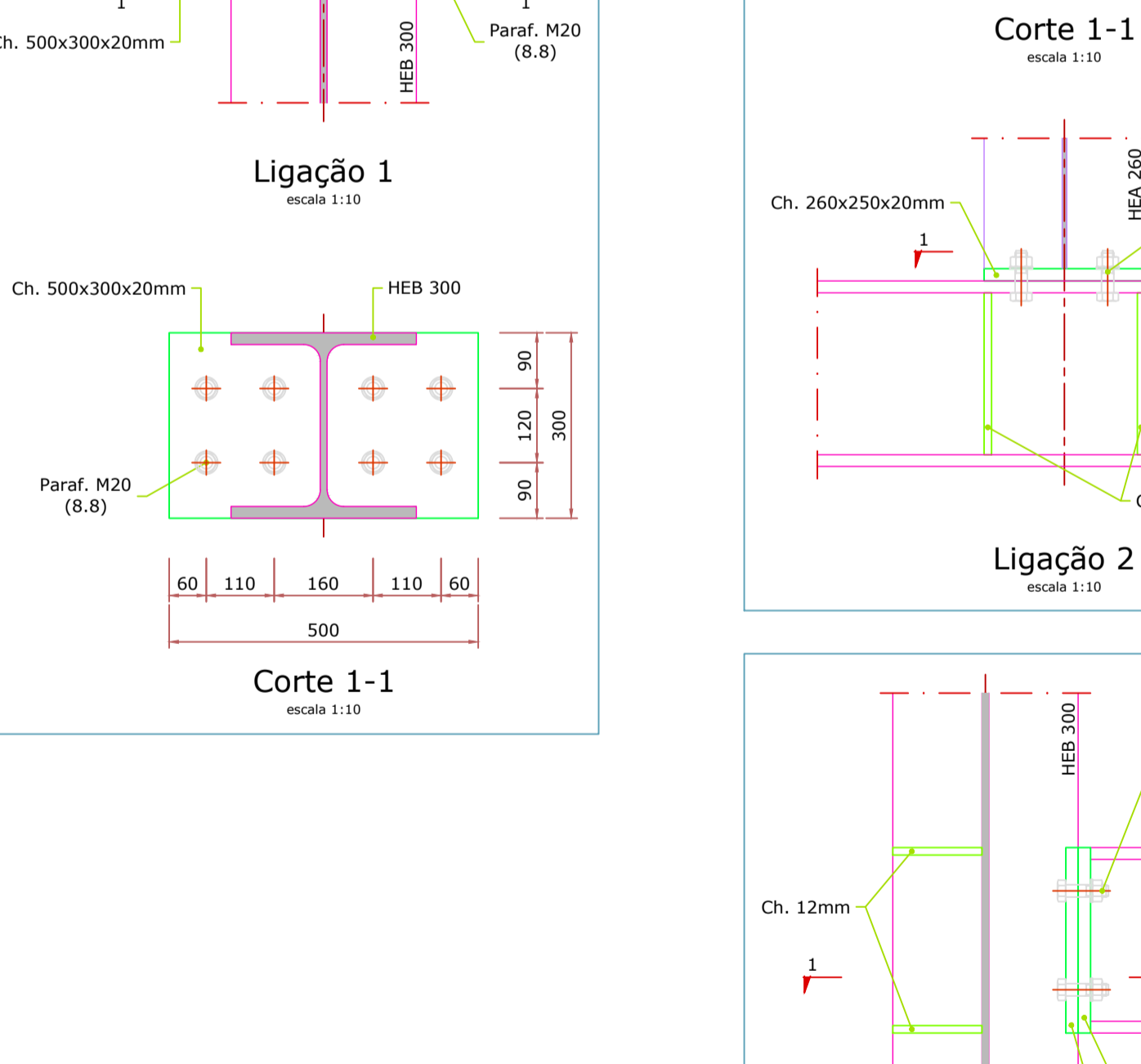
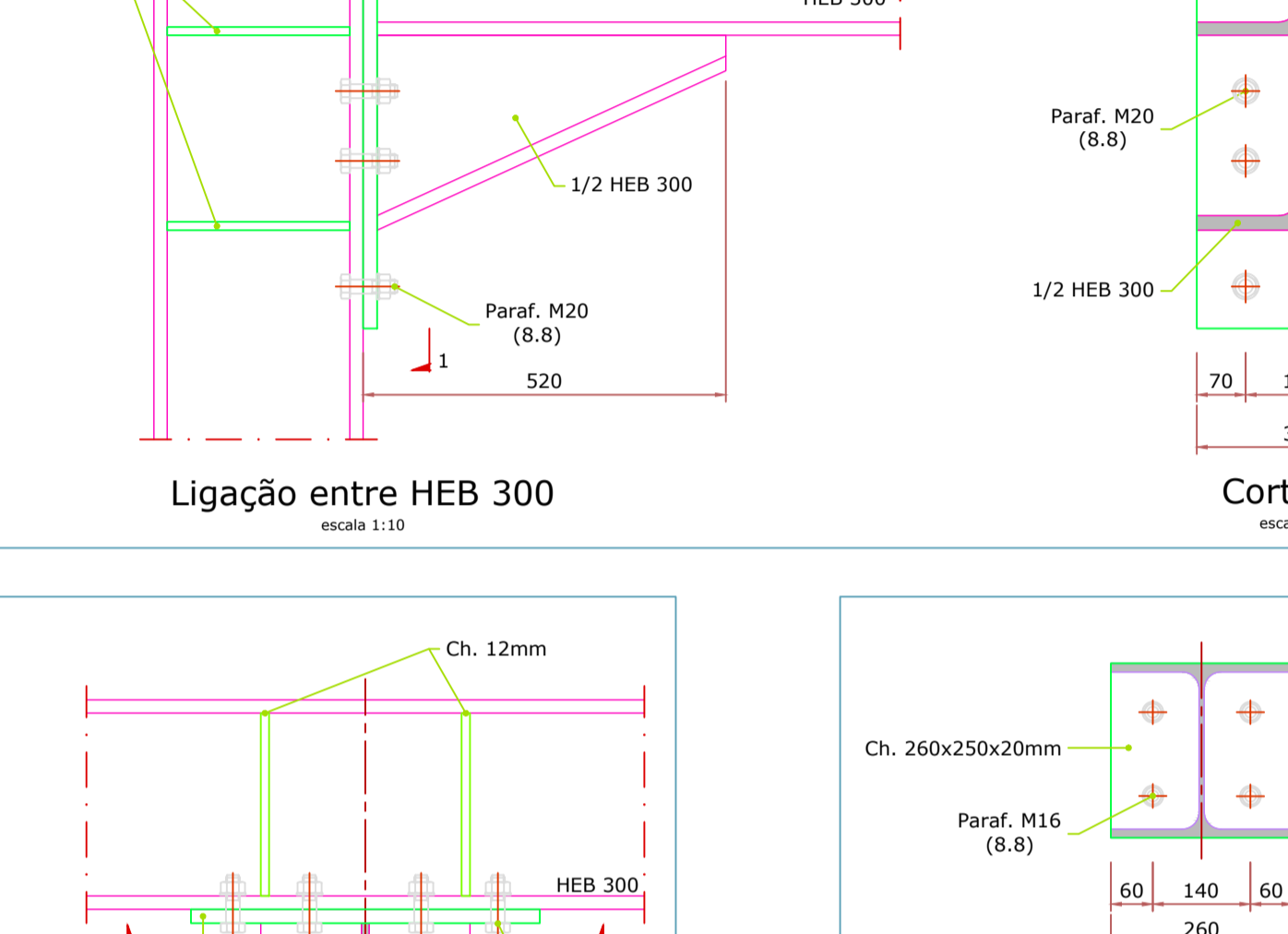
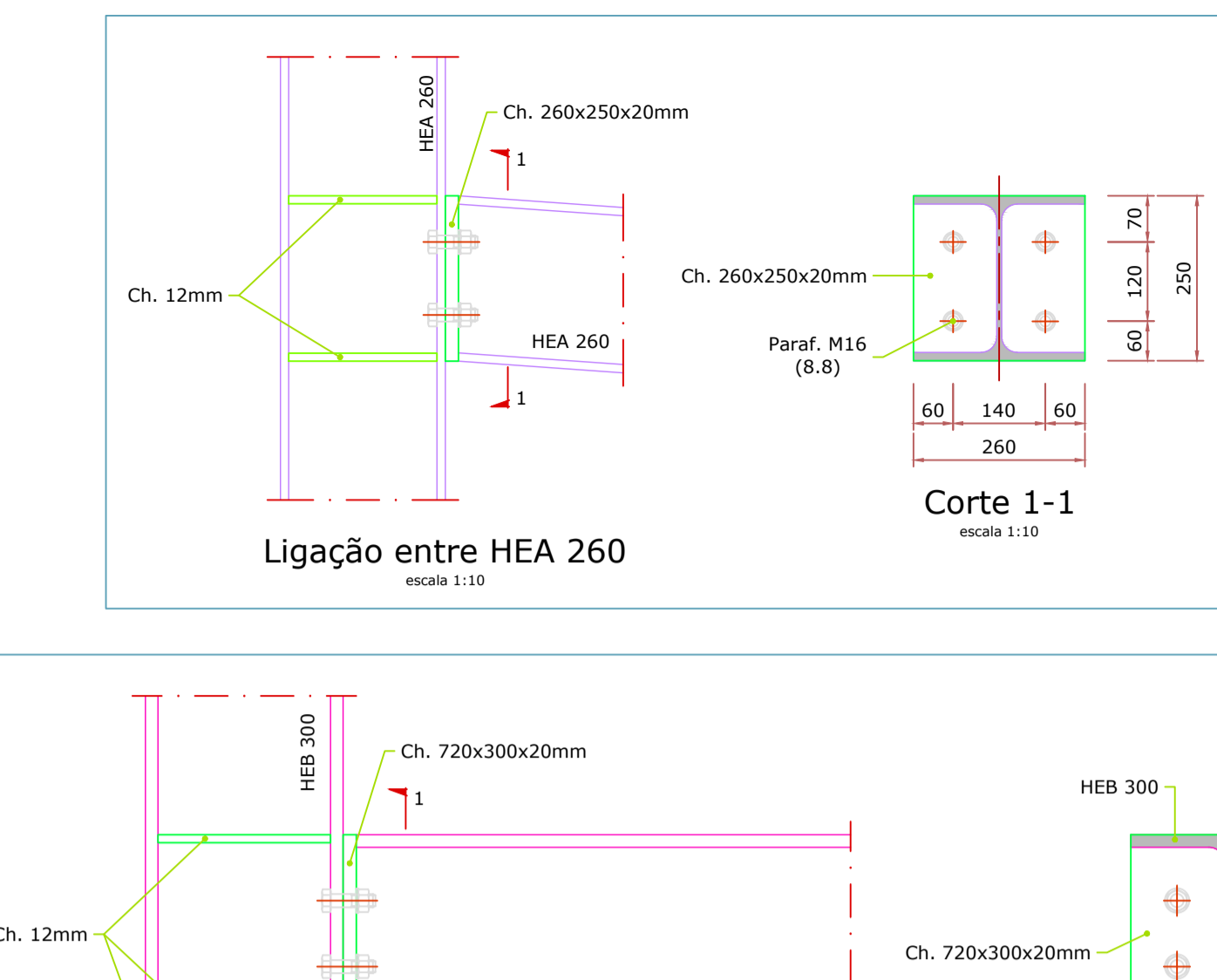
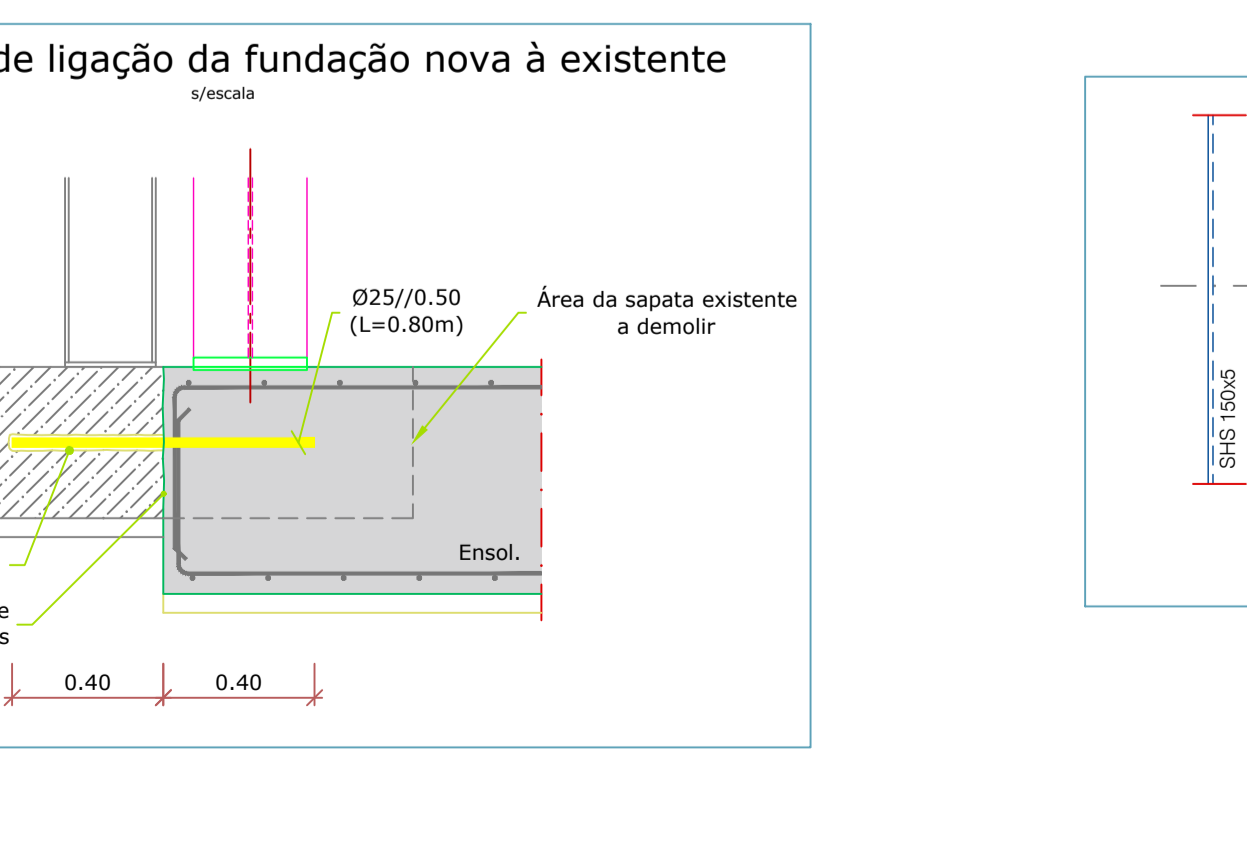
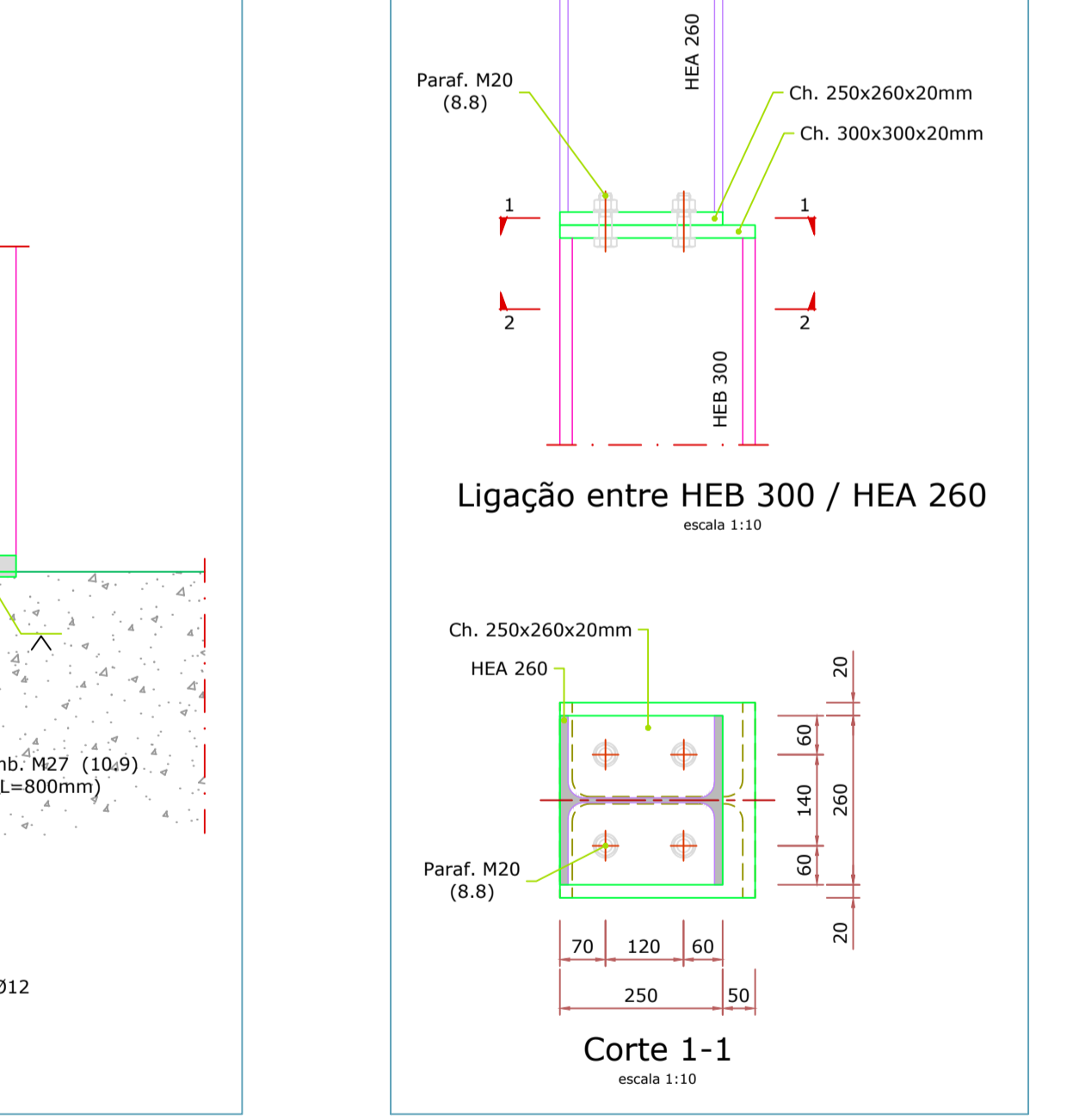
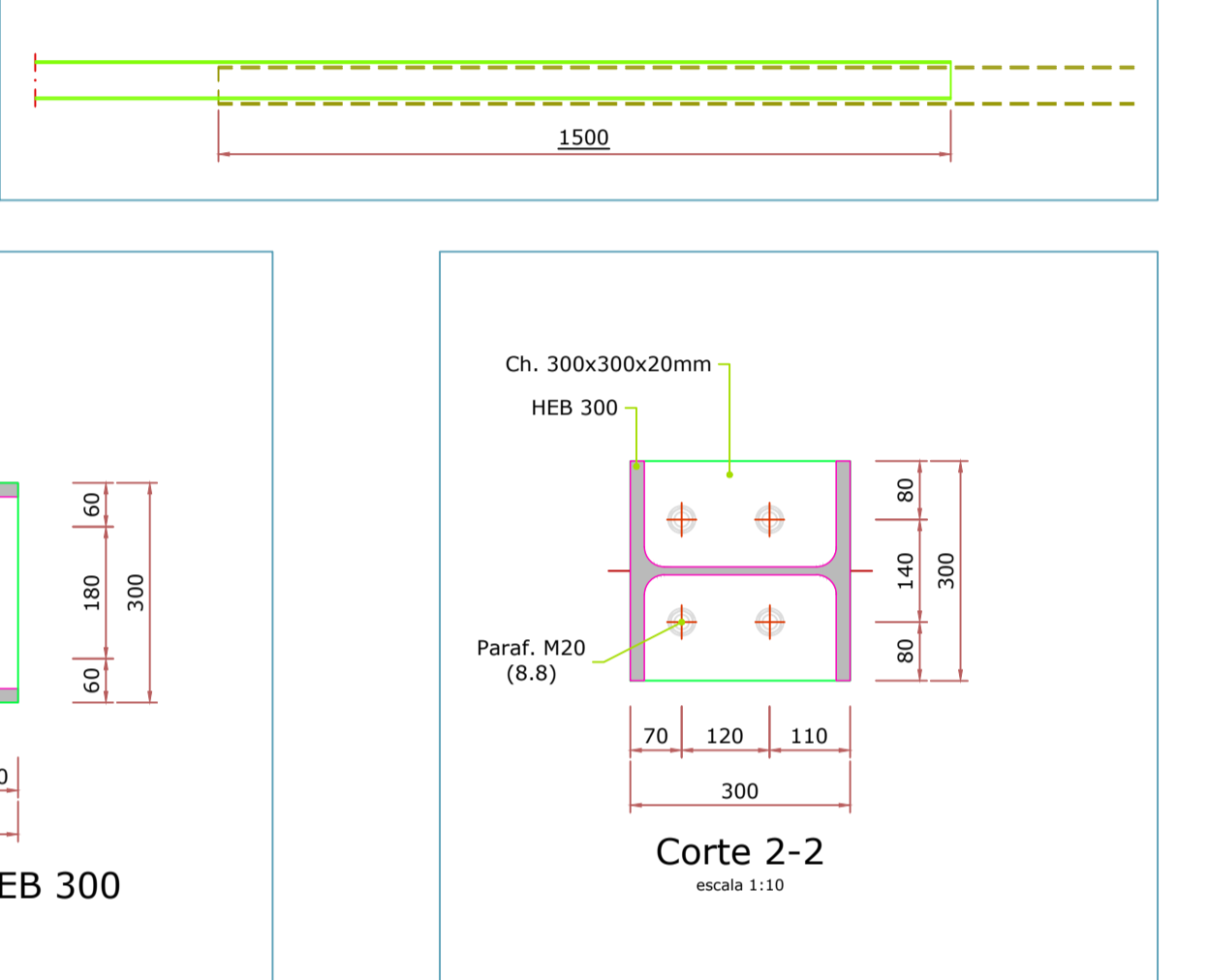
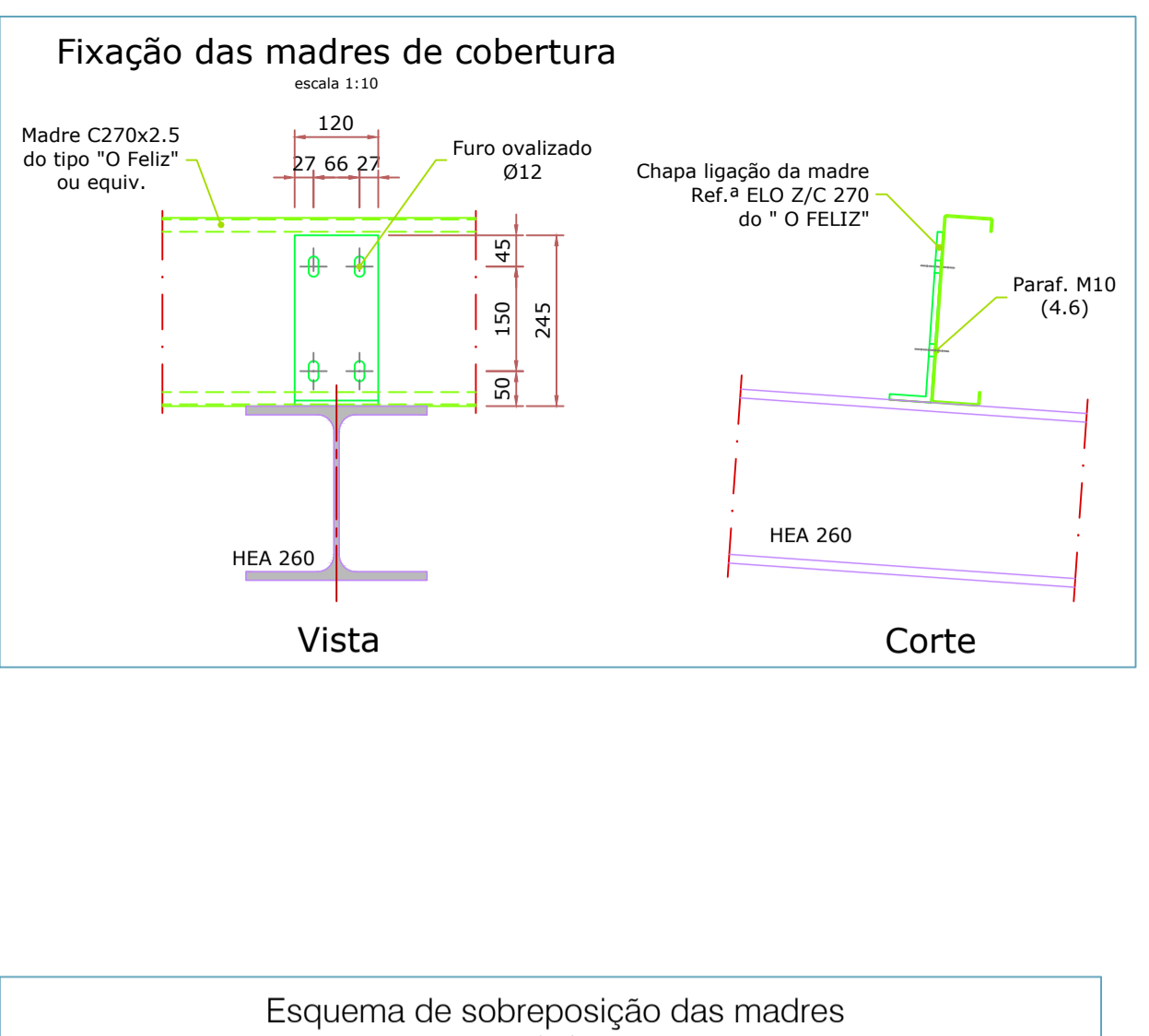
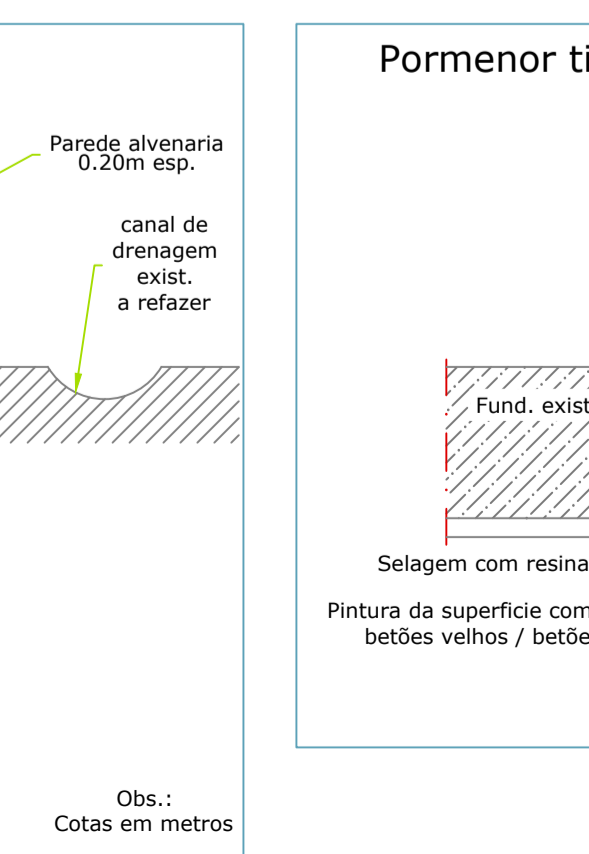
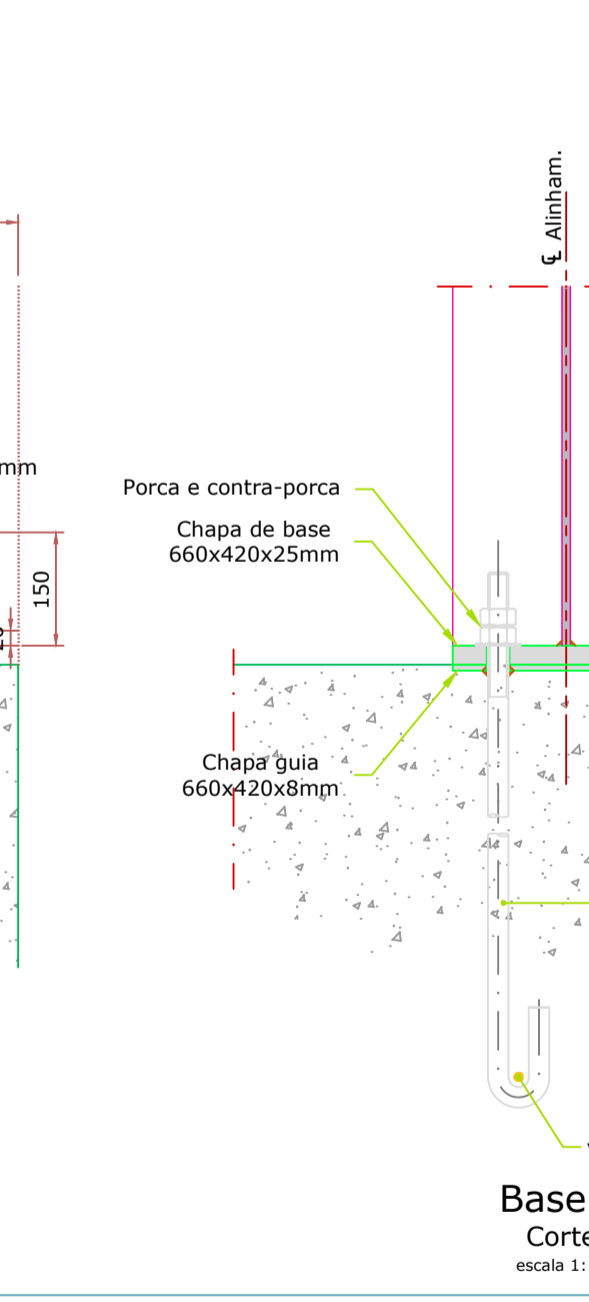
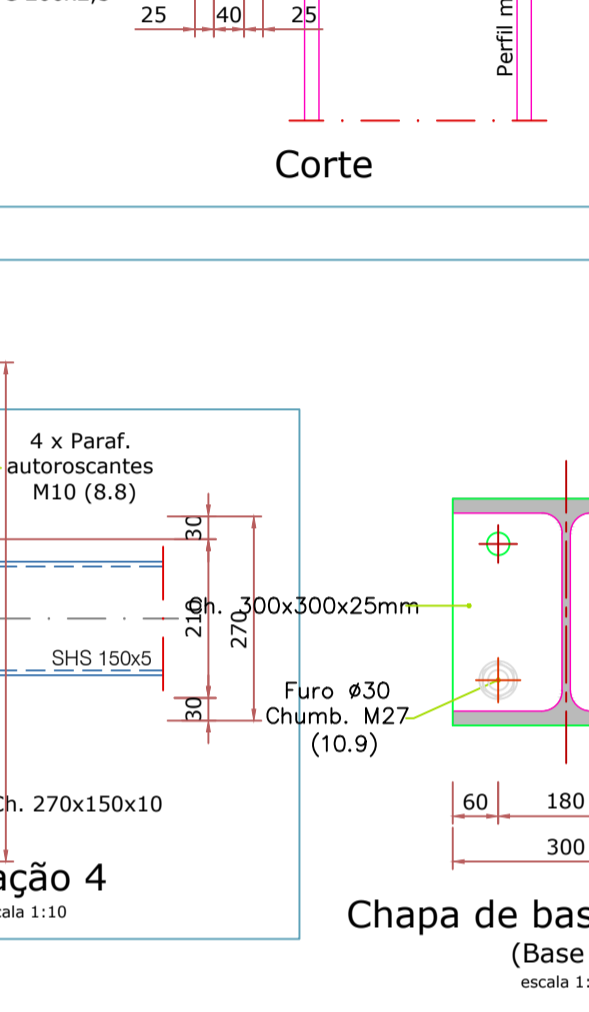
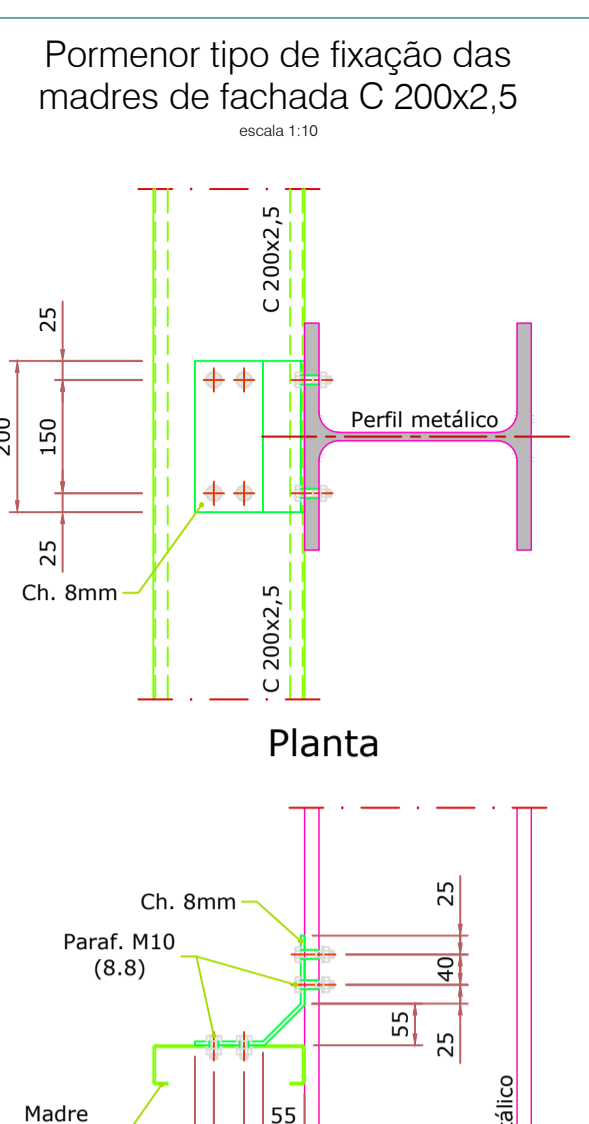
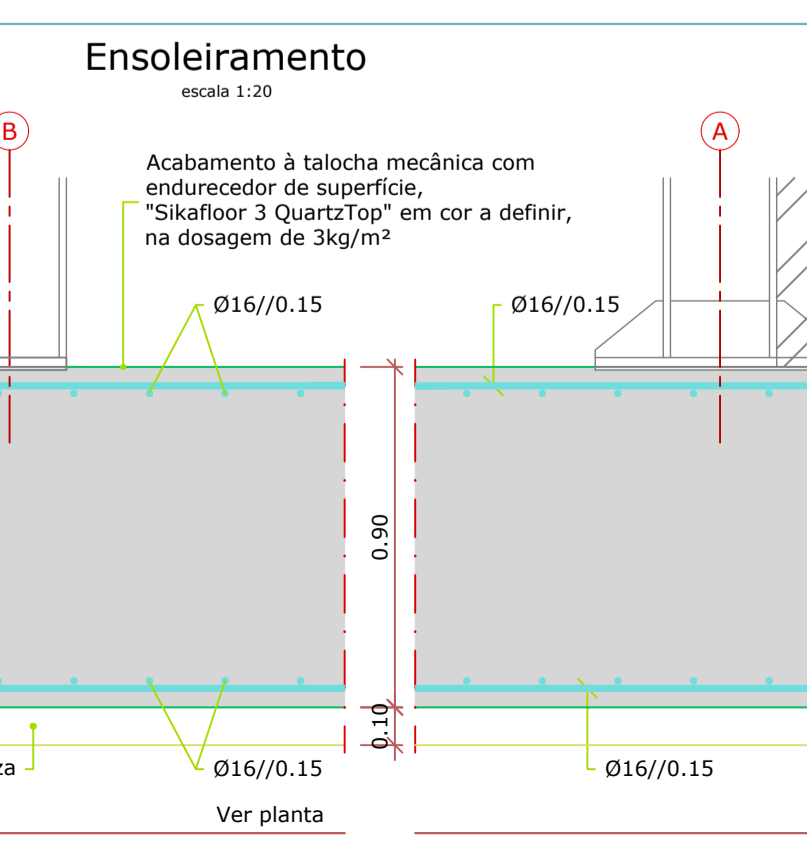
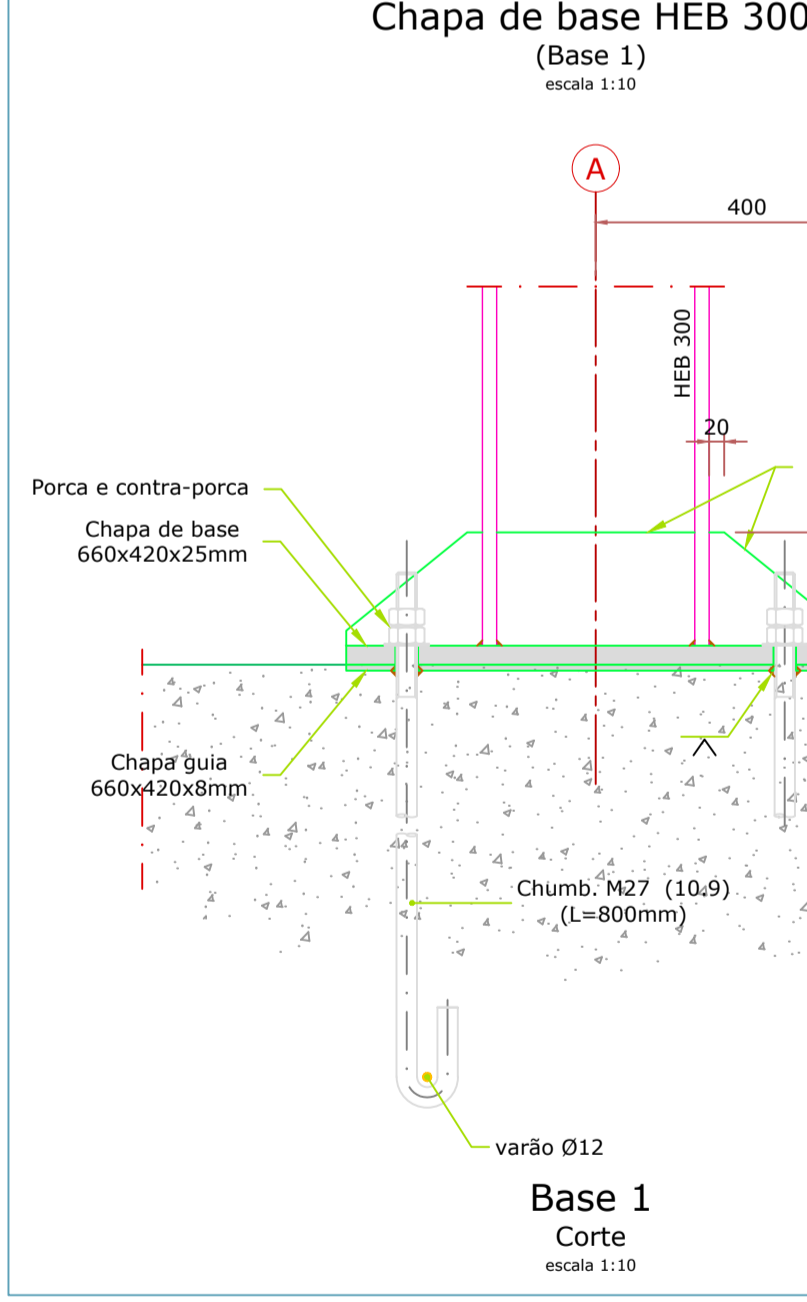
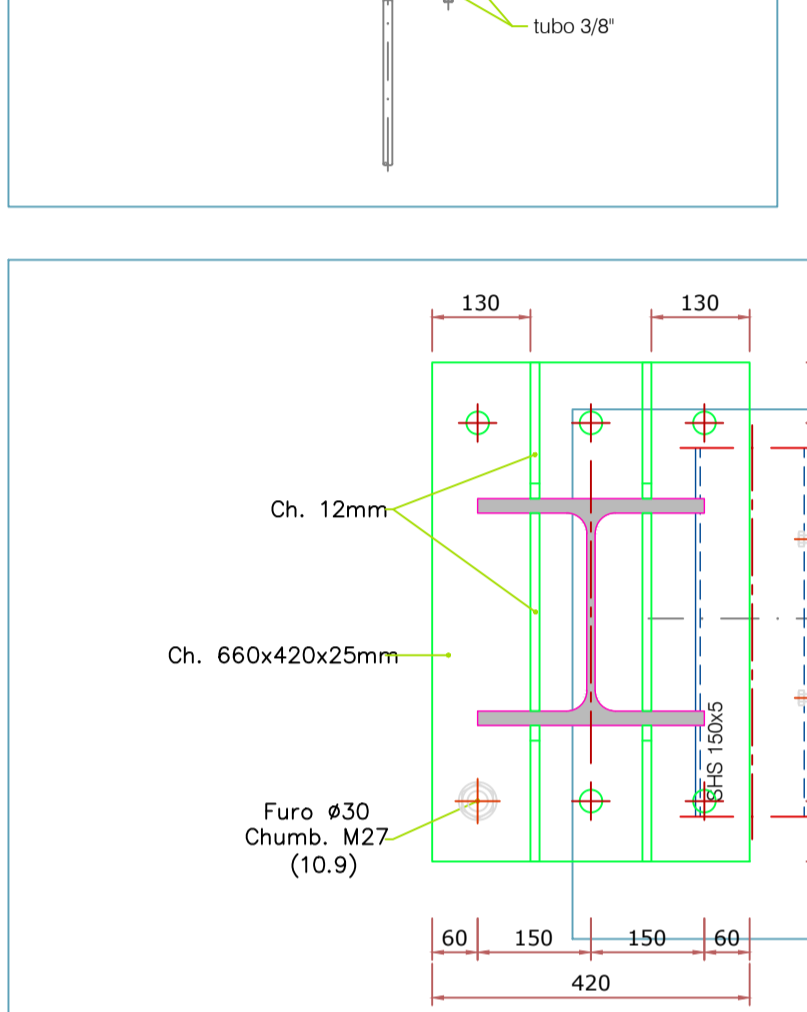
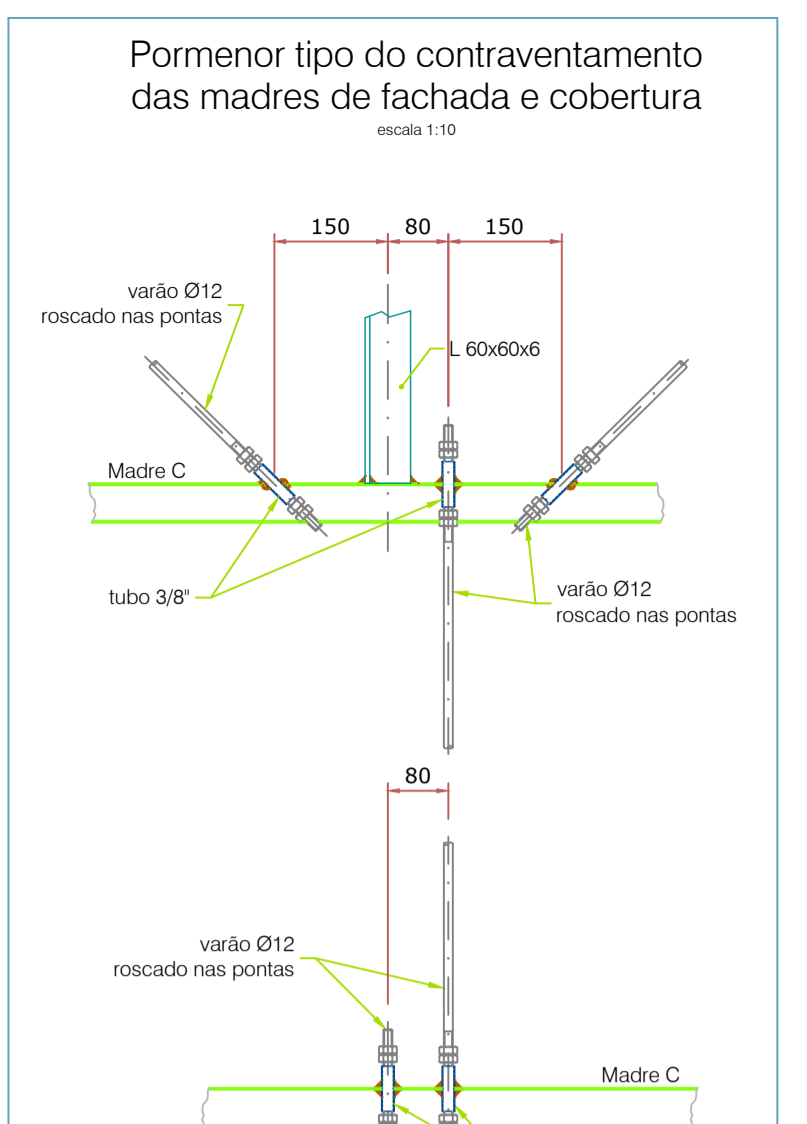
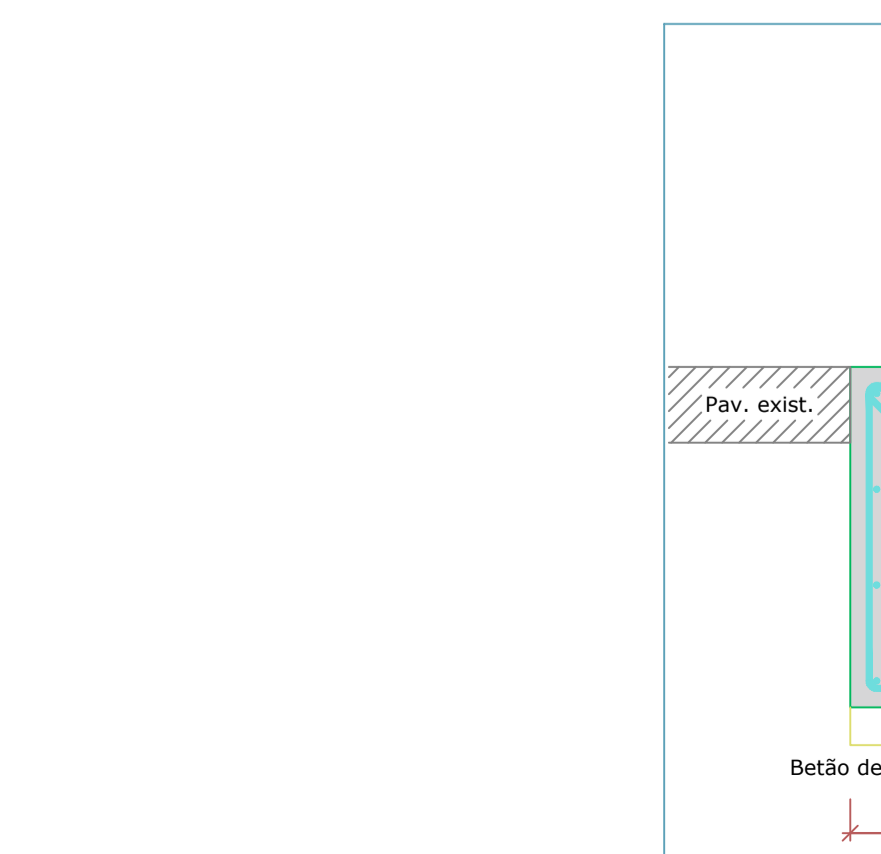
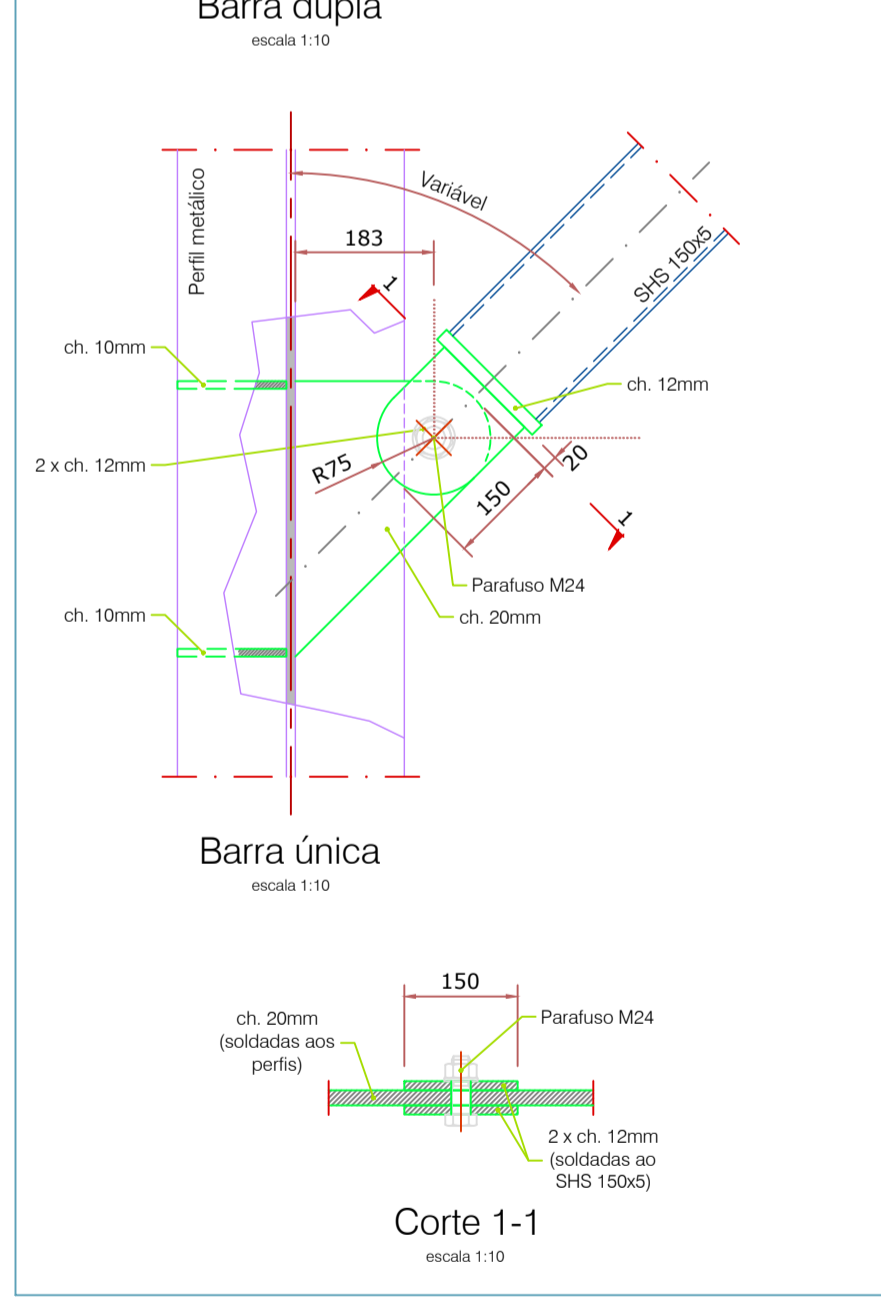
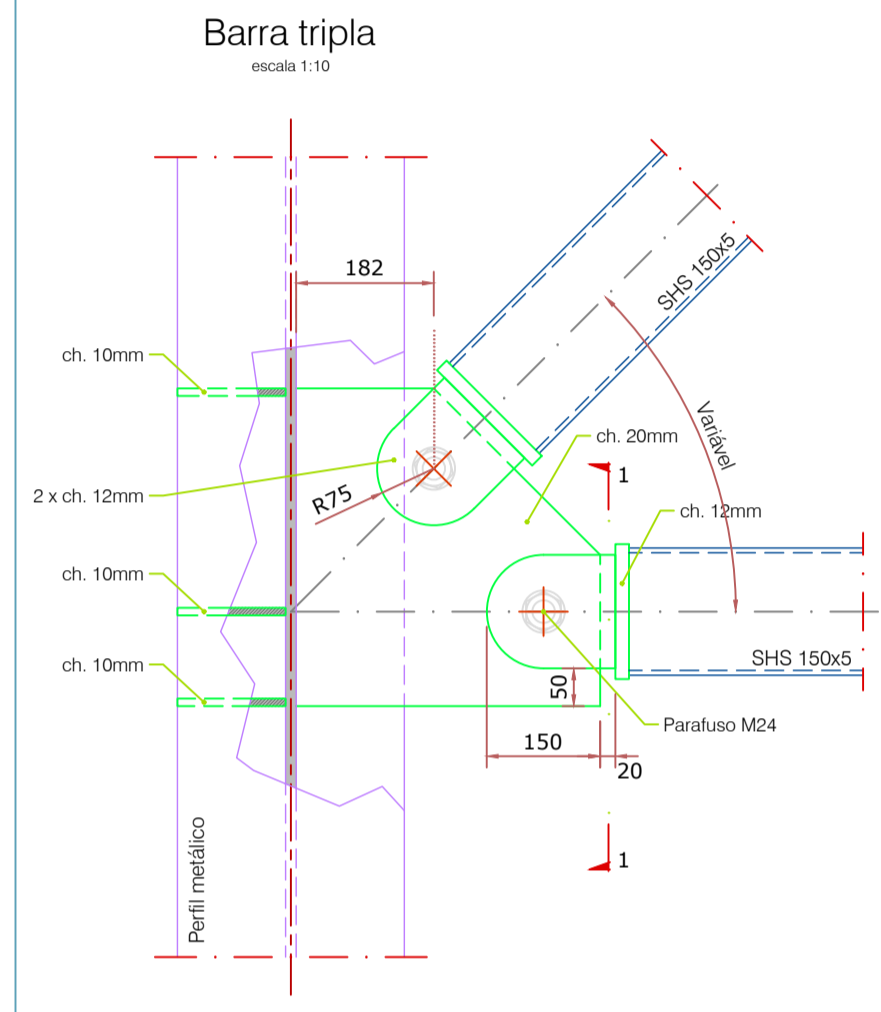
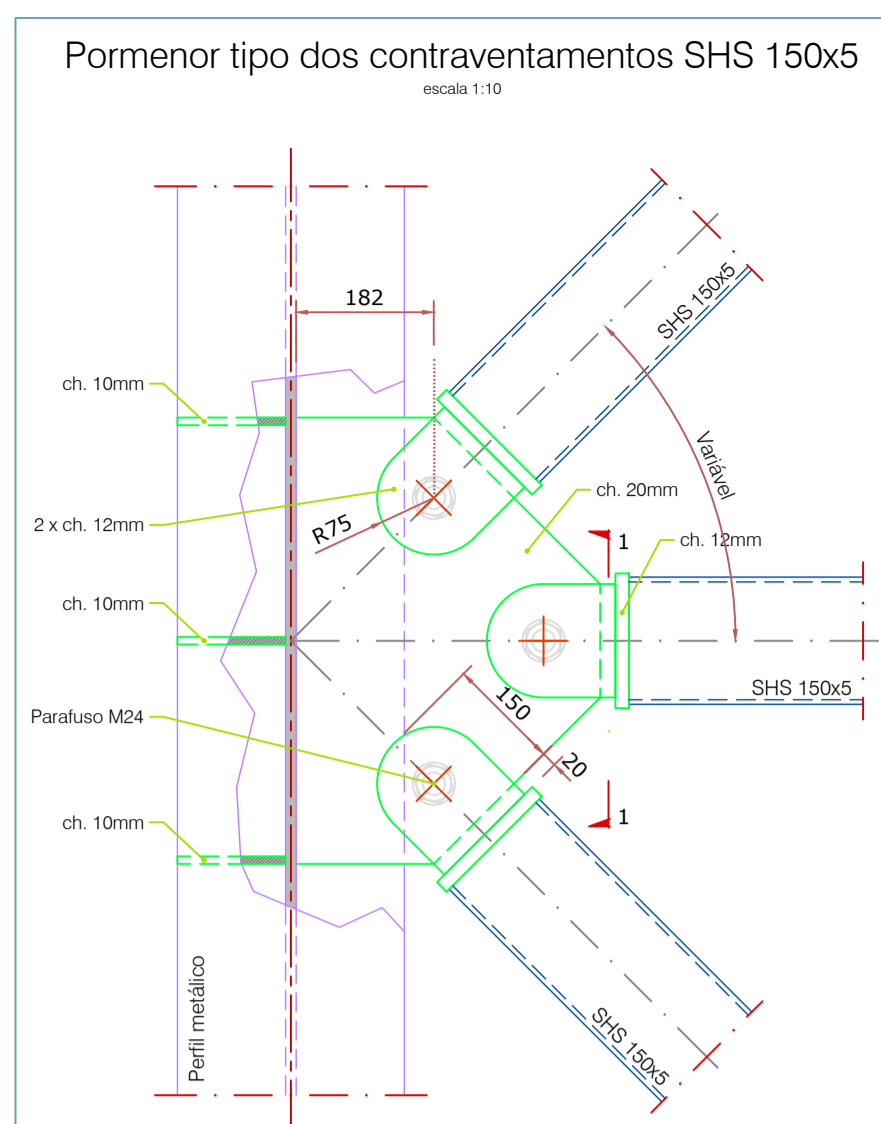
Fase: **EXECUÇÃO**

Projecto: **ALÇADO DA FACHADA PELO ALINHAMENTO B. CORTE PELOS ALINHAMENTOS 2 E 3**

Escalas: 1:50

286_PE.EST-105.R0

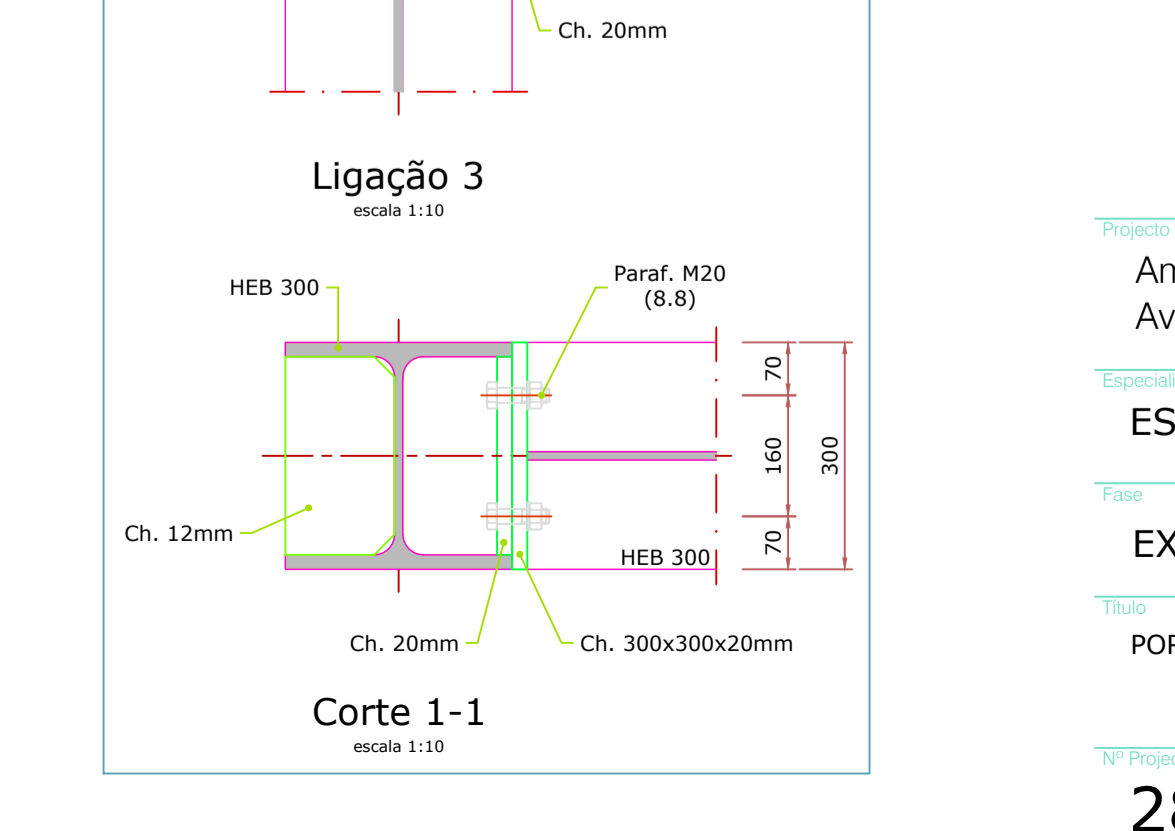
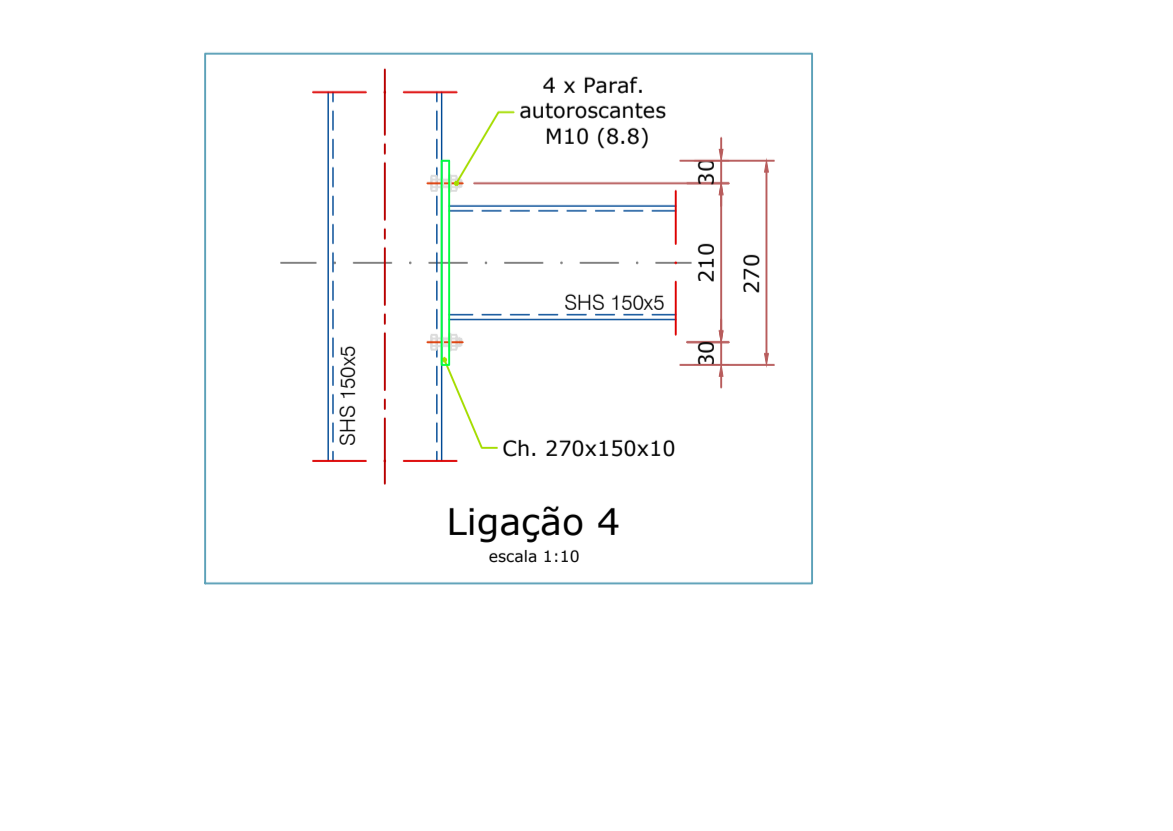
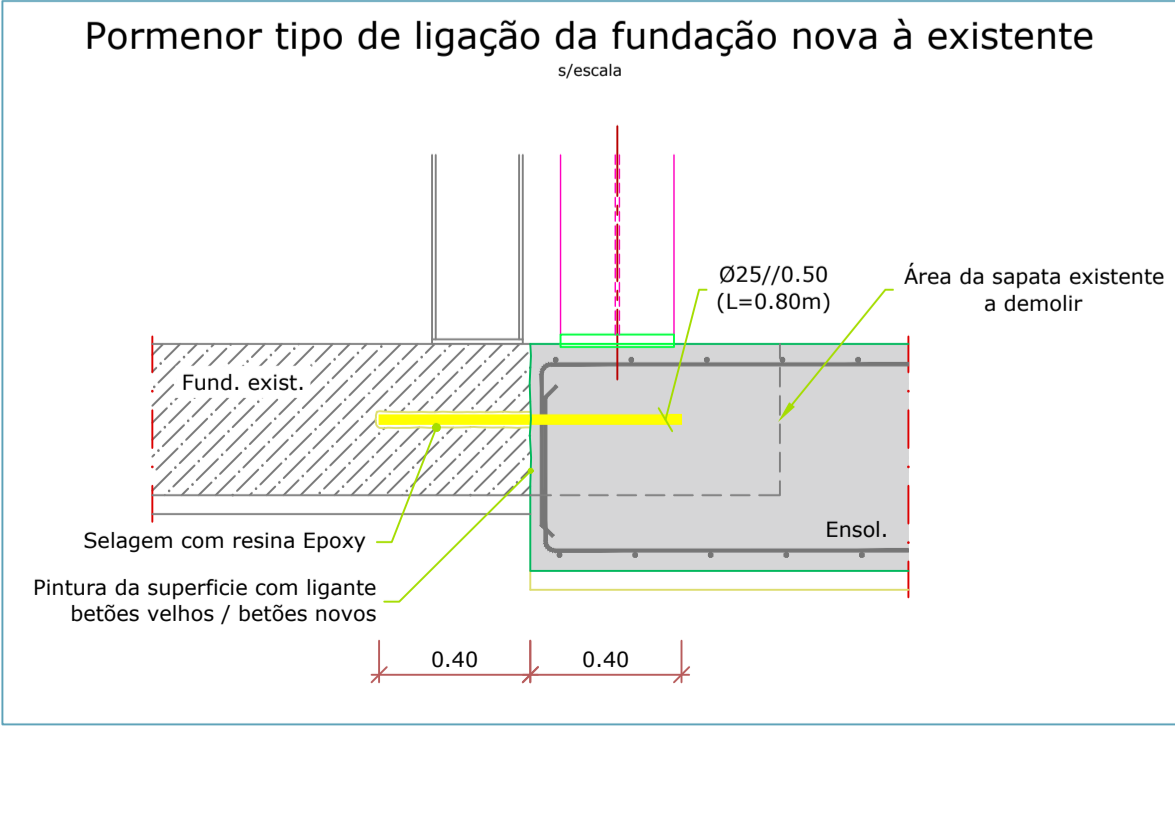
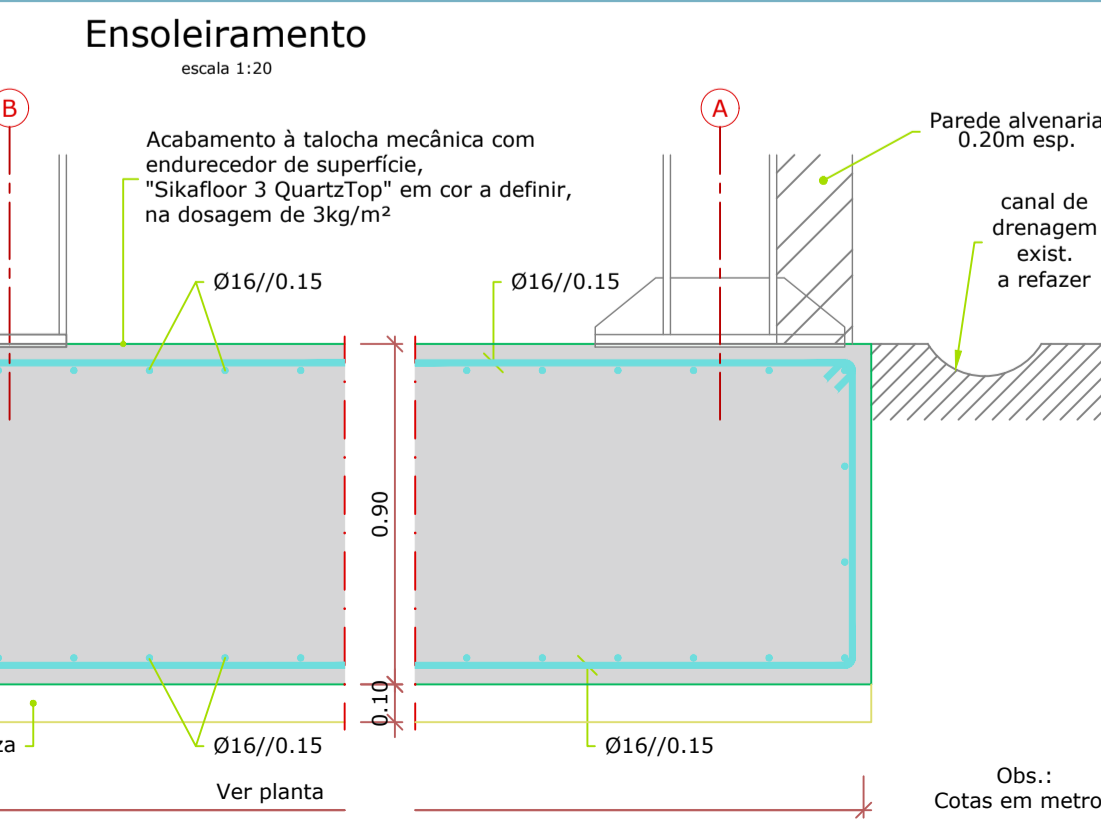
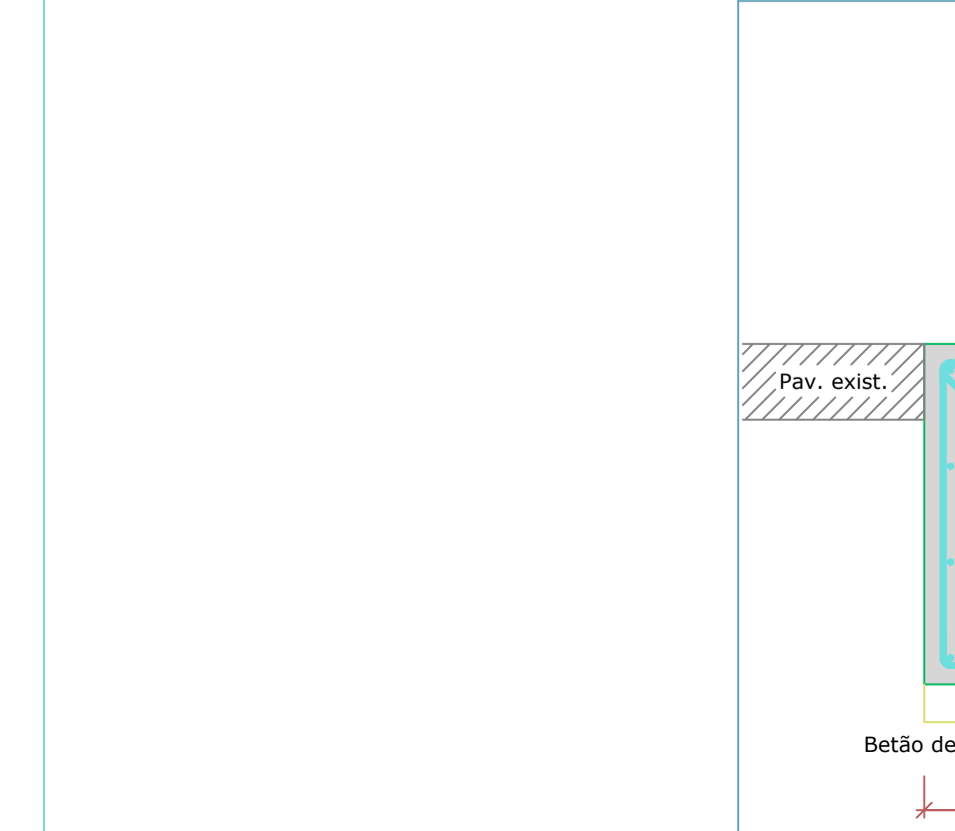
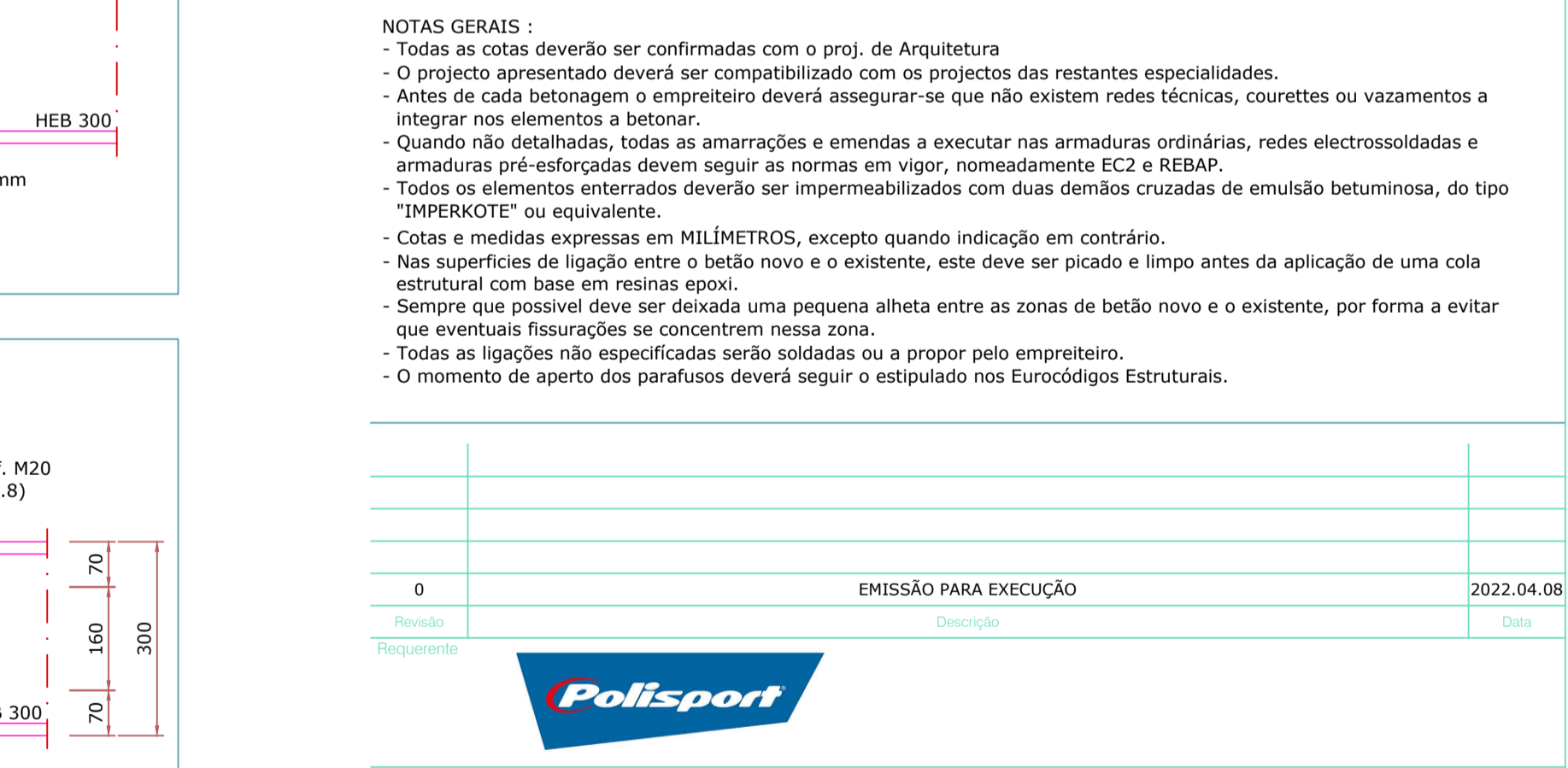
AL (em 1/10 - 1/50mm)



ESPECIFICAÇÕES DE PROJECTO								
[Eurocódigo 2 - ENV 1992-1-1]								
Vida útil da estrutura	50 anos [Artigo 4º - DL301/2007, DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]							
Classe estrutural	CLASSE 4 [DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]							
Classe de inspecção	CLASSE 2 [ANEXO G - NP ENV 13670-1:2007]							
Tolerâncias	Tolerâncias geométricas de acordo com o Ponto 10, da NP ENV 13670-1 2007							
QUADRO DE MATERIAIS - BETÃO DE COMPORTAMENTO ESPECIFICADO								
[Ponto 11 - NP EN 206-1:2007]								
Elemento Estrutural	Referência Normativa	Classe de Resistência	Exposição Ambiental	Torç. Máximo C/Retos	Máxima dim. do agregado D _{max} [mm]	Classe de Abatimento [consistência]	Rec. Nominal C _{nom} [mm]	Valores limite de Composição do Betão
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0	CL.0	Dmax20	--	--	LNEC E464-2007
Ensoleiramento	NP EN206-1	C25/30	XC2	CL.0.2	Dmax25	S3	50	LNEC E464-2007
Betões	Deverão ser cumpridas as especificações LNEC E461-2007, E464-2007, E465-2007, E467-2006							
Espaçadores	Deverão ser cumpridas todas as especificações da E469-2006, não sendo permitido o uso de espaçadores plásticos.							

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS ARMADURAS	
Comprimento de Amarração (L _b)	40 × Ø (armaduras inferiores - boas condições de aderência) 60 × Ø (outras armaduras - outras condições de aderência)
Comprimento de Sobreposição (L _s)	1,4 × L _b (em cada secção não se poderão sobrepor mais de 50% de varões)
Diâmetro mínimo de dobragem	4 × Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro igual ou inferior a 16mm) 7 × Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro superior a 16mm)

QUADRO DE MATERIAIS - AÇO		
Armaduras passivas	A500NR	[Norma EN 10080]
Chumbadouras	10.9	[DIN 6914 e DIN 6915]
Parafusos	8.8	[DIN 6914 e DIN 6915]
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	[Norma EN 10025]
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J2H	[Norma EN 10210-1]
Aços	Diâmetros de dobragem de acordo com o Eurocódigo 2 - [ENV 1992-1-1]	
Soldadura	O valor do cordão de soldadura será 0.7 da menor espessura a soldar O electrodo de soldadura a utilizar deverá ser do tipo E.7018-G (AWS)	



NOTAS GERAIS :

- Todas as cotas deverão ser confirmadas com o proj. de Arquitetura
- O projecto apresentado deverá ser compatibilizado com os projectos das restantes especialidades.
- Antes de cada betonagem o empreiteiro deverá assegurar-se que não existem redes técnicas, coudrettes ou vazamentos a integrar nos elementos a betonar.
- Quando não detalhadas, todas as amarrações e emendas a executar nas armaduras ordinárias, redes electrosoldadas e armaduras pré-estofadas devem seguir as normas em vigor, nomeadamente EC2 e REBAP.
- Todos os elementos enterrados deverão ser impermeabilizados com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa, do tipo "IMPERKOTE" ou equivalente.
- Cotas e medidas expressas em MILÍMETROS, excepto quando indicação em contrário.
- Nas superfícies de ligação entre o betão novo e o existente, este deve ser picado e limpo antes da aplicação de uma cola estrutural com base em resinas epoxi.
- Sempre que possível deve ser deixada uma pequena alheta entre as zonas de betão novo e o existente, por forma a evitar que eventuais fissuras se concentrem nessa zona.
- Todas as ligações não especificadas serão soldadas ou a propor pelo empreiteiro.
- O momento de aperto dos parafusos deverá seguir o estipulado nos Eurocódigos Estruturais.

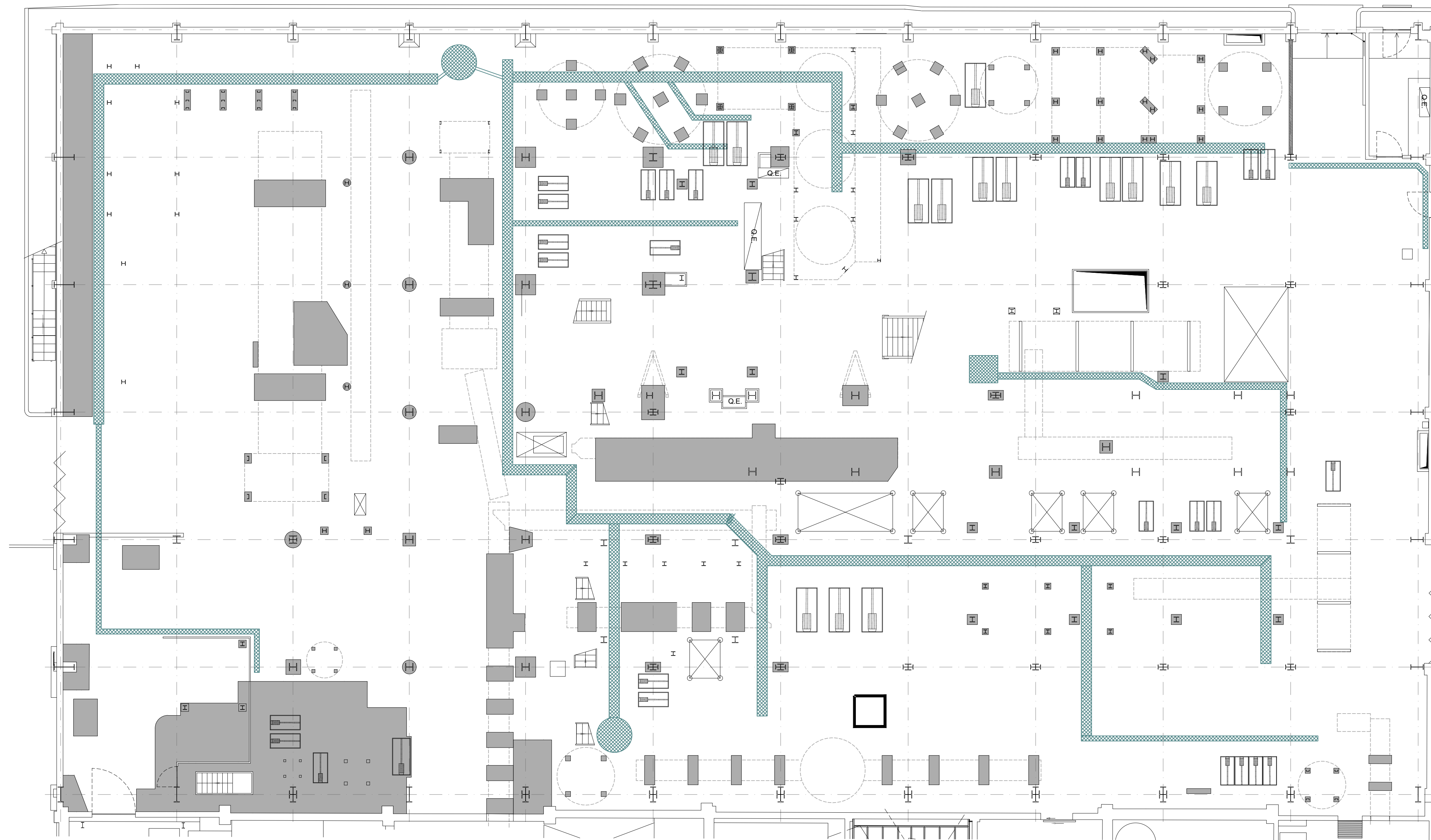
Revista	Descrição	Data
0	EMISSÃO PARA EXECUÇÃO	2022.04.08

Projecto: Ampliação de Instalação Industrial - Kardex
 Av. Ferreira de Castro - Oliveira de Azeméis

Estruturas: EXECUÇÃO
 Pormenores:

Projecto: Tiago Domingues
 Desenho: Paulo Miranda
 Escalas: 1:20 | 1:10

**ANEXO II - PEÇAS DESENHADAS – REABILITAÇÃO DO PAVIMENTO TÉRREO
INDUSTRIAL**

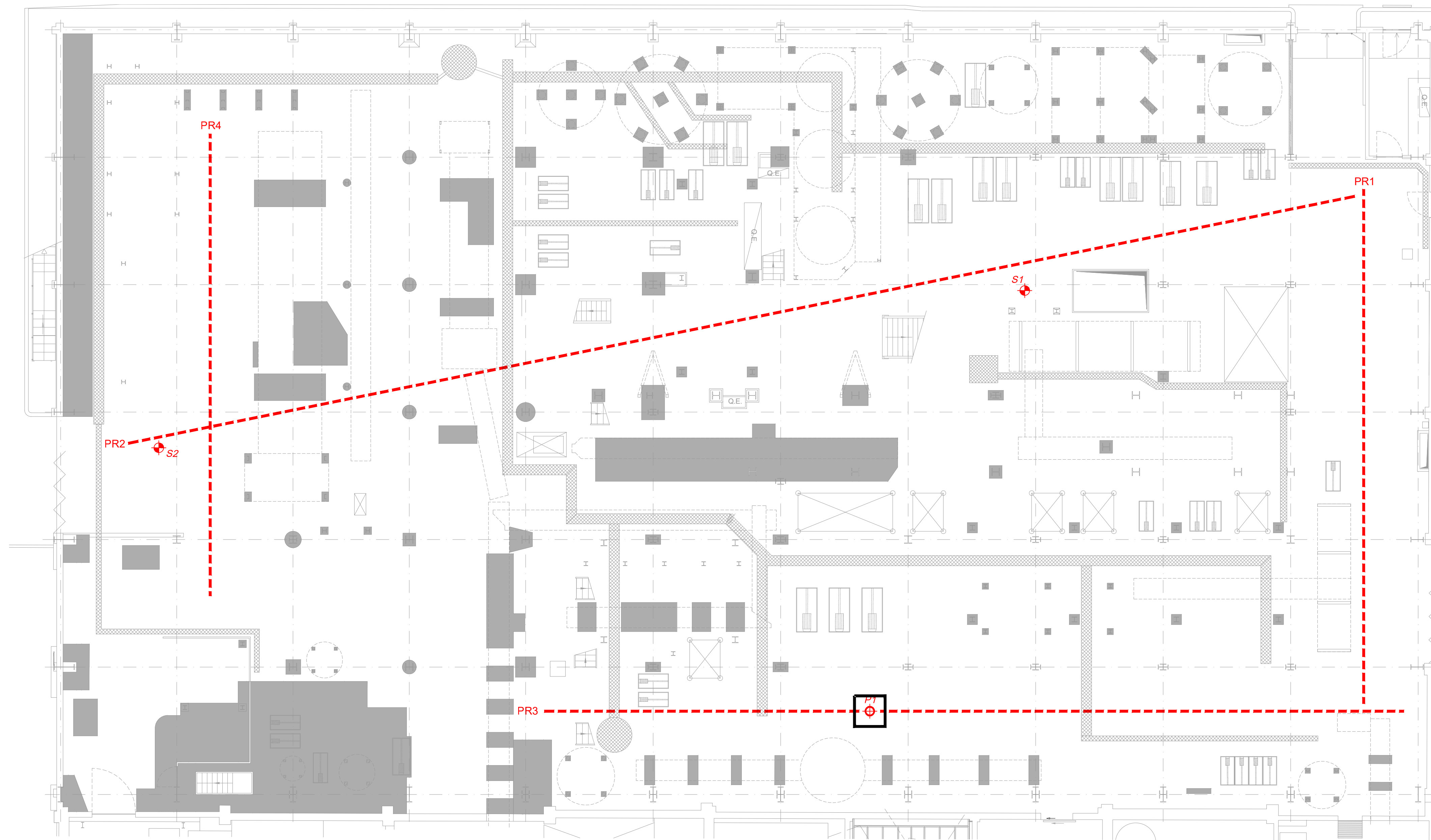





LEGENDA

- PLINTOS / MACIÇOS EM BETÃO
- VALA COM GRELHA
- EQUIPAMENTOS POUSADOS NO CHÃO
- BASES DE BOMBAS POUSADAS NO CHÃO
- PERFIS APOIADOS EM PLINTOS
- PERFIS APOIADOS SEM PLINTOS

PLANTA DA COTA 0.00

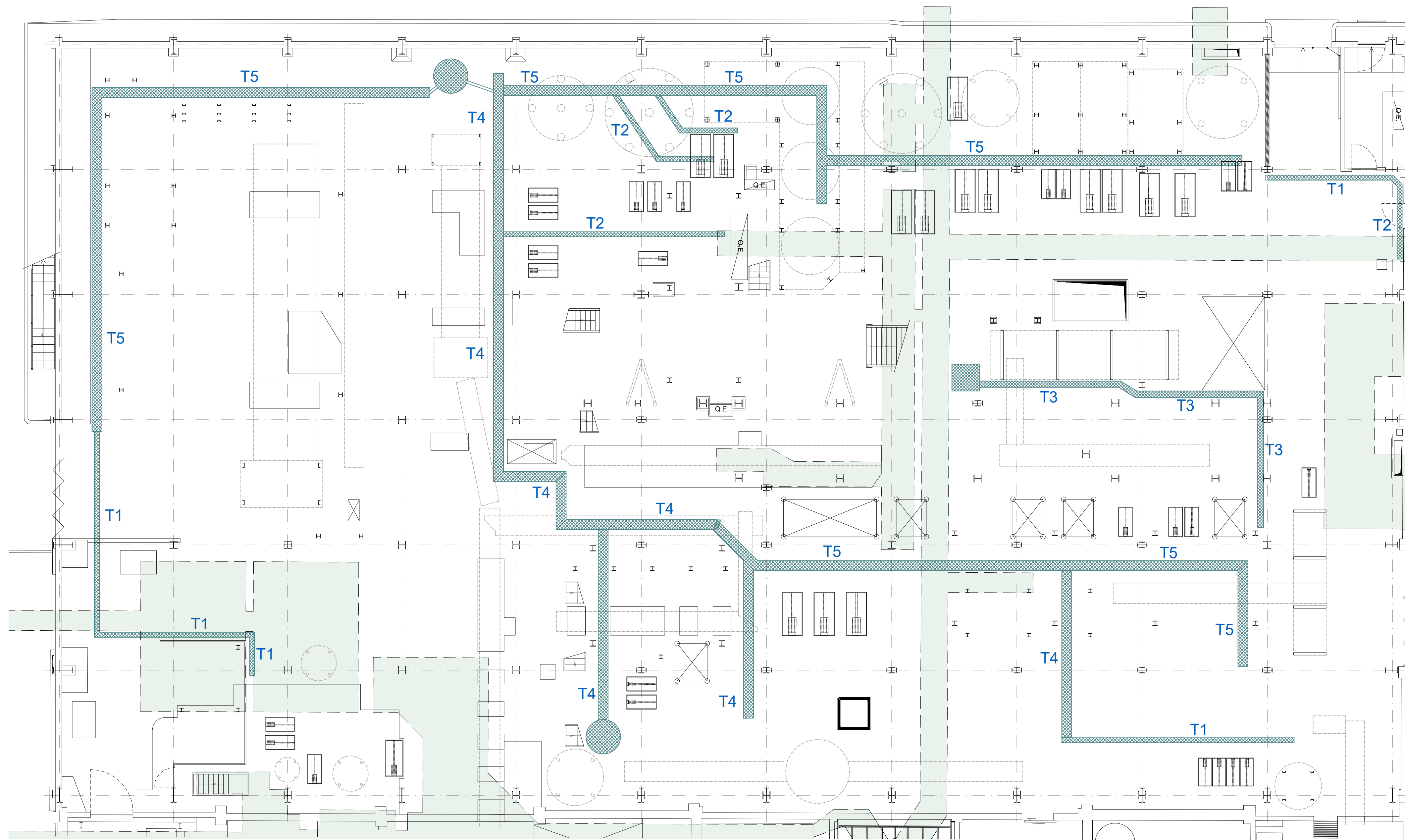
0	EMISSÃO PARA EXECUÇÃO	31.03.2022	
Revisão	Descrição	Data	
Requerente	RAR Açúcar		
Projectistas	E-MAIL: geral@elevensteps.pt www.elevensteps.pt		
Projecto	Reabilitação do Pavimento Térreo da Refinaria Rua Manuel Pinto de Azereido - Porto		
Especialidade	CONSTRUÇÃO CIVIL		
Fase	EXECUÇÃO		
Título	Levantamento do existente - Piso térreo	Projectou	Tiago Domingues
Nº Projecto	292_PE.CIV-001.R0	Desenhou	Luís Filipe
		Escala	1:100






- LEGENDA**
-  PONTOS DE SONDAGEM
 -  POÇOS DE PROSPEÇÃO
 -  PERFIS DE RESISTIVIDADE ELÉCTRICA

PLANTA DA COTA 0.00

Revisão	0	EMISSÃO PARA EXECUÇÃO	31.03.2022
Requerente	 RAR Açúcar		Data
Projectistas	 ELEVEN STEPS Consultores de Engenharia E-mail: geral@elevensteps.pt www.elevensteps.com		
Projecto	Reabilitação do Pavimento Térreo da Refinaria Rua Manuel Pinto de Azeredo - Porto		
Especialidade	CONSTRUÇÃO CIVIL		
Fase	EXECUÇÃO		
Título	Prospecção geofísica e geotécnica	Projectou	Tiago Domingues
Nº Projecto	292_PE.CIV-002.R0	Desenhou	Luís Filipe
		Escala	1:100



LEGENDA

-  VALA COM GRELHA
-  NUMERAÇÃO | REFERÊNCIA DAS GRELHAS
-  INDICAÇÃO DAS GALERIAS

PLANTA DA COTA 0.00

Revisão	Descrição	Data
0	EMISSÃO PARA EXECUÇÃO	31.03.2022

Requerente:  RAR Açúcar

Projectistas:  ELEVEN STEPS
Consultores de Engenharia
E-mail: geral@elevensteps.pt
www.elevensteps.com

Projecto: Reabilitação do Pavimento Térreo da Refinaria
Rua Manuel Pinto de Azereido - Porto

Especialidade: CONSTRUÇÃO CIVIL

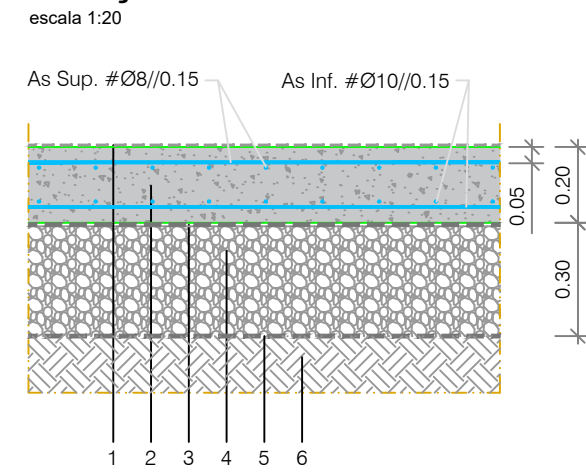
Fase: EXECUÇÃO

Título: Planta de pavimento

Nº Projecto: 292_PE.CIV-004.R0

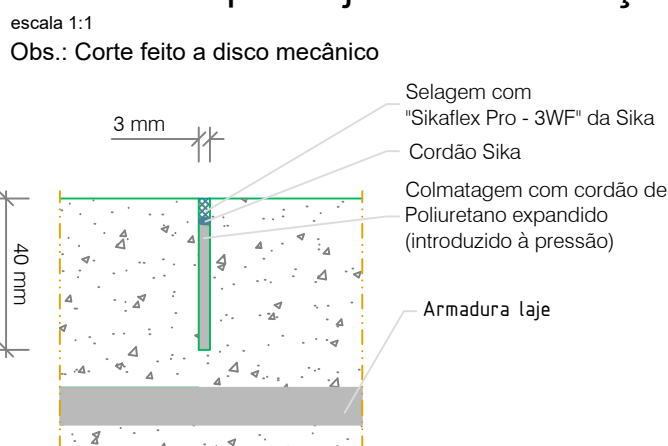
Projectou: Tiago Domingues
Desenhou: Luís Filipe
Escala: 1:100

Pavimento Térreo PVT1 Solução BASE



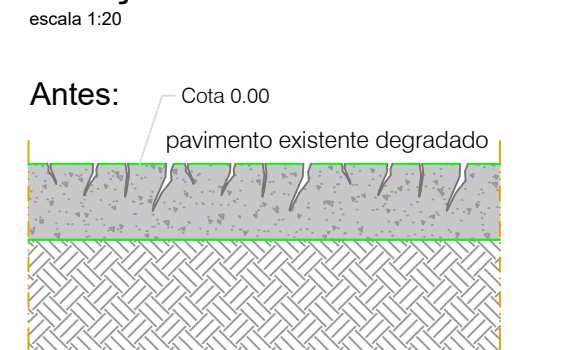
- Legenda:**
- 1 - Acabamento com talocha mecânica (ver Nota específica)
 - 2 - Laje em Betão (Ver quadro de materiais)
 - 3 - Filmes de Polietileno (e=0.4mm) com juntas sobrepostas de 0.50m
 - 4 - Solos bem compactados ABGE (0/40), 98% proctor modificado
 - 5 - Manta Geotêxtil com gramagem superior a 250g/m²
 - 6 - Solo Natural, compactado com placa vibratória
 - 7 - A inclinação do pavimento deverá ser a mesma da do existente

Pormenor tipo da junta de retração

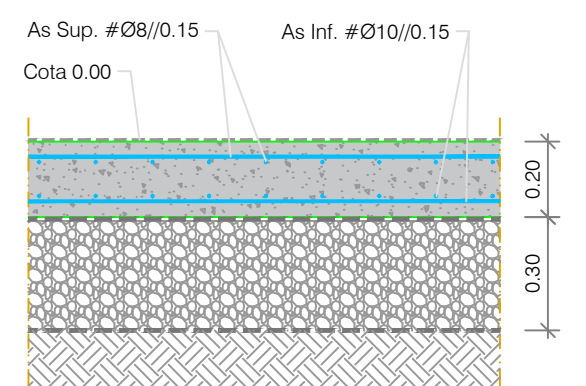


Nota:
As juntas de retração devem ser feitas de modo a não se terem painéis com máxima dimensão de 20m numa única betonagem. Caso as juntas de transmissão de esforços estejam espaçadas até 20m, não há necessidade de se executarem juntas de retração. Deverão ser compatibilizados com o faseamento da intervenção.

Pavimento Térreo PVT1 Solução BASE

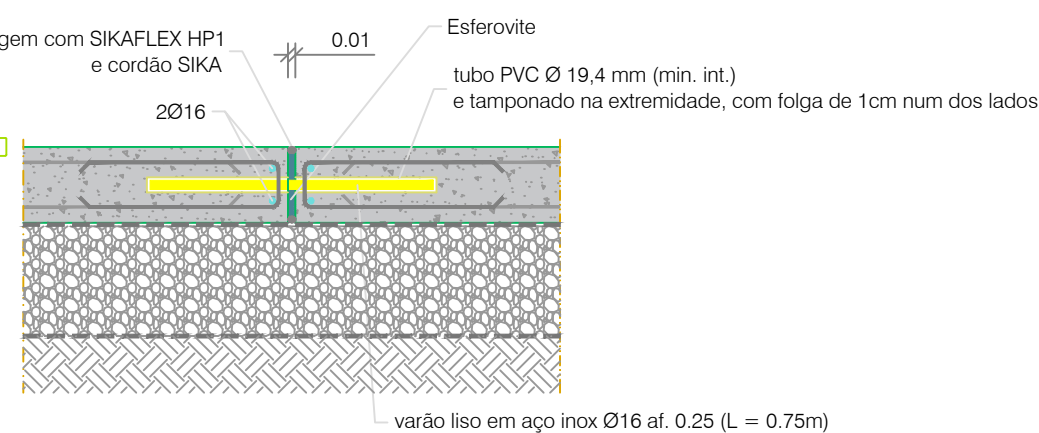


Depois (mantém cota de piso):



Nota: Demolição do pavimento existente e execução de nova caixa e execução de um novo pavimento

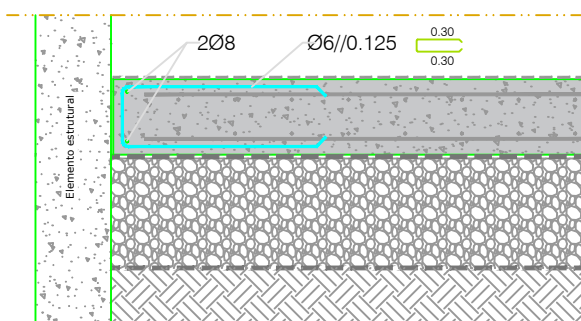
Pormenor tipo da junta de transmissão de esforços



NOTA 1:
O varão Ø16mm deverá ser betonado conjuntamente com a laje, no lado com apoio, e envolvido numa manga ou tubo (tamponado na ponta com folga de 1cm) no lado sem apoio, de modo a permitir deslocamentos horizontais e impedir os verticais.

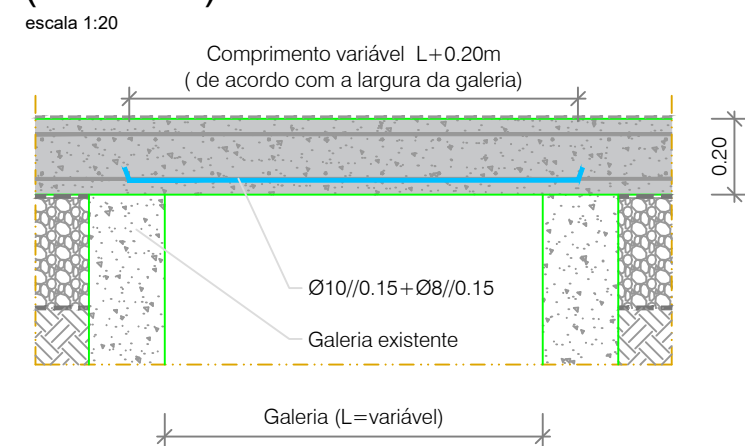
Nota 2:
As juntas de transmissão de esforços devem coincidir com o faseamento de betonagens.

Pormenor tipo da junta entre elementos verticais



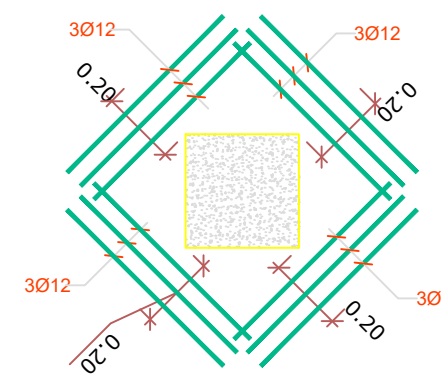
NOTA:
Obs.: Junta seca a executar no encontro de todos os elementos estruturais.

Pormenor tipo do reforço nas zonas das galerias (L<1.50m)

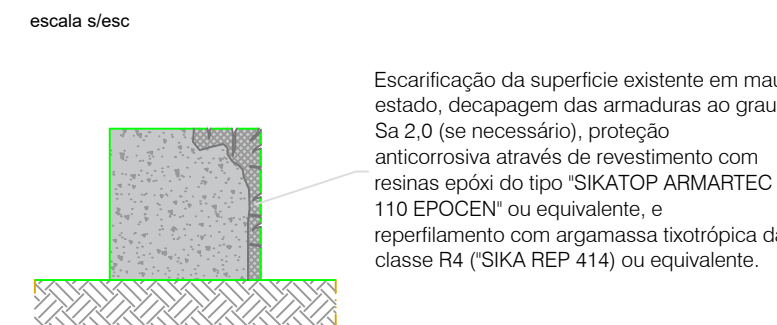


Reforço do pavimento na zona dos plintos

Deverá colocar-se o seguinte reforço de armaduras no pavimento térreo junto a plintos

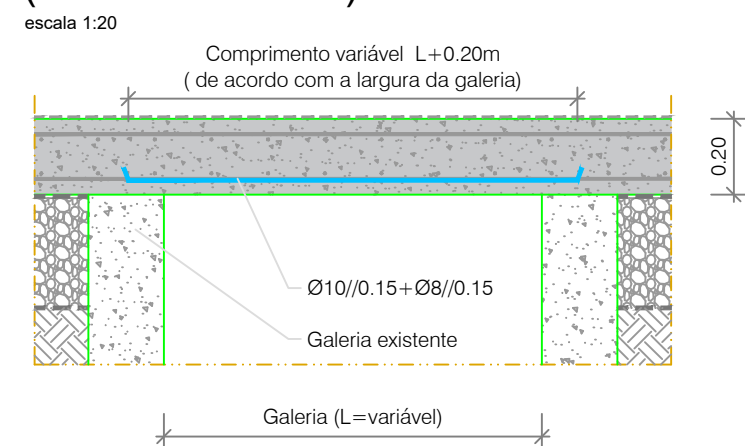


Pormenor tipo do tratamento dos plintos ou elementos verticais

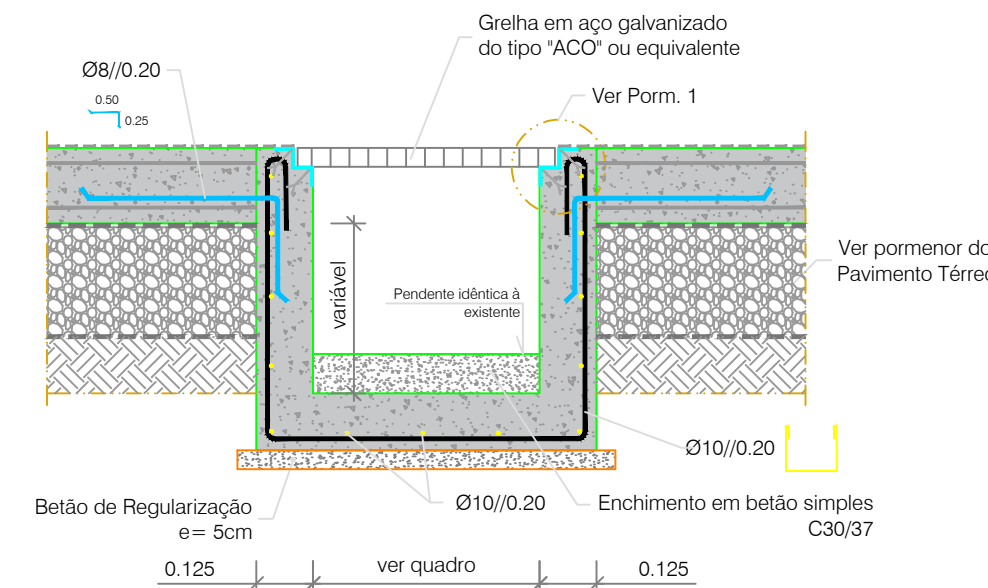


Escarificação da superfície existente em mau estado, decapagem das armaduras ao grau Sa 2,0 (se necessário), proteção anticorrosiva através de revestimento com resinas epóxi do tipo 'SIKATOP ARMARTEC 110 EPOCEN' ou equivalente, e reperfilamento com argamassa txotrópica da classe R4 ('SIKA REP 414) ou equivalente.

Pormenor tipo do reforço nas zonas das galerias (1.50m<L<4.20m)

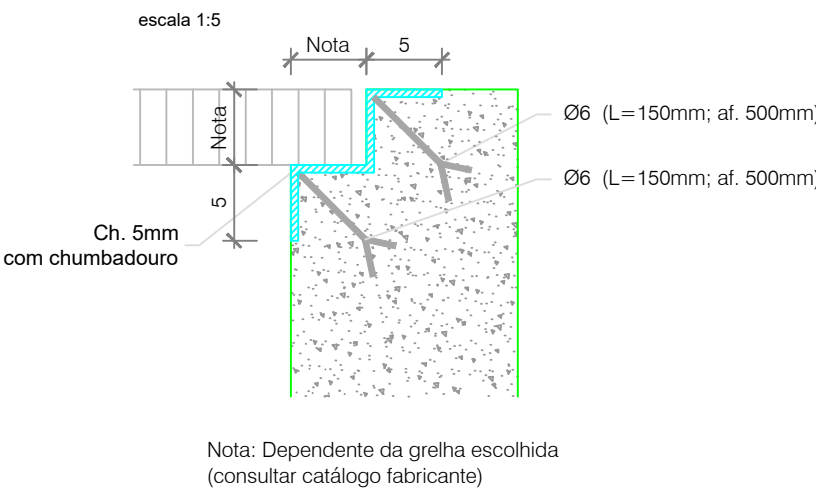


Pormenor tipo das caleiras



Tipo	Largura	Grelha (classe carga)
T1	0.20	B250
T2	0.20	B125
T3	0.25	B125
T4	0.40	B250
T5	0.40	B125

Pormenor 1



Nota: Dependente da grelha escolhida (consultar catálogo fabricante)

Faseamento construtivo - Solução BASE:	
1 - Demolição do pavimento atual (aprox. 0.20m) e escavação de solo em cerca de 0.30m	
2 - Compactação do solo com recurso a placas vibratórias	
3 - Colocação de geotêxtil	
4 - Execução de camada de ABGE compactada a 98% proctor modificado numa espessura de 0.30m	
5 - Colocação de filme plástico	
6 - Execução da laje em betão armado com 0.20m de espessura, mandendo inclinações originais	
5 - Execução do esquema de pinturas, constituída por granalhagem, selante do tipo epóxi do tipo 'CIN C-FLOOR SEALER E140' ou equivalente, e nivelante epóxi anti-derrapante do tipo 'CIN C-FLOOR E400 SL' + QUARTZ G300 ou equivalente, nos RAL indicados	

NOTA IMPORTANTE:
Dados os condicionantes de intervenção, o adjudicatário deverá aprovar junto da RAR Açúcar o faseamento ds betonagens

ESPECIFICAÇÕES DE PROJECTO [Eurocódigo 2 - ENV 1992-1-1]	
Vida útil da estrutura	50 anos [Artigo 4º - DL301/2007, DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe estrutural	CLASSE 4 [DNA 5.3.1 da NP EN 206-1:2007]
Classe de inspecção	CLASSE 2 [ANEXO G - NP ENV 13670-1:2007]
Tolerâncias	Tolerâncias geométricas de acordo com o Ponto 10, da NP ENV 13670-1 2007

QUADRO DE MATERIAIS - BETÃO DE COMPORTAMENTO ESPECIFICADO [Ponto 11 - NP EN 206-1:2007]								
Elemento Estrutural	Referência Normativa	Classe de Resistência	Exposição Ambiental	Teor Máximo Cloretos	Máxima dim. do agregado Dmáx [mm]	Classe de Abaixamento [consistência]	Rec. Nominal Cnom [mm]	Valores limite de Composição do Betão
Regularização	NP EN206-1	C12/15	X0	CL1.0	Dmax20	--	--	LNEC E464-2007
Pavimento Térreo	NP EN206-1	C35/45	XA2	CL0.2	Dmax20	S3	30	LNEC E464-2007
Betões	Deverão ser cumpridas as especificações LNEC E461-2007, E464-2007, E465-2007, E467-2006							
Espaçadores	Deverão ser cumpridas todas as especificações da E469-2006, não sendo permitido o uso de espaçadores plásticos.							

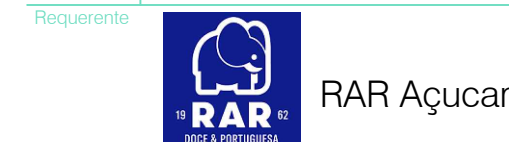
DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS ARMADURAS	
Comprimento de Amarração (Lb)	40 x Ø (armaduras inferiores - boas condições de aderência) 60 x Ø (outras armaduras - outras condições de aderência)
Comprimento de Sobreposição (Ls)	1,4 x Lb (em cada secção não se poderão sobrepor mais de 50% de varões)
Diâmetro mínimo de dobragem	4 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro igual ou inferior a 16mm) 7 x Ø (diâmetro mínimo do mandril para varões de diâmetro superior a 16mm)

QUADRO DE MATERIAIS - AÇO		
Armaduras passivas	A500NR	[Norma EN 10080]
Rede electrossoldada	A500EL	[Norma EN 10080]
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	[Norma EN 10025]
Aço estrutural (perfis tubulares ocós)	S275 J2H	[Norma EN 10210-1]
Aços	Diâmetros de dobragem de acordo com o Eurocódigo 2 - [ENV 1992-1-1]	
Soldadura	O valor do cordão de soldadura será 0.7 da menor espessura a soldar O eléctrodo de soldadura a utilizar deverá ser do tipo E.7018-G (AWS)	

NOTAS GERAIS :

- Todas as cotas deverão ser confirmadas com o proj. de Arquitetura
- O projecto apresentado deverá ser compatibilizado com os projectos das restantes especialidades.
- Antes de cada betonagem o empreiteiro deverá assegurar-se que não existem redes técnicas, courretes ou vazamentos a integrar nos elementos a betonar.
- Quando não detalhadas, todas as amarrações e emendas a executar nas armaduras ordinárias, redes electrossoldadas e armaduras pré-esforçadas devem seguir as normas em vigor, nomeadamente EC2 e REBAP.
- Todos os elementos enterrados deverão ser impermeabilizados com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa, do tipo "IMPERKOTE" ou equivalente.
- Cotas e medidas expressas em METROS, excepto quando indicação em contrário.
- Nas superfícies de ligação entre o betão novo e o existente, este deve ser picado e limpo antes da aplicação de uma cola estrutural com base em resinas epoxi.
- Sempre que possível deve ser deixada uma pequena alheta entre as zonas de betão novo e o existente, por forma a evitar que eventuais fissurações se concentrem nessa zona.

EMISSÃO PARA EXECUÇÃO		31.03.2022
Revisão	Descrição	Data



Projectistas



Projecto
Reabilitação do Pavimento Térreo da Refinaria
Rua Manuel Pinto de Azere do - Porto

Especialidade
CONSTRUÇÃO CIVIL

Fase
EXECUÇÃO

Título
Pormenores Construtivos.
Faseamento da Solução BASE, VARIANTE 1 e VARIANTE 2

Nº Projecto
292_PE.CIV-005.R0

Projecto
Tiago Domingues
Desenhou
Luís Filipe
Escalas
1:100

