



## Análise, Reforço e Projeto de Estruturas

MARTA ISABEL MOREIRA DIAS

novembro de 2024

# **ANÁLISE, REFORÇO E PROJETO DE ESTRUTURAS**

**Marta Isabel Moreira Dias**

**Relatório de Estágio para obtenção do Grau de  
Mestre em Engenharia Civil, Área de  
Especialização em Estruturas**

**Orientador: Professor José Carlos de Almeida Gouveia Lello**

**Supervisor: Pedro Miguel Monteiro Silva**

**Júri:**

Presidente:

Professora Maria do Rosário Santos Oliveira, Professor Adjunto, ISEP

Vogais:

Professor José Carlos de Almeida Gouveia e Lello, Professor Adjunto Convidado, ISEP

Professor Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira, Professor Adjunto, ISEP



# DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter conduzido este trabalho académico com integridade. Não plagiei ou apliquei qualquer forma de uso indevido de informações ou falsificação de resultados ao longo do processo que levou à sua elaboração.

Declaro que o trabalho apresentado neste documento é original e de minha autoria, não tendo sido utilizado anteriormente para nenhum outro fim.

Declaro ainda que tenho pleno conhecimento do Código de Conduta Ética do P.PORTO.

Marla Isabel Moreira Dias

ISEP, Porto, 4 de outubro de 2024



## RESUMO

O presente documento tem como objetivo demonstrar o trabalho desenvolvido durante o estágio curricular, no âmbito da unidade curricular DIPRE- Dissertação/Projeto/Estágio, que se insere no Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto.

O estágio decorreu na empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda, e nele a estudante teve a oportunidade de integrar uma equipa de projeto de estruturas e de participar no desenvolvimento de projetos de estruturas de betão e metálicas.

Assim, o relatório inicia-se com uma apresentação da empresa e dos trabalhos desenvolvidos na mesma e segue-se de uma fundamentação teórica que sustenta os resultados obtidos posteriormente, ou seja, conceitos e normas de dimensionamento.

Nos restantes capítulos, são apresentados alguns casos de estudo, nos quais se demonstra o modelo de cálculo utilizado e as verificações de segurança relativas aos vários elementos estruturais.

Por fim, são feitas algumas considerações relativas ao trabalho desenvolvido assim como alguns desenvolvimentos futuros.

**Palavras-chave:** Estruturas de Betão; Estruturas Metálicas; Eurocódigo; Robot; Verificações de Segurança.



# ABSTRACT

The purpose of this document is to demonstrate the work developed during the curricular internship, within the scope of the DIPRE - Dissertation/Project/Internship course, which is part of the Master's Degree in Civil Engineering at the Instituto Superior de Engenharia do Porto.

The internship took place at CCAD – Serviços de Engenharia, Lda, where the student had the opportunity to join a structural design team and participate in the development of concrete and steel structure projects.

The report begins with a presentation of the company and the work carried out there, followed by a theoretical foundation that supports the results obtained later, such as design concepts and standards.

In the following chapters, some case studies are presented, demonstrating the calculation model used and the safety checks related to the various structural elements.

Finally, some considerations are made regarding the work developed, as well as some future developments.

**Keywords:** Concrete Structures; Steel Structures; Eurocode; Robot; Safety Checks.



# AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço ao engenheiro José Lello pela oportunidade de poder estagiar na CCAD, pela confiança depositada em mim ao longo do estágio e pela orientação na escrita deste relatório. Agradeço também a todos os engenheiros da CCAD, pela integração na equipa, pelos conselhos e ensinamentos transmitidos e pela paciência demonstrada.

O meu agradecimento também à minha família pela oportunidade de chegar até aqui, pelos valores transmitidos e pelo apoio prestado.

Aos amigos que conheci durante este percurso, em particular ao João, à Ana Mágui, à Inês e à Carolina por terem tornado a vida académica mais leve e agradável e pela amizade e apoio demonstrados.

Por fim, agradeço ao Rúben por estar comigo e apoiar-me desde o primeiro dia em que esta jornada começou, assim como estará no dia em que esta terminará.



# ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução .....	1
1.1	Considerações Iniciais .....	1
1.2	Empresa de Acolhimento .....	1
1.3	Trabalhos Desenvolvidos na Empresa.....	2
1.4	Organização do Relatório .....	2
2	Bases de Projeto .....	5
2.1	Generalidades.....	5
2.2	Regulamentação Aplicável .....	5
2.3	Quantificação de Ações.....	5
2.3.1	Ações Permanentes .....	6
2.3.2	Ações Variáveis .....	6
2.4	Estados Limites .....	24
2.4.1	Estados Limites Últimos .....	25
2.4.2	Estados Limites de Utilização .....	26
2.5	Combinações de ações.....	26
2.5.1	Estados Limites Últimos .....	26
2.5.2	Estados Limites de Utilização .....	27
3	Metodologia de Cálculo .....	29
3.1	Considerações Iniciais .....	29
3.2	Dimensionamento de estruturas de Betão Armado.....	29
3.2.1	Verificação aos estados limite últimos.....	29
3.2.2	Verificação aos estados limites de utilização .....	38

3.3	Dimensionamento de Estruturas Metálicas .....	43
3.3.1	Caracterização mecânica e geométrica do aço .....	43
3.3.2	Classificação das secções .....	44
3.3.3	Coeficientes de Segurança .....	47
3.3.4	Instabilidade .....	48
3.3.5	Verificação da Segurança em Estado Limite Último .....	50
4	Análise Estrutural de Coberturas Metálicas .....	59
4.1	Introdução .....	59
4.2	Loja de Distribuição na Madeira .....	59
4.2.1	Considerações Iniciais .....	59
4.2.2	Descrição da Estrutura .....	59
4.2.3	Metodologia de Análise .....	63
4.2.4	Avaliação da Segurança .....	66
4.2.5	Projeto de Reforço Estrutural .....	74
4.3	Loja de Distribuição de Ourém .....	81
4.3.1	Considerações Iniciais .....	81
4.3.2	Descrição da estrutura .....	81
4.3.3	Metodologia de análise .....	85
4.3.4	Ações e Combinações de ações .....	87
4.3.5	Avaliação da segurança .....	89
4.3.6	Projeto de Reforço Estrutural .....	92
5	Projeto de Execução de um <i>Mezzanine</i> .....	97
5.1	Enquadramento .....	97
5.2	Solução Estrutural .....	98
5.3	Materiais .....	100
5.4	Definição e Quantificação de ações .....	100

5.5	Combinação de Ações .....	101
5.6	Análise Estrutural.....	102
5.6.1	Modelação numérica .....	102
5.6.2	Verificações de segurança .....	102
5.6.3	Mapa de Quantidades.....	111
6	Projeto Continente Bom Dia Sátão .....	113
6.1	Enquadramento Geral.....	113
6.2	Materiais .....	113
6.3	Solução Estrutural.....	114
6.3.1	Condições de Fundação.....	116
6.4	Definição e Quantificação de ações .....	116
6.4.1	Ações Permanentes .....	116
6.4.2	Ações Variáveis .....	117
6.5	Combinação de Ações.....	119
6.6	Modelo de Cálculo .....	120
6.7	Dimensionamento .....	121
6.7.1	Vigas.....	121
6.7.2	Fundações.....	126
6.8	Laje de Escadas .....	130
7	Pré- Dimensionamento de um Edifício de Habitação .....	133
7.1	Enquadramento geral .....	133
7.2	Caracterização do Edifício .....	133
7.3	Solução Estrutural.....	135
7.4	Quantificação e Combinação de Ações .....	136
7.4.1	Ações Permanentes .....	136
7.4.2	Ações Variáveis .....	136

7.4.3	Combinação de ações .....	137
7.5	Pré-Dimensionamento .....	137
7.5.1	Modelo de cálculo.....	137
7.6	Pilares.....	138
7.7	Lajes Fungiformes Maciças.....	140
8	Considerações Finais.....	141
8.1	Conclusões.....	141
8.2	Desenvolvimentos Futuros.....	142
	Referências Bibliográficas .....	143
	Anexo I- Coberturas Metálicas .....	145
	Anexo II- Projeto do <i>Mezzanine</i> .....	151
	Anexo III- Projeto Continente Bom Dia.....	156
	Anexo IV- Projeto Do Edifício de Habitação .....	165

# LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 - Logótipo da empresa. [1] .....	1
Figura 2-1- Coeficiente de exposição, $ce(z)$ . [10] .....	11
Figura 2-2- Pressão exercida em superfícies. [10] .....	12
Figura 2-3- Determinação do $cpe$ para uma superfície carregada A compreendida entre 1 m <sup>2</sup> e 10 m <sup>2</sup> . [10].....	12
Figura 2-4- Zonas em paredes verticais. [10] .....	13
Figura 2-5- Zonas em cobertura de uma vertente. [10].....	14
Figura 2-6- Zoneamento sísmico em Portugal Continental. [15].....	17
Figura 2-7- Configuração do espectro de resposta elástica. [15].....	21
Figura 2-8- Zonas do território nacional para determinação da ação da neve. [9] .....	24
Figura 2-9- Estado Limite EQU. [2].....	25
Figura 2-10- Estado Limite STR. [2] .....	25
Figura 2-11- Estado Limite GEO. [2].....	26
Figura 3-1- Modelo treliça. [11] .....	32
Figura 3-2- Modelo para a verificação da segurança ao punçoamento em sapatas de pilares no estado limite último (fundações). [5].....	35
Figura 3-3- Esforço de punçoamento de sapatas em flexão composta. [5] .....	36
Figura 3-4-Ábaco para determinação de para $d/h=0,9$ e $\varphi=2,5$ . [4].....	42
Figura 3-5- Valores do coeficiente $\eta$ . [4] .....	43
Figura 3-6- Perfis Laminados a quente. [18].....	44
Figura 3-7- Comportamento de secções à flexão. [18] .....	45
Figura 3-8- Fenómeno de encurvadura. [18].....	48

Figura 3-9- Fenómeno de encurvadura lateral. [6].....	49
Figura 3-10- Comprimento de encurvadura com e sem contraventamento. [6] .....	49
Figura 4-1- Vista aérea da loja de distribuição da Ribeira Brava (google.com/maps) .....	60
Figura 4-2- Cobertura do edifício.....	60
Figura 4-3- Vigas do pórtico e rigidificadores a meio vão e nos apoios nos pilares. ....	61
Figura 4-4- Vista dos pórticos metálicos, dos pilares HEB e da viga da cumeeira.....	62
Figura 4-5- Madres da cobertura e respetivos travamentos.....	62
Figura 4-6- Perspetiva global do modelo numérico da cobertura.....	63
Figura 4-7- Ação Permanente: Peso Próprio. ....	64
Figura 4-8- Ação Permanente: Revestimentos. ....	64
Figura 4-9- Ação Permanente: Restantes Cargas Permanentes. ....	65
Figura 4-10- Ação Permanente- Painéis Fotovoltaicos. ....	65
Figura 4-11- Ação Variável- Sobrecarga. ....	65
Figura 4-12- Cargas admissíveis para a chapa da cobertura. ....	67
Figura 4-13- Esforços atuantes retirados do Robot (situação original). ....	68
Figura 4-14- Verificação da segurança ao corte e à flexão (situação original). ....	68
Figura 4-15- Verificação da Segurança à deformação (situação original).....	68
Figura 4-16- Características do vão a considerar para efeitos de encurvadura lateral (situação original). ....	69
Figura 4-17- Verificação da segurança à encurvadura lateral (situação original). ....	69
Figura 4-18- Esforços atuantes retirados do Robot (situação com painéis). ....	69
Figura 4-19- Verificação da segurança ao corte e à flexão (situação com painéis). ....	70
Figura 4-20- Verificação da segurança à deformação (situação com painéis). ....	70
Figura 4-21- Características do vão a considerar para efeitos de encurvadura lateral (situação com painéis). ....	71
Figura 4-22- Verificação da segurança à encurvadura lateral (situação com painéis).....	71
Figura 4-23- Mapeamento dos rácios dos pórticos (situação original).....	72

Figura 4-24- Rácios dos pórticos por ordem decrescente (situação original). .....	72
Figura 4-25- Mapeamento do rácio dos pórticos (situação com painéis). .....	73
Figura 4-26- rácio dos pórticos por ordem decrescente (situação com painéis). .....	73
Figura 4-27- Nota de cálculo da viga de cumeeira.....	74
Figura 4-28-Reforço da Cumeeira.....	75
Figura 4-29- Rácios de solicitação das vigas de cumeeira.....	75
Figura 4-30- Reforço das madres.....	76
Figura 4-31- Características do vão a considerar para efeitos de encurvadura lateral (reforço). ....	76
Figura 4-32- Verificação da segurança aos efeitos de encurvadura lateral com os novos travamentos (reforço). .....	77
Figura 4-33- Nota de cálculo das vigas principais. ....	78
Figura 4-34- Localização dos perfis tubulares de reforço. ....	78
Figura 4-35- Alçado e corte do pormenor de reforço das vigas. ....	79
Figura 4-36- Novos rácios das vigas. ....	79
Figura 4-37- Vista aérea da loja de distribuição de Ourém (google.pt/maps) .....	81
Figura 4-38- Asnas da cobertura.....	82
Figura 4-39- Ligação entre asnas consecutivas/ ligação entre asnas e pilares.....	82
Figura 4-40- Madres da cobertura do edifício. ....	83
Figura 4-41- Contraventamento do banzo inferior da asna .....	83
Figura 4-42- Máquinas de ventilação instaladas na cobertura do edifício .....	84
Figura 4-43- Planta estrutural da cobertura existente.....	85
Figura 4-44- Perspetiva global do modelo numérico.....	86
Figura 4-45- Ação Permanente: Peso Próprio e Revestimentos.....	88
Figura 4-46- Ação Permanente: Restantes Cargas Permanentes. ....	88
Figura 4-47- Ação Permanente: Tetos Falsos. ....	88
Figura 4-48- Ação Permanente: Máquinas de ventilação. ....	89

Figura 4-49- Ação Permanente: Painéis Fotovoltaicos. ....	89
Figura 4-50- Ação Variável: Sobrecarga. ....	89
Figura 4-51- Mapeamento dos rácios das madres. ....	90
Figura 4-52- Rácios das madres por ordem descendente.....	90
Figura 4-53- Mapeamento dos rácios das asnas. ....	91
Figura 4-54- Rácios das asnas por ordem decrescente.....	91
Figura 4-55- Nota de cálculo da diagonal a reforçar.....	92
Figura 4-56- Reforço da diagonal da madre. ....	93
Figura 4-57- Novos rácios de solicitação das madres. ....	93
Figura 4-58- Nota de cálculo de uma corda inferior a reforçar.....	94
Figura 4-59- Reforço das cordas inferiores. ....	94
Figura 4-60- Novos rácios de solicitação das asnas. ....	95
Figura 5-1- Localização do <i>mezzanine</i> a executar.....	97
Figura 5-2- Planta de arquitetura do mezzanine. ....	98
Figura 5-3- Planta da solução estrutural adotada. ....	99
Figura 5-4- Corte da solução estrutural adotada.....	100
Figura 5-5- Geometria do modelo de cálculo do <i>mezzanine</i> .....	102
Figura 5-6- " <i>Member Type</i> " criado para os pilares. ....	103
Figura 5-7- Mapeamento do rácio dos pilares. ....	104
Figura 5-8- Definição dos contraventamentos no robot.....	104
Figura 5-9- Mapeamento dos rácios das vigas. ....	105
Figura 5-10- Exemplo de verificação de uma viga ao E.L.U.....	105
Figura 5-11- Exemplo de Verificação de uma viga ao E.L.S. ....	106
Figura 5-12- Ligação entre vigas principais e vigas secundárias.....	106
Figura 5-13- Definição das características da ligação entre vigas. ....	107
Figura 5-14- Perspetiva 3D da ligação.....	107

Figura 5-15- Nota de cálculo da ligação. ....	108
Figura 5-16- Ligação entre as vigas principais e pilares. ....	108
Figura 5-17- Perspetiva da ligação. ....	109
Figura 5-18- Ligação dos pilares à laje. ....	109
Figura 5-19- Definição da geometria da chapa e da ancoragem no software. ....	110
Figura 5-20- Definição das disposições geométricas das ancoragens e dos esforços atuantes. ....	110
Figura 5-21- - Percentagens de utilização da ligação. ....	111
Figura 6-1- Alçado de arquitetura do Continente Bom Dia. ....	113
Figura 6-2- Corte estrutural do edifício. ....	115
Figura 6-3- Cálculo da ação da neve. ....	118
Figura 6-4- Espectro de Cálculo. ....	119
Figura 6-5- Perspetiva global do modelo de cálculo- vista do tardo. ....	121
Figura 6-6- Perspetiva global do modelo de cálculo- vista da frente. ....	121
Figura 6-7- Pormenor da viga V2.C. ....	122
Figura 6-8- Diagrama de momentos da viga V2.C. ....	122
Figura 6-9- Diagrama de esforços transversos da viga V2.C. ....	123
Figura 6-10- Diagrama de momentos fletores da viga V2.C em estado limite de utilização. ....	124
Figura 6-11- Deformação elástica da viga V2.C. ....	125
Figura 6-12- Condição de sapata rígida. [1].....	126
Figura 6-13- Ábaco de Montoya para determinação das tensões em sapatas retangulares rígidas com dupla excentricidade. [1] .....	128
Figura 6-14- Pormenor Tipo das sapatas. ....	129
Figura 6-15- Dados introduzidos para o cálculo da SP4. ....	129
Figura 6-16- Dimensionamento geotécnico da SP4. ....	129
Figura 6-17- Dimensionamento estrutural da SP4. ....	130
Figura 6-18- Verificações de segurança da SP4. ....	130

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 6-19- Pormenor da laje de escadas. ....	131
Figura 7-1- Alçado de arquitetura do edifício.....	133
Figura 7-2- Planta de arquitetura do piso -2. ....	134
Figura 7-3- Planta de arquitetura do piso -1. ....	135
Figura 7-4- Planta Estrutural do Piso -1. ....	136
Figura 7-5- Perspetiva 1 do modelo de cálculo. ....	137
Figura 7-6- Perspetiva 2 do modelo de cálculo. ....	138
Figura 7-7- Esforços axiais atuantes dos pilares do piso -2.....	139
Figura 7-8- Secções de pilares adotadas.....	140

# LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1- Categorias de utilização. [8] .....	7
Tabela 2-2- Valor das sobrecargas para as diferentes categorias. [8] .....	7
Tabela 2-3- Valor básico da velocidade de referência do vento. [10] .....	9
Tabela 2-4- Categorias e parâmetros do terreno. [10] .....	10
Tabela 2-5- Valores recomendados para os coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular. [10] .....	12
Tabela 2-6- Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente. [10] .....	15
Tabela 2-7- Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente. [10] .....	15
Tabela 2-8- Tipos de terreno. [15] .....	18
Tabela 2-9- Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 1. [15] .....	18
Tabela 2-10- Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para ação sísmica Tipo 2. [15] .....	19
Tabela 2-11- Aceleração máxima de referência $a_{gr}$ . [15] .....	19
Tabela 2-12- Classes de importância. [15] .....	20
Tabela 2-13- Valores do coeficiente de importância $\gamma_1$ . [15] .....	20
Tabela 2-14- Valores base do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura. [15] .....	21
Tabela 2-15- Valores recomendados de $C_e$ para diferentes topografias. [9] .....	23
Tabela 2-16- Coeficiente de forma para cobertura de uma vertente. [9] .....	24
Tabela 3-1- Valores recomendados de $w_{max}$ . [11] .....	38
Tabela 3-2- Coeficiente K relativo ao sistema estrutural. [4] .....	40

Tabela 3-3- Relação $l/d$ . [4] .....	41
Tabela 3-4- Valores nominais da tensão de cedência $f_y$ e da tensão de rotura à tração $f_u$ dos aços laminados a quente correntes. [18].....	43
Tabela 3-5- Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (internos). [12].....	46
Tabela 3-6- Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (banzos). [12].....	47
Tabela 3-7- Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal. [12] .....	52
Tabela 3-8- Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura. [12].....	52
Tabela 4-1- Flechas máximas e respetivos limites das vigas da cumeeira.....	76
Tabela 4-2- Mapa de quantidades do reforço a realizar (Ribeira Brava). .....	80
Tabela 4-3- Mapa de quantidades do reforço a realizar (Ourém).....	96
Tabela 5-1- Quadro de materiais.....	100
Tabela 5-2- Combinações de ações consideradas. ....	101
Tabela 5-3- Cargas de utilização em função da espessura e do vão dos painéis de OSB .....	103
Tabela 5-4- Mapa de quantidades do <i>mezzanine</i> . .....	112
Tabela 6-1- Quadro de materiais.....	114
Tabela 6-2- Combinação de ações. ....	120
Tabela 6-3- Dimensionamento da viga V2.C à flexão .....	123
Tabela 6-4- Dimensionamento da armadura de corte da viga V2.C.....	124
Tabela 6-5- Verificação da segurança da viga V2.C à fendilhação.....	125
Tabela 6-6- Dimensionamento da laje de escadas. ....	131
Tabela 7-1- Esforço axial resistente de várias secções. ....	139
Tabela 7-2- Pré-dimensionamento das lajes.....	140

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente relatório surge no âmbito da unidade curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas, e tem como intuito apresentar o trabalho desenvolvido ao longo do estágio curricular, para obtenção do grau de mestre.

O estágio curricular foi realizado numa empresa de projeto de estruturas, composta por uma equipa de vários projetistas, sendo que no decorrer dos meses foram aplicados os conhecimentos já adquiridos ao longo do ciclo de estudos, assim como foram adquiridos novos conhecimentos e novas metodologias de trabalho em projetos de estruturas de betão armado, assim como de estruturas metálicas.

Assim, são apresentados ao longo do documento os trabalhos desenvolvidos, sustentados pela regulamentação aplicável e pela metodologia de cálculo adotada.

## 1.2 EMPRESA DE ACOLHIMENTO

O estágio curricular foi realizado na CCAD - Serviços de Engenharia, Lda, cujo logótipo se encontra na Figura 1-1. Foi criada em junho de 2005 e encontra-se situada no concelho da Maia, distrito do Porto.



Figura 1-1 - Logótipo da empresa. [1]

Sendo uma empresa de elevado *know-how*, a mesma presta serviços em várias áreas de intervenção, das quais:

- Obras de artes e pontes;

- Edifícios industriais, comércio e habitação;
- Estações de tratamento de água e de águas residuais;
- Contenções especiais, reforço e reabilitação de estruturas;
- Revisão de projetos.

A CCAD atua, não só no mercado nacional, mas também no estrangeiro, tendo já elaborado projetos para países como a Argélia, Angola, Moçambique, Macau, Ucrânia, entre outros.

### **1.3 TRABALHOS DESENVOLVIDOS NA EMPRESA**

Durantes os meses de estágio na CCAD, foi possível participar no desenvolvimento de alguns projetos quer de betão armado quer de estrutura metálica. De seguida, são apresentados os projetos no qual a estudante interveio, sendo que os que se encontram sublinhados serão abordados nos capítulos seguintes:

- Análise Estrutural e Reforço de coberturas metálicas;
- Projeto de Licenciamento Continente Bom Dia de Sátão;
- Projeto de Execução de um *Mezzanine* no Continente do Centro Comercial Colombo;
- Levantamento e análise das patologias do parque de estacionamento do Continente de Matosinhos;
- Projeto de Execução da estrutura de suporte do logótipo do MaxMat de Setúbal;
- Projeto de Licenciamento de um edifício de habitação na Maia.

### **1.4 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO**

O relatório encontra-se dividido em 8 capítulos:

- No capítulo 1 são apresentadas as considerações iniciais do relatório, a empresa de acolhimento do estágio, os trabalhos desenvolvidos ao longo do mesmo e a organização do relatório.
- No capítulo 2 são abordadas as bases para o dimensionamento de estruturas, o que inclui, a apresentação da regulamentação, a quantificação das ações e os estados limites.

- No capítulo 3 é apresentada a metodologia adotada para os vários projetos, ou seja, quais os conceitos e métodos utilizados assim como as verificações a serem cumpridas tanto no programa de cálculo automático, como nas folhas de cálculo utilizados;
- No capítulo 4 é apresentado o caso de estudo relativo à análise estrutural e reforço de duas coberturas metálicas devido ao acréscimo de carga em consequência da colocação de novos equipamentos e de painéis fotovoltaicos;
- No capítulo 5 é exposto o projeto de execução de um *mezzanine* em estrutura metálica, no qual é apresentado o dimensionamento dos perfis assim como a ligação entre os mesmos;
- Já no capítulo 6 é apresentado o dimensionamento de alguns elementos estruturais de betão armado que constituem o Continente Bom Dia de Sátão como vigas, fundações e lajes de escadas.
- Quanto ao capítulo 7, este é referente ao projeto de licenciamento de um edifício de habitação na Maia apresentando-se o pré-dimensionamento dos pilares e das lajes de betão armado.
- Por fim, no capítulo 8 são feitas as considerações relativas ao trabalho desenvolvido e são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.



## **2 BASES DE PROJETO**

### **2.1 GENERALIDADES**

Neste capítulo são abordadas as bases a ter em conta nos projetos desenvolvidos, ou seja, é apresentada a regulamentação utilizada nos projetos, assim como os vários tipos de ações atuantes numa estrutura e os estados limites a ter em conta para a verificação da segurança da mesma.

### **2.2 REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL**

Para determinar as ações e combinações de ações e para dimensionar os projetos foram utilizadas as seguintes normas:

- NP EN 1990, 2009- Eurocódigo: Bases para o Projeto de Estruturas;
- NP EN 1991-1-1- Eurocódigo 1: Ações em Estruturas;
- NP EN 1992-1-1, 2010- Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado;
- NP EN 1993-1-1, 2010- Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço;
- NP EN 1997-1, 2010- Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico;
- NP EN 1998-1, 2010- Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos;
- NP EN 206-1:2007- Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade.

### **2.3 QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES**

Para dimensionar uma estrutura é necessário contabilizar as diversas ações que nela atuam. Estas ações podem ser classificadas como diretas ou indiretas, sendo que direta significa que esta é aplicada diretamente na estrutura e indireta implica que haja uma deformação imposta à estrutura.

Para além disto, as ações também são classificadas de acordo com a sua variação no tempo, ou seja:

- Ações Permanentes (G): ações cujo seu valor é constante ao longo do tempo;

- Ações Variáveis (Q): ações cujo valor, intensidade e local variam ao longo do tempo;
- Acidentais (A): ações cuja duração e probabilidade de ocorrência é bastante reduzida.

### **2.3.1 Ações Permanentes**

As ações permanentes contabilizadas nos casos de estudo apresentados foram:

- Peso Próprio da Estrutura;
- Restantes Cargas Permanentes;
- Peso de Equipamentos.

### **2.3.2 Ações Variáveis**

As ações variáveis contabilizadas nos casos de estudo apresentados foram:

- Sobrecargas de utilização;
- Ação do Vento;
- Ação Sísmica;
- Ação da Neve.

#### **2.3.2.1 Sobrecarga de utilização**

Em função da ocupação e da utilização de um edifício é possível estabelecer a categoria do mesmo (Tabela 2-1), e em função dessa categoria obtém-se o valor característico da sobrecarga a adotar (Tabela 2-2).

Tabela 2-1- Categorias de utilização. [8]

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com excepção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D) <sup>1)</sup>	<p>C1: Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções.</p> <p>C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p>C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p>C4: Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p>C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.</p>
D	Actividades comerciais	<p>D1: Zonas de lojas em geral.</p> <p>D2: Zonas de grandes armazéns.</p>

1) Chama-se a atenção para 6.3.1.1(2), em particular para C4 e C5. Ver a EN 1990 quando for necessário considerar efeitos dinâmicos. Para a Categoria E, ver o Quadro 6.3.

NOTA 1: Dependendo das utilizações previstas, as zonas que seriam normalmente classificadas como C2, C3 e C4 poderão ser classificadas como C5 por decisão do dono de obra e/ou do Anexo Nacional.

NOTA 2: O Anexo Nacional poderá estabelecer subcategorias para A, B, C1 a C5, D1 e D2.

NOTA 3: Ver 6.3.2 para zonas de armazenamento ou de actividades industriais.

Tabela 2-2- Valor das sobrecargas para as diferentes categorias. [8]

Categorias de zonas carregadas	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Categoria A</b>		
- Pavimentos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
- Escadas	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
- Varandas	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
<b>Categoria B</b>	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
<b>Categoria C</b>		
- C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
- C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
- C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
<b>Categoria D</b>		
- D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

### 2.3.2.2 Ação do vento

A ação do vento varia ao longo do tempo e afeta direta e indiretamente as superfícies das estruturas, exercendo pressões sobre elas. Essas pressões resultam em forças que atuam perpendicularmente à superfície das construções ou revestimentos. Assim, o impacto do vento nas estruturas é determinado pelas suas dimensões, formato e características dinâmicas. As ações são determinadas de acordo com a norma NP EN 1991-1-4 e utilizam-se valores de referência para a velocidade do vento ou para a pressão dinâmica.

- Velocidade do vento e pressão dinâmica

A velocidade média do vento (velocidade sem o efeito da turbulência), depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência do vento,  $v_b$ , e deverá ser determinada através da seguinte expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.1)$$

em que:

$c_r(z)$  – valor do coeficiente de rugosidade;

$c_0(z)$  – valor de orografia, igual a 1,0;

$v_b$  – valor de referência da velocidade do vento.

O valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , é calculado a partir de um valor básico modificado para ter em conta a direção do evento e, eventualmente, a estação do ano. Deve ser calculado através da seguinte expressão:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \quad (2.2)$$

em que:

$v_{b,0}$  – valor básico da velocidade de referência do vento;

$c_{dir}$  – coeficiente de direção, igual a 1,0;

$c_{season}$  – coeficiente de sazão que poderá variar com a estação do ano, igual a 1,0.

O valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , corresponde ao valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10 minutos, independentemente da direção e da época do ano. Para o caso de Portugal, este encontra-se dividido em duas zonas, A e B, sendo que para cada uma obtém-se um valor de  $v_{b,0}$ , segundo a Tabela 2-3.

Tabela 2-3- Valor básico da velocidade de referência do vento. [10]

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

Em que:

Zona A - para a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B - para os arquipélagos dos Açores e da Madeira e para as regiões situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m.

Quanto ao coeficiente de rugosidade, este tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em resultado da altura acima do nível do solo e da rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direção do vento considerada.

A determinação do coeficiente de rugosidade à altura  $z$ , é efetuada através das seguintes expressões:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.4)$$

em que:

$z_0$  – comprimento de rugosidade;

$z_{max}$  – 200 m;

$k_r$  – coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade  $z_0$ , calculado através de:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2.5)$$

Uma vez que  $z_0$  e  $z_{min}$  dependem das categorias do terreno, na Tabela 2-4 são fornecidos valores recomendados de quatro categorias de terreno representativas.

Tabela 2-4- Categorias e parâmetros do terreno. [10]

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

Com a velocidade média, é então possível calcular a pressão dinâmica de pico  $q_p(z)$  à altura  $z$ , que depende do regime local de ventos, da rugosidade do terreno, da orografia e da altura de referência. Esta pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.6)$$

em que:

$v_m$  - velocidade média do vento;

$\rho$  – massa volúmica do ar;

$I_v(z)$  – intensidade de turbulência à altura  $z$ ;

$q_b$  – valor da pressão dinâmica de referência,  $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$ ;

$c_e(z)$  – valor do coeficiente de exposição,  $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$ .

O valor do coeficiente de exposição,  $c_e(z)$ , pode ser determinado através do gráfico representado na Figura 2-1, quando  $c_0$  e  $K_1$  tomam valor 1,0.

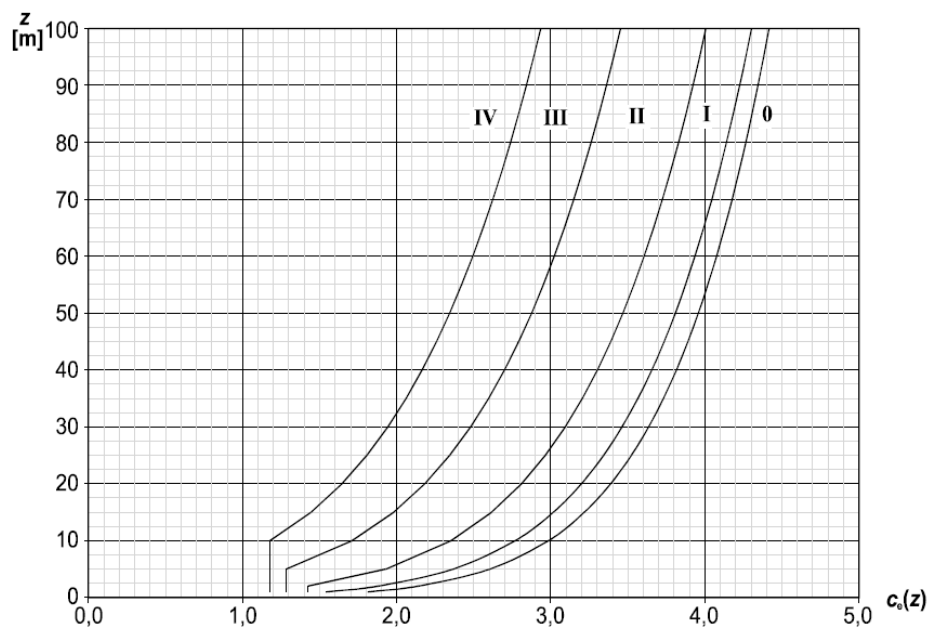


Figura 2-1- Coeficiente de exposição,  $c_e(z)$ . [10]

Com o valor da pressão dinâmica de pico, é possível determinar a pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores e interiores. Assim, a pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores é dada pela seguinte expressão:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.7)$$

em que,

$q_p(z_e)$  – pressão dinâmica de pico;

$z_e$  - altura de referência para a pressão exterior;

$c_{pe}$  – coeficiente de pressão para a pressão exterior.

Quanto à pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores, esta pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.8)$$

A pressão total que atuará na superfície será a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas, tendo em conta o seu sinal positivo ou negativo, isto é, se uma pressão é exercida contra a superfície, esta é considerada positiva, enquanto que se a pressão é exercida num sentido em que se afasta da superfície, esta é considerada negativa (Figura 2-2).

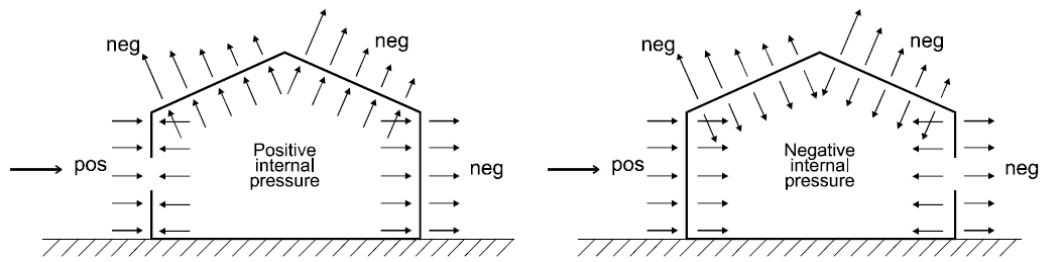


Figura 2-2- Pressão exercida em superfícies. [10]

Para determinar os coeficientes de pressão,  $c_{pe}$ , é necessário conhecer a área carregada da superfície, sendo que os valores de  $c_{pe}$  são fornecidos para superfícies carregadas de 1 m<sup>2</sup> e de 10 m<sup>2</sup>, representados, respetivamente, por  $c_{pe,1}$  (coeficientes locais) e por  $c_{pe,10}$  (coeficientes globais). Para determinação do  $c_{pe}$  de superfícies carregadas entre 1 m<sup>2</sup> e 10 m<sup>2</sup>, deve-se utilizar o procedimento indicado na Figura 2-3.

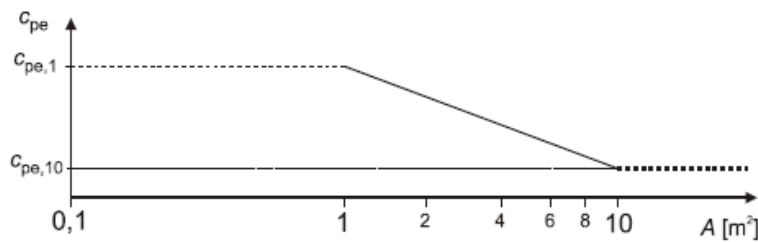


Figura 2-3- Determinação do  $c_{pe}$  para uma superfície carregada A compreendida entre 1 m<sup>2</sup> e 10 m<sup>2</sup>. [10]

$$\text{em que } c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A.$$

Com a área da superfície carregada e a relação das dimensões do edifício, determinam-se os valores dos coeficientes para as diversas zonas do edifício, através da Tabela 2-5.

Tabela 2-5- Valores recomendados para os coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular. [10]

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
≤0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

É de notar que são definidas diferentes zonas para as paredes dispostas na mesma direção em que atua o vento, pois a ação do mesmo não é uniforme ao longo das paredes. Assim, para cada zona é

atribuído um valor diferente do coeficiente de pressão. Através da Figura 2-4 é possível associar cada zona às diferentes paredes do edifício.

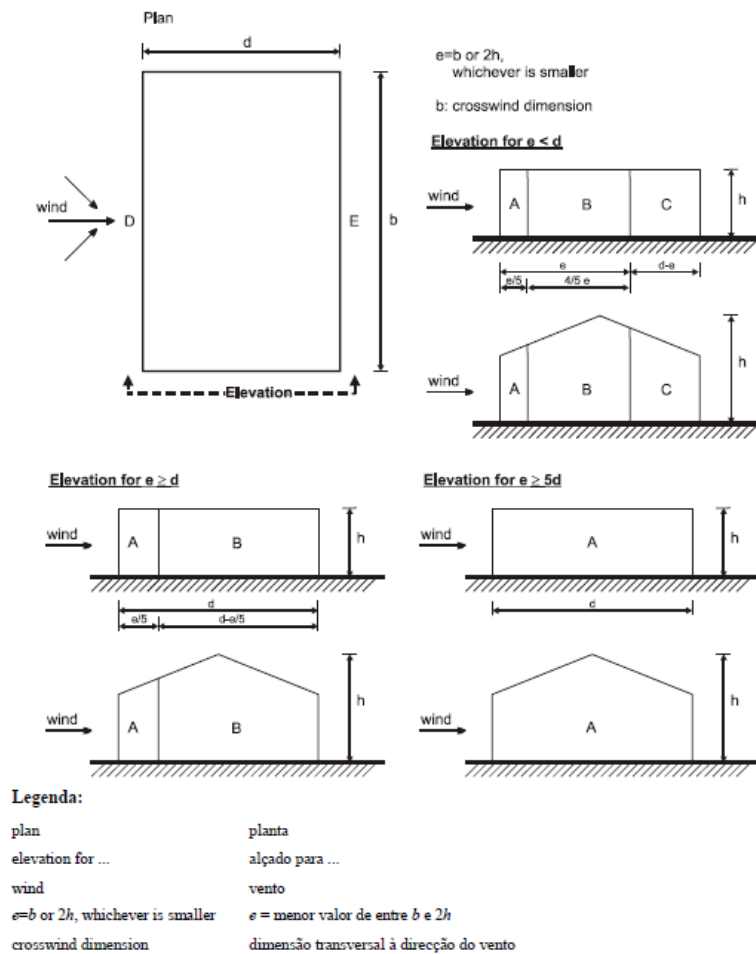


Figura 2-4- Zonas em paredes verticais. [10]

Para o caso de coberturas de uma vertente, devem adotar-se as zonas definidas na Figura 2-5 com os respetivos coeficientes de pressão representados na Tabela 2-6 e Tabela 2-7.

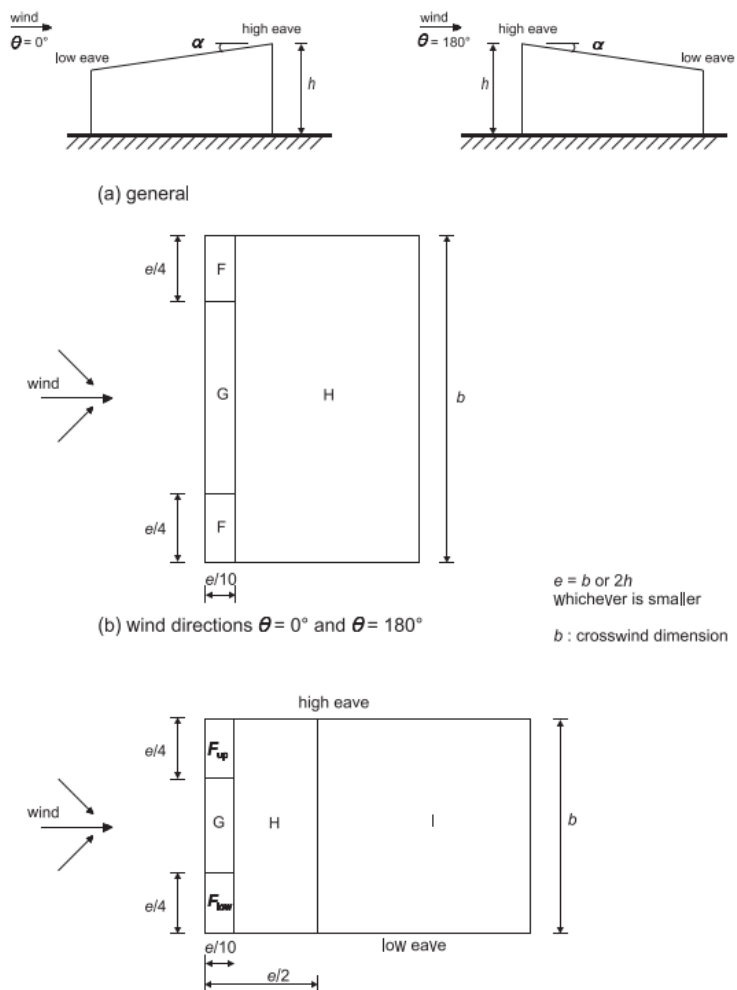


Figura 2-5- Zonas em cobertura de uma vertente. [10]

Tabela 2-6- Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente. [10]

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direcção do vento $\theta=0^\circ$						Zona; Direcção do vento $\theta=180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Tabela 2-7- Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente. [10]

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direcção do vento $\theta=90^\circ$									
	$F_{up}$		$F_{low}$		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

*NOTA 1: Com  $\theta = 0^\circ$  (ver o Quadro a), a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos para inclinações entre  $\alpha = +5^\circ$  e  $\alpha = +45^\circ$ , razão pela qual são fornecidos valores positivos e negativos. Para estas coberturas deverão ser considerados dois casos: um com todos os valores positivos e um outro com todos os valores negativos. Não é permitida a mistura, numa mesma vertente, de valores positivos com valores negativos.*

*NOTA 2: Para ângulos intermédios de inclinação da vertente, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. Os valores iguais a 0,0 são fornecidos para efeitos de interpolação.*

### 2.3.2.3 Ação Sísmica

O dimensionamento sísmico, conforme o Eurocódigo 8, define critérios para garantir que uma estrutura possa resistir a um sismo, absorvendo a energia resultante do mesmo e deformando-se de maneira controlada e segura. A norma exige que se verifique a segurança da estrutura para estado limite último e estado de limitação de danos, sendo que o primeiro caso está associado ao colapso da estrutura e o segundo caso está associada a limitação de danos com o objetivo de reduzir o impacto económico.

Em Portugal, a norma classifica as ações sísmicas em dois tipos: tipo 1 (menos frequente e com maior magnitude) e tipo 2 (mais frequente e com menor magnitude). O Eurocódigo 8 usa espectros de resposta específicos para cada zona sísmica para quantificar essas ações.

As fórmulas a seguir são usadas para obter os espectros de resposta elástica à superfície do terreno:

$$0 \leq T \leq T_B \quad : S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2.5 - 1)\right] \quad (2.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \quad (2.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C}{T}\right] \quad (2.11)$$

$$T_D \leq T \quad : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \quad (2.12)$$

em que:

$S_e(T)$  – Espectro de resposta elástico;

$T$  – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$T_B$  – Limite inferior do período do patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  – Valor que define o início do ramo de deslocamento constante

$a_g$  – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

$S$  – Coeficiente de solo;

$\eta$  – Coeficiente de amortecimento,  $\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55$ ;

$\xi$  - Amortecimento viscoso.

Para determinar os espectros de resposta é necessário conhecer a localização da estrutura e o tipo de terreno em que a mesma se encontra. Através da Figura 2-6 é possível definir a zona sísmica correspondente ao tipo de ação sísmica, 1 e 2.

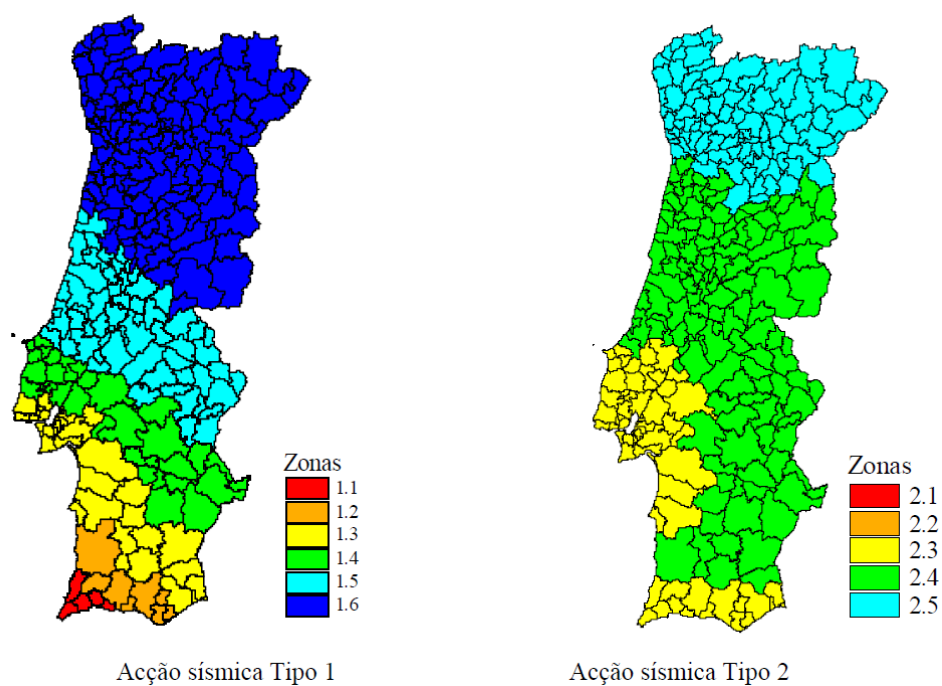


Figura 2-6- Zoneamento sísmico em Portugal Continental. [15]

Quanto ao tipo de terreno, o Eurocódigo 8 descreve 7 tipos diferentes de solos, descritos na Tabela 2-8 e em função disso, é possível obter os valores de  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $S_{max}$  para os dois tipos de ação sísmica, através da Tabela 2-9 e da Tabela 2-10.

Tabela 2-8- Tipos de terreno. [15]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

Tabela 2-9- Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para ação sísmica

Tipo 1. [15]

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

Tabela 2-10- Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para ação sísmica Tipo 2. [15]

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

Relativamente ao valor de cálculo da aceleração à superfície, este depende da zona sísmica e da classe de importância da estrutura e pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$a_g = a_{gr} \times \gamma_1 \quad (2.13)$$

em que:

$a_{gr}$  – Valor da aceleração máxima de referência;

$\gamma_1$  – Valor do coeficiente de importância da estrutura, obtido através da Tabela 2-11.

Tabela 2-11- Aceleração máxima de referência  $a_{gr}$ . [15]

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

O valor do coeficiente de importância pode ser obtido através da Tabela 2-13 e este traduz o nível de risco associado ao uso e às consequências do colapso da estrutura, ajustando a resposta sísmica conforme a importância da edificação. Existem 4 classes de importância e estas encontram-se descritas na Tabela 2-12.

Tabela 2-12- Classes de importância. [15]

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Tabela 2-13- Valores do coeficiente de importância  $\gamma_1$ . [15]

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

Por fim, em função do valor da aceleração à superfície, pode calcular-se o valor do coeficiente do solo,  $S$ , através das seguintes expressões:

$$a_g = 1 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} \quad (2.14)$$

$$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 : S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (2.15)$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 : S = 1,0 \quad (2.16)$$

Posto isto, obtém-se o espectro de resposta elástica que toma a configuração da Figura 2-7.

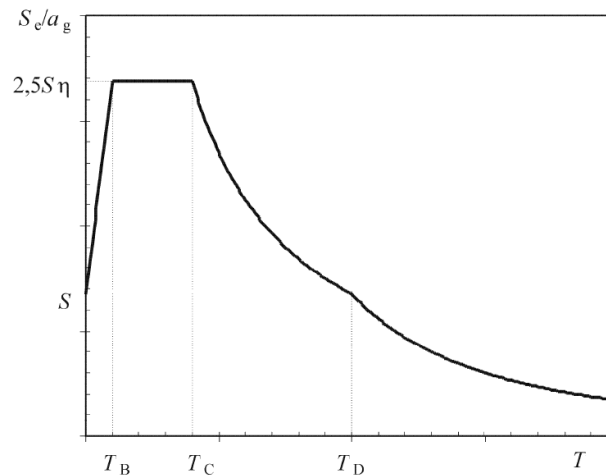


Figura 2-7- Configuração do espectro de resposta elástica. [15]

Uma vez que as estruturas têm capacidade de dissipar energia, o espectro utilizado em termos de projeto não é o espectro de resposta elástica, mas sim o espectro de cálculo, que resulta numa redução do espectro anterior. Para isso, é necessário determinar o coeficiente de comportamento,  $q$ :

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (2.17)$$

onde:

$q_0$  – valor básico do coeficiente de comportamento;

$k_w$  – coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O valor básico do coeficiente de comportamento é determinado em função do sistema estrutural e da sua regularidade em altura, através da Tabela 2-14.

Tabela 2-14- Valores base do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura.

[15]

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Para edifícios regulares em planta, o fator de majoração  $\alpha_u/\alpha_1$  pode assumir os seguintes valores aproximados:

a. Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:

- Edifícios de um só piso:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ ;
- Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ ;
- Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ .

b. Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:

- Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$ ;
- Outros sistemas de paredes não acopladas:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ ;
- Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ .

Já o valor do coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes deve ser igual a:

$k_w = 1,0$ , para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos;

$k_w = (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$ , mas não inferior a 0,5, para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis.

Assim, com o valor do coeficiente de comportamento e através das seguintes expressões, é possível obter o espetro de cálculo,  $S_d$ :

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.18)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.20)$$

$$T_D \leq T \leq \infty: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.21)$$

Sendo  $\beta=0,2$ .

### 2.3.2.4 Ação da Neve

De acordo com o Eurocódigo 1, a ação da neve refere-se às cargas que a neve acumulada pode exercer sobre uma estrutura e esta depende de fatores como a localização, a altitude e a forma da cobertura.

A carga da neve pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k \quad (2.22)$$

em que:

$\mu_i$ - coeficiente de forma para a carga da neve;

$s_k$ - valor característico da carga da neve ao nível do solo;

$C_e$ - coeficiente de exposição, obtido através da Tabela 2-15;

$C_t$ - coeficiente térmico.

Tabela 2-15- Valores recomendados de  $C_e$  para diferentes topografias. [9]

Topografia	$C_e$
Exposta ao vento <sup>a)</sup>	0,8
Normal <sup>b)</sup>	1,0
Abrigada <sup>c)</sup>	1,2

a) *Topografia exposta ao vento: zonas planas, sem obstáculos e expostas de todos os lados, sem ou com pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores.*  
b) *Topografia normal: zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.*  
c) *Topografia abrigada: zonas tais que a construção em causa fica a um nível consideravelmente mais baixo que o do terreno circundante ou que está rodeada por árvores altas e/ou por outras construções mais altas.*

Para determinar o valor característico da carga da neve ao nível do solo, o Eurocódigo 1 classifica o território nacional em 3 zonas, conforme representado na Figura 2-8. Assim, os valores de  $s_k$  são determinados por:

$$s_k = C_z [1 + (H/500)^2] \quad (2.23)$$

em que:

$C_z$  – Coeficiente dependente da zona (igual a 0,30 para a zona  $Z_1$ , 0,20 para a zona  $Z_2$  e 0,10 para a zona  $Z_3$ );

H- altitude do local, em metros.

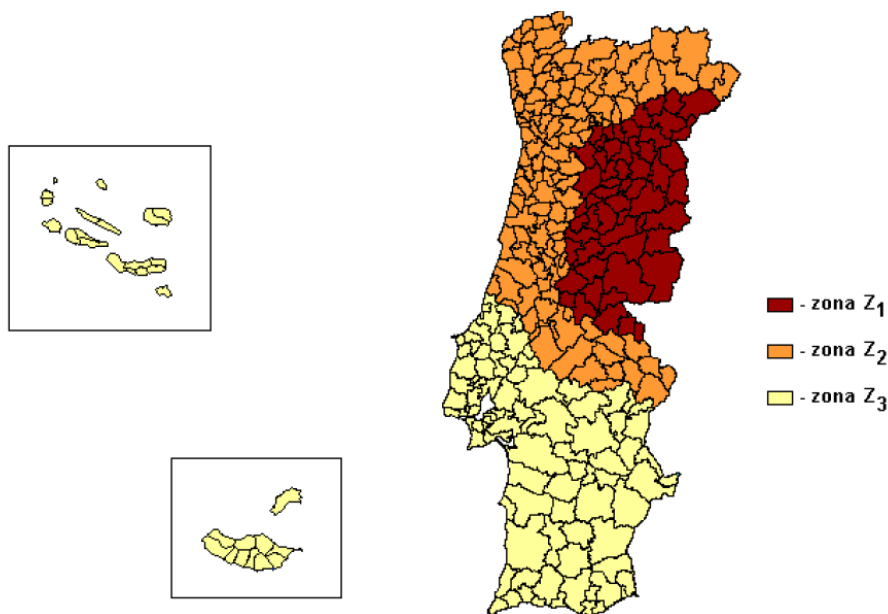


Figura 2-8- Zonas do território nacional para determinação da ação da neve. [9]

O coeficiente térmico  $C_t$  deve ser aplicado para considerar a redução das cargas de neve em coberturas com alta transmissão térmica, como acontece em coberturas envidraçadas, devido ao fenómeno de fissão da neve causado pelo fluxo de calor. Em outros casos, deve-se utilizar o valor de 1,0.

O valor do coeficiente de forma para o caso de uma cobertura de uma vertente encontra-se definido na Tabela 2-16, sendo que nos casos em que existam guarda-neves ou outros obstáculos, o valor do coeficiente de forma não deverá ser inferior a 0,8.

Tabela 2-16- Coeficiente de forma para cobertura de uma vertente. [9]

Ângulo de inclinação da vertente $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0

## 2.4 ESTADOS LIMITES

Após definição e quantificação das ações a que a estrutura em causa está sujeita, é necessário definir os estados limites da mesma. De acordo com o Eurocódigo 0, estes são definidos com o intuito de perceber quando é que a estrutura deixa de forma parcial ou total de desempenhar as funções para o qual é projetada. Em função dos danos resultantes, são estabelecidos dois tipos de estados limites:

- Estados Limites Últimos - referem-se ao conjunto de condições para o qual a estrutura atinge a sua capacidade máxima de carga, antes de entrar em rotura ou sofrer danos estruturais permanentes;
- Estados Limites de Utilização - Referem-se ao conjunto de condições para o qual a estrutura começa a apresentar deformações, vibrações ou danos excessivos que afetam a funcionalidade e o aspeto da estrutura ou o conforto dos utilizadores da mesma.

### 2.4.1 Estados Limites Últimos

Os Estados Limites últimos podem ser os seguintes:

- i. Estado Limite Último de Equilíbrio (EQU): este estado limite está relacionado com a perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, sendo que as propriedades de resistência da construção e do terreno não têm uma influência significativa na capacidade de resistência (Figura 2-9);

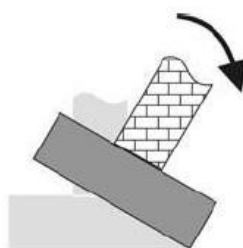


Figura 2-9- Estado Limite EQU. [2]

- ii. Estado Limite Último de Rotura (STR): este estado é definido pela rotura ou deformação excessiva das estruturas, sendo que a resistência dos materiais que as compõem são condicionantes (Figura 2-10);

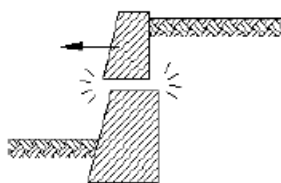


Figura 2-10- Estado Limite STR. [2]

- iii. Estado Limite Último de Fadiga (FAT): define-se pela rotura causada por fadiga nas estruturas ou nos seus elementos estruturais;

- iv. Estado Limite Último Geotécnico (GEO): este estado diz respeito à rotura ou deformação excessiva do terreno, sendo que as propriedades resistentes do solo ou da rocha desempenham um papel significativo para a resistência das estruturas (Figura 2-11).

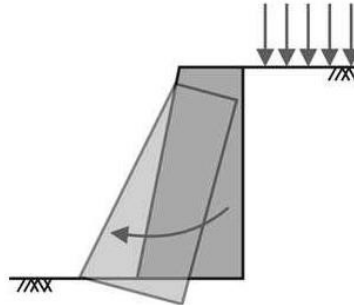


Figura 2-11- Estado Limite GEO. [2]

## 2.4.2 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização, como referido anteriormente, afetam a funcionalidade da estrutura e o conforto de utilização da mesma, ou seja, as consequências destes estados limite são menos gravosas que as dos estados limites últimos. Assim, pode-se considerar que os estados limites de utilização podem ser considerados irreversíveis se essas consequências se mantêm após a estrutura estar sujeita a determinadas ações, ou reversíveis se a estrutura voltar às suas condições iniciais.

## 2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

### 2.5.1 Estados Limites Últimos

Para garantir a segurança da estrutura é necessário que o valor de cálculo do esforço atuante ( $E_d$ ) seja inferior ao valor de cálculo do esforço resistente ( $R_d$ ). Assim, para determinar os valores de cálculo dos esforços atuantes são utilizadas as seguintes combinações, definidas pelo ECO e pelo EC8:

- a) Combinação fundamental

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.24)$$

- b) Combinação fundamental, com ação sísmica como base

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.25)$$

c) Combinação acidental

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.26)$$

em que:

“+”- significa «a combinar com»;

$\Sigma$ - significa «o efeito combinado de»;

$G_{k,j}$ - Valor característico de uma ação permanente  $j$ ;

$P$ -Valor representativo de uma ação de pré-esforço e/ou deformações impostas;

$A_{Ed}$ - Valor de cálculo de uma ação sísmica;

$A_d$ - Valor de cálculo de uma ação de acidente;

$Q_{k,1}$ - Valor característico da ação variável de base da combinação 1;

$Q_{k,i}$ - Valor característico da ação variável acompanhante  $i$ ;

$\Psi_{0,i}$ - Coeficiente para determinação do valor de combinação da ação variável  $i$ ;

$\Psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável  $i$ ;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial relativo a ação permanente  $j$  ( $\gamma_{G,j} = 1,35$ );

$\gamma_p$ - Coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço e/ou deformações impostas;

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial relativo à ação variável  $i$  ( $\gamma_{Q,i} = 1,5$ ).

### 2.5.2 Estados Limites de Utilização

Para os estados limite de utilização, o Eurocódigo 0 define as seguintes combinações

- Combinação característica

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.27)$$

- Combinação frequente

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.28)$$

- Combinação quase-permanente

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.29)$$

# 3 METODOLOGIA DE CÁLCULO

## 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para o dimensionamento de estruturas de betão e de estruturas metálicas, estão definidas metodologias que permitem verificar a segurança para os estados limites referidos anteriormente. Assim, neste capítulo, e tendo por base os Eurocódigos 2 e 3, é apresentada a metodologia utilizada nos trabalhos desenvolvidos e apresentados nos capítulos seguintes.

## 3.2 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

### 3.2.1 Verificação aos estados limite últimos

Para o dimensionamento das secções e respetivas armaduras, é necessário garantir a verificação da segurança em estado limite último para os diversos tipos de solicitação, apresentados em seguida.

#### 3.2.1.1 Flexão

Para o dimensionamento de armaduras, considera-se que a mesma se encontra em cedência, de forma a mobilizar, integralmente, a sua capacidade resistente, otimizando os resultados. Para isso é necessário verificar a seguinte condição:

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad (3.1)$$

Assim, para elementos sujeitos à flexão simples devem seguir-se os seguintes passos, recorrendo-se, simultaneamente, a ábacos de dimensionamento de secções de betão:

- Momento fletor reduzido

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (3.2)$$

onde:

$M_{Ed}$ - momento fletor atuante;

$b$ - largura da secção;

$d$ -altura útil da secção;

$f_{cd}$ - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

- Armadura necessária

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (3.3)$$

onde:

$\omega$ - percentagem de armadura;

$f_{yd}$ - valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$A_s$ - área de armadura.

- Armadura mínima necessária

$$A_{s,min} \geq 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ mas não inferior a } 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (3.4)$$

onde:

$f_{ctm}$ - valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;

$f_{yk}$ - valor característico da tensão de cedência do aço;

$b_t$ - largura da secção tracionada.

- Armadura máxima

$$A_{s,max} \leq 0,04 \cdot A_c \quad (3.5)$$

onde:

$A_c$ - Valor da área de betão.

No caso de elementos sujeitos à flexão composta, deve-se seguir os passos descritos anteriormente, contudo, deve-se também ter em conta o esforço normal reduzido,  $v$ , obtido através de:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (3.6)$$

onde:

$N_{Ed}$ - esforço axial atuante.

### 3.2.1.2 Esforço Transverso

Um elemento sujeito a esforço transverso apresenta uma evolução não linear das tensões, podendo levar à rotura numa fase de fendilhação da secção. Deste modo, é importante verificar a segurança dos elementos em relação aos estados limite últimos. No entanto, nem todos os elementos submetidos a esforços de corte necessitam de armadura para resistir a essa sollicitação, especialmente quando a secção de betão possui capacidade suficiente para suportar o esforço atuante por si só, ou seja:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.7)$$

em que:

$V_{Ed}$ - valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{Rd,c}$ - valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso.

O valor do esforço transverso resistente é obtido por:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad (3.8)$$

onde:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

$$k = 1 + \frac{\sqrt{200}}{d} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ expresso em mm};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

$A_{sl}$ - área da armadura de tração;

$b_w$ - menor largura da secção transversal na área tracionada (mm).

Se a condição anterior não se verificar, é necessário calcular uma armadura de esforço transverso, que de acordo com o Eurocódigo 2, é calculada através do modelo de treliça apresentado na Figura 3-1.

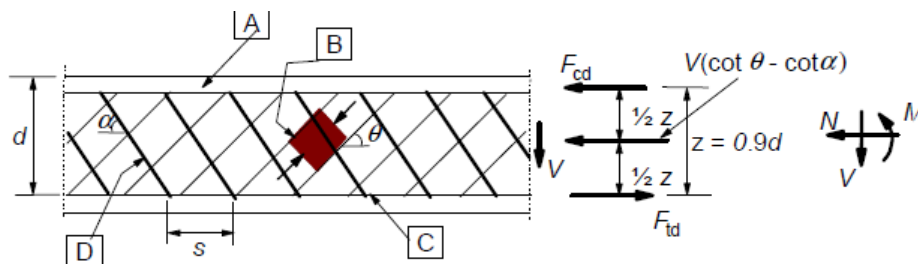


Figura 3-1- Modelo treliça. [11]

em que:

$\alpha$ - ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga;

$\theta$ - ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, sendo que  $1 < \cot\theta \leq 2,5$ ;

$z$ - braço de binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento.

Para elementos cujas armaduras são constituídas por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente é determinado a partir do menor dos seguintes valores:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot\theta \quad (3.9)$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{a_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (3.10)$$

em que:

$\frac{A_{sw}}{s}$  - área da secção transversal das armaduras de esforço transverso existente no comprimento  $s$ ;

$s$ - espaçamento entre estribos;

$f_{ywd}$ - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;

$a_{cw}$ - coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;

$v_1$ - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;  $v_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ .

A armadura de esforço transverso é então determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} \quad (3.11)$$

Quando não é necessária armadura de esforço transverso, a norma define a utilização de uma armadura mínima, determinada a partir de:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot sen\alpha} \geq \rho_{w,min} \quad (3.12)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.13)$$

Ou seja:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot sen\alpha \quad (3.14)$$

É também necessário garantir que o espaçamento longitudinal entre estribos ( $s_{l,máx}$ ) e o espaçamento entre ramos ( $s_{t,máx}$ ) se encontram dentro valores calculados a partir de:

$$s_{l,máx} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + cot\alpha) \quad (3.15)$$

$$s_{t,máx} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm} \quad (3.16)$$

### 3.2.1.3 Punçoamento

O Eurocódigo 2 apresenta regras de verificação de segurança relativas ao punçoamento para lajes e fundações. Este é um fenómeno que está relacionado com o esforço transverso resultante de uma carga concentrada numa área específica.

Neste subcapítulo apenas é descrita a verificação ao punçoamento de sapatas.

Para a verificação da segurança ao punçoamento, é necessário comparar os valores de cálculo de tensões atuantes com os resistentes, sendo que estes se desenvolvem em secções de controlo a uma distância da face do pilar inferior a  $2d$ . Para isso são considerados os seguintes valores:

$v_{Ed}$ - valor de cálculo da tensão de punçoamento resultante das ações exteriores;

$v_{Rd,c}$ - valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma sapata sem armadura de punçoamento;

$v_{Rd,máx}$ - valor de cálculo da máxima tensão resistente ao punçoamento.

Primeiramente, deve-se garantir que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão. Para isso, deve-se verificar a seguinte condição, no perímetro do pilar,  $u_0$ :

$$v_{Ed,pilar} = \beta \frac{(V_{Ed} - \Delta V_{Ed})}{u_0 d} \leq v_{Rd,máx} \quad (3.17)$$

em que:

$V_{Ed}$ - valor de cálculo do esforço de punçoamento atuante;

$\Delta V_{Ed}$ - valor de cálculo da reação vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado, ou seja, a reação do terreno deduzida do peso próprio da sapata, dada por  $\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \times A_{cont}$ , em que  $A_{cont}$  representa o perímetro do pilar;

$u_0$ - valor do perímetro do pilar;

$\beta$ - coeficiente que tem em conta a excentricidade de aplicação da carga.

Caso a condição não se verifique, deverá ser necessário redimensionar a secção através do aumento da altura da sapata.

Para além disto, devera também ser verificada a expressão (3.18), sendo que a mesma deve ser efetuada em perímetros de controlo à distância  $a$  da face do pilar, inferior a  $2d$ .

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (3.18)$$

- **Tensão de punçoamento atuante**

Para o estado limite último de rotura por punçoamento, deverá verificar-se a segurança de sapatas de acordo com o modelo representado na Figura 3-2.

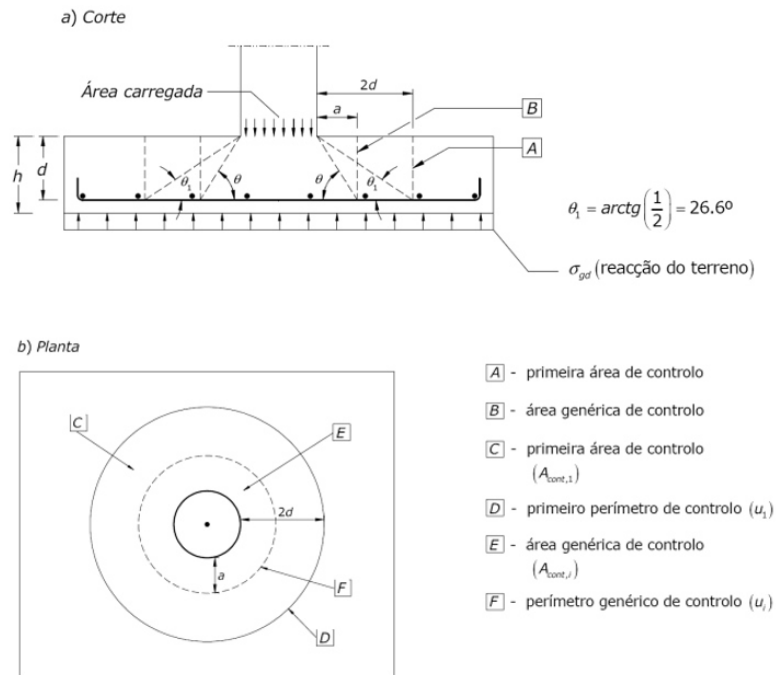


Figura 3-2- Modelo para a verificação da segurança ao punçamento em sapatas de pilares no estado limite último (fundações). [5]

Como referido na expressão (3.17), o valor de cálculo do esforço de punçamento atuante,  $V_{Ed}$ , pode ser menor devido ao efeito favorável da pressão do terreno que atua no perímetro de controlo,  $\sigma_{gd}$ .

Assim, em sapatas de pilares, onde a força concentrada é equilibrada pela pressão do terreno, devem ser considerados perímetros de controlo a uma distância da face do pilar que seja inferior ou igual a  $2d$ .

O valor de cálculo da tensão de punçamento atuante, para ações concêntricas, é dado por:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_i d} \tag{3.19}$$

em que:

$V_{Ed,red}$ - valor de cálculo de esforço útil;  $V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$ ;

$u_i$ - perímetro de controlo considerado;

$d$ - altura útil.

No caso de ações excêntricas, ao calcular  $\Delta V_{Ed}$ , devem ser consideradas as excentricidades na aplicação da carga. A Figura 3-3 apresenta dois exemplos de sapatas sujeitas a flexão composta. No primeiro exemplo (Figura -3-3a)), como a resultante se encontra dentro do núcleo central, para o

cálculo de  $\Delta V_{Ed}$ , é suficiente considerar o valor médio da tensão atuante no interior do perímetro de controlo:

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{aux1} + \sigma_{aux2}}{2} = \frac{V_d}{B \cdot A} \quad (3.20)$$

Sendo:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{med} \cdot A_{cont} \quad (3.21)$$

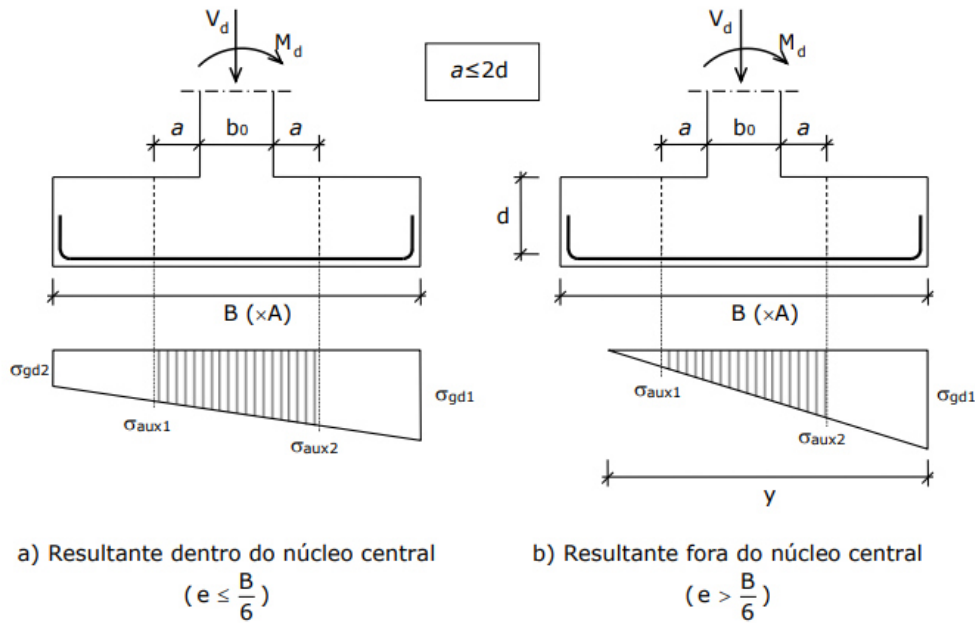


Figura 3-3- Esforço de punçoamento de sapatas em flexão composta. [5]

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é dado por:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_i d} \quad (3.22)$$

em que:

$u_i$ - valor do perímetro de controlo considerado;

$\beta$ - coeficiente que tem em atenção uma eventual excentricidade de aplicação da carga.

No caso de um pilar retangular numa sapata centrada, onde a carga é excêntrica em relação a ambos os eixos, pode ser utilizada a seguinte expressão aproximada para  $\beta$ :

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (3.23)$$

em que:

$e_y$  e  $e_z$ - representa, as excentricidades segundo os eixos y e z, respetivamente;

$b_z$  e  $b_y$ - representam as dimensões em planta do perímetro de controlo.

- **Tensão resistente ao punçoamento**

O valor de cálculo da máxima tensão resistente é dado por:

$$v_{Rd,máx} = 0,5 \times v \times f_{ck} \quad (3.24)$$

Onde:

$v$ - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;  $v = 0,6 \times \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ , com  $f_{ck}$  em MPa.

O valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma sapata de fundação, sem armadura de punçoamento, ao longo de uma determinada secção de controlo, é dado por:

$$v_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \times \frac{2d}{a} \quad (3.25)$$

Devendo o valor de  $v_{Rd,c}$  ser superior ou igual a:

$$v_{Rd,c} \geq v_{min} \times \frac{2d}{a} \quad (3.26)$$

sendo:

$a$ - distância da face do pilar ao perímetro de controlo considerado;

$f_{ck}$ - expresso em MPa;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ , com  $d$  expresso em mm;

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ ;

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02$ , em que  $\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$  representam as percentagens de armadura de tração nas direções y e z.

### 3.2.2 Verificação aos estados limites de utilização

#### 3.2.2.1 Fendilhação

A fendilhação pode surgir devido a várias causas, tanto internas como externas ao betão e é essencial controlar a largura das fendas para garantir que estas não comprometem o funcionamento adequado ou a durabilidade esperada das estruturas. Por isso, deve ser estabelecido um valor máximo para a largura das fendas,  $w_{max}$ , considerando a função e a natureza da estrutura. Os valores recomendados para  $w_{max}$  estão apresentados na Tabela 3-1.

Tabela 3-1- Valores recomendados de  $w_{max}$ . [11]

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.  
 NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.

Segundo o Eurocódigo 2, a largura de fendas pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \tag{3.27}$$

em que:

$s_{r,max}$ - distância máxima entre fendas;

$\varepsilon_{sm}$ - extensão média da armadura para a combinação considerada;

$\varepsilon_{cm}$ - extensão média no betão entre fendas.

O valor de  $s_{r,max}$  é dado por:

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \tag{3.28}$$

onde:

$\phi$ - diâmetro dos varões. No caso de existirem varões de diâmetros diferentes:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \quad (3.29)$$

$n_x$ - número de varões;

$k_1$ - coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes (0,8 para varões de alta aderência);

$c$  -Recobrimento das armaduras longitudinais;

$k_2$ - coeficiente que em conta a distribuição das extensões (0,5 para flexão; 1,0 para tração simples);

$k_3$  e  $k_4$ - tomam os valores 3,4 e 0,425, respetivamente.

O valor de  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.30)$$

em que:

$\sigma_s$ - tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;

$\alpha_e$ - relação  $E_s/E_m$ ;

$\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$ , em que  $A_{c,eff}$ - área da secção efetiva de betão tracionado dada por  $b \times h_{c,ef}$  e  $h_{c,ef}$  toma o menor valor de:  $\left\{ 2,5 \times (h - d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right\}$ ;

$k_t$ - coeficiente função da duração do carregamento (=0,6 para ações de curta duração; =0,4 para ações de longa duração)

### 3.2.2.2 Deformação

Relativamente à deformação da estrutura, o Eurocódigo 2 estabelece valores limites máximos de deformações, que têm em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e acessórios e a função da estrutura. Estes limites tomam os seguintes valores:

$$\frac{l}{250} - \text{permite um funcionamento adequado} \quad (3.31)$$

$$\frac{l}{500} - \text{causa danos em elementos não estruturais} \quad (3.32)$$

A verificação à deformação é dispensada, casos os elementos cumpram a relação vão/altura útil ( $l/d$ ):

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right], \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (3.33)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (3.34)$$

em que:

$\frac{l}{d}$  valor limite da relação vão/altura;

$K$ - coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais, obtido através da Tabela 3-2;

$\rho_0$ - taxa de armaduras de referência=  $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$ ;

$\rho$ - taxa de armaduras de tração necessária;

$\rho'$ - taxa de armaduras de compressão necessária.

Tabela 3-2- Coeficiente K relativo ao sistema estrutural. [4]

Sistema estrutural	K
Consola	0.4
Viga simplesmente apoiada	1.0
Laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1.2
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme), sendo $l$ o vão maior	1.2
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa só direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior	1.3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1.5

De acordo com Carlos Félix, as relações  $l/d$  resultam de um estudo paramétrico baseado nas equações (3.33) e (3.34), aplicadas a uma série de vigas e lajes. Estas relações são adequadas para secções retangulares com aço na secção de meio vão ou na secção de apoio para consolas, submetidas a uma tensão de 310 MPa, correspondente ao uso de aço com  $f_{yk}$  de 500 MPa, e para vãos até 7 metros. Na Tabela 3-3 apresentam-se os valores de  $l/d$ .

Tabela 3-3- Relação l/d. [4]

K	f <sub>ck</sub> [MPa]								f <sub>ck</sub> [MPa]							
	16	20	25	30	35	40	45	50	16	20	25	30	35	40	45	50
	ρ=0.5% (lajes)								ρ=1.5% (vigas)							
0.4	6	7	7	8	9	10	12	13	5	5	5	6	6	6	6	6
1	16	17	19	21	23	26	29	32	13	13	14	14	15	15	16	16
1.2	19	20	22	25	28	31	35	38	15	16	16	17	17	18	19	19
1.3	21	22	24	27	30	33	37	42	16	17	18	18	19	20	20	21
1.5	24	26	28	31	34	39	43	48	19	20	20	21	22	23	23	24

Para outras situações, as expressões (3.33) e (3.34) deverão ser afetadas dos seguintes fatores corretivos:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{corr} = \frac{l}{d} K_T K_\sigma K_l K_f \tag{3.35}$$

sendo:

*K<sub>T</sub>*- fator corretivo para secções em T;

*K<sub>σ</sub>*- fator corretivo devido à tensão no aço;

*K<sub>l</sub>*- fator corretivo para vãos superiores a 7m;

*K<sub>f</sub>*- fator corretivo para lajes fungiformes com vãos superiores a 8,5m

Estes tomam os seguintes valores:

$$K_T = \begin{cases} 1, & \text{para secções retangulares} \\ 0,8 & \text{para secções em T} \end{cases} \tag{3.36}$$

$$K_l = \begin{cases} \frac{7}{l_{eff}} & \text{para } l_{eff} > 7m \\ 1,0 & \text{para } l_{eff} \leq 7m \end{cases} \tag{3.37}$$

$$K_\sigma = \frac{500}{f_{yk}} \tag{3.38}$$

$$K_f = \begin{cases} \frac{8,5}{l_{eff}} & \text{para } l_{eff} > 8,5m \\ 1,0 & \text{para } l_{eff} \leq 8,5m \end{cases} \tag{3.39}$$

Para determinação das flechas, existem algumas metodologias simplificadas, sendo que a metodologia adotada foi a dos Coeficientes Globais. Esta permite obter a flecha a longo prazo (*a<sub>t</sub>*) através da correção da flecha instantânea (*a<sub>0</sub>*) por coeficientes globais de correção (*k*).

O cálculo da flecha instantânea é dado pela expressão (3.40) e esta é calculada no instante em que uma dada ação é aplicada à estrutura.

$$a_0 = a_c \times k_0 \tag{3.40}$$

em que:

$a_c$ - flecha elástica;

$k_0$ - coeficiente global de correção para flechas instantâneas, dependente do nível de sollicitação ( $M_{rD}/M_D$ ) e da armaduras tracionada ( $\rho$  e  $\alpha\rho$ ). A influência da armadura de compressão é reduzida, pelo que considera  $\rho'/\rho = 0,25$ .

Para cargas de longa duração, a flecha total é dada pela expressão seguinte:

$$a_t = a_c \times k_t \times \eta \tag{3.41}$$

em que:

$k_t$ - coeficiente global de correção para flechas sob cargas de longa duração, tendo em consideração o nível de sollicitação ( $M_{rD}/M_D$ ), a armadura tracionada e a fluência;

$\eta$ - coeficiente de correção que tem em consideração a influência da armadura de compressão.

Na Figura 3-4 e na Figura 3-5 apresentam-se os ábacos utilizados no capítulo para obtenção dos coeficientes  $k_t$  e  $\eta$ .

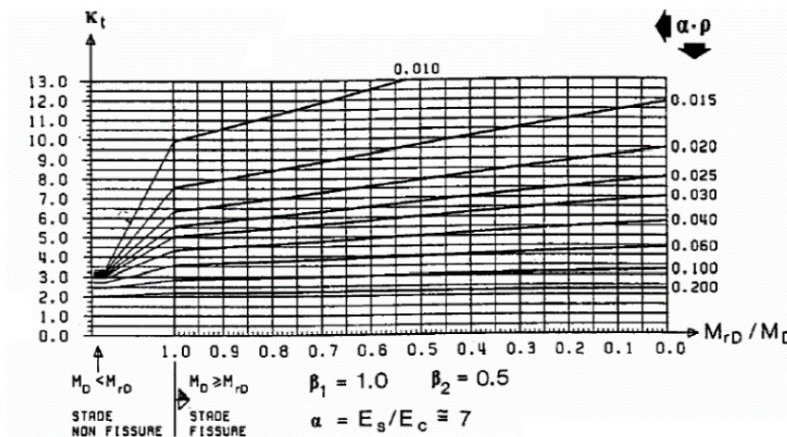


Figura 3-4-Ábaco para determinação de  $k_t$  para  $d/h=0,9$  e  $\varphi=2,5$ . [4]

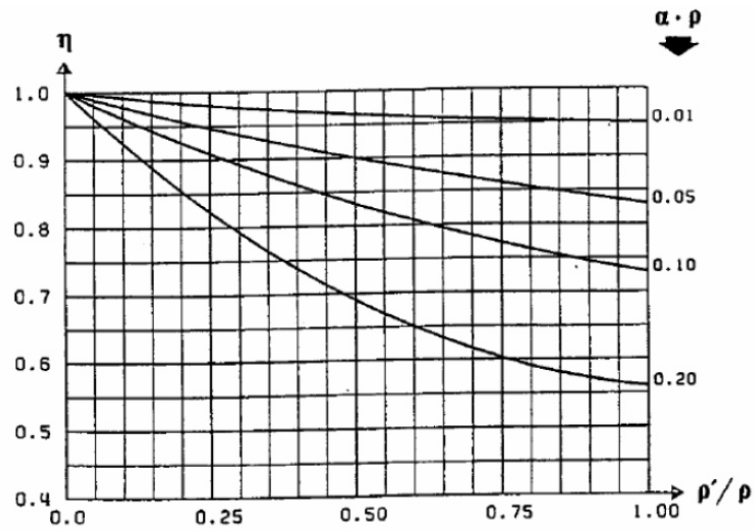


Figura 3-5- Valores do coeficiente  $\eta$ . [4]

### 3.3 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

#### 3.3.1 Caracterização mecânica e geométrica do aço

##### 3.3.1.1 Caracterização mecânica

Na área da construção metálica, os aços mais utilizados são os aços laminados a quente, que se caracterizam pela sua baixa percentagem em carbono. Na Tabela 3-4 estão indicados os valores nominais da tensão de cedência,  $f_y$ , e da tensão de rotura à tração,  $f_u$ , dos aços mais correntes, definidos segundo a norma EN-10025-2.

Tabela 3-4- Valores nominais da tensão de cedência  $f_y$  e da tensão de rotura às tração  $f_u$  dos aços laminados a quente correntes. [18]

Classe de Aço	Espessura Nominal $t$ (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550

Para os aços laminados a quente mais correntes, devem ser consideradas as seguintes propriedades:

- Módulo de elasticidade  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;
- Módulo de distorção  $G = \frac{E}{G2(1+\nu)} \approx 8100 \text{ N/mm}^2$  ;
- Coeficiente de Poisson  $\nu = 0,3$ ;
- Coeficiente de dilatação térmica linear  $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$  .

### 3.3.1.2 Caracterização geométrica

De um modo geral, as estruturas metálicas são constituídas por peças lineares (perfis), sendo que a forma da secção dos mesmos depende do tipos de esforços atuantes, da facilidade de montagem, dos processos de ligação ou ainda de condicionantes estéticos e de durabilidade. Na Figura 3-6 apresentam-se as diversas secções de perfis metálicos.



Figura 3-6- Perfis Laminados a quente. [18]

### 3.3.2 Classificação das secções

A classificação das secções transversais tem como objetivo traduzir a forma como a encurvadura local influencia a resistência e a capacidade de rotação das secções. Ou seja, as zonas comprimidas de uma secção compacta podem plastificar totalmente, enquanto que para peças esbeltas isto pode não acontecer, devido à encurvadura local. Assim, existem as seguintes classes de secções:

- Classe 1– secções em que se podem formar rótulas plásticas e cuja capacidade de rotação é superior à mínima exigida, possibilitando uma análise segundo o método plástico;
- Classe 2- secções em que é possível atingir o momento plástico e cuja capacidade de rotação é limitada;
- Classe 3- secções cuja tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço pode atingir o valor da tensão de cedência, mas que devido à encurvadura local, podem não atingir o momento plástico;

- Classe 4- secções em que não é atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas devido à encurvadura local.

Na Figura 3-7 encontra-se ilustrado o comportamento à flexão das 4 classes, sendo que  $M_{el}$  representa o momento elástico e  $M_{pl}$  representa o momento plástico.

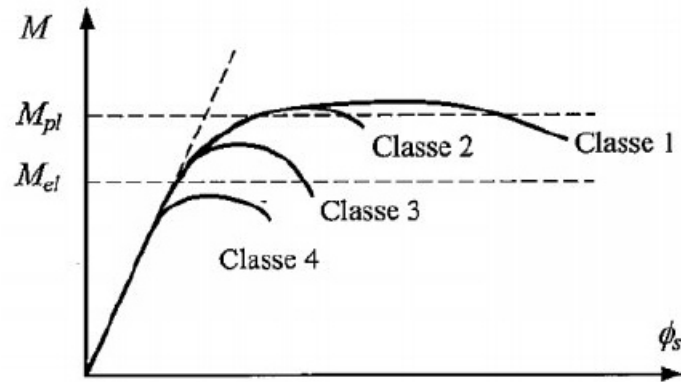


Figura 3-7- Comportamento de secções à flexão. [18]

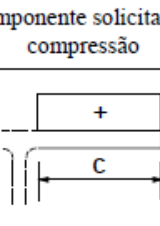
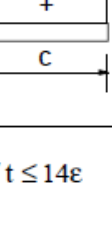
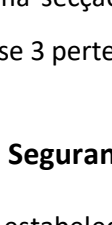


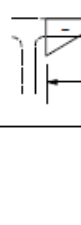


Para classificar as secções é estabelecida uma relação entre o comprimento e a espessura das zonas comprimidas dos banzos e almas dos elementos, os esforços atuantes (esforço axial e momento fletor) e a classe do aço. Assim, na Tabela 3-5 e na Tabela 3-6 apresentam-se os limites máximos das relações largura/espessura para componentes comprimidos.

Tabela 3-5- Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (internos). [12]

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 $\psi \leq -1$ <sup>*)</sup> : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

<sup>\*)</sup>  $\psi \leq -1$  aplica-se quando a tensão de compressão  $\sigma \leq f_y$  ou quando a extensão de tração  $\epsilon_y > f_y/E$ .

Tabela 3-6- Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (banzos). [12]

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 $k_\sigma$ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Em geral, a classe de uma secção é dada pela maior classe dos elementos comprimidos que a constituem, sendo que uma secção cuja relação entre o comprimento e a espessura ( $c/t$ ) não verifique os limites da classe 3 pertence à classe 4.

### 3.3.3 Coeficientes de Segurança

O Eurocódigo 3: Parte 1-1 estabelece coeficientes de segurança,  $\gamma_M$ , a serem aplicados com base nos valores característicos da resistência das secções transversais:

- $\gamma_{M0} = 1,00$  - Coeficiente relacionado com a resistência das secções de qualquer classe;

- $\gamma_{M1} = 1,00$  - Coeficiente relacionado com a resistência de elementos sujeitos a fenómenos de encurvadura;
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Coeficiente relacionado com a rutura de secções transversais tracionadas em áreas com furos de ligação.

### 3.3.4 Instabilidade

#### 3.3.4.1 Instabilidade em elementos comprimidos

Quando um elemento se encontra sujeito a efeitos de compressão, gera-se um fenómeno de instabilidade denominado de **encurvadura** que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais (Figura 3-8). Este fenómeno, assume particular importância nas estruturas metálicas pois, devido à elevada resistência do aço, os elementos apresentam esbeltezas elevadas.

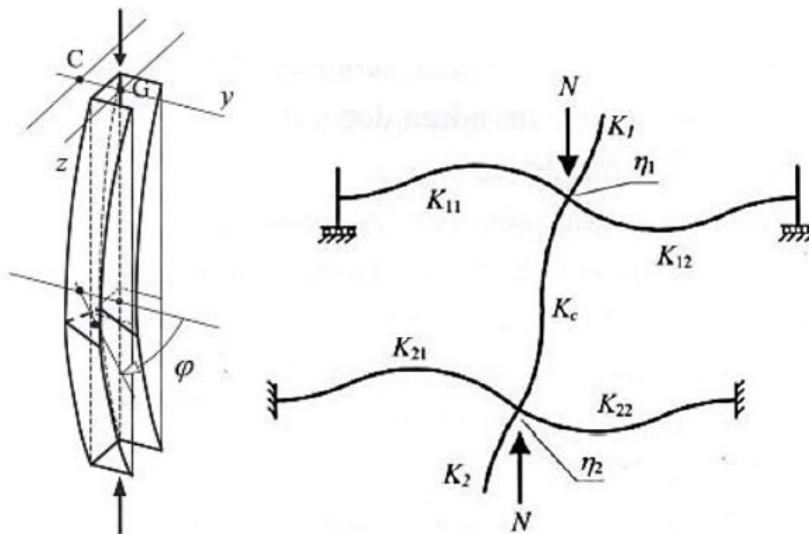


Figura 3-8- Fenómeno de encurvadura. [18]

#### 3.3.4.2 Instabilidade em elementos à flexão

Quando um elemento se encontra sujeito a esforços de flexão, gera-se um fenómeno de instabilidade denominado de **encurvadura lateral** ou **bambeamento**. Este consiste na deformação lateral da parte comprimida da secção do elemento, em torno do seu eixo de menor inércia (Figura 3-9).

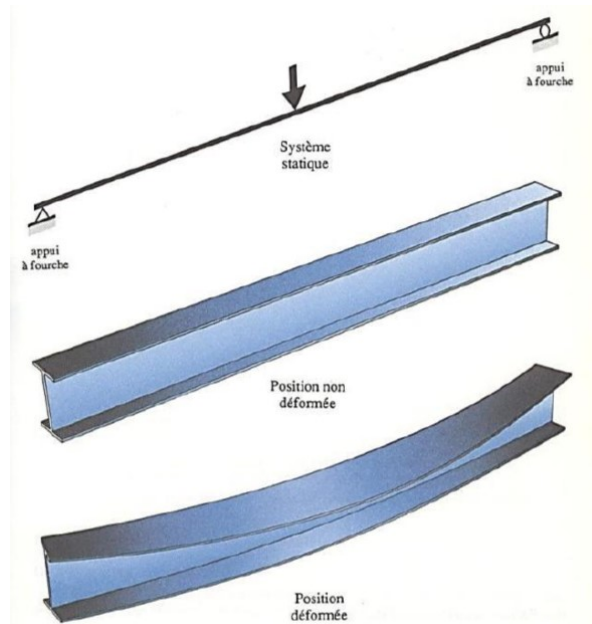


Figura 3-9- Fenómeno de encurvadura lateral. [6]

O aumento da resistência à encurvadura pode ser feito através de contraventamentos, uma vez que estes irão atuar como um travamento, diminuindo o comprimento de encurvadura. Na Figura 3-10 observa-se que do lado com contraventamentos a deformada é bastante menor do que no lado que não há contraventamentos.

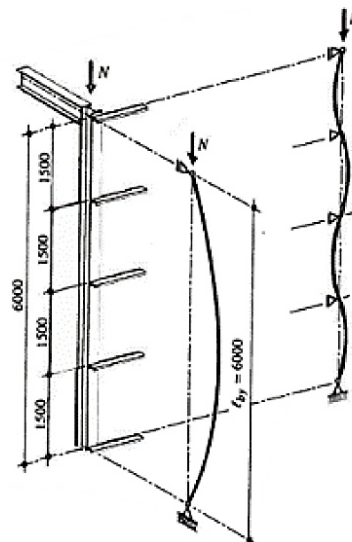


Figura 3-10- Comprimento de encurvadura com e sem contraventamento. [6]

### 3.3.5 Verificação da Segurança em Estado Limite Último

#### 3.3.5.1 Compressão

De acordo com o EC3-1-1, para se verificar a resistência de secções transversais que se encontram comprimidas, é necessário cumprir a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.42)$$

em que,

$N_{Ed}$  - valor de cálculo do esforço axial de compressão atuante;

$N_{c,Rd}$  - valor de cálculo do esforço axial resistente das secções.

O valor de cálculo do esforço axial resistente ( $N_{c,Rd}$ ) depende da classe das secções, sendo que para secções transversais de Classe 1,2 ou 3 determina-se segundo a expressão (3.43) e para secções transversais de classe 4 segundo a expressão (3.44).

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.43)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.44)$$

em que:

$A$  - área total da secção;

$A_{eff}$  - área efetiva de uma secção transversal de classe 4;

$f_y$  - tensão de cedência do aço;

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

Como já referido anteriormente, em elementos comprimidos geram-se fenómenos de instabilidade, ou seja, encurvadura, pelo que deve-se verificar a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.45)$$

onde:

$N_{b,Rd}$  - valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

O valor de cálculo da resistência à encurvadura,  $N_{b,Rd}$ , deve ser calculado segundo a expressão (3.46) para secções de classe 1,2 ou 3 e segundo a expressão (3.47) para secções de classe 4.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.46)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.47)$$

em que:

$\chi$  - fator de redução para o modo de encurvadura relevante;

$\gamma_{M1}$  - coeficiente parcial de segurança.

O fator de redução,  $\chi$ , é obtido através da seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \chi \leq 1 \quad (3.48)$$

Na expressão anterior,  $\phi$  é dado por:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (3.49)$$

em que:

$\bar{\lambda}$  - esbelteza normalizada;

$\alpha$  - fator de imperfeição.

Quanto ao coeficiente de esbelteza normalizada, este pode ser determinado através da expressão (3.50) para secções de classes 1, 2 ou 3 e através da expressão (3.51) para secções de classe 4.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \quad (3.50)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \quad (3.51)$$

em que:

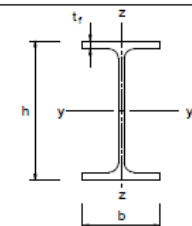
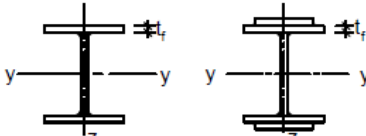

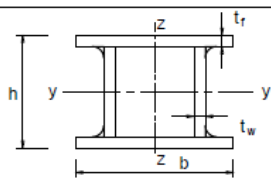
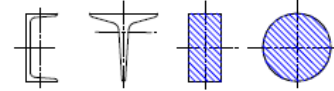

$N_{cr}$  – carga crítica de Euler,  $N_{cr} = \pi^2 EI / L^2$ .

De acordo com o ponto 6.3.1.2 (4), quando  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  ou  $N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,4$ , os efeitos da encurvadura poderão ser ignorados, sendo apenas necessário verificar a segurança das secções transversais.

Relativamente ao fator de imperfeição,  $\alpha$ , este tem em conta as imperfeições reais das peças, e depende da geometria das secções transversais, da classe do aço, do processo de fabrico e do plano

de encurvadura condicionante. Em função destes parâmetros é possível estabelecer a curva de encurvadura a adotar no dimensionamento, através da Tabela 3-7.

Tabela 3-7- Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal. [12]

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

Através da curva de encurvadura apropriada, é possível obter o fator de imperfeição através da Tabela 3-8.

Tabela 3-8- Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura. [12]

Curva de encurvadura	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Factor de imperfeição $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

### 3.3.5.2 Tração

Para elementos sujeitos a esforços de tração, a verificação à segurança das secções transversais é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.52)$$

em que,

$N_{Ed}$  - valor de cálculo do esforço axial de tração atuante;

$N_{t,Rd}$  - valor de cálculo do esforço axial de tração resistente das secções.

O valor de cálculo do esforço axial de tração resistente,  $N_{t,Rd}$ , é dado pelo menor dos valores resultantes das seguintes expressões:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.53)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.54)$$

em que:

$N_{pl,Rd}$  - valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;

$N_{u,Rd}$  - valor de cálculo da resistência última da secção útil;

$f_u$  - tensão de rotura do aço;

$A_{net}$  - área útil da secção transversal na zona dos furos;

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

### 3.3.5.3 Esforço Transverso

Relativamente ao esforço transverso, o valor de cálculo do esforço transverso atuante deve verificar a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.55)$$

em que:

$V_{Ed}$  - valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$  - valor de cálculo da resistência ao esforço transverso.

Considerando um dimensionamento plástico, o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal,  $V_{c,Rd}$ , é dado pelo valor da resistência plástica,  $V_{pl,Rd}$ , calculado através da seguinte expressão:

$$V_{pl,Rd} = A_v(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \quad (3.56)$$

em que:

$A_v$  - área resistente ao esforço transversal, calculada através das expressões da cláusula 6.2.6 (3) ou fornecida pelas tabelas de alguns fabricantes.

### 3.3.5.4 Flexão simples

A segurança à flexão simples é assegurada através da seguinte expressão:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.57)$$

em que:

$M_{Ed}$  - momento de cálculo atuante;

$M_{c,Rd}$  - momento de cálculo resistente.

O momento de cálculo resistente é determinado através das seguintes expressões:

- Secções de classe 1 ou 2

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} ; \quad (3.58)$$

- Secções de classe 3

$$M_{c,Rd} = W_{el,min} f_y / \gamma_{M0} ; \quad (3.59)$$

- Secções de classe 4

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} f_y / \gamma_{M0} , \quad (3.60)$$

sendo,

$W_{pl}$  - módulo plástico de flexão,  $W_{pl} = bh^2/4$  ;

$W_{el,min}$  - módulo elástico de flexão mínimo;

$W_{eff,min}$  - módulo elástico de flexão mínimo da secção efetiva reduzida.

Os furos no banzo tracionado podem não ser considerados se for verificada a seguinte condição:

$$\frac{A_{f,net} \times 0,9 \times f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \times 0,9 \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.61)$$

em que:

$A_{f,net}$  - área útil do banzo tracionado;

$A_f$  - área total do banzo tracionado.

### 3.3.5.5 Interação Momento Fletor e Esforço Transverso

Quando uma secção é submetida a momento fletor e a esforço transverso, o momento plástico resistente deve ser reduzido devido à presença de esforço transverso. Assim, quando o valor do esforço transverso,  $V_{Ed}$ , é superior a 50% do valor de cálculo da resistência ao esforço transverso,  $V_{pl,Rd}$ , o valor do momento fletor resistente deve ser avaliado com uma tensão de cedência reduzida dada por:

$$(1 - \rho) \times f_y \quad (3.62)$$

em que:

$$\rho = \left( \frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.63)$$

No caso particular de secções em I ou H, o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico, poderá ser calculado através da seguinte expressão:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \text{ mas } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (3.64)$$

em que:

$W_{pl,y}$  - módulo flexão plástico;

$M_{y,c,Rd}$  - valor de cálculo do momento fletor resistente;

$A_w = h_w t_w$ .

### 3.3.5.6 Flexão Composta

#### ❖ Resistência das secções transversais

Para **secções de classe 1 e 2**, a verificação à flexão composta segue o seguinte critério:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (3.65)$$

em que,

$M_{N,Rd}$  – momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço axial.

No caso de secções retangulares maciças sem furos para ligações,  $M_{N,Rd}$ , é dado pela seguinte expressão:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (3.66)$$

Para secções em I ou H duplamente simétricas, estão estabelecidos os seguintes critérios:

- Não é necessário reduzir o momento plástico resistente em torno de y se forem verificadas as duas seguintes condições:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (3.67)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.68)$$

- Não é necessário reduzir o momento plástico resistente em torno de z se for verificada a seguinte condição:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.69)$$

Caso estas condições não sejam verificadas, os momentos plásticos resistentes reduzidos devido aos esforço axial,  $M_{N,y,Rd}$ , e  $M_{N,z,Rd}$ , em torno dos eixos y e z, respetivamente, podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a) \quad \text{mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.70)$$

$$\text{quando } n \leq a: M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \quad (3.71)$$

$$\text{quando } n \geq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (3.72)$$

em que:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (3.73)$$

$$a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{mas } a \leq 0,5 \quad (3.74)$$

Em secções retangulares ocas laminadas ou soldadas, os momentos plásticos resistentes reduzidos em torno dos eixos y e z, podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a_w) \quad \text{mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.75)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5a_f) \text{ mas } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (3.76)$$

sendo:

$$a_w = (A - 2bt)/A \text{ mas } a_w \leq 0,5 \text{ para secções tubulares};$$

$$a_w = (A - 2bt_f)/A \text{ mas } a_w \leq 0,5 \text{ para secções em caixão soldadas};$$

$$a_f = (A - 2ht)/A \text{ mas } a_f \leq 0,5 \text{ para secções tubulares};$$

$$a_f = (A - 2ht_w)/A \text{ mas } a_f \leq 0,5 \text{ para secções em caixão soldadas}.$$

❖ Estabilidade de elementos submetidos a Flexão Composta

Para elementos submetidos a flexão composta com compressão, a verificação da segurança em relação à encurvadura e à encurvadura lateral, é efetuada através das seguintes expressões:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (3.77)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (3.78)$$

em que:

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  - momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro para as secções da Classe 4;

$\chi_y$ ,  $\chi_z$  - coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

$\chi_{LT}$  - coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  - fatores de interação;

$$N_{Rk} = f_y \times A_i;$$

$$M_{i,Rk} = f_y \times w_i.$$

Para a determinação dos fatores de interação  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$ , são apresentados dois métodos nos anexos do EC3-1-1, sendo que é permitida a utilização de qualquer um dois.

Relativamente à determinação do fator de redução devido à encurvadura lateral,  $\chi_{LT}$ , este é calculado em função do momento crítico elástico, que se baseia nas propriedades da secção transversal bruta, as condições de carregamento, a distribuição real dos momentos fletores e os travamentos laterais.

### 3.3.5.7 Flexão Composta Desviada

Quanto à flexão segundo duas direções, a segurança pode ser verificada através de fórmulas de interação plástica para secções de classe 1 ou 2, ou elástica para secções de classe 3 ou 4.

- Secções de classe 1 ou 2

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (3.79)$$

em que:

$M_{N,y,Rd}$  e  $M_{N,z,Rd}$  - momentos plásticos resistentes reduzidos em torno de y e z, respetivamente;

$\alpha$  e  $\beta$  - parâmetros dependentes da forma da secção, que poderão ser considerados iguais à unidade, ou então poderão ser calculados de acordo com a cláusula 6.2.9 (6).

- Secções de classe 3 ou 4

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.80)$$

em que:

$\sigma_{x,Ed}$  - tensão normal máxima avaliada através da teoria elástica, com base na secção total em secções de classe 3 e numa secção efetiva reduzida em secções de classe 4.

# 4 ANÁLISE ESTRUTURAL DE COBERTURAS METÁLICAS

## 4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as coberturas que foram alvo de uma análise estrutural, com o objetivo de avaliar as implicações estruturais aquando da aplicação de novas cargas, e em caso de necessidade, projetar o devido reforço das mesmas.

## 4.2 LOJA DE DISTRIBUIÇÃO NA MADEIRA

### 4.2.1 Considerações Iniciais

Para a cobertura da loja de distribuição na Madeira, foi necessário avaliar as implicações da aplicação de painéis fotovoltaicos.

Uma vez que já havia sido efetuada uma visita ao edifício, foi possível caracterizar a estrutura da cobertura existente a nível de geometria, secções de elementos, materiais e equipamentos instalados e com base nesta informação, modelou-se a estrutura num programa de cálculo e estudou-se o comportamento da mesma face às ações relevantes.

### 4.2.2 Descrição da Estrutura

A loja situa-se na Ribeira Brava, Madeira e a mesma apresenta uma área coberta com sensivelmente 3000 m<sup>2</sup> distribuídos entre loja, armazém e áreas técnicas (Figura 4-1).



Figura 4-1- Vista aérea da loja de distribuição da Ribeira Brava (google.com/maps)

Relativamente à solução estrutural, o edifício apresenta uma estrutura metálica, incluindo pilares, vigas e madres, sendo que a cobertura, visível na Figura 4-2, caracteriza-se por uma solução de pórticos metálicos, com pendente simétrica de duas águas, de modo a recolher as águas na cobertura,



Figura 4-2- Cobertura do edifício

Os pórticos vencem um vão de 36,00 m, têm uma distância entre si de cerca de 6,70 m e são constituídos por vigas IPE 300 e pilares IPE 400, sendo que nas ligações entre as vigas, cumeeira e pilares a secção das vigas é reforçada através de rigidificadores (ver Figura 4-3).



Figura 4-3- Vigas do pórtico e rigidificadores a meio vão e nos apoios nos pilares.

De forma a unir os pórticos, existe uma viga ao longo da cumeeira com secção IPE 360, sendo que sobre a mesma existem pilares metálicos, com secção HEB260 e com um espaçamento entre si de cerca de 13,40m (ver Figura 4-4).



Figura 4-4- Vista dos pórticos metálicos, dos pilares HEB e da viga da cumeeira.

Sobre os pórticos apoiam madres, constituídas por perfis enformados a frio C140x50x25 com vãos de 6,70 m e estas encontram-se travadas a meio vão. Os pórticos principais são travados pelas madres no banzo superior, não existindo travamentos no banzo inferior. Na Figura 4-5 é possível visualizar estes elementos.



Figura 4-5- Madres da cobertura e respetivos travamentos.

Relativamente ao revestimento da cobertura, este é realizado através de uma chapa composta isotérmica.

### 4.2.3 Metodologia de Análise

#### 4.2.3.1 Modelação Numérica

Para a análise da estrutura metálica da cobertura, foi utilizado o programa de cálculo automático Autodesk® Robot™ Structural Analysis e através de elementos lineares de barras modelou-se todas as madres, vigas e pilares tendo em conta a geometria, alinhamento e secção dos vários elementos. Quanto às ações permanentes e variáveis, estas foram aplicadas como cargas uniformes de superfície.

No que diz respeito às condições de apoio, estas traduzem o tipo de ligação existente entre os elementos metálicos, assim como a estrutura vertical de apoio da cobertura. Assim sendo, considerou-se que as madres são simplesmente apoiadas nas vigas e que estas são encastradas, com reforços, entre as respetivas vigas na zona da cumeeira e nos pilares laterais. Na Figura 4-6 é apresentada a perspetiva do modelo numérico da cobertura.

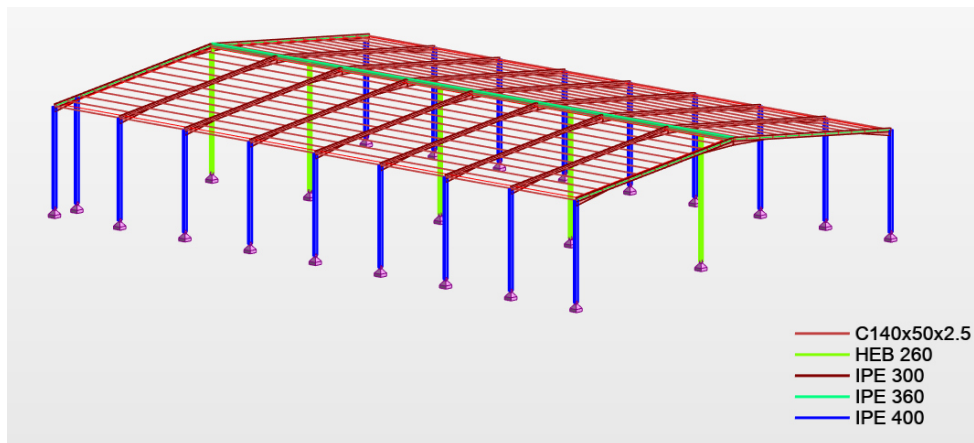


Figura 4-6- Perspetiva global do modelo numérico da cobertura.

#### 4.2.3.2 Quantificação e Combinações de Ações

À data da execução do projeto, a regulamentação em vigor era o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A), pelo que apesar de o mesmo ter sido revogado e a sua aplicação já não ser válida, entendeu-se, por uma questão de coerência, manter o regulamento utilizado no dimensionamento da estrutura inicial.

Face ao atrás exposto, as ações variáveis adotadas respeitam, sempre que aplicável, o estipulado no R.S.A. No caso das ações permanentes, definiram-se os valores das cargas de acordo com os pesos próprios dos materiais, cargas suspensas e equipamentos instalados. Assim, consideraram-se as seguintes ações:

- Ações permanentes:
  - Peso Próprio do aço:  $78,00 \text{ kN/m}^3$ ;
  - Revestimentos:  $0,10 \text{ kN/m}^2$ ;
  - Restantes Cargas Permanentes:  $0,10 \text{ kN/m}^2$ ;
  - Painéis Fotovoltaicos:  $0,12 \text{ kN/m}^2$ .
- Ações variáveis:
  - Sobrecarga na zona corrente:  $0,30 \text{ kN/m}^2$ ,  $\Psi_0 = \Psi_1 = \Psi_2 = 0$ ;

É de realçar que a ação do vento não foi considerada uma vez que, por experiência em análise de outras coberturas, esta demonstra não ser condicionante.

Assim, da Figura 4-7 à Figura 4-11 representa-se a aplicação destas ações no modelo numérico apresentado anteriormente.

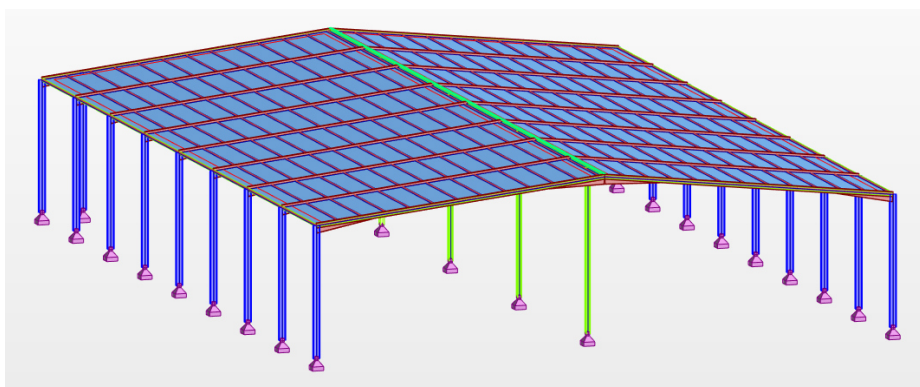


Figura 4-7- Ação Permanente: Peso Próprio.

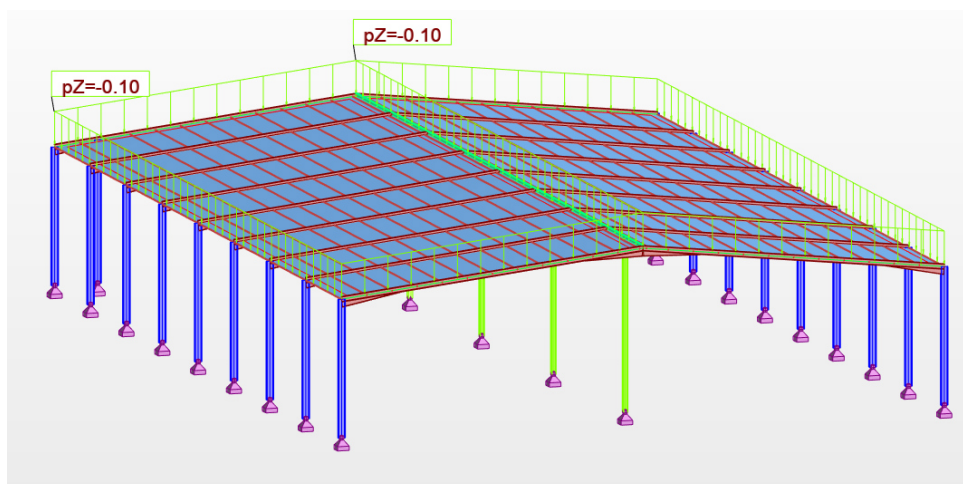


Figura 4-8- Ação Permanente: Revestimentos.

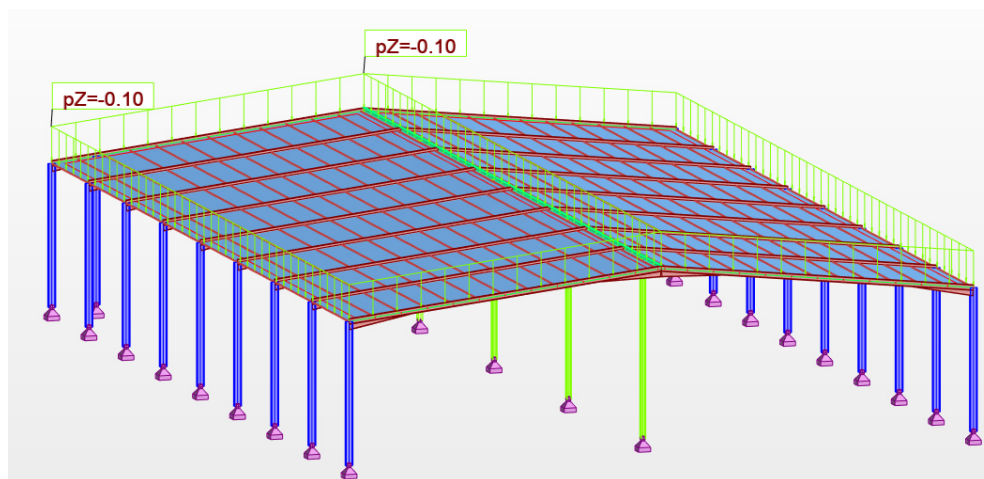


Figura 4-9- Ação Permanente: Restantes Cargas Permanentes.

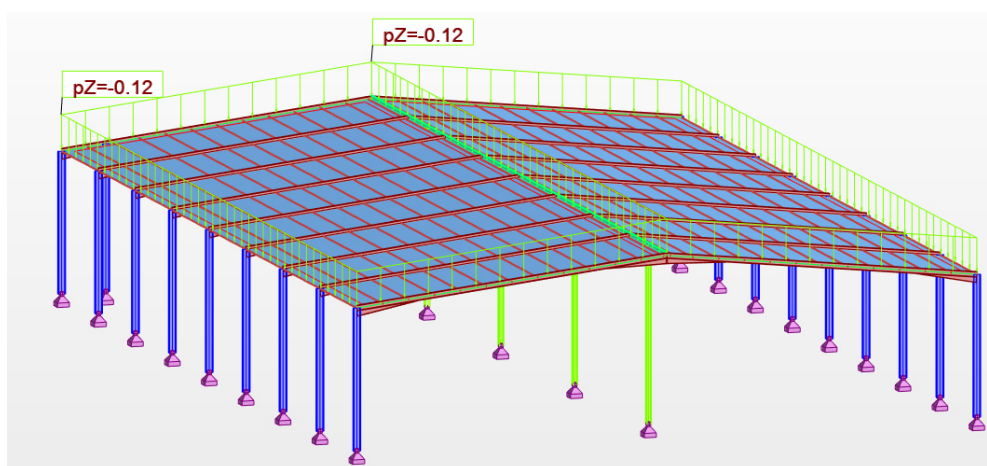


Figura 4-10- Ação Permanente- Painéis Fotovoltaicos.

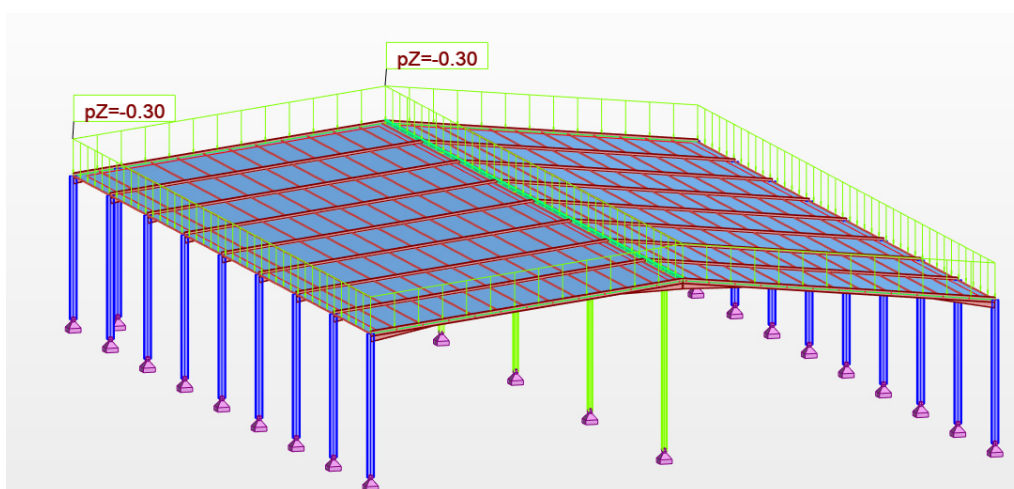


Figura 4-11- Ação Variável- Sobrecarga.

As combinações de ações foram definidas de acordo com o R.S.A, pelo que se consideraram as seguintes combinações:

- E.L.U. 1 (situação original):

$$1,35 \times (PP + REV) + 1,5 \times (RCP + SOB)$$

- E.L.U. 2 (situação com painéis):

$$1,35 \times (PP + REV + FOTOV) + 1,5 \times (RCP + SOB)$$

- E.L.S.1 (Combinação frequente- situação original):

$$1,00 \times (PP + REV + RCP)$$

- E.L.S.2 (Combinação frequente – situação com painéis):

$$1,00 \times (PP + REV + RCP + FOTOV)$$

#### 4.2.3.3 Materiais

De acordo com as informações obtidas em peças desenhadas, o aço da estrutura é da classe S275JR, tem módulo de elasticidade de 210 GPa, módulo de distorção 79 GPa, coeficiente de Poisson  $\nu = 0,3$  e coeficiente de dilatação térmica  $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

#### 4.2.4 Avaliação da Segurança

De seguida, são apresentados os resultados da avaliação de segurança da cobertura existente, tanto para as ações consideradas no cálculo original como para o acréscimo de carga resultante da aplicação dos painéis fotovoltaicos.

##### 4.2.4.1 Avaliação da segurança da chapa

De acordo com a informação disponibilizada pelo fabricante, retirada da ficha técnica da chapa, face ao vão existente na estrutura ( $\cong 1,50 \text{ m}$ ), bem como a espessura da chapa e às condições de apoio, a chapa de cobertura tem uma resistência máxima de  $1,77 \text{ kN/m}^2$ .




Cargas máximas										
Condições de apoio	Sentido da carga	Esp. (mm)	Vãos L(m)							
			1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3,00
	Pressões	0,45	2,58	1,77	1,09	0,7	0,47	0,32		
		0,63	3,74	2,42	1,5	0,98	0,66	0,46	0,33	
	Sub Pressões	0,45	2,72	1,61	1,04	0,72	0,53	0,41	0,33	
		0,63	3,7	2,21	1,42	0,98	0,71	0,54	0,43	0,35
	Pressões	0,45	2,62	1,8	1,3	0,98	0,76	0,6	0,48	0,4
		0,63	3,58	2,46	1,79	1,35	1,05	0,84	0,68	0,56
	Sub Pressões	0,45	3,91	2,73	2,02	1,56	1,24	1,02	0,85	0,72
		0,63	3,3	2,27	1,65	1,24	0,97	0,52	0,5	0,37
	Pressões	0,45	4,49	3,1	2,26	1,71	1,34	0,72	0,7	0,52
		0,63	4,49	3,1	2,26	1,71	1,34	0,72	0,7	0,52
	Sub Pressões	0,45	3,37	2,36	1,75	1,32	0,95	0,72	0,56	0,45
		0,63	4,88	3,4	2,51	1,81	1,3	0,97	0,75	0,59

Figura 4-12- Cargas admissíveis para a chapa da cobertura.

Considerando o peso dos revestimentos ( $0,10 \text{ kN/m}^2$ ), as restantes cargas permanentes ( $0,10 \text{ kN/m}^2$ ), o peso dos painéis fotovoltaicos ( $0,12 \text{ kN/m}^2$ ) e a sobrecarga ( $0,30 \text{ kN/m}^2$ ), obtém-se o seguinte valor total para as ações descendentes:

$$1,35 \times (0,10 + 0,12) + 1,5 \times (0,10 + 0,30) = 0,90 \text{ kN/m}^2 < 1,77 \text{ kN/m}^2$$

Assim, podemos aferir que a chapa de cobertura apresenta resistência suficiente face às novas solicitações na mesma.

#### 4.2.4.2 Avaliação da segurança das madres

Uma vez que as madres são constituídas por perfis enformados a frio C140x50x25, o cálculo para a verificação da segurança foi efetuado com recurso a uma folha de cálculo, sendo que os esforços atuantes nas mesmas foram retirados do modelo de cálculo numérico.

Nas seguintes imagens, são apresentados os resultados das verificações de segurança para a situação original e para a situação de acréscimo de carga.

##### 1. Situação Original

Através do modelo de cálculo, foram retirados os esforços atuantes nas madres e os mesmos foram introduzidos na folha de cálculo, conforme apresentado na Figura 4-13.

ESFORÇOS ATUANTES	
$N_{t,Ed} =$	2,100 kN
$N_{c,Ed} =$	1,950 kN
$M_{y,Ed} =$	4,100 kN.m
$M_{z,Ed} =$	0,000 kN.m
$V_{Ed} =$	4,710 kN
$F_{Ed} =$	0,000 kN

Figura 4-13- Esforços atuantes retirados do Robot (situação original).

Para estes esforços, foram feitas as verificações de segurança relativas ao estado limite último, no qual é possível aferir pela Figura 4-14 que a segurança é verificada.

VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA - EC3-1-3 - ESTADO LIMITE ÚLTIMO			
<b>ESFORÇO AXIAL:</b>			
Tracção	(6.1.2)	0,007	OK
Compressão	(6.1.3)	0,009	OK
<b>FORÇAS CONCENTRADAS:</b>			
Uma Única Carga ou Reacção	(6.1.7.2)	0,000	OK
Resistência à Flexão com Força Concentrada	(6.1.11)	0,357	OK
Duas Cargas ou Reacções com $e < 1,5 \times h_w$	(6.1.7.2)	0,000	OK
Resistência à Flexão com Força Concentrada	(6.1.11)	0,357	OK
<b>MOMENTO FLECTOR:</b>			
Flexão Simples Y	(6.1.4)	0,357	OK
Flexão Simples Z	(6.1.4)	0,000	OK
Flexão Desviada	(6.1.4.1(7))	0,40	OK
Flexão Desviada Composta com Tracção	(6.1.8)	0,40	OK
Flexão Desviada Composta com Compressão	(6.1.9)	0,40	OK
<b>ESFORÇO TRANSVERSO:</b>			
Sem Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,059	OK
Com Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,059	OK
Flexão Composta com Esforço Axial de Corte	(6.1.10)	0,366	OK
<p><b>NÃO É NECESSÁRIO VERIFICAR INTERACÇÃO</b></p> <p><math>M_{f,rd} = 6,152</math> kN.m</p> <p><math>M_{pl,rd} = 10,816</math> kN.m</p> <p>Verificação:</p>			

Figura 4-14- Verificação da segurança ao corte e à flexão (situação original).

Relativamente ao estado limite de utilização, considerando o limite imposto pelo EC3 para coberturas de L/200 e para um vão de 6,70 m, verifica-se também a segurança dos elementos, conforme indicado na Figura 4-15.

VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA - EC3-1-3 - ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	
$M_{Ed,ser} = 1,210$ kN.m $\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed,ser}}{W_{gr}} \leftrightarrow \sigma_{gr} = 36,916$ MPa $\sigma = f_{yb} = 350,000$ MPa $I_{gr} = 2246048,338$ mm <sup>4</sup> $I(\sigma)_{eff} = 2246048,338$ mm <sup>4</sup> $L = 6,700$ m $q_{d,ser} = 0,216$ kN/m <p><u>Verificação:</u></p> $\delta \leq \delta_{lim} = \frac{L}{200} \leftrightarrow 0,012$ m $\leq$ 0,034 m <span style="float: right; background-color: #d4edda; padding: 2px;">OK</span>	$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} \times (I_{gr} - I(\sigma)_{eff})$ $I_{fic} = 2246048,338$ mm <sup>4</sup> $\delta = \frac{5}{384} \times \frac{q_{d,ser} \times L^4}{E \times I_{fic}}$ $\delta = 11,996$ mm

Figura 4-15- Verificação da Segurança à deformação (situação original).

Para efeitos de encurvadura lateral, uma vez que as madres se encontram travadas a meio vão, considera-se um  $L=3,35$  m, conforme apresentado na Figura 4-16.

COMPRIMENTO DE ENCURVADURA:			
$L =$	<input type="text" value="3,350"/>	m	Nota: Considera-se sempre simplesmente apoiado $\rightarrow$ $1,0 \rightarrow$ Restrição parcial à rotação por torção $\rightarrow$ $0,7 \rightarrow$ Restrição significativa à rotação por torção
$K_z =$	<input type="text" value="1,000"/>		
$K_w =$	<input type="text" value="1,000"/>		
			$L_z =$ <input type="text" value="3,350"/> m $L_w =$ <input type="text" value="3,350"/> m

Figura 4-16- Características do vão a considerar para efeitos de encurvadura lateral (situação original).

Assim, verifica-se na Figura 4-17 que o fenómeno de encurvadura lateral é condicionante pelo que a segurança não se encontra garantida.

MOMENTOS NAS EXTREMIDADES																																																																																													
<p>Quadro 3.8 - Coeficientes <math>C_1</math> e <math>C_2</math> para vigas com momentos de extremidade.</p> <p>Carregamento e condições de apoio</p> <table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Diagrama de momentos</th> <th rowspan="2"><math>k_1</math></th> <th colspan="2"><math>C_1</math></th> </tr> <tr> <th><math>\psi_f \leq 0</math></th> <th><math>\psi_f &gt; 0</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\psi = +1</math></td><td>1.0</td><td>1.00</td><td>1.000</td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>1.05</td><td>1.019</td></tr> <tr><td><math>\psi = +3/4</math></td><td>1.0</td><td>1.14</td><td>1.000</td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>1.19</td><td>1.017</td></tr> <tr><td><math>\psi = +1/2</math></td><td>1.0</td><td>1.31</td><td>1.000</td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>1.37</td><td>1.000</td></tr> <tr><td><math>\psi = +1/4</math></td><td>1.0</td><td>1.52</td><td>1.000</td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>1.60</td><td>1.000</td></tr> <tr><td><math>\psi = 0</math></td><td>1.0</td><td>1.77</td><td>1.000</td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>1.86</td><td>1.000</td></tr> <tr><td><math>\psi = -1/4</math></td><td>1.0</td><td>2.06</td><td>1.000</td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>2.15</td><td>1.000</td></tr> <tr><td><math>\psi = -1/2</math></td><td>1.0</td><td>2.35</td><td>1.000</td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>2.42</td><td>0.950</td></tr> <tr><td><math>\psi = -3/4</math></td><td>1.0</td><td>2.60</td><td>1.000</td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>2.45</td><td>0.850</td></tr> <tr><td><math>\psi = -1</math></td><td>1.0</td><td>2.60</td><td><math>-\psi_f</math></td></tr> <tr><td></td><td>0.5</td><td>2.45</td><td><math>-0.125 - 0.7\psi_f</math></td></tr> </tbody> </table> <p><math>C_2</math></p> <table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr> <th><math>\psi_f \leq 0</math></th> <th><math>\psi_f &gt; 0</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1.000</td><td>0.850</td></tr> <tr><td>0.650</td><td>0.650</td></tr> <tr><td><math>1.3 - 1.2\psi_f</math></td><td><math>0.77 - \psi_f</math></td></tr> <tr><td><math>0.55 - \psi_f</math></td><td><math>0.35 - \psi_f</math></td></tr> <tr><td><math>-\psi_f</math></td><td><math>-\psi_f</math></td></tr> <tr><td><math>-0.125 - 0.7\psi_f</math></td><td><math>-0.125 - 0.7\psi_f</math></td></tr> </tbody> </table> <p>                     * Em vigas submetidas a momentos de extremidade, por definição <math>C_2 z_2 = 0</math>;                      * <math>\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}</math>, sendo <math>I_{fc}</math> e <math>I_{ft}</math> os momentos de inércia dos banzos comprimido e traccionado, respectivamente, em relação ao eixo de menor inércia da secção (eixo z);                      * <math>C_1</math> deve ser dividido por 1.05 quando <math>\frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1.0</math>, mas <math>C_1 \geq 1.0</math>.                 </p>	Diagrama de momentos	$k_1$	$C_1$		$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$	$\psi = +1$	1.0	1.00	1.000		0.5	1.05	1.019	$\psi = +3/4$	1.0	1.14	1.000		0.5	1.19	1.017	$\psi = +1/2$	1.0	1.31	1.000		0.5	1.37	1.000	$\psi = +1/4$	1.0	1.52	1.000		0.5	1.60	1.000	$\psi = 0$	1.0	1.77	1.000		0.5	1.86	1.000	$\psi = -1/4$	1.0	2.06	1.000		0.5	2.15	1.000	$\psi = -1/2$	1.0	2.35	1.000		0.5	2.42	0.950	$\psi = -3/4$	1.0	2.60	1.000		0.5	2.45	0.850	$\psi = -1$	1.0	2.60	$-\psi_f$		0.5	2.45	$-0.125 - 0.7\psi_f$	$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$	1.000	0.850	0.650	0.650	$1.3 - 1.2\psi_f$	$0.77 - \psi_f$	$0.55 - \psi_f$	$0.35 - \psi_f$	$-\psi_f$	$-\psi_f$	$-0.125 - 0.7\psi_f$	$-0.125 - 0.7\psi_f$	<p><b>Momento Crítico:</b></p> <p><math>C_1 =</math> <input type="text" value="1,000"/></p> <p><math>M_{cr} =</math> <input type="text" value="4,851"/> kN.m</p> <p><b>Esbelteza Normalizada:</b></p> <p><math>\bar{\lambda}_{LT} =</math> <input type="text" value="1,538"/></p> <p><b>Factor de Redução:</b></p> <p>Curva de Encurvadura - Quadro 6.4 - EC3-1-4                      Factor de Imperfeição - Quadro 6.3 - EC3-1-1</p> <p><math>\chi_{LT} =</math> <input type="text" value="0,329"/> <math>\leq 1,0</math></p> <p><b>Momento Resistente à Encurvadura Lateral:</b></p> <p><math>M_{b,Rd} =</math> <input type="text" value="3,771"/> kN.m</p> <p><b>Verificação:</b></p> <p style="text-align: center; background-color: #ffcccc; padding: 5px;"><b>NÃO VERIFICA</b></p>
Diagrama de momentos			$k_1$	$C_1$																																																																																									
	$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$																																																																																											
$\psi = +1$	1.0	1.00	1.000																																																																																										
	0.5	1.05	1.019																																																																																										
$\psi = +3/4$	1.0	1.14	1.000																																																																																										
	0.5	1.19	1.017																																																																																										
$\psi = +1/2$	1.0	1.31	1.000																																																																																										
	0.5	1.37	1.000																																																																																										
$\psi = +1/4$	1.0	1.52	1.000																																																																																										
	0.5	1.60	1.000																																																																																										
$\psi = 0$	1.0	1.77	1.000																																																																																										
	0.5	1.86	1.000																																																																																										
$\psi = -1/4$	1.0	2.06	1.000																																																																																										
	0.5	2.15	1.000																																																																																										
$\psi = -1/2$	1.0	2.35	1.000																																																																																										
	0.5	2.42	0.950																																																																																										
$\psi = -3/4$	1.0	2.60	1.000																																																																																										
	0.5	2.45	0.850																																																																																										
$\psi = -1$	1.0	2.60	$-\psi_f$																																																																																										
	0.5	2.45	$-0.125 - 0.7\psi_f$																																																																																										
$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$																																																																																												
1.000	0.850																																																																																												
0.650	0.650																																																																																												
$1.3 - 1.2\psi_f$	$0.77 - \psi_f$																																																																																												
$0.55 - \psi_f$	$0.35 - \psi_f$																																																																																												
$-\psi_f$	$-\psi_f$																																																																																												
$-0.125 - 0.7\psi_f$	$-0.125 - 0.7\psi_f$																																																																																												

Figura 4-17- Verificação da segurança à encurvadura lateral (situação original).

## 2. Situação com painéis fotovoltaicos

Para a situação com painéis fotovoltaicos seguiu-se o mesmo procedimento que se encontra representado desde a Figura 4-18 até à Figura 4-22.

ESFORÇOS ATUANTES	
$N_{t,Ed} =$	<input type="text" value="2,870"/> kN
$N_{c,Ed} =$	<input type="text" value="2,510"/> kN
$M_{y,Ed} =$	<input type="text" value="6,640"/> kN.m
$M_{z,Ed} =$	<input type="text" value="0,000"/> kN.m
$V_{Ed} =$	<input type="text" value="5,700"/> kN
$F_{Ed} =$	<input type="text" value="0,000"/> kN

Figura 4-18- Esforços atuantes retirados do Robot (situação com painéis).

VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA - EC3-1-3 - ESTADO LIMITE ÚLTIMO			
<b>ESFORÇO AXIAL:</b>			
Tracção	(6.1.2)	0,010	OK
Compressão	(6.1.3)	0,011	OK
<b>FORÇAS CONCENTRADAS:</b>			
Uma Única Carga ou Reacção	(6.1.7.2)	0,000	OK
Resistência à Flexão com Força Concentrada	(6.1.11)	0,579	OK
Duas Cargas ou Reacções com $e < 1,5 \times h_w$	(6.1.7.2)	0,000	OK
Resistência à Flexão com Força Concentrada	(6.1.11)	0,579	OK
<b>MOMENTO FLECTOR:</b>			
Flexão Simples Y	(6.1.4)	0,579	OK
Flexão Simples Z	(6.1.4)	0,000	OK
Flexão Desviada	(6.1.4.1(7))	0,60	OK
Flexão Desviada Composta com Tracção	(6.1.8)	0,60	OK
Flexão Desviada Composta com Compressão	(6.1.9)	0,60	OK
<b>ESFORÇO TRANSVERSO:</b>			
Sem Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,071	OK
Com Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,071	OK
Flexão Composta com Esforço Axial de Corte	NÃO É NECESSÁRIO VERIFICAR INTERAÇÃO		
	$M_{f,Rd} =$	6,152	kN.m
	$M_{ed,Rd} =$	10,816	kN.m
Verificação:			
(6.1.10)		0,590	OK

Figura 4-19- Verificação da segurança ao corte e à flexão (situação com painéis).

VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA - EC3-1-3 - ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO			
$M_{Ed,ser} = 2,500 \text{ kN.m}$ $\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed,ser}}{W_{gr}} \leftrightarrow \sigma_{gr} = 76,273 \text{ MPa}$ $\sigma = f_{yb} = 350,000 \text{ MPa}$ $I_{gr} = 2246048,338 \text{ mm}^4$ $I(\sigma)_{eff} = 2246048,338 \text{ mm}^4$ $L = 6,700 \text{ m}$ $q_{d,ser} = 0,446 \text{ kN/m}$	$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} \times (I_{gr} - I(\sigma)_{eff})$ $I_{fic} = 2246048,338 \text{ mm}^4$ $\delta = \frac{5}{384} \times \frac{q_{d,ser} \times L^4}{E \times I_{fic}}$ $\delta = 24,784 \text{ mm}$		
Verificação:			
$\delta \leq \delta_{lim} = \frac{L}{200} \leftrightarrow 0,025 \text{ m} \leq 0,034 \text{ m}$			
OK			

Figura 4-20-Verificação da segurança à deformação (situação com painéis).

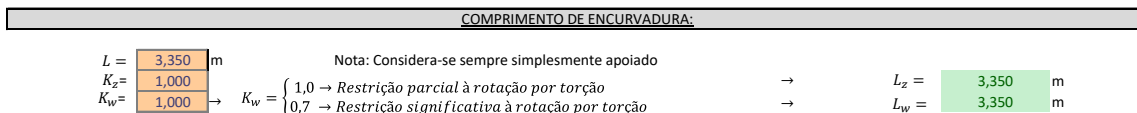


Figura 4-21- Características do vão a considerar para efeitos de encurvadura lateral (situação com painéis).

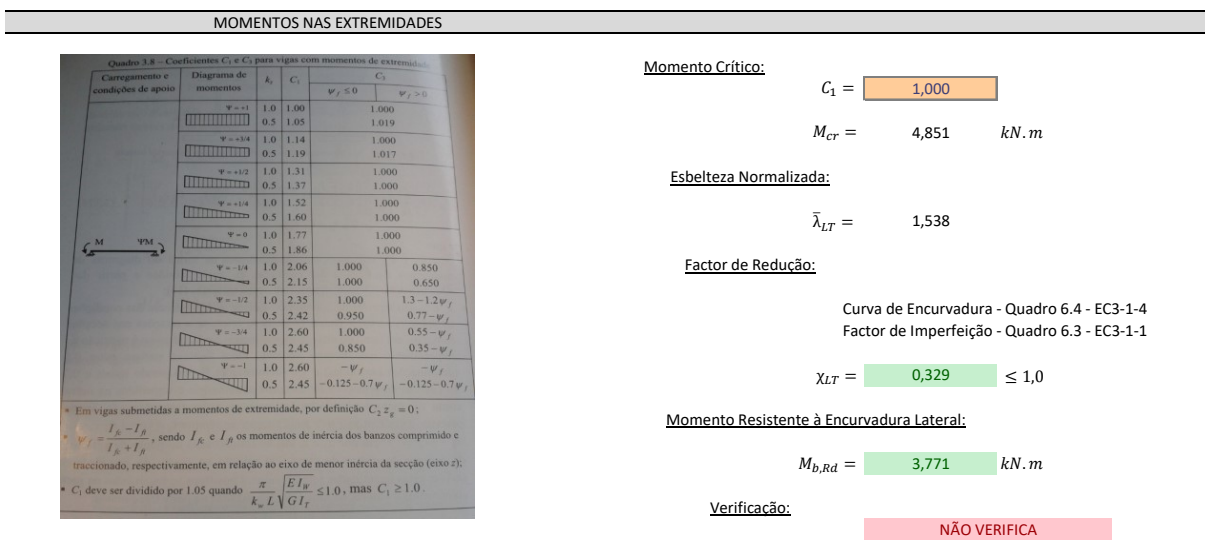


Figura 4-22- Verificação da segurança à encurvadura lateral (situação com painéis).

Como se pôde observar, para a situação original, as madres não verificam a segurança face à encurvadura lateral, uma vez que possuem apenas um travamento a meio vão e, conseqüentemente, um vão livre sujeito a efeitos de segunda ordem considerável, pelo que era de esperar que com o acréscimo de carga, a situação se agravasse.

#### 4.2.4.3 Avaliação da segurança dos pórticos

De seguida apresentam-se os resultados obtidos no robot para a verificação da segurança dos pórticos ao estado limite último.

##### 1. Situação Original

Através da opção “Steel Design” do robot, verificou-se que para estado limite último a maior parte das vigas que constituem os pórticos apresentam rácios superiores à unidade, pelo que a segurança das mesmas não se verifica. Na Figura 4-23 é possível visualizar graficamente quais as asnas com rácios superiores à unidade e na Figura 4-24 apresentam-se os valores dos mesmos por ordem decrescente.

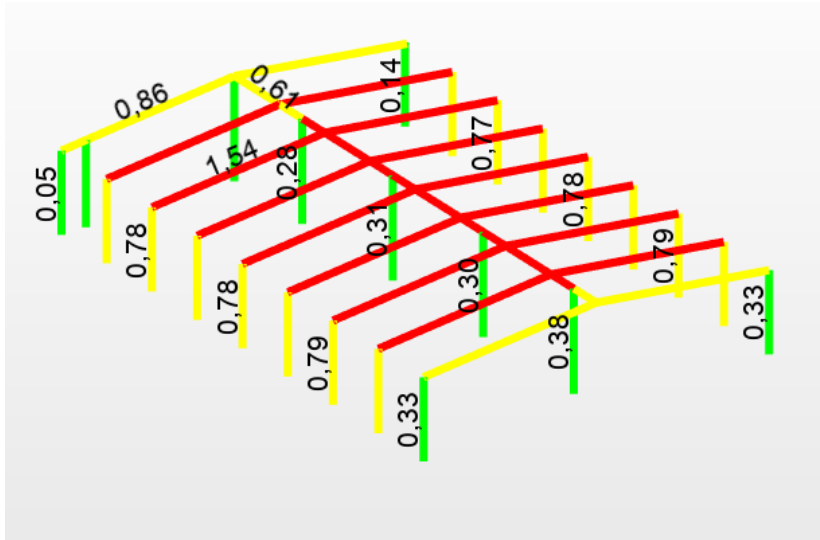


Figura 4-23- Mapeamento dos rácios dos pórticos (situação original).

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
42 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.86	8 AVBQ
41 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.85	8 AVBQ
29	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.68	8 AVBQ
30 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.68	8 AVBQ
33 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.66	8 AVBQ
34 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.65	8 AVBQ
36 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.63	8 AVBQ
35 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.63	8 AVBQ
37 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.62	8 AVBQ
38 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.61	8 AVBQ
32 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.55	8 AVBQ
40 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.55	8 AVBQ
31 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.54	8 AVBQ
39 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.54	8 AVBQ
148	⚠ IPE 360	S 275	89.60	353.77	1.36	8 AVBQ
204	☒ IPE 360	S 275	89.60	353.77	1.23	8 AVBQ
208	☒ IPE 360	S 275	89.60	353.77	1.16	8 AVBQ
27 Asnas Princip	☑ IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.93	8 AVBQ

Figura 4-24- Rácios dos pórticos por ordem decrescente (situação original).

## 2. Situação com painéis fotovoltaicos

Como era expectável, para a situação com painéis fotovoltaicos a situação agravou-se pelo que, apesar de serem os mesmos elementos a não verificarem a segurança, os rácios do mesmo aumentaram (ver Figura 4-25 e Figura 4-26).

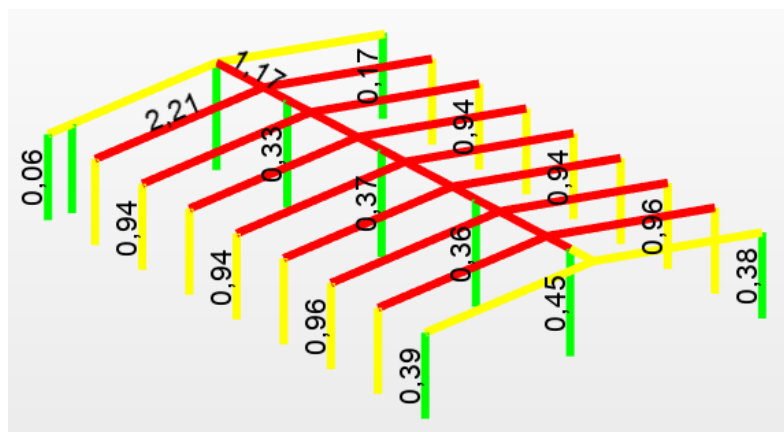


Figura 4-25- Mapeamento do rácio dos pórticos (situação com painéis).

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
42 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	2.22	9 AVBQ+ Fot
41 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	2.21	9 AVBQ+ Fot
29	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	2.00	9 AVBQ+ Fot
30 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	2.00	9 AVBQ+ Fot
33 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.97	9 AVBQ+ Fot
34 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.97	9 AVBQ+ Fot
36 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.95	9 AVBQ+ Fot
35 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.94	9 AVBQ+ Fot
37 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.93	9 AVBQ+ Fot
38 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.93	9 AVBQ+ Fot
32 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.85	9 AVBQ+ Fot
40 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.85	9 AVBQ+ Fot
31 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.84	9 AVBQ+ Fot
39 Asnas Princip	☒ IPE 300	S 275	123.16	5.95	1.83	9 AVBQ+ Fot
148	☒ IPE 360	S 275	89.60	353.77	1.67	9 AVBQ+ Fot
204	☒ IPE 360	S 275	89.60	353.77	1.58	9 AVBQ+ Fot
208	☒ IPE 360	S 275	89.60	353.77	1.40	9 AVBQ+ Fot
26	☒ IPE 360	S 275	67.34	265.86	1.17	9 AVBQ+ Fot

Figura 4-26- rácio dos pórticos por ordem decrescente (situação com painéis).

Em suma, conforme se verifica, os rácios de solicitação são bastante superiores à unidade, ou seja, a capacidade resistente dos elementos, nomeadamente das vigas, é largamente ultrapassada. Isto deve-se, essencialmente, devido à ausência de travamentos nestes elementos.

Assim, também os pórticos não apresentam capacidade resistente para receber em segurança a nova solicitação devida aos painéis fotovoltaicos.

### 4.2.5 Projeto de Reforço Estrutural

#### 4.2.5.1 Pressupostos Gerais

A solução de reforço da estrutura de cobertura necessita de ser tecnicamente exequível, de forma a poder ser executada no local com relativa facilidade sem mobilização de meios pesados, bem como estruturalmente eficaz para conseguir, com o mínimo de intervenção, resolver os problemas identificados.

Assim, descreve-se, de seguida, esta intervenção e as melhorias para o comportamento da estrutura de cobertura, remetendo-se para as peças desenhadas presentes em anexo a representação detalhada da solução.

#### 4.2.5.2 Intervenção- Viga de Cumeeira

No que diz respeito à viga de cumeeira, verificou-se, através da nota de cálculo apresentada na Figura 4-27 que a mesma apresentava uma secção insuficiente, face às novas solicitações, pelo que a mesma teria de ser alvo de reforço.

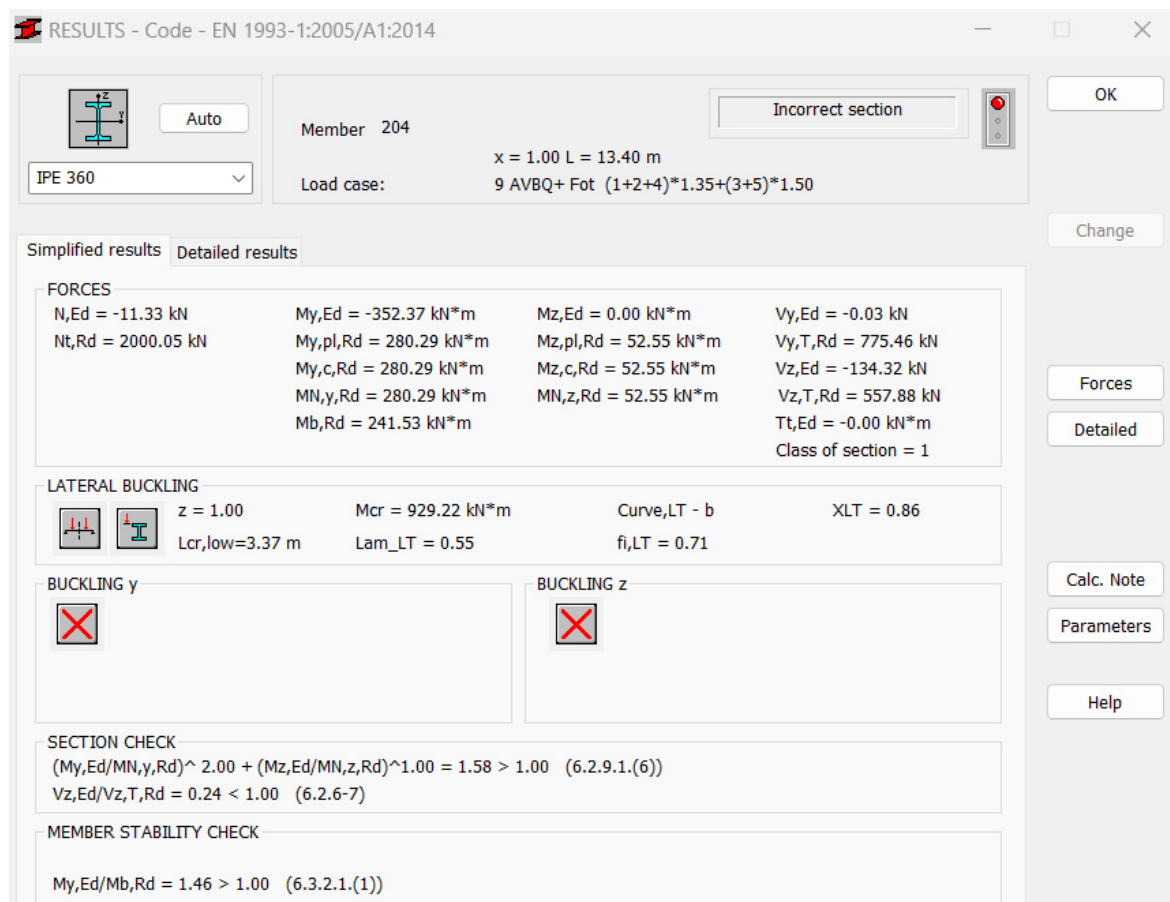


Figura 4-27- Nota de cálculo da viga de cumeeira.

Assim, a intervenção projetada passa por soldar um perfil IPE360 com uma altura de 246 mm (remoção total de um banzo e parcial da alma) ao IPE360 existente. Na Figura 4-28 apresenta-se o desenho do reforço assim como a sua perspectiva no robot.

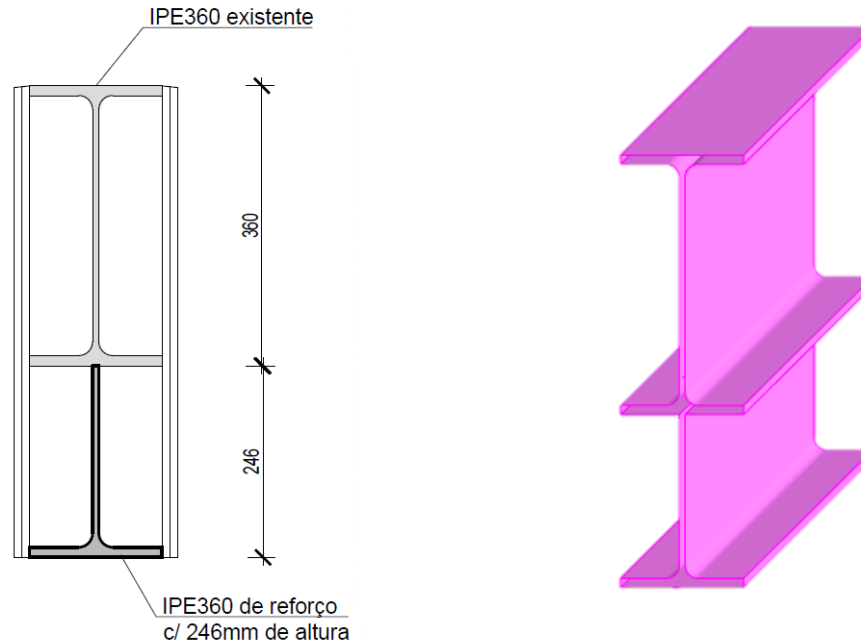


Figura 4-28-Reforço da Cumeeira.

Na Figura 4-29 apresentam-se os rácios de solicitação das vigas da cumeeira reforçadas, para a envolvente de esforços, constatando-se que a solução proposta resolve os problemas diagnosticados anteriormente.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
148	OK IRP 1x1x1	S 275	15.49	89.85	0.69	9 AVBQ+ Fot
204	OK IRP 1x1x1	S 275	15.68	90.93	0.68	9 AVBQ+ Fot
208	OK IRP 1x1x1	S 275	15.68	90.93	0.62	9 AVBQ+ Fot
26	OK IRP 1x1x1	S 275	15.68	90.93	0.56	9 AVBQ+ Fot
125	OK IRP 1x1x1	S 275	15.49	89.85	0.37	9 AVBQ+ Fot

Figura 4-29- Rácios de solicitação das vigas de cumeeira.

Apresenta-se na Tabela 4-1, a deformação máxima obtida nas vigas da cumeeira da cobertura e o limite de deformação estabelecido pelo Eurocódigo 3.

Tabela 4-1- Flechas máximas e respetivos limites das vigas da cumeeira

Elemento	L(m)	L/200(mm)	Flecha máxima (mm)
Vigas Cumeeira	13,4	67,0	11,8

#### 4.2.5.3 Intervenção- Madres

Quanto às madres, constatou-se que as mesmas apresentavam instabilidade devido ao fenómeno de encurvadura lateral, pelo que necessita-se de proceder a uma intervenção de reforço nestes elementos. Desta forma, a intervenção projetada passa pela implementação de novos travamentos com perfis tubulares localizados a  $\frac{1}{4}$  e a  $\frac{3}{4}$  do vão das madres e com uma secção de  $\Phi 25 \times 1,5$  mm, conforme representado na Figura 4-30.

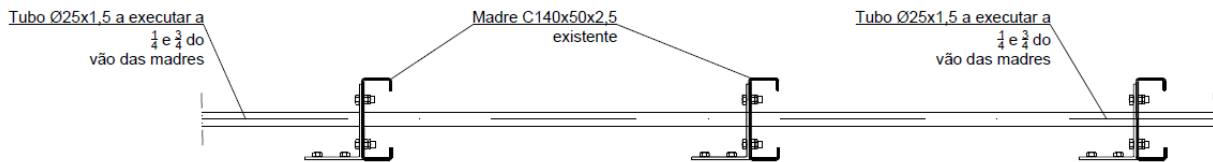


Figura 4-30- Reforço das madres

Nas figuras seguintes, estão ilustradas as verificações de segurança efetuadas para as madres tendo em conta os novos travamentos, pelo que passando de um comprimento de encurvadura de 6,70 m para 1,675 m as madres já se encontram estáveis.

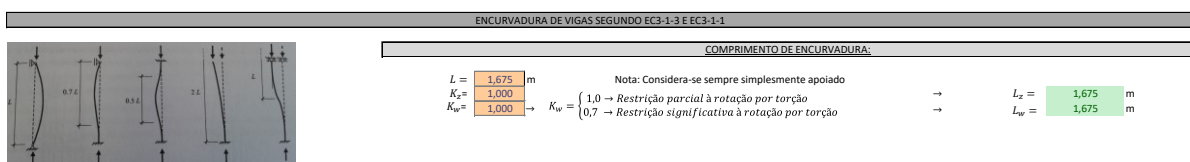


Figura 4-31- Características do vão a considerar para efeitos de encurvadura lateral (reforço).

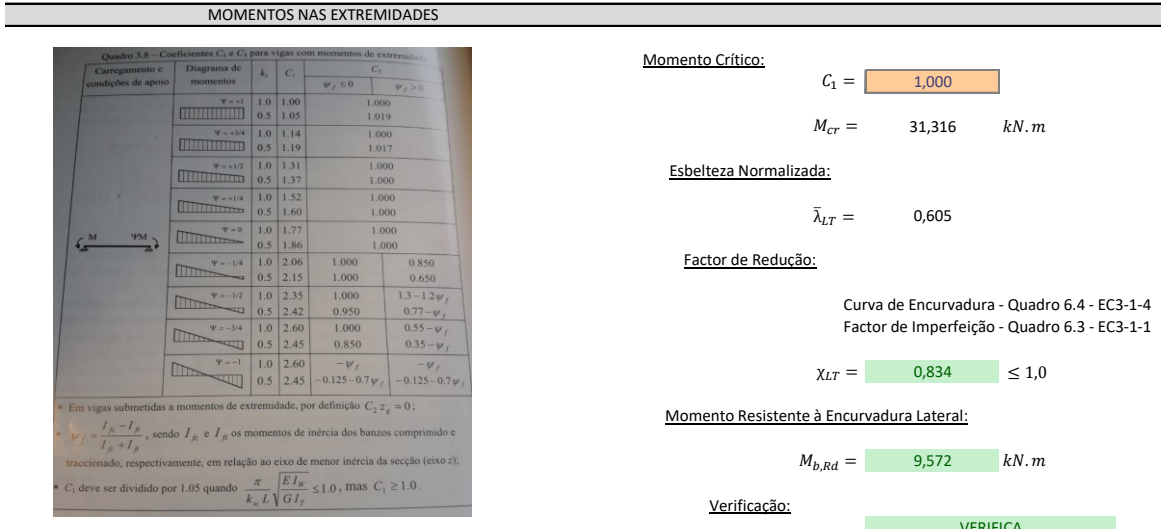


Figura 4-32- Verificação da segurança aos efeitos de encurvadura lateral com os novos travamentos (reforço).

**4.2.5.4 Intervenção- Vigas Principais**

Relativamente às vigas principais, verificou-se, através da nota de cálculo representada na Figura 4-33 que tal como as madres, estas apresentavam instabilidade devido ao fenómeno de encurvadura lateral.

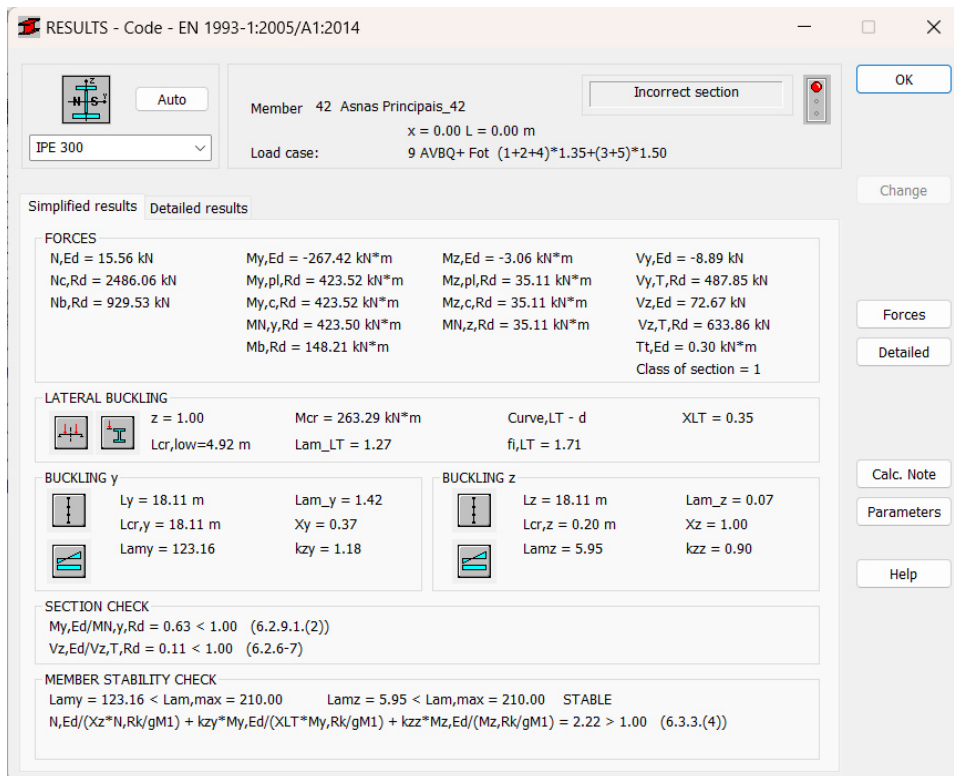


Figura 4-33- Nota de cálculo das vigas principais.

Assim, houve a necessidade de travar as mesmas através da colocação de perfis tubulares com uma secção de  $\Phi 101 \times 6.3$  mm no alinhamento da primeira madre a seguir à madre mais encostada à cumeeira, e no alinhamento da primeira madre mais encostada à madre do beiral. Na Figura 4-34 encontra-se detalhada a localização destes elementos de reforço e na Figura 4-35 encontra-se o pormenor da ligação de reforço.

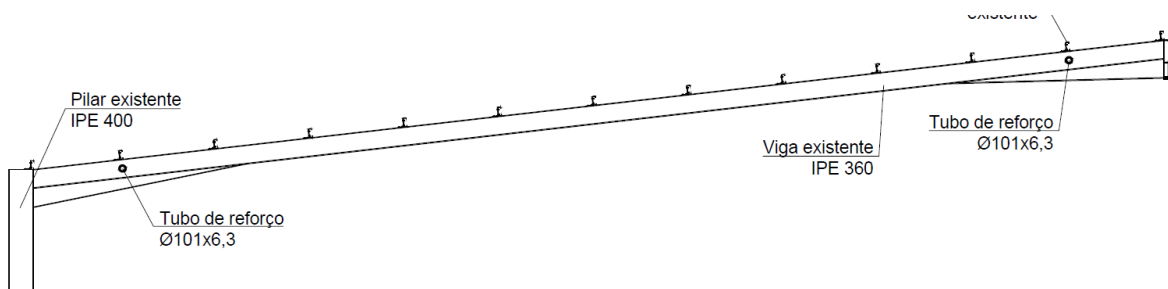


Figura 4-34- Localização dos perfis tubulares de reforço.

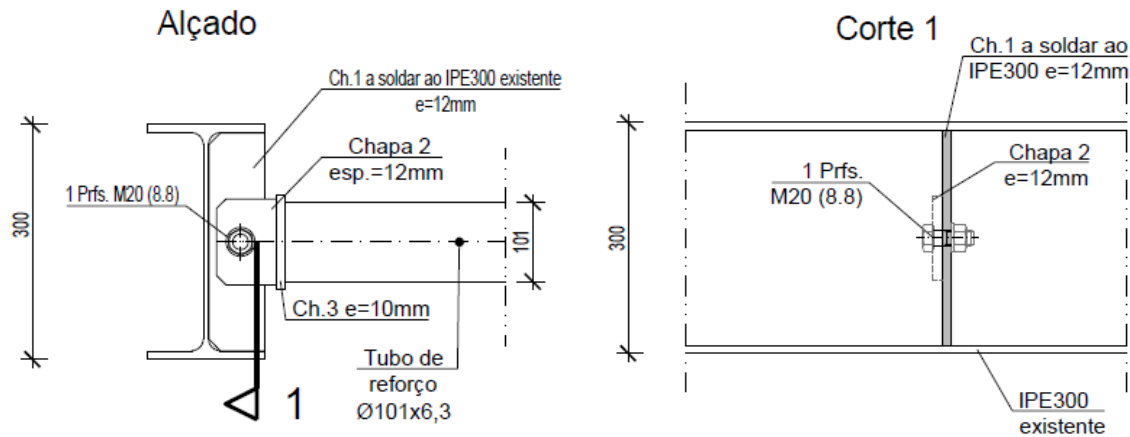


Figura 4-35- Alçado e corte do pormenor de reforço das vigas.

Na Figura 4-36 apresentam-se os rácios de solicitação das vigas principais que necessitam de reforço, para a envolvente de esforços, constatando-se que a solução proposta resolve os problemas diagnosticados anteriormente.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio▲	Case
41 Asnas Principais_41	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.88	9 AVBQ+ Fot
42 Asnas Principais_42	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.88	9 AVBQ+ Fot
29	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.86	9 AVBQ+ Fot
30 Asnas Principais_30	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.86	9 AVBQ+ Fot
33 Asnas Principais_33	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.79	9 AVBQ+ Fot
34 Asnas Principais_34	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.79	9 AVBQ+ Fot
37 Asnas Principais_37	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.79	9 AVBQ+ Fot
38 Asnas Principais_38	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.79	9 AVBQ+ Fot
35 Asnas Principais_35	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.78	9 AVBQ+ Fot
36 Asnas Principais_36	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.78	9 AVBQ+ Fot
39 Asnas Principais_39	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.76	9 AVBQ+ Fot
40 Asnas Principais_40	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.76	9 AVBQ+ Fot
31 Asnas Principais_31	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.75	9 AVBQ+ Fot
32 Asnas Principais_32	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.75	9 AVBQ+ Fot
28 Asnas Principais_28	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.37	9 AVBQ+ Fot
27 Asnas Principais_27	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.37	9 AVBQ+ Fot
44 Asnas Principais_44	IPE 300	S 275	123.16	5.95	0.34	9 AVBQ+ Fot
43 Asnas Principais_43	IPE 300	S 275	105.60	44.93	0.33	9 AVBQ+ Fot

Figura 4-36- Novos rácios das vigas.

#### 4.2.5.5 Mapa de Quantidades

Tendo em conta os novos elementos a instalar na estrutura da cobertura, realizou-se um mapa de quantidades representado na Tabela 4-2, com medições detalhadas, sendo que o valor apresentado em cada artigo inclui 10% para chapas e ligações.

Tabela 4-2- Mapa de quantidades do reforço a realizar (Ribeira Brava).

Medições Detalhadas										
Código	Medição		Dimensões			Cálculos			Totais	
	Designação		Unidade	Comp.(m)	Larg.(m)	G(kg/m)	Linear (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Parciais
<b>1</b>	<b>ESTRUTURA METÁLICA</b>									
<b>1.1</b>	Execução de REFORÇO METÁLICO DA VIGA DE CUMEEIRA, em aço de qualidade não ligado, laminado a quente, de classe de resistência S275 JR, incluindo fornecimento e colocação dos perfis e compatibilização de cotas com o existente; todos os reforços, soldaduras, parafusos, chapas e cutelos; decapagem, metalização e pintura a esmalte das superfícies e todos os trabalhos, materiais e execução de acordo com o projecto. (O valor apresentado inclui 10% para chapas e ligações)									
	IPE 360	8	6,70	57,1000			kg	3 060,56	3 060,56	3 060,56
	arred.		0,44					0,44	0,44	3 061,00
								<b>Total do artº 1.1</b>		<b>3 061,000</b>
<b>1.2</b>	Execução de REFORÇO METÁLICO DAS MADRES E VIGAS PRINCIPAIS, em perfis de aço de qualidade não ligado, tubulares a quente, de classe de resistência S275 J0H, incluindo fornecimento, montagem e ligações entre perfis; todos os reforços, soldaduras, parafusos, chapas, cutelos, varões; decapagem e esquema de pintura de acordo com esquema nas peças desenhadas e todos os trabalhos, materiais e execução de acordo com o projecto. (O valor apresentado inclui 10% para chapas e ligações)									
	<b>TRAVAMENTO DAS MADRES</b>									
<b>1.2.1</b>	Tubo $\phi$ 25x1,5	16	36,40	0,000119	7860,00		kg	544,74	544,74	544,74
		5	38,01	0,000119	7860,00		kg	177,76	177,76	722,50
		2	27,75	0,000119	7860,00		kg	51,91	51,91	774,41
		2	23,67	0,000119	7860,00		kg	44,28	44,28	818,69
		2	13,94	0,000119	7860,00		kg	26,08	26,08	844,77
		1	29,65	0,000119	7860,00		kg	27,73	27,73	872,50
	Chapas e Ligações		872,50		0,10			87,25	87,25	959,75
	arred.		0,25				kg	0,25	0,25	960,00
								<b>Total do artº 1.2.1</b>		<b>960,00</b>
	<b>TRAVAMENTO DAS ASNAS</b>									
<b>1.2.2</b>	Tubo $\phi$ 101x6,3	32	6,70	0,00189	7860,00		kg	3 185,00	3 185,00	3 185,00
	Chapas e ligações		3185,00		0,10		kg	318,50	318,50	3 503,50
	arred.		0,50					0,50	0,50	3 504,00
								<b>Total do artº 1.2.2</b>		<b>3 504,000</b>

#### 4.2.5.6 Considerações Finais

Após análise da cobertura metálica, foi possível constatar que a chapa metálica apresenta resistência suficiente face às novas solicitações. Contudo, os restantes elementos, apresentaram resistência insuficiente para a situação Assim, projetou-se uma solução de reforço que permite que sejam aplicados os painéis fotovoltaicos em segurança.

## 4.3 LOJA DE DISTRIBUIÇÃO DE OURÉM

### 4.3.1 Considerações Iniciais

Para a cobertura da loja de distribuição de Ourém, foi necessário avaliar as implicações devido à aplicação de painéis fotovoltaicos e à substituição das máquinas de ventilação existentes por outras novas.

Através das informações obtidas de uma visita já efetuada ao edifício, modelou-se a estrutura tendo em conta a geometria, os materiais e as secções dos diversos elementos.

### 4.3.2 Descrição da estrutura

A loja de distribuição de Ourém situa-se na Rua do Vale da Aveleira, Ourém. O edifício apresenta uma área coberta com sensivelmente 5000 m<sup>2</sup>, estando cerca de 2000 m<sup>2</sup> dedicados à zona comercial da loja de distribuição e o restante divide-se entre acessos, espaços comerciais de diversas lojas, áreas técnicas e de armazenagem. No tardoz existe um cais de descarga coberto e na frente da loja um parque de estacionamento (ver Figura 4-37).



Figura 4-37- Vista aérea da loja de distribuição de Ourém (google.pt/maps)

Relativamente à solução estrutural, o edifício apresenta uma estrutura vertical e de piso em betão armado, ou seja, vigas, pilares e lajes de betão armado enquanto que a cobertura é em solução metálica.

Quanto à estrutura da cobertura, esta apresenta uma solução com asnas treliçadas de pendente variável para direcionar as águas do telhado (ver Figura 4-38). Estas asnas são compostas por cordas de perfis UNP, e diagonais e montantes em perfis tubulares quadrados. Existem três alinhamentos de asnas, designados por VM1 a VM3, com um vão máximo de 21,00 metros e um mínimo de 9,50 metros.



Figura 4-38- Asnas da cobertura.

A ligação entre duas asnas consecutivas é feita através de um perfil HEB 400 comum a ambas as asnas, permitindo o apoio dessas mesmas asnas nos pilares, conforme apresentado na Figura 4-39.



Figura 4-39- Ligação entre asnas consecutivas/ ligação entre asnas e pilares.

Sobre as asnas da cobertura estão simplesmente apoiadas madres metálicas treliçadas, com um desenvolvimento que varia entre 7,00m e 14,75 m (ver Figura 4-40).



Figura 4-40- Madres da cobertura do edifício.

Estas madres encontram-se contraventadas no banzo superior pela chapa de revestimento e as mesmas travam os nós inferiores das asnas através de tirantes metálicos (ver Figura 4-41).



Figura 4-41- Contraventamento do banzo inferior da asna

Na cobertura do edifício encontram-se instaladas cinco máquinas para circulação de ar, sendo que estas se encontram apoiadas numa grelha de madres reforçadas (ver Figura 4-42).

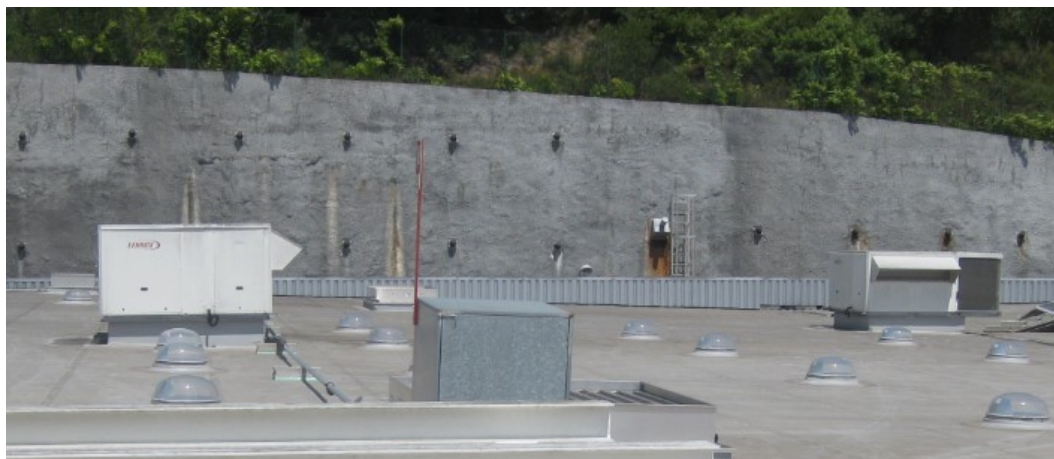


Figura 4-42- Máquinas de ventilação instaladas na cobertura do edifício

O levantamento da estrutura de cobertura existente reproduz-se na seguinte planta, representada na Figura 4-43.

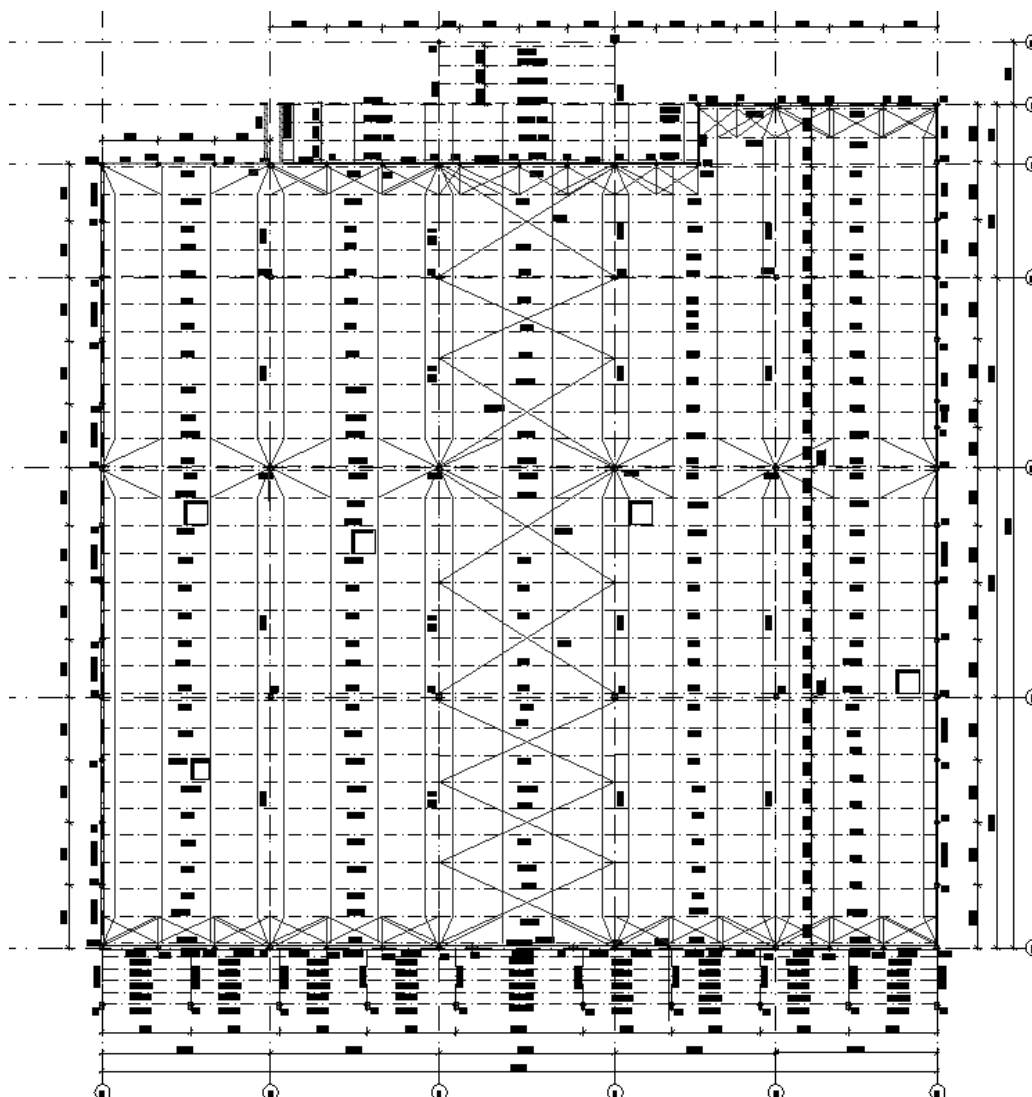


Figura 4-43- Planta estrutural da cobertura existente

### 4.3.3 Metodologia de análise

#### 4.3.3.1 Modelação numérica

À semelhança da cobertura anterior, esta foi também analisada no programa de cálculo Autodesk® Robot™ Structural Analysis.

De forma a traduzir o funcionamento em treliça dos elementos estruturais, a ligação entre cordões, diagonais e montantes foi considerada rotulada, ou seja, apenas existe solicitação axial destes elementos. Relativamente à ligação entre madres, asnas e pilares, considerou-se que as madres são simplesmente apoiadas nas asnas e que estas são simplesmente apoiadas nos pilares.

É de notar que os pilares não foram analisados uma vez que estes possuem uma resistência bastante superior à dos elementos da coberturas, pela que as novas solicitações não comprometem a resistência dos mesmos.

Assim, apresenta-se na Figura 4-44 a perspetiva global do modelo numérico da cobertura.

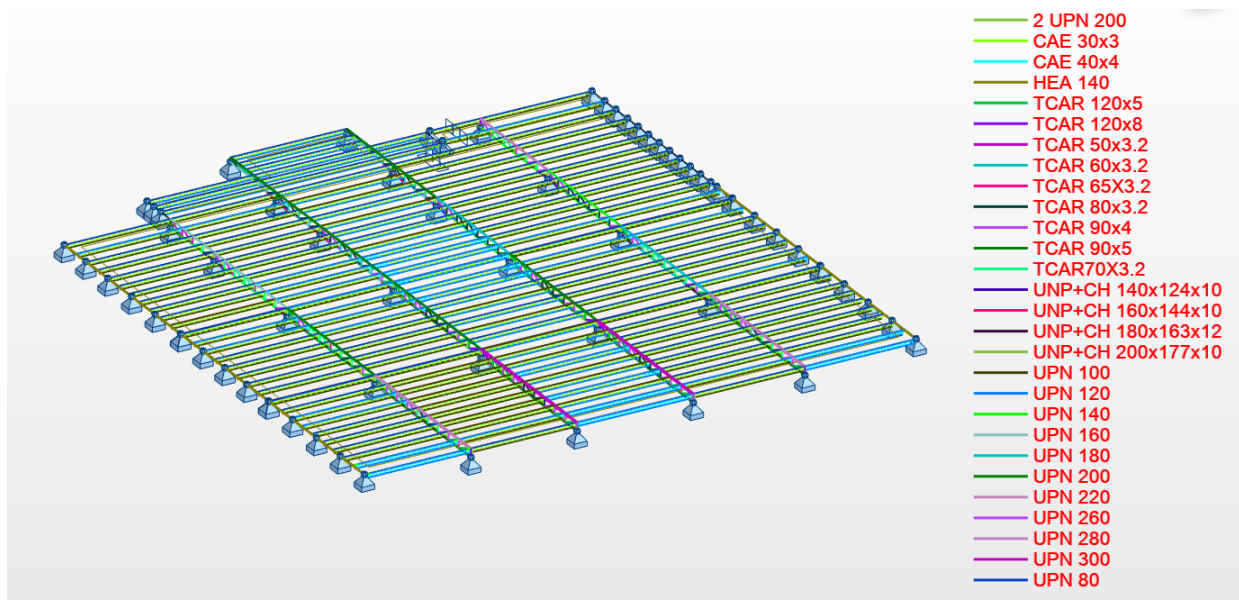


Figura 4-44- Perspetiva global do modelo numérico.

#### 4.3.3.2 Pressupostos Gerais

A capacidade resistente dos elementos estruturais em E.L.U. foi avaliada através da rotina de cálculo automático que compara a resistência última de cada elemento com o nível de solicitação correspondente. Embora as verificações sejam baseadas em códigos técnicos destinados ao dimensionamento de novas estruturas, no caso de estruturas existentes, uma aplicação rigorosa dos coeficientes de segurança pode resultar em estimativas demasiado teóricas e gravosas.

Desta forma, assumiu-se que os rácios de solicitação podem ir até valores de 1,1, considerando ações teóricas 10% superiores à resistência teórica, para viabilizar intervenções menos severas sem comprometer a segurança nos Estados Limites Últimos e de Serviço.

#### 4.3.4 Ações e Combinações de ações

Partindo do mesmo pressuposto da cobertura anterior, consideraram-se as seguintes ações:

- Ações permanentes:
  - Peso Próprio do aço: 78,00 kN/m<sup>3</sup>
  - Revestimentos: 0,25 kN/m<sup>2</sup>;
  - Restantes Cargas Permanentes: 0,10 kN/m<sup>2</sup>;
  - Tetos falsos (parcial): 0,30 kN/m<sup>2</sup>;
  - Painéis Fotovoltaicos: 0,12 kN/m<sup>2</sup>.
  - Máquinas de ventilação existentes: 900kg e 1400kg;
  - Máquinas de ventilação novas: 1400kg;
- Ações variáveis:
  - Sobrecarga na zona corrente: 0,30 kN/m<sup>2</sup>,  $\Psi_0 = \Psi_1 = \Psi_2 = 0$ .

Assim, resultam as seguintes combinações:

- E.L.U. 1 (situação original)
 
$$1,35 \times (PP + REV + MAQ) + 1,5 \times (RCP + SOB)$$
- E.L.U. 2 (situação com painéis)
 
$$1,35 \times (PP + REV + MAQ + FOTOV) + 1,5 \times (RCP + SOB)$$
- E.L.S.1 (Combinação frequente- situação original)
 
$$1,00 \times (PP + REV + MAQ + RCP)$$
- E.L.S.2 (Combinação frequente – situação com painéis)
 
$$1,00 \times (PP + REV + MAQ + RCP + FOTOV)$$

Assim, da Figura 4-45 à Figura 4-50 representa-se a aplicação destas ações no modelo numérico apresentado anteriormente.

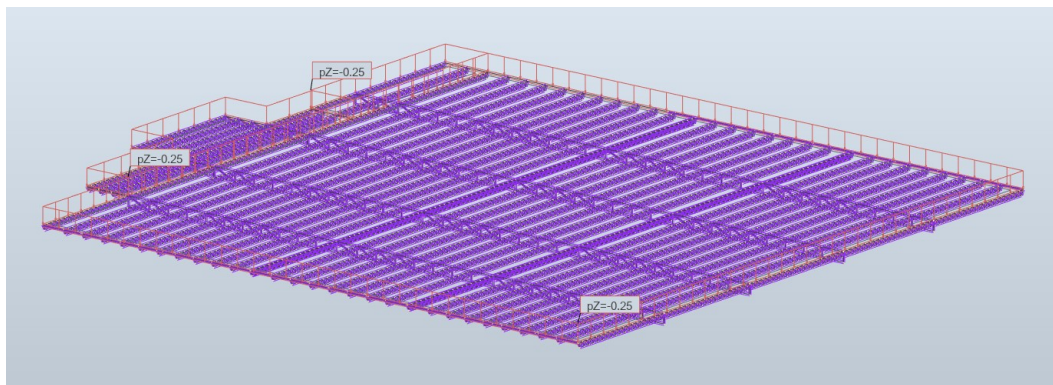


Figura 4-45- Ação Permanente: Peso Próprio e Revestimentos.

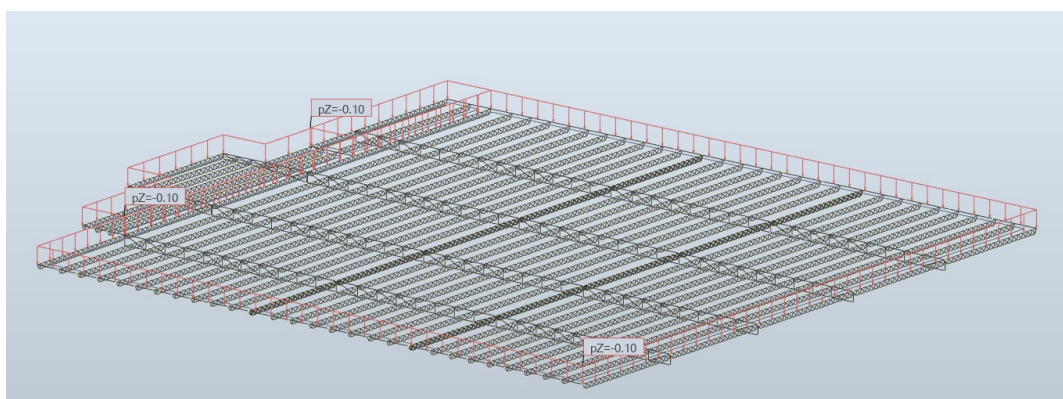


Figura 4-46- Ação Permanente: Restantes Cargas Permanentes.

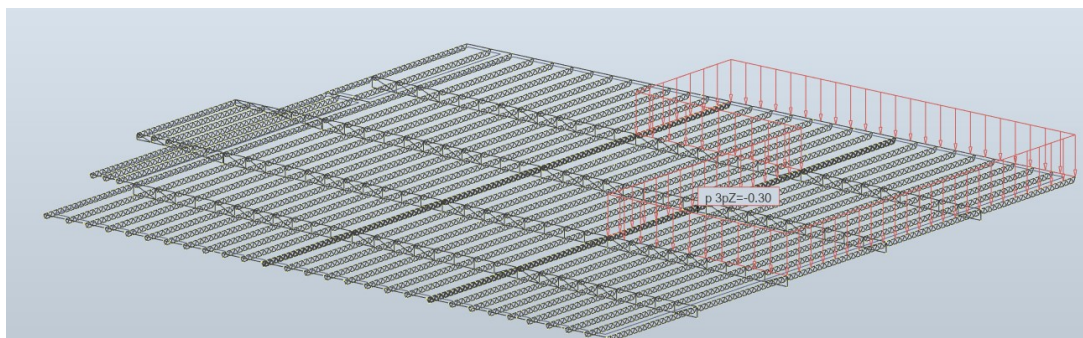


Figura 4-47- Ação Permanente: Tetos Falsos.

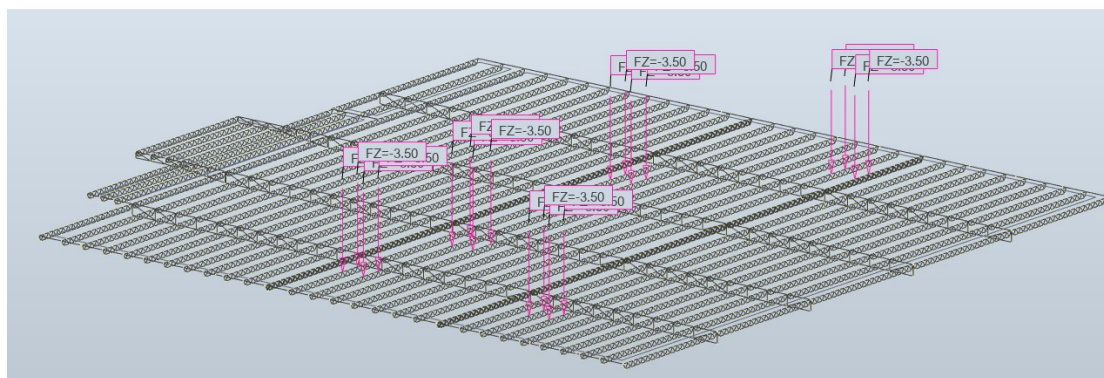


Figura 4-48- Ação Permanente: Máquinas de ventilação.

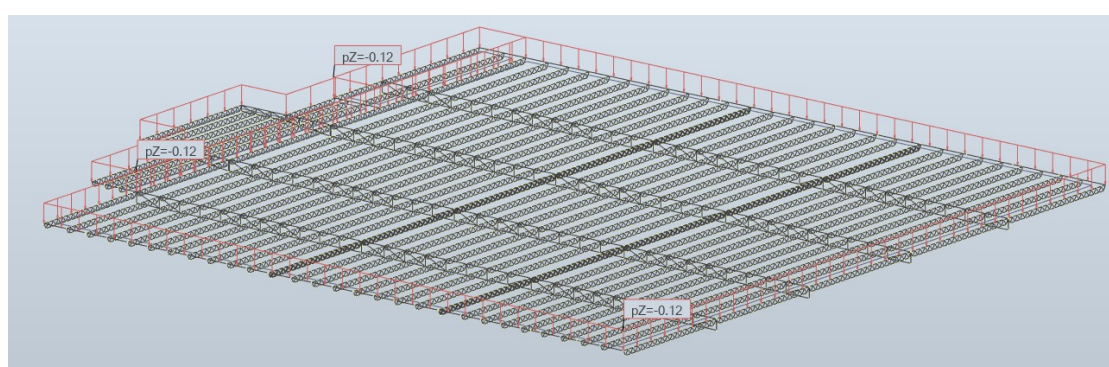


Figura 4-49- Ação Permanente: Painéis Fotovoltaicos.

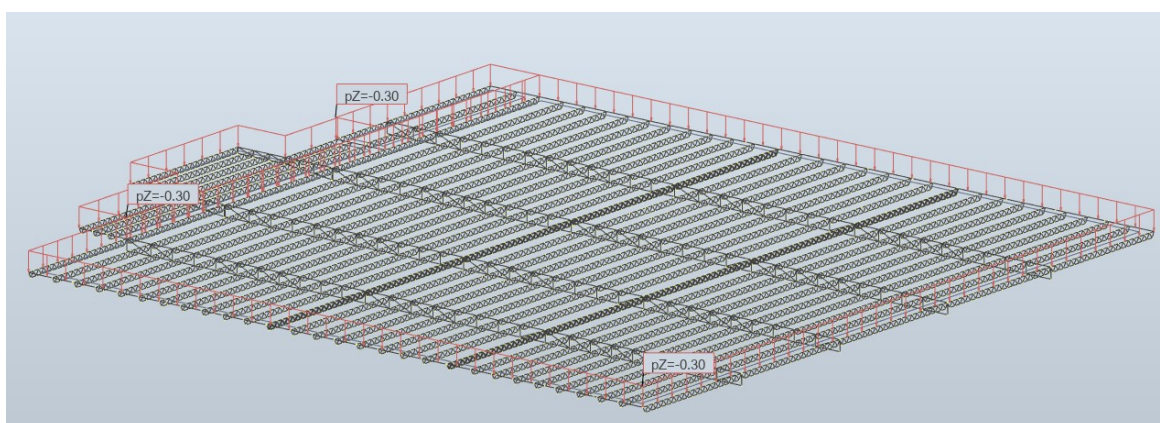


Figura 4-50- Ação Variável: Sobrecarga.

### 4.3.5 Avaliação da segurança

#### 4.3.5.1 Avaliação da segurança das madres

Depois de analisadas as ações referidas chegou-se à conclusão que apenas uma madre, em particular uma diagonal, não cumpre os requisitos regulamentares, sendo, portanto, necessário

definir uma solução de reforço. Assim, na Figura 4-51 e na Figura 4-52 encontra-se representado o mapeamento e os respetivo valor do rácio das madres, sendo possível visualizar onde se localiza a diagonal que necessita de reforço

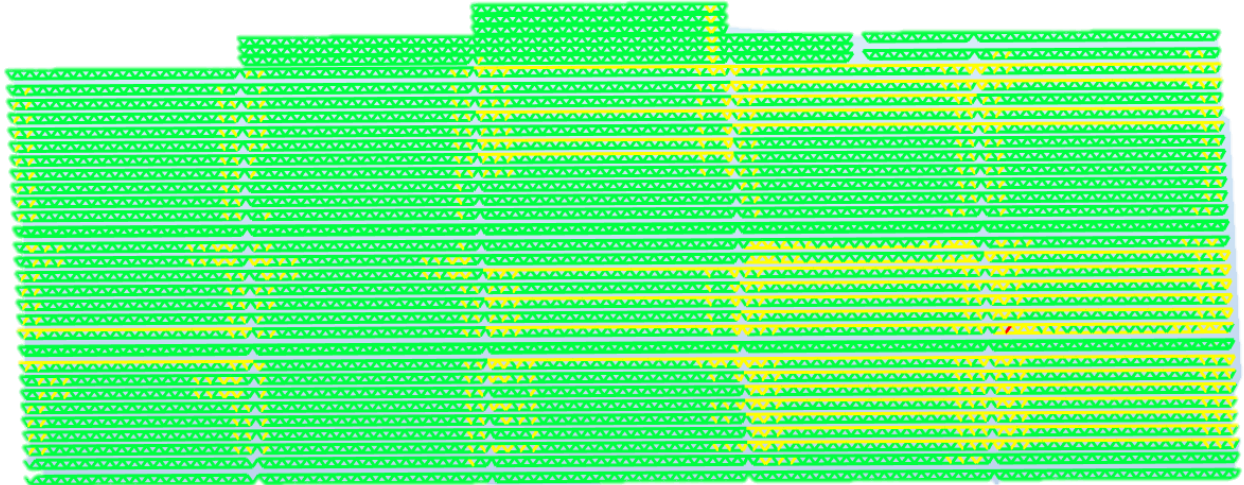


Figura 4-51- Mapeamento dos rácios das madres.

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
2944 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	1.13	10 ELU 2
2241 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.91	10 ELU 2
2945 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.90	10 ELU 2
3489 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.89	10 ELU 2
3073 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.87	10 ELU 2
1825 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.86	10 ELU 2
4274 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.86	10 ELU 2
5985 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.85	10 ELU 2
1409 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.85	10 ELU 2
4066 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.84	10 ELU 2
7590 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.84	10 ELU 2
7546 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.83	10 ELU 2
2865 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.83	10 ELU 2
785 Diagonais M	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.83	10 ELU 2
6609 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.81	10 ELU 2
3697 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.81	10 ELU 2
3281 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.81	10 ELU 2
5361 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.79	10 ELU 2
6401 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.79	10 ELU 2
7363 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.78	10 ELU 2
2911 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.78	10 ELU 2
7502 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.77	10 ELU 2
6817 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.77	10 ELU 2
5777 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.77	10 ELU 2
5569 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.75	10 ELU 2

Figura 4-52- Rácios das madres por ordem decendente.

#### 4.3.5.2 Avaliação da segurança das asnas

Relativamente às asnas, chegou-se também à conclusão de que as mesmas não cumprem os requisitos regulamentares, pelo que é necessário definir uma solução de reforço. Assim, na Figura 4-53 e na Figura 4-54 encontra-se representado o mapeamento e os respetivo valor do rácio das asnas.

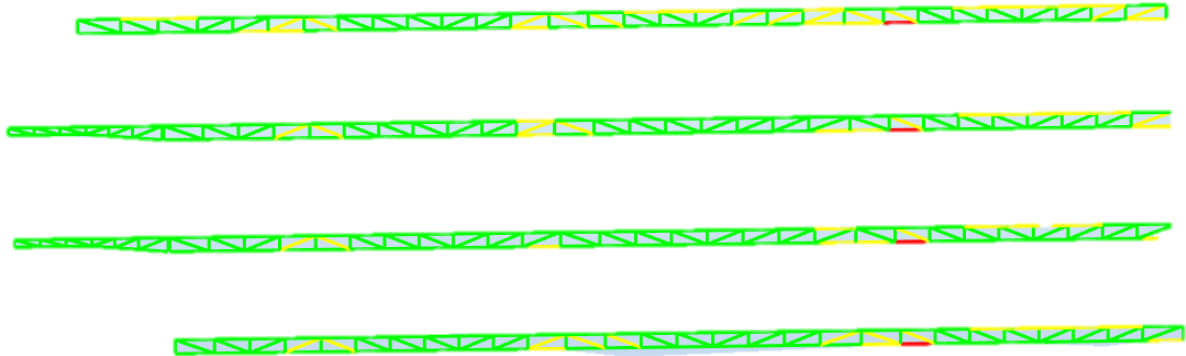


Figura 4-53- Mapeamento dos rácios das asnas.

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
6247 Corda Inferi	UPN 200	S 275	26.33	105.19	1.20	10 ELU 2
6255 Corda Inferi	UPN 200	S 275	26.33	105.19	1.19	10 ELU 2
6273 Corda Inferi	UPN 200	S 275	26.33	105.19	1.14	10 ELU 2
6291 Corda Inferi	UPN 200	S 275	26.33	105.19	1.07	10 ELU 2
322 Corda Inferio	UNP+CH 200	S 275	33.41	86.98	1.00	10 ELU 2
23 Corda Inferior	UNP+CH 200	S 275	33.41	86.98	0.97	10 ELU 2
6304 Corda Supe	UPN 180	S 275	34.71	133.17	0.96	10 ELU 2
413 Corda Inferio	UNP+CH 200	S 275	33.41	86.98	0.93	10 ELU 2
21 Diagonais As	TCAR 120x5	S 275	53.31	53.31	0.89	10 ELU 2
504 Corda Inferio	UNP+CH 200	S 275	33.41	86.98	0.89	10 ELU 2
6369 Corda Inferi	UNP+CH 140	S 275	46.61	110.08	0.88	10 ELU 2
529 Diagonais A	TCAR 90x4	S 275	69.67	69.67	0.86	10 ELU 2
70 Diagonais As	TCAR 90x4	S 275	69.67	69.67	0.86	10 ELU 2
6234 Corda Supe	UPN 280	S 275	18.73	82.60	0.86	10 ELU 2
6235 Corda Supe	UPN 280	S 275	18.73	82.60	0.85	10 ELU 2
7032 Corda Inferi	UNP+CH 140	S 275	46.61	110.08	0.85	10 ELU 2
6248 Corda Inferi	UPN 200	S 275	30.99	123.81	0.85	10 ELU 2
89 Diagonais As	TCAR 90x4	S 275	66.13	66.13	0.85	10 ELU 2
6233 Corda Supe	UPN 280	S 275	18.73	82.60	0.84	10 ELU 2
502 Diagonais A	TCAR 120x5	S 275	53.31	53.31	0.83	10 ELU 2
24 Corda Inferior	UNP+CH 140	S 275	43.82	103.47	0.82	10 ELU 2
548 Diagonais A	TCAR 80x3.2	S 275	74.00	74.00	0.81	10 ELU 2
6312 Corda Supe	UPN 200	S 275	31.34	125.21	0.80	10 ELU 2

Figura 4-54- Rácios das asnas por ordem decrescente.

### 4.3.6 Projeto de Reforço Estrutural

#### 4.3.6.1 Pressupostos Gerais

À semelhança da cobertura apresentada anteriormente, a solução de reforço deve ser tecnicamente exequível e estruturalmente eficaz.

Assim, descreve-se, de seguida, esta intervenção e as melhorias para o comportamento da estrutura de cobertura, remetendo-se para as peças desenhadas presentes em anexo, a representação detalhada da solução.

#### 4.3.6.2 Intervenção nas madres

No que diz respeito às madres, verificou-se, através da nota de cálculo apresentada na Figura 4-55 que a mesma apresentava instabilidade devido a fenómenos de encurvadura, face às novas solicitações, pelo que a mesma teria de ser alvo de reforço.

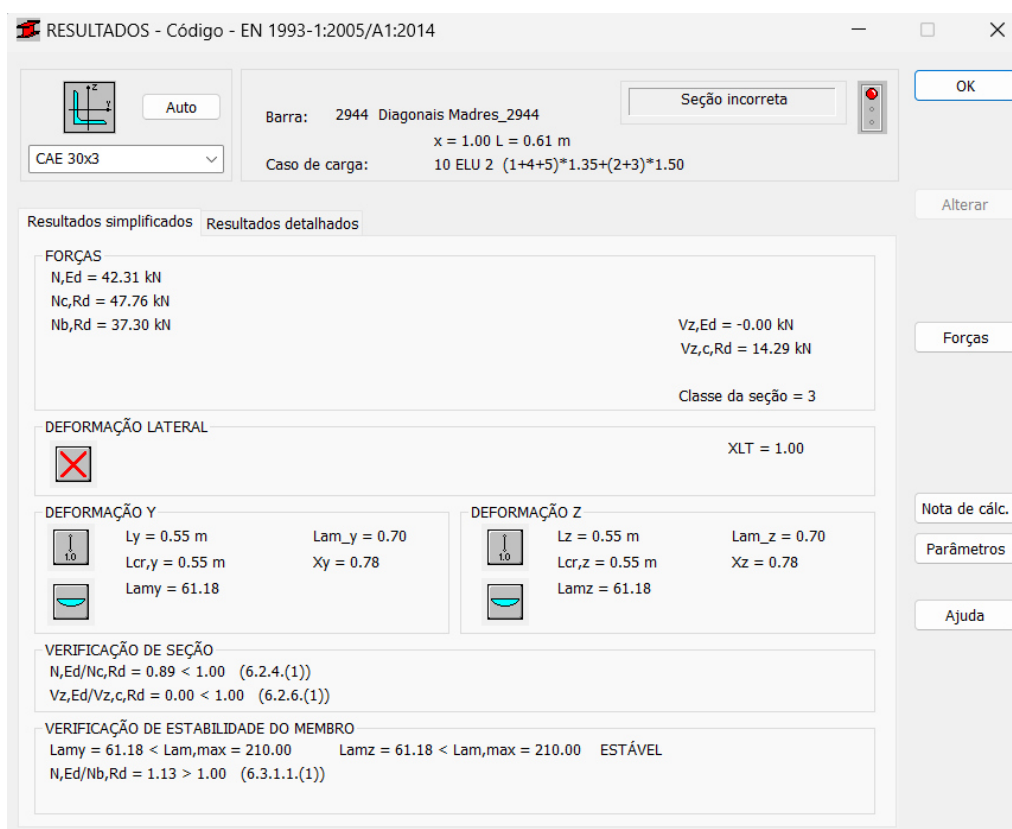


Figura 4-55- Nota de cálculo da diagonal a reforçar.

Assim, a intervenção projetada passa por soldar um perfil L30X3 ao perfil L30x3 existente, conforme representado na Figura 4-56.

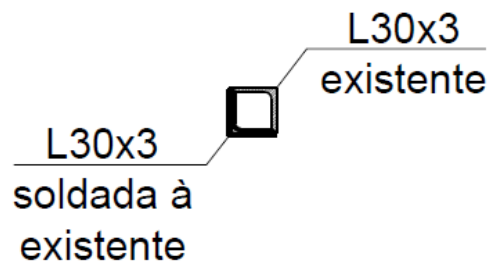


Figura 4-56- Reforço da diagonal da madre.

Na Figura 4-57 apresentam-se os rácios de sollicitação das madres já com reforço, para a envolvente de esforços, constatando-se que a solução proposta resolve os problemas diagnosticados anteriormente.

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relaçã	Caso
2241 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.91	10 ELU 2
2945 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.90	10 ELU 2
3489 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.89	10 ELU 2
3073 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.87	10 ELU 2
1825 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.86	10 ELU 2
4274 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.86	10 ELU 2
5985 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.85	10 ELU 2
1409 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.85	10 ELU 2
4066 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.84	10 ELU 2
7590 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.84	10 ELU 2
7546 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.83	10 ELU 2
2865 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.83	10 ELU 2
785 Diagonais M	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.83	10 ELU 2
6609 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.81	10 ELU 2
3697 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.81	10 ELU 2
3281 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.81	10 ELU 2
6401 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.79	10 ELU 2
7363 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.78	10 ELU 2
2911 Diagonais	CAE 30x3	S 275	61.18	61.18	0.78	10 ELU 2
5361 Diagonais	CAE 30x3	S 275	60.61	60.61	0.78	10 ELU 2

Figura 4-57- Novos rácios de sollicitação das madres.

#### 4.3.6.3 Intervenção nas asnas

Relativamente às asnas, verificou-se, através da nota de cálculo apresentada na Figura 4-58 que as cordas inferiores das mesmas apresentavam instabilidade devido a fenómenos de encurvadura, face às novas sollicitações, pelo que as mesmas teriam de ser alvo de reforço.

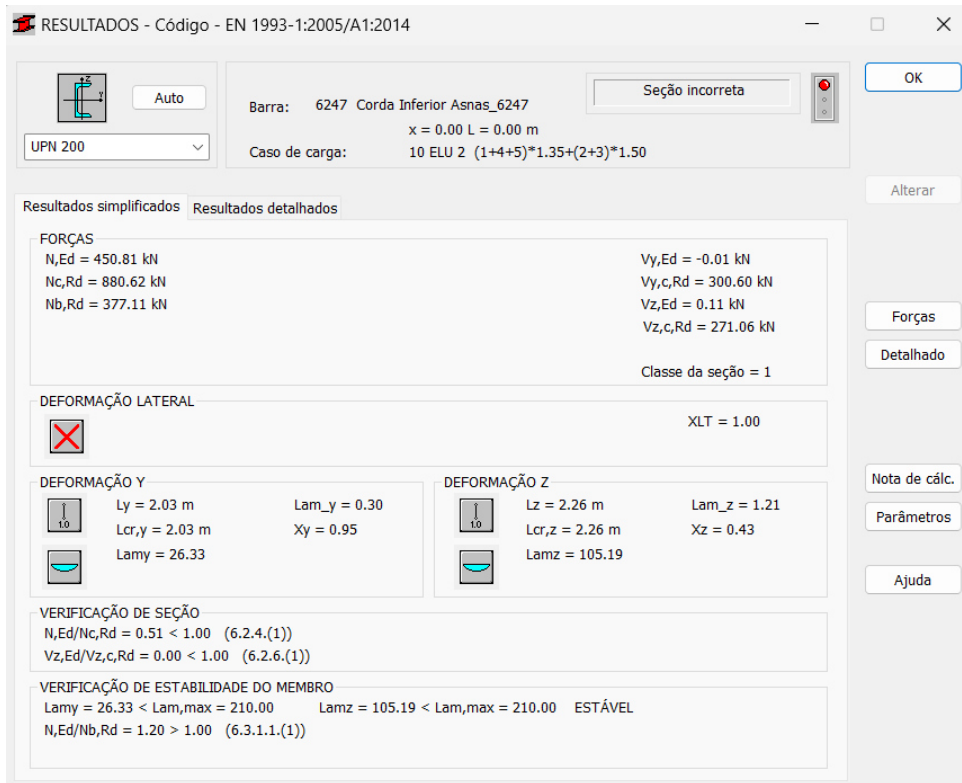


Figura 4-58- Nota de cálculo de uma corda inferior a reforçar.

Desta forma, a intervenção projetada passa por soldar uma chapa de 10mm aos perfis UPN200, existentes, representada na Figura 4-59.

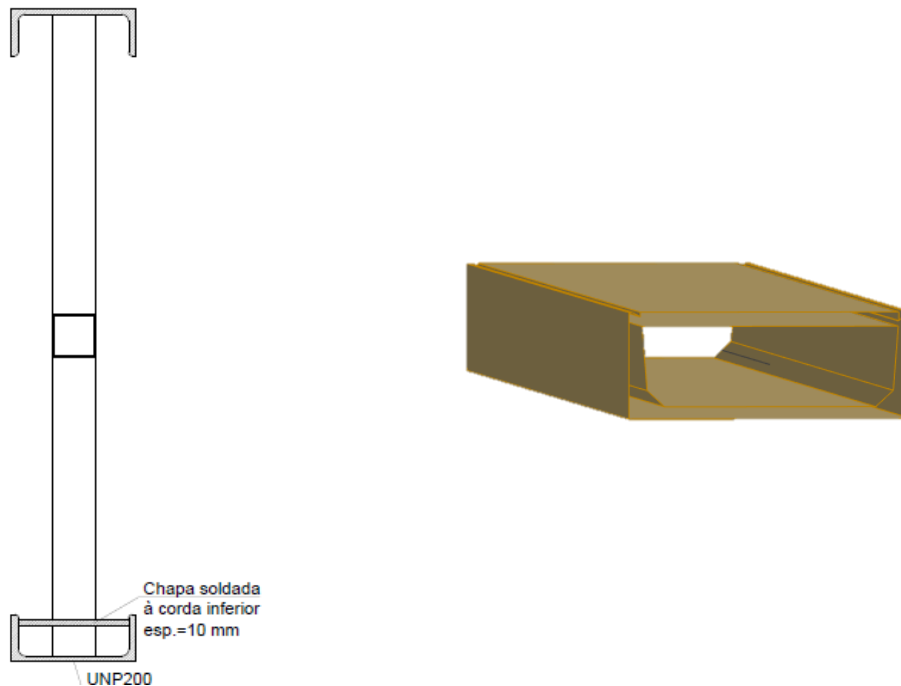


Figura 4-59- Reforço das cordas inferiores.

Conclui-se através da Figura 4-60, que o reforço das asnas resolve os problemas de instabilidade e que apesar de uma das cordas ter um rácio de 1,03, este encontra-se dentro do limite de 1,10 estabelecido, anteriormente, no ponto 4.3.3.2.

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
322 Corda Inferior Asn	UNP+CH 200	S 275	33.41	86.98	1.03	10 ELU 2
23 Corda Inferior Asna	UNP+CH 200	S 275	33.41	86.98	1.00	10 ELU 2
6304 Corda Superior A	UPN 180	S 275	34.71	133.17	0.98	10 ELU 2
413 Corda Inferior Asn	UNP+CH 200	S 275	33.41	86.98	0.96	10 ELU 2
504 Corda Inferior Asn	UNP+CH 200	S 275	33.41	86.98	0.91	10 ELU 2
6248 Corda Inferior As	UPN 200	S 275	30.99	123.81	0.90	10 ELU 2
6369 Corda Inferior As	UNP+CH 140	S 275	46.61	110.08	0.90	10 ELU 2
21 Diagonais Asnas_2	TCAR 120x5	S 275	53.31	53.31	0.89	10 ELU 2
529 Diagonais Asnas_7	TCAR 90x4	S 275	69.67	69.67	0.86	10 ELU 2
70 Diagonais Asnas_7	TCAR 90x4	S 275	69.67	69.67	0.86	10 ELU 2
6234 Corda Superior A	UPN 280	S 275	18.73	82.60	0.85	10 ELU 2
6235 Corda Superior A	UPN 280	S 275	18.73	82.60	0.85	10 ELU 2
7032 Corda Inferior As	UNP+CH 140	S 275	46.61	110.08	0.85	10 ELU 2
89 Diagonais Asnas_8	TCAR 90x4	S 275	66.13	66.13	0.85	10 ELU 2
6233 Corda Superior A	UPN 280	S 275	18.73	82.60	0.83	10 ELU 2
502 Diagonais Asnas_	TCAR 120x5	S 275	53.31	53.31	0.83	10 ELU 2
6240 Corda Inferior As	UPN 200	S 275	30.99	123.81	0.83	10 ELU 2
24 Corda Inferior Asna	UNP+CH 140	S 275	43.82	103.47	0.82	10 ELU 2
6312 Corda Superior A	UPN 200	S 275	31.34	125.21	0.81	10 ELU 2
548 Diagonais Asnas_	TCAR 80x3.2	S 275	74.00	74.00	0.81	10 ELU 2
6266 Corda Inferior As	UPN 200	S 275	30.99	123.81	0.81	10 ELU 2

Figura 4-60- Novos rácios de solicitação das asnas.

#### 4.3.6.4 Mapa de quantidades

À semelhança da cobertura anterior, também para esta foi realizado um mapa de quantidades (Tabela 4-3) de forma a contabilizar as quantidades necessárias para o reforço projetado.

Tabela 4-3- Mapa de quantidades do reforço a realizar (Ourém).

Medições Detalhadas										
Código	Medição	Unidade	Dimensões			Cálculos			Totais	
	Designação		Comp.(m)	Larg.(m)	G(kg/m)	Linear (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Parciais	Acumulados
<b>1</b>	<b>ESTRUTURA METÁLICA</b>									
<b>1,1</b>	Execução de REFORÇO METÁLICO DE MADRES, em aço de qualidade não ligado, laminado a quente, de classe de resistência S275 JR, incluindo fornecimento e colocação dos perfis e compatibilização de cotas com o existente; todos os reforços, soldaduras, parafusos, chapas e cutelos; decapagem, metalização e pintura a esmalte das superfícies e todos os trabalhos, materiais e execução de acordo com o projecto.									
	Madre TM3.a - Reforço tipo 1 - L30x3	1	0,40		1,36		kg	0,54	0,54	0,54
	arred		0,46				kg	0,46	0,46	1,00
								Total do artº 1.1 .....		1,000
<b>1,2</b>	Execução de REFORÇO METÁLICO DAS ASNAS VM1, VM2 e VM3 em aço de qualidade não ligado, laminado a quente, de classe de resistência S275 JR, incluindo fornecimento, colocação e soldadura dos elementos ao existente, decapagem, metalização e pintura a esmalte das superfícies e todos os trabalhos, materiais e execução de acordo com o projecto.									
	Corda Inferior- Reforço tipo 2- 1 chapa 177x10 mm	4	2,26	0,00177	7850,00		kg	125,61	125,61	125,61
	arred		0,39				kg	0,39	0,39	126,00
								Total do artº 1.2 .....		126,000

#### 4.3.6.5 Considerações Finais

Após análise da cobertura metálica, foi possível constatar que tanto as asnas como as madres possuíam elementos cuja resistência era insuficiente face às novas solicitações, devido à instalação de painéis fotovoltaicos e de novas máquinas de ventilação. Assim, projetou-se uma solução de reforço que permite a aplicação destes elementos em segurança.

# 5 PROJETO DE EXECUÇÃO DE UM *MEZZANINE*

## 5.1 ENQUADRAMENTO

No presente capítulo são descritas as soluções estruturais adotadas no projeto de execução de estruturas relativo à execução de um *mezzanine* no Continente do Centro Comercial Colombo, localizado na Avenida Lusíadas, 1500-392, Lisboa (ver Figura 5-1).

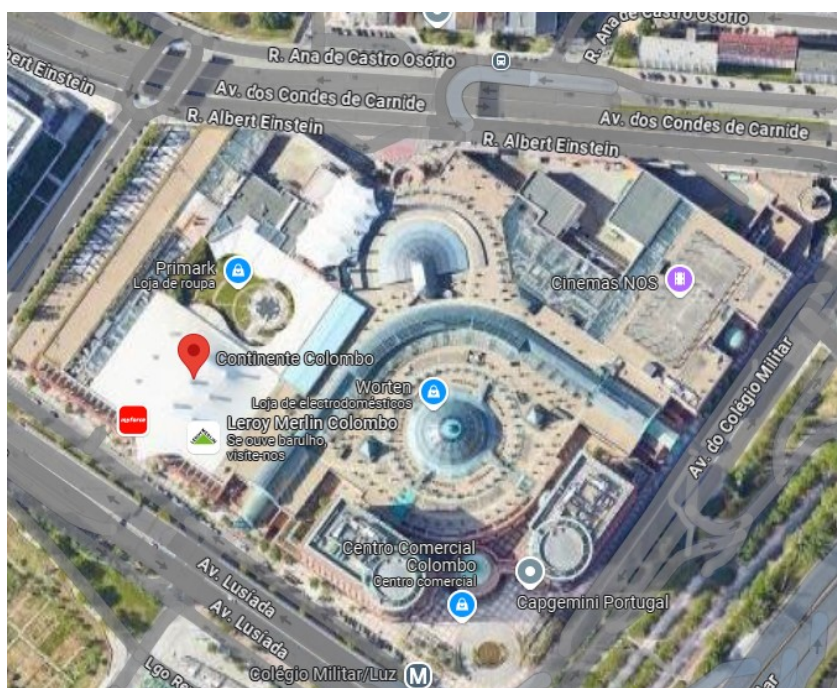


Figura 5-1- Localização do *mezzanine* a executar

Na Figura 5-2 é possível visualizar a planta de arquitetura, no qual se conclui que já existe um *mezzanine* assim como um acesso para o mesmo, pelo que a estrutura a executar será uma ampliação da estrutura existente (zona rodeada a vermelho).

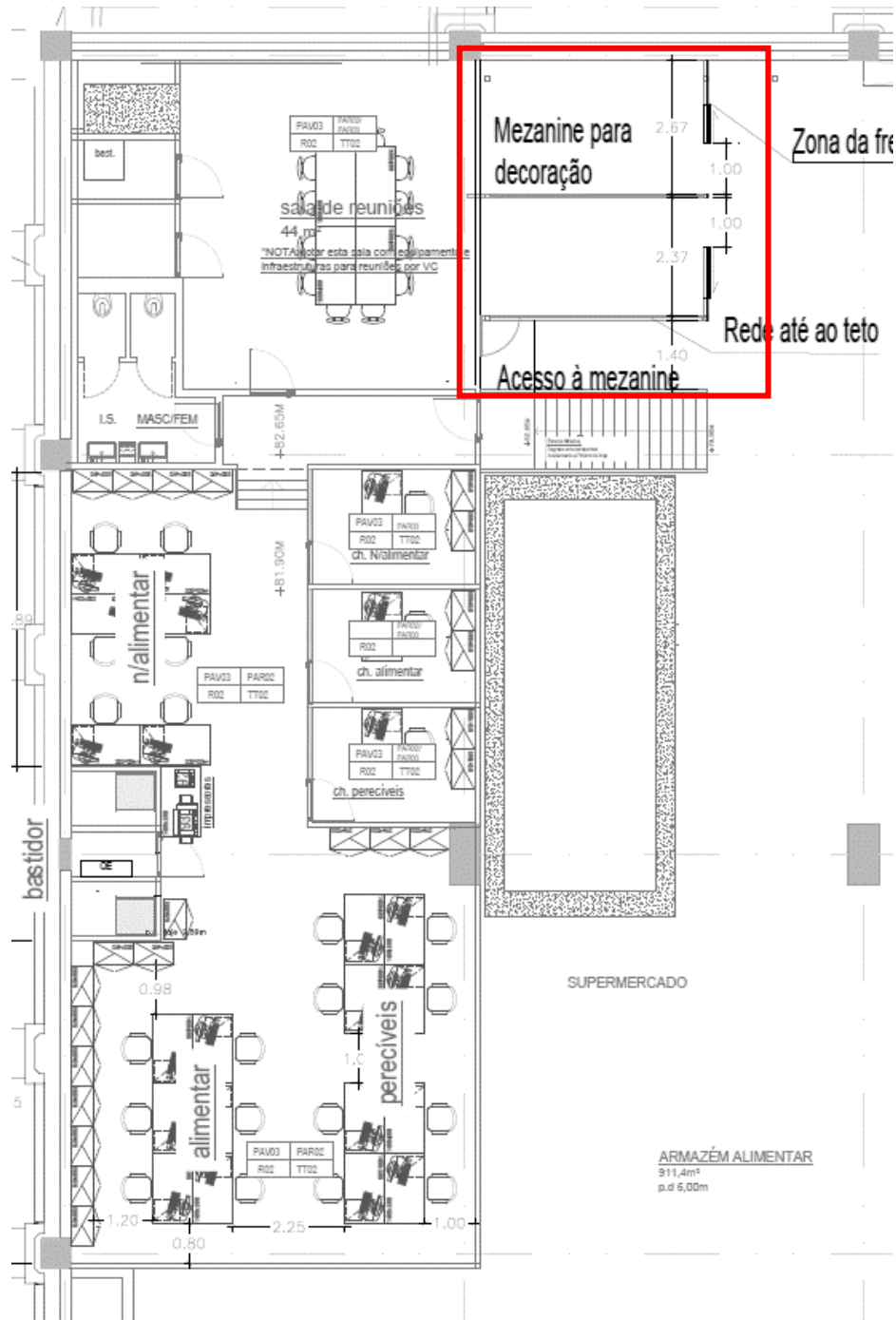


Figura 5-2- Planta de arquitetura do mezzanine.

## 5.2 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Uma vez que a estrutura do *mezzanine* será executada no interior de um edifício existente, optou-se por recorrer a uma solução em estrutura metálica.

Desta forma, a solução estrutural adotada consiste em pilares e vigas metálicas, que suportam o pavimento de madeira de 25 mm, do tipo OSB 3 ECOBOARD, SONAE ARAUCO. O pavimento de madeira irá apoiar em “madres”, que se materializam em perfis IPE120 e que apoiam em vigas secundárias que se materializam em perfis IPE 200. Estas vigas secundárias apoiam em vigas principais que se materializam em perfis IPE 240, IPE 300 e HEA 160. Por fim, estas vigas apoiam em pilares metálicos, cuja secção é do tipo HEA 160. Na Figura 5-3 e na Figura 5-4 encontram-se representados uma planta e um corte desta solução estrutural.

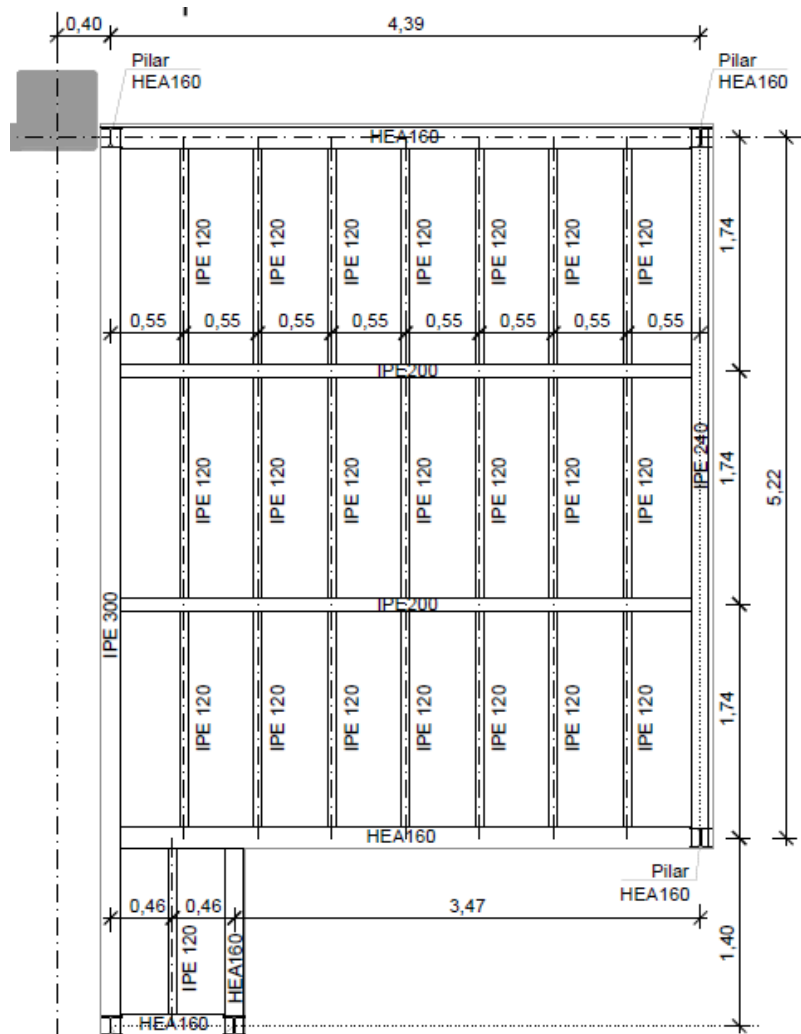


Figura 5-3- Planta da solução estrutural adotada.

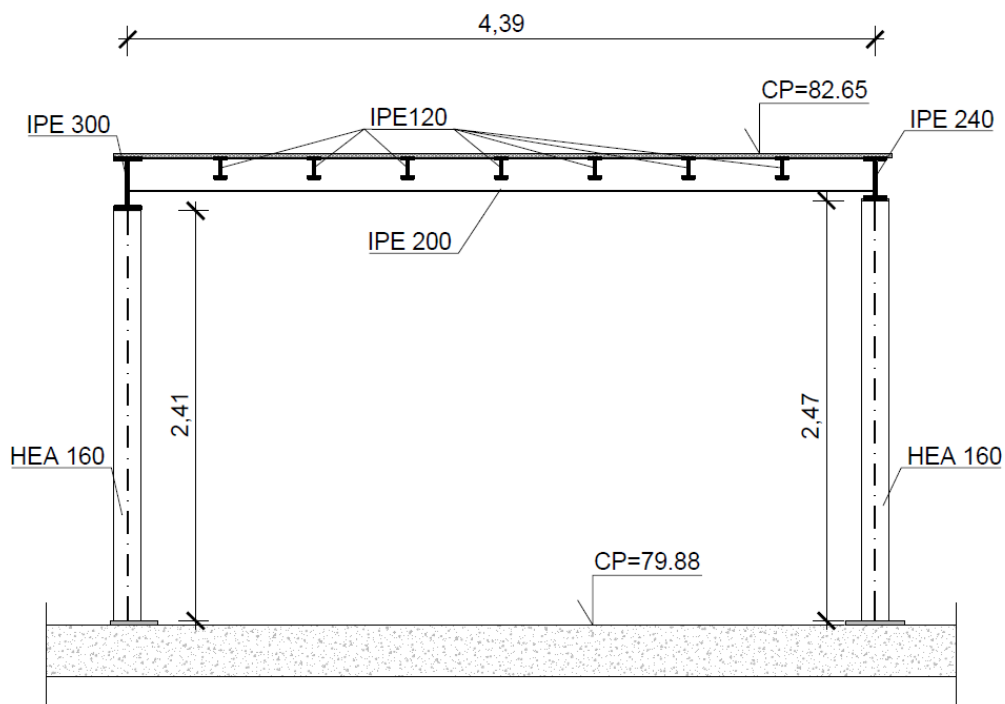


Figura 5-4- Corte da solução estrutural adotada.

### 5.3 MATERIAIS

Na Tabela 5-1 apresentam-se os materiais adotados assim como as respetivas especificações.

Tabela 5-1- Quadro de materiais.

QUADRO DE MATERIAIS		
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)	
Requisitos de inspeção	Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)	
AÇO		
Elemento	Classe	Norma
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1

### 5.4 DEFINIÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

A quantificação e a combinação das ações, referentes aos pesos próprios, revestimentos, restantes cargas permanentes e sobrecargas, foram realizadas conforme as partes aplicáveis dos Eurocódigos 0 e 1. As cargas permanentes associadas aos elementos construtivos instalados foram determinadas com base no peso próprio dos materiais e suas propriedades.

- **Ações Permanentes**

Peso Próprio do Aço ..... 78,00 kN/m<sup>3</sup>

Revestimentos ..... 0,45 kN/m<sup>2</sup>

Restantes Cargas Permanentes ..... 1,00 kN/m<sup>2</sup>

- **Ações Variáveis**

Sobrecarga .....5,00 kN/m<sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7$  /  $\psi_1=0,7$  /  $\psi_2=0,6$ )

- **Ação do Fogo**

O projeto de segurança preconiza que as estruturas devem apresentar uma resistência ao fogo mínima de 60 minutos.

### 5.5 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações das ações estáticas (verticais) são definidas de acordo com a EN 1990, considerando-se a possibilidade de combinações fundamentais e combinações acidentais. Na Tabela 5-2 apresentam-se as combinações aplicadas ao modelo de cálculo.

Tabela 5-2- Combinações de ações consideradas.

Tipo			Name	Type comb	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.
Fundamentais	Base SOB	5	ELU01	ULS	1	1,35	2	1,50	3	1,50	4	1,50
Características	Base SOB	6	CAR01	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00
Frequentes	Base SOB	7	FREQ01	SLS:FRE	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	0,70
Quase Permanente	Base SOB	8	QP01	SLS:QPR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	0,60
Fogo	Base SOB	9	FOGO01	FIRE	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	0,70
			<b>Casos Carga</b>	<b><math>\psi_0</math></b>	<b><math>\psi_1</math></b>	<b><math>\psi_2</math></b>						
			1 PP	-	-	-						
			2 REV	-	-	-						
			3 RCP	-	-	-						
			4 SOB	0,7	0,7	0,6						

## 5.6 ANÁLISE ESTRUTURAL

### 5.6.1 Modelação numérica

A estrutura do *mezzanine* foi modelada e analisada num programa de cálculo automático, sendo que as vigas e pilares foram representados através de elementos finitos de barra. Quanto às condições de apoio, estas foram consideradas como simplesmente apoiadas na base. Na Figura 5-5 é apresentada uma perspetiva do modelo de cálculo.

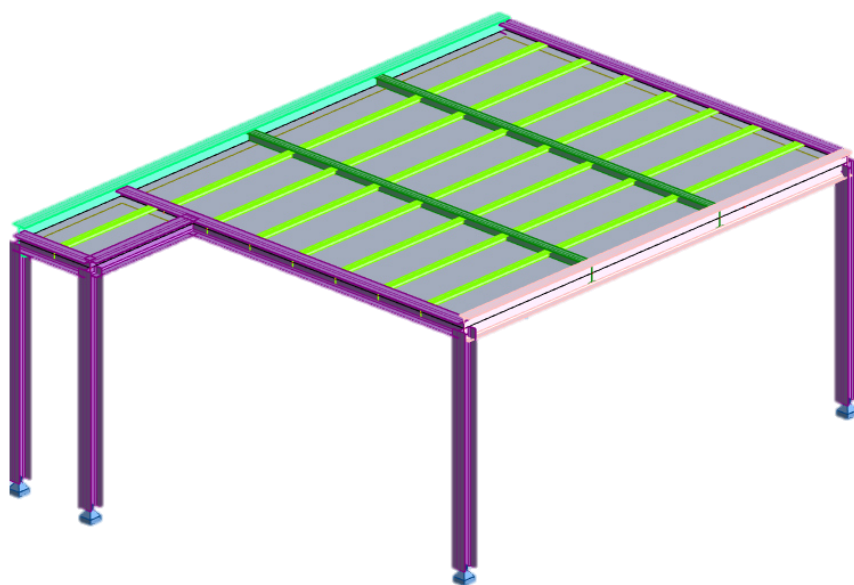


Figura 5-5- Geometria do modelo de cálculo do *mezzanine*.

### 5.6.2 Verificações de segurança

#### 5.6.2.1 OSB

Para o dimensionamento das placas de OSB foi utilizada a ficha técnica do fabricante, representada na Tabela 5-3, em que para um vão de 550 mm e uma espessura de painel de 25mm, obtém-se, por interpolação, uma carga máxima de utilização de 10,24 kN/m<sup>2</sup>. Assim, tendo em consideração os pesos das restantes cargas permanentes, revestimentos e sobrecarga, obtém-se a seguinte carga:

$$q = 1,0 \times (1,0 + 0,45) + 0,7 \times 5,0 = 4,95 \text{ kN/m}^2$$

Tabela 5-3- Cargas de utilização em função da espessura e do vão dos painéis de OSB

**CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA SOBRE OSB NO EIXO PRINCIPAL**  
(apoios perpendiculares ao comprimento do painel)



ESPESSURA DO PAINEL	l [mm] - VÃO (DISTÂNCIA ENTRE APOIOS)												
	400	417	500	600	625	700	800	833	900	950	1000	1100	1250
12 mm	2,77	2,44	1,38	0,77	0,67	0,46							
15 mm	5,46	4,81	2,75	1,56	1,37	0,95	0,61	0,53	0,40				
18 mm	9,48	8,36	4,80	2,74	2,41	1,69	1,10	0,96	0,74	0,61	0,51		
22 mm	17,37	15,32	8,83	5,06	4,46	3,14	2,06	1,81	1,41	1,18	0,99	0,72	
25 mm		22,52	13,01	7,47	6,59	4,65	3,07	2,70	2,11	1,78	1,50	1,09	0,70
30 mm			22,55	12,98	11,46	8,11	5,38	4,74	3,73	3,14	2,67	1,97	1,29

máx. capacidade de carga [kN/m²] para painel com 1 m de largura

Desta forma, verifica-se a segurança das placas de OSB a instalar.

### 5.6.2.2 Pilares

Para a verificação da segurança dos pilares, foi necessário definir os parâmetros dos mesmos através dos "Member Types" pelo que se considerou que o comprimento de encurvadura dos mesmos, tanto no plano da estrutura como fora do plano é de 1,0 L, conforme representado na Figura 5-6.

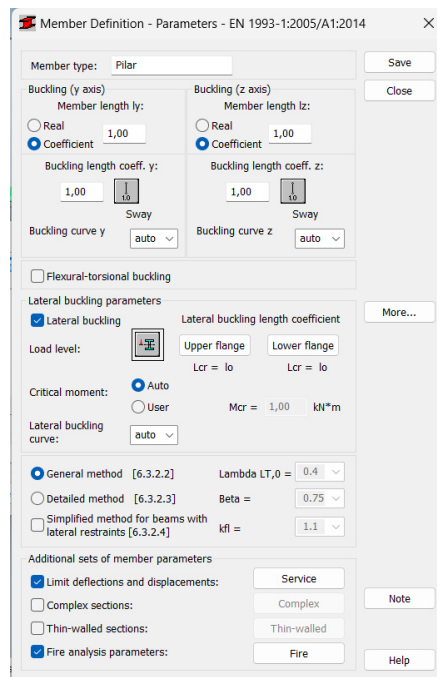


Figura 5-6- "Member Type" criado para os pilares.

Assim, é possível verificar através da Figura 5-7 que a capacidade resistente dos pilares é bastante superior ao nível das solicitações atuantes. Isto deve-se ao facto de a secção escolhida para os mesmos ser condicionada pela secção das vigas, de forma a permitir a ligação entre ambos.

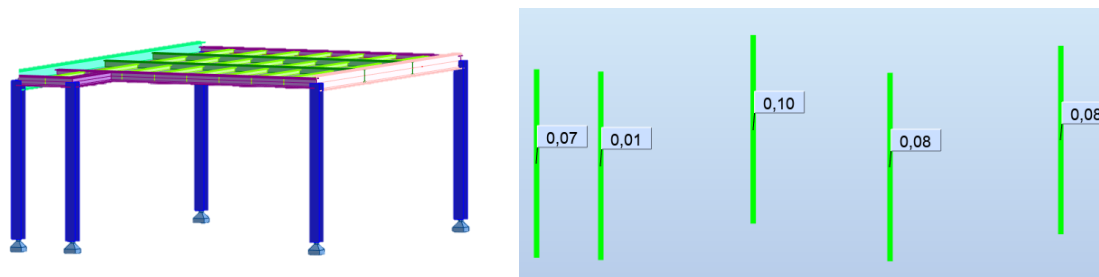


Figura 5-7- Mapeamento do rácio dos pilares.

### 5.6.2.3 Vigas

Relativamente às vigas, estas foram consideradas como simplesmente apoiadas, uma vez que as suas ligações são aparafusadas, ou seja, não transmitem momentos fletores. Para a definição desse comportamento, é necessário atribuir a função “releases” às várias secções, que consiste em libertar as rotações em y e em z.

Para além disso, é necessário definir os contraventamentos das mesmas, pelo que no caso da viga principal representada a azul, no plano da estrutura esta encontra-se travada apenas nas extremidades, ou seja, o comprimento de encurvadura é  $1,0L$  e fora do plano, esta encontra-se travada nos nós de ligação às restantes vigas pelo que o seu comprimento de encurvadura passa a ser de  $1,74m$ , como representado na Figura 5-8. O mesmo raciocínio é aplicado às restantes vigas.

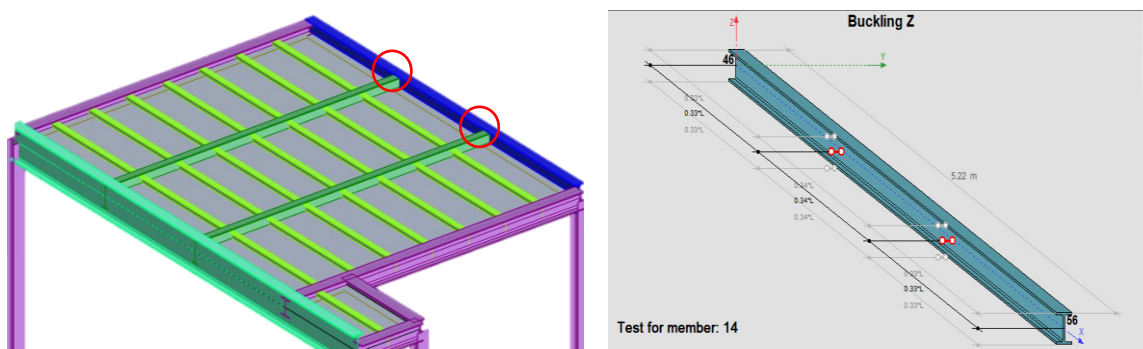


Figura 5-8- Definição dos contraventamentos no robot.

Assim, face às cargas atuantes e às condições de apoio e travamento das vigas, é possível aferir que todas as vigas verificam os limites regulamentares, sendo que, como seria expectável, as vigas mais solicitadas são as vigas principais nas quais descarregam as vigas secundárias.

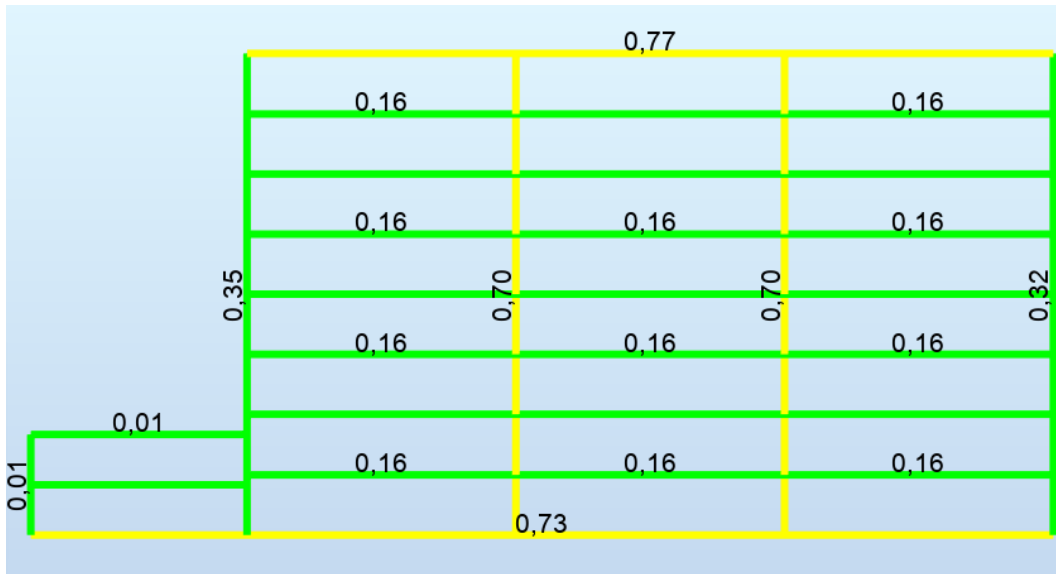


Figura 5-9- Mapeamento dos rácios das vigas.

Na Figura 5-10 encontra-se um exemplo da verificação de uma viga ao Estado Limite Último e na Figura 5-11 encontra-se um exemplo da verificação de uma viga ao Estado Limite de Serviço.

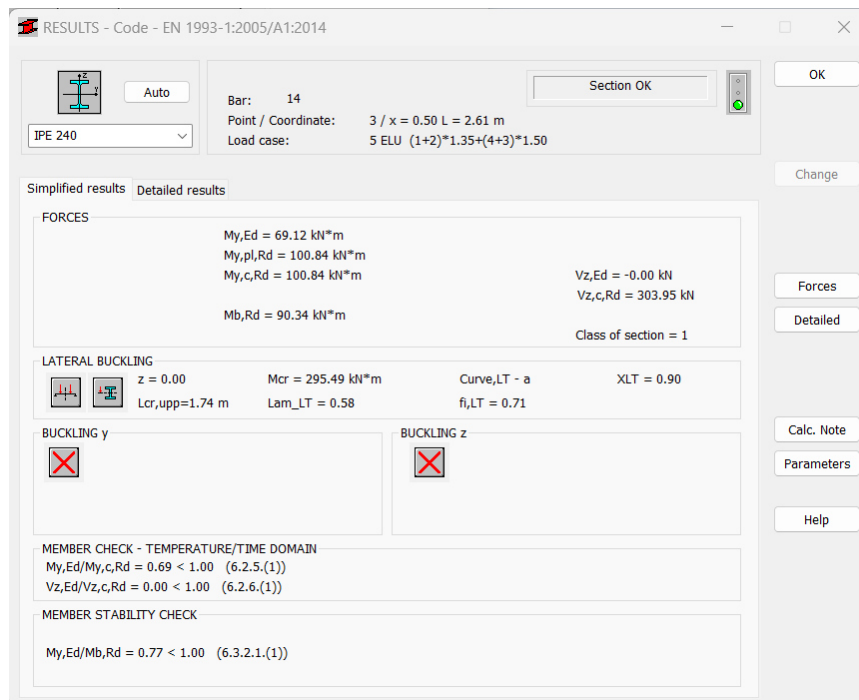


Figura 5-10- Exemplo de verificação de uma viga ao E.L.U.

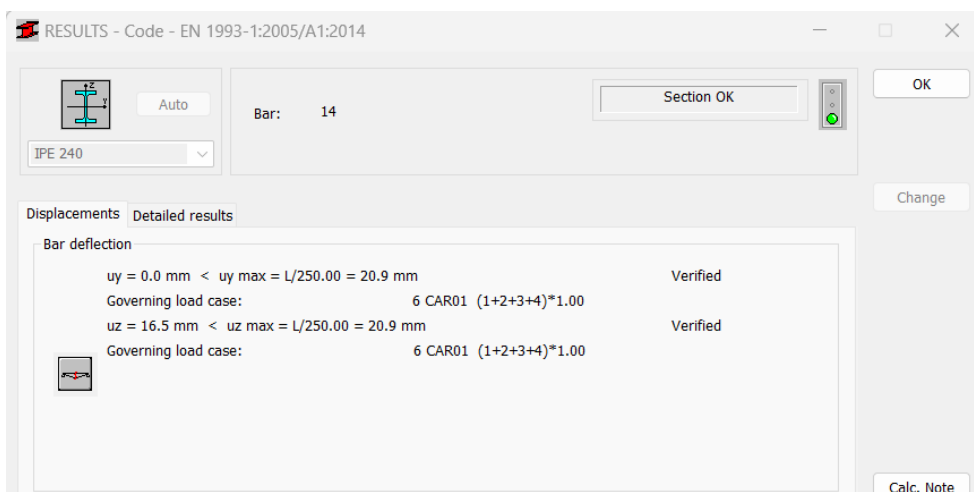


Figura 5-11- Exemplo de Verificação de uma viga ao E.L.S.

### 5.6.2.4 Ligações

Relativamente às ligações, a solução adotada para a ligação entre viga-viga e viga-pilar consiste em ligações aparafusadas e dada a semelhança entre elas, apenas são apresentadas duas ligações, sendo que as restantes se encontram representadas nos desenhos em anexo. Quanto à ligação dos pilares à laje, esta foi realizada através de buchas químicas.

- **Ligação Viga Principal- Viga Secundária**

Na Figura 5-12 encontra-se representada a ligação entre as vigas principais (IPE 300) com as vigas secundárias (IPE 200), que é feita através de uma chapa de 8 mm na qual são aparafusados dois parafusos M12 (8.8) ao IPE 200.

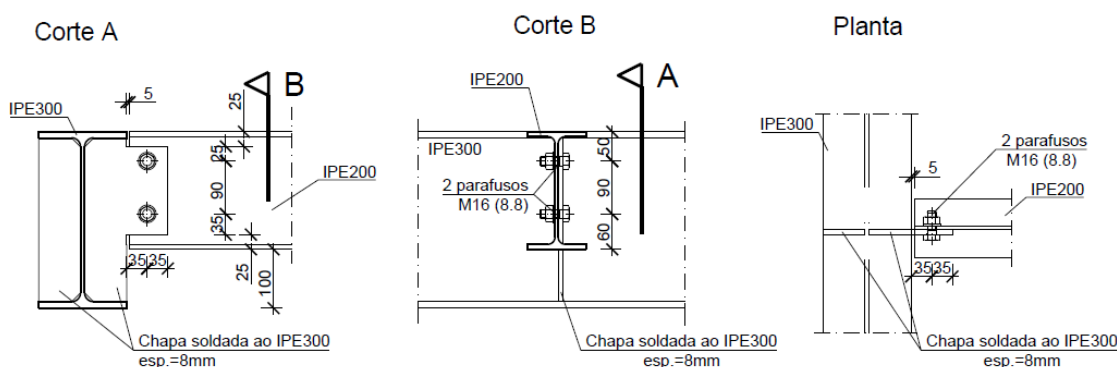


Figura 5-12- Ligação entre vigas principais e vigas secundárias.

Para a verificação da segurança desta ligação, foi necessário definir a mesma no Robot, na secção “Connections”, onde é possível escolher o tipo de ligação e definir as características da mesma, ou seja, o tipo de material, as características geométricas, disposição e classe dos parafusos, entre

outros. Na Figura 5-13 encontra-se representada a secção do robot onde se define a geometria da chapa de ligação.

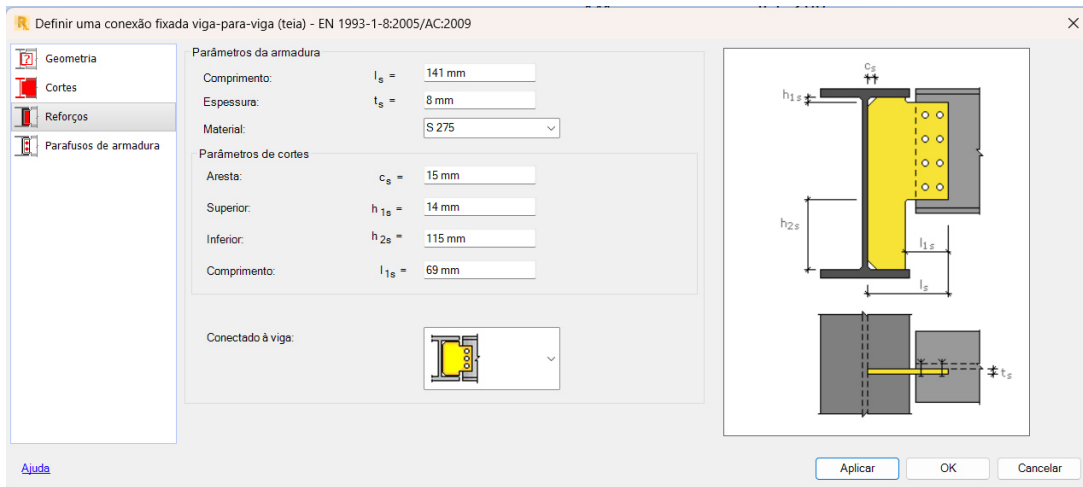


Figura 5-13- Definição das características da ligação entre vigas.

Em simultâneo, é possível visualizar em 3D a ligação definida para facilitar o preenchimento das várias características, como representado na Figura 5-14.

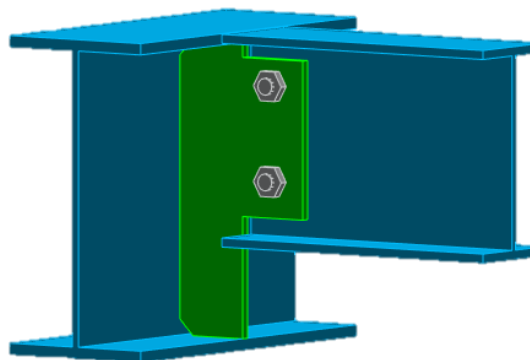


Figura 5-14- Perspetiva 3D da ligação.

Depois de definidas todas as características da ligação, procede-se ao seu cálculo, e através da janela da Figura 5-15, pode-se visualizar que a ligação é válida e que a mesma se encontra otimizada uma vez que apresenta um rácio de 0,96.

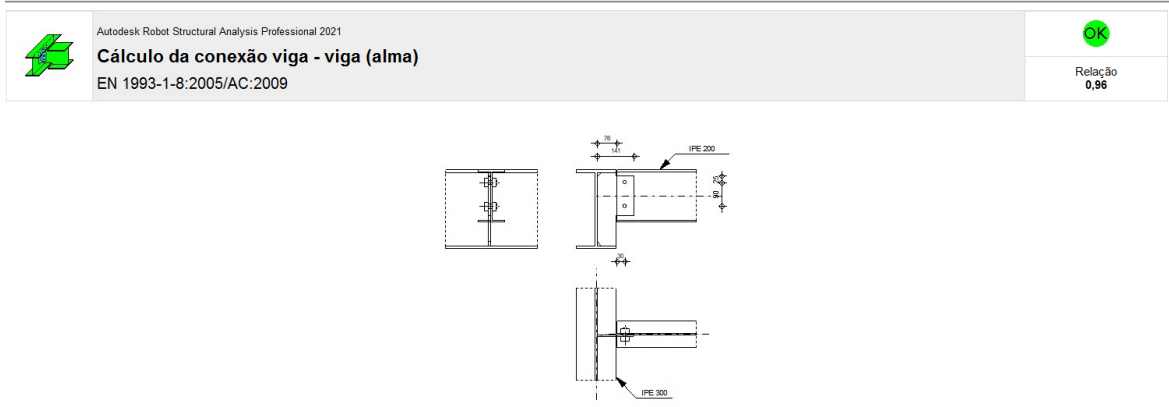


Figura 5-15- Nota de cálculo da ligação.

- **Ligação Pilar- Viga Principal**

Na Figura 5-16 encontra-se representada a ligação entre as vigas principais (HEA 160) com os pilares (HEA 160), que é feita através de uma chapa de 12 mm soldada ao pilar na qual são aparafusados quatro parafusos M16 (8.8).

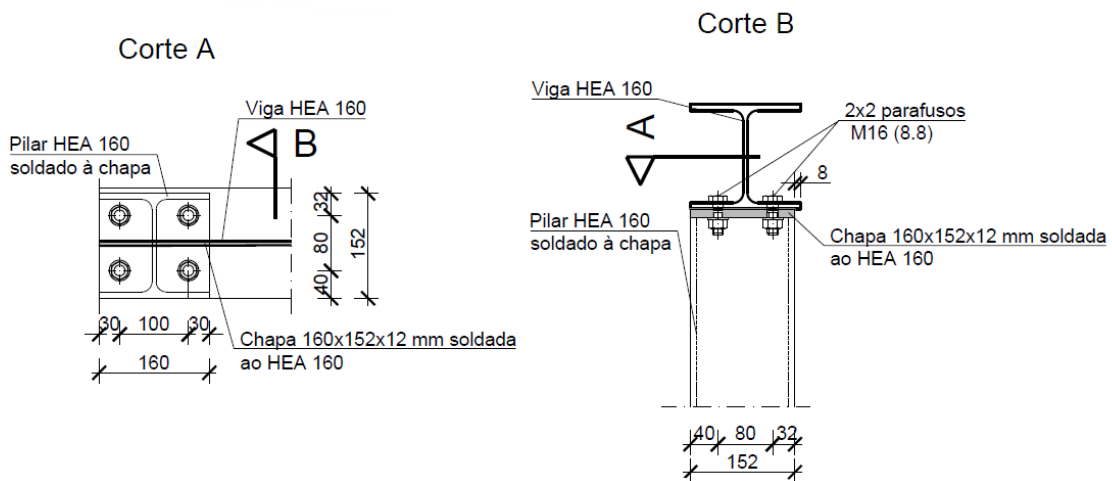


Figura 5-16- Ligação entre as vigas principais e pilares.

Na Figura 5-17 encontra-se a perspetiva da ligação no Robot.

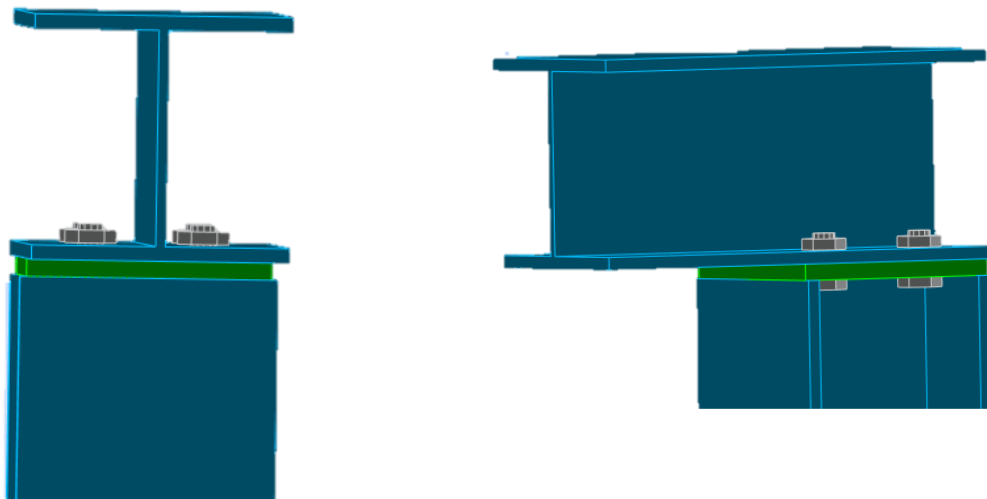


Figura 5-17- Perspetiva da ligação.

- **Ligação Pilar- Laje**

Na Figura 5-18 encontra-se representada a ligação dos pilares à laje, no qual foi utilizada uma chapa, cujas dimensões foram condicionadas pelo regulamento do centro comercial e 8 Buchas químicas do tipo HILTI HIT-RE 500 V4 + HAS-U, com uma profundidade de embebiamento de 100mm.

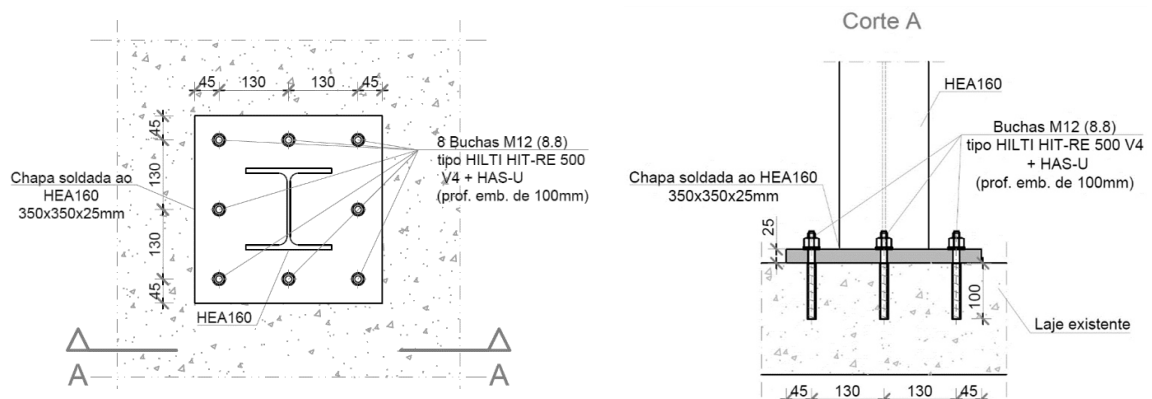


Figura 5-18- Ligação dos pilares à laje.

Para a verificação da segurança desta ligação foi utilizado o software *Profis Engineering* da HILTI, onde é possível escolher o tipo de ancoragem mais adequado ao projeto, definir a geometria da chapa, definir as características do pilar e da laje, etc. Na Figura 5-19 encontra-se representada a secção na qual se definiu as geometrias da chapa e as características da ancoragem.

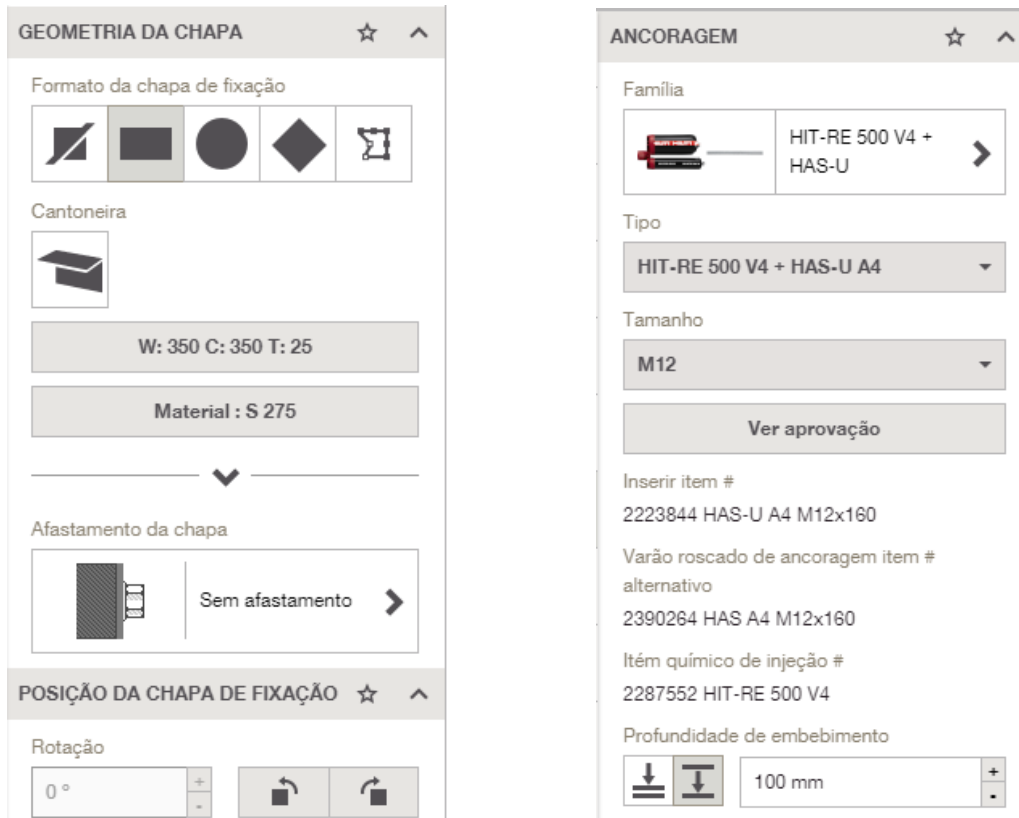


Figura 5-19- Definição da geometria da chapa e da ancoragem no software.

Para além disto, foi necessário estabelecer as disposições geométricas das ancoragens, assim como os esforços atuantes, retirados do Robot, como representado na Figura 5-20.

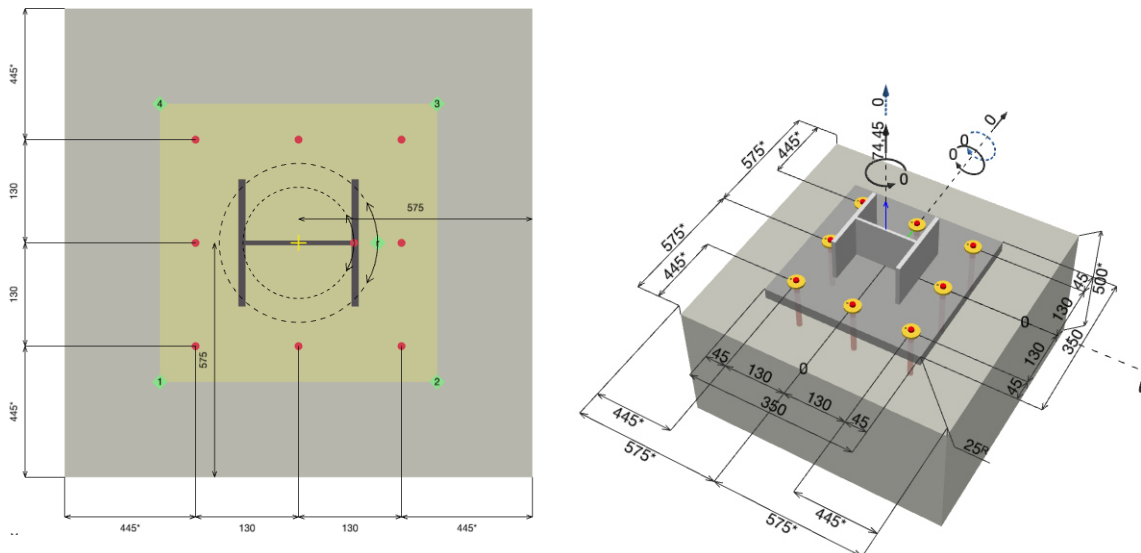


Figura 5-20- Definição das disposições geométricas das ancoragens e dos esforços atuantes.

Por fim, é possível perceber se a solução adotada é válida através da percentagem de utilização da ligação, para os diferentes tipos de rotura (rotura por cone de betão, rotura por fendilhação, rotura do aço, rotura do bordo do betão). Através da Figura 5-21 conclui-se que a ligação projetada é segura.

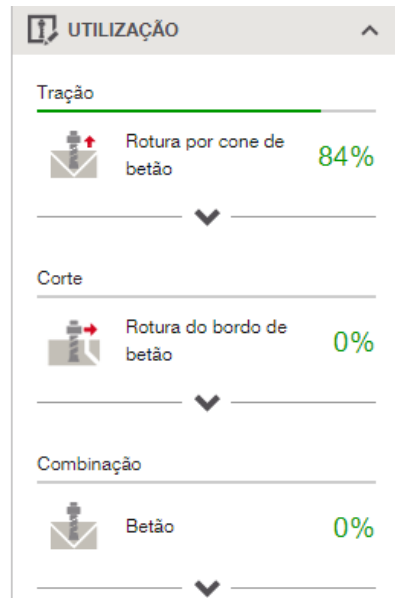


Figura 5-21- - Percentagens de utilização da ligação.

### 5.6.3 Mapa de Quantidades

Por fim, foi realizado um mapa com as quantidades necessárias dos perfis a realizar, assim como das respetivas ligações dos mesmos (ver Tabela 5-4).

Tabela 5-4- Mapa de quantidades do *mezzanine*.

Mezzanine Continente Colombo											
Medições Detalhadas											
Código	Medição		Unidade	Dimensões			Cálculos			Totais	
	Designação			Comp. (m)	Larg. (m)	Alt. (m)	Linear (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Parciais	Acumulados
<b>1</b>	<b>ESTRUTURA METÁLICA</b>										
	Execução de PILARES METÁLICOS em perfis de aço não ligado, laminado a quente, de classe de resistência S275 JR, incluindo fornecimento, montagem e ligações entre perfis; todos os reforços, soldaduras, parafusos, chapas, cutelos, varões; decapagem e esquema de pintura de acordo com esquema nas peças desenhadas e todos os trabalhos, materiais e execução de acordo com o projecto. (O valor apresentado inclui 15% para chapas e ligações)										
<b>1.1</b>											
<b>1.1.1</b>	HEA 160		2	2,41		30,45			146,77	146,77	146,77
			2	2,47		30,45			150,42	150,42	297,19
			1	2,57		30,45			78,26	78,26	375,45
	Chapas e Ligações			375,45		0,15			56,32	56,32	431,77
	Arred.			8,23					8,23	8,23	440,00
										<b>Total do artº 1.1.1 .....</b>	<b>440,000</b>
<b>1.2</b>											
	Execução de VIGAS METÁLICAS em perfis de aço não ligado, laminado a quente, de classe de resistência S275 JR, incluindo fornecimento, montagem e ligações entre perfis; todos os reforços, soldaduras, parafusos, chapas, cutelos, varões; decapagem e esquema de pintura de acordo com esquema nas peças desenhadas e todos os trabalhos, materiais e execução de acordo com o projecto. (O valor apresentado inclui 15% para chapas e ligações)										
<b>1.2.1</b>	IPE120		21	1,74		10,37			378,92	378,92	378,92
			1	1,40		10,37			14,52	14,52	393,44
	Chapas e Ligações			393,44		0,15			59,02	59,02	452,45
	Arred.			7,55					7,55	7,55	460,00
										<b>Total do artº 1.2.1 .....</b>	<b>460,000</b>
<b>1.2.2</b>	IPE200		2	4,39		22,40			196,67	196,67	196,67
	Chapas e Ligações			196,67		0,15			29,50	29,50	226,17
	Arred.			3,83					3,83	3,83	230,00
										<b>Total do artº 1.2.2 .....</b>	<b>230,000</b>
<b>1.2.3</b>	IPE240		1	5,38		30,40			163,55	163,55	163,55
	Chapas e Ligações			163,55		0,15			24,53	24,53	188,08
	Arred.			1,92					1,92	1,92	190,00
										<b>Total do artº 1.2.3 .....</b>	<b>190,000</b>
<b>1.2.4</b>	IPE300		1	6,78		42,26			286,52	286,52	286,52
	Chapas e Ligações			286,52		0,15			42,98	42,98	329,50
	Arred.			0,50					0,50	0,50	330,00
										<b>Total do artº 1.2.4 .....</b>	<b>330,000</b>
<b>1.2.5</b>	HEA 160		1	1,40		30,45			42,63	42,63	42,63
			1	0,92		30,45			28,01	28,01	70,64
			2	4,39		30,45			267,35	267,35	338,00
	Chapas e Ligações			338,00		0,15			50,70	50,70	388,69
	Arred.			1,31					1,31	1,31	390,00
										<b>Total do artº 1.2.5 .....</b>	<b>390,000</b>

## 6 PROJETO CONTINENTE BOM DIA SÁTÃO

### 6.1 ENQUADRAMENTO GERAL

Neste capítulo é apresentado o projeto de estruturas de um estabelecimento de comércio e retalho - Continente Bom dia de Sátão - pelo que ao longo do mesmo, são expostas as ações atuantes no edifício assim como as respetivas combinações e o dimensionamento de alguns elementos estruturais. Na Figura 6-1 apresenta-se um alçado de arquitetura do edifício.

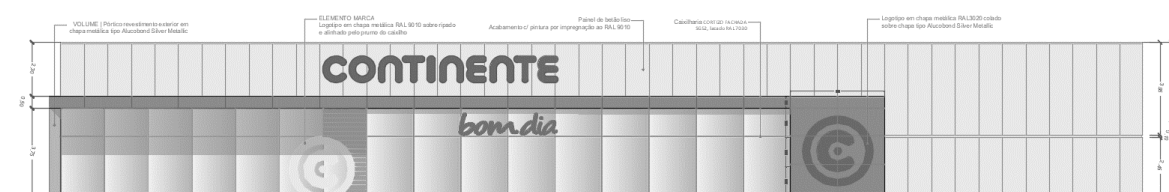


Figura 6-1- Alçado de arquitetura do Continente Bom Dia.

### 6.2 MATERIAIS

A estrutura foi projetada para um período de vida útil de 50 anos, pelo que as especificações relativas ao betão, nomeadamente as classes de resistência, composição do mesmo e recobrimentos respeitam a Especificação LNEC E464-2007 – Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais, sendo as classes de exposição definidas de acordo com a norma NP EN 206:2013 + A2:2021.

Apresenta-se de seguida na Tabela 6-1 os materiais com todas as especificações a adotar para os diversos elementos estruturais.

Tabela 6-1- Quadro de materiais.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura				Categoria 4, 50 anos (EN 1990)			
Requisitos de execução				Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)			
Classe de execução de estruturas metálicas				EXC2			
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Clareos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	18	S4
Linéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(P)	CL0,20	18	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(P)	CL0,20	18	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	18	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0		Classe da massa volumica D1,0 (21000 kg/m³)
<b>Plano de amostragem</b>							
Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³							
Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³							
Consistência (NP EN 12360-2): Em cada cairo							
AÇO							
Elemento	Classe			Norma			
Armadura Ordinária	A500NR			EN 10080			
Rede electrossoldada	A500EL			EN 10080			
Armadura de pré-esforço	Y1880S7-15,7			EN 10138-3			
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR			EN 10025			
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H			EN 10210-1			
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD			EN 10346			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8			EN 1993-1-8			
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

### 6.3 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A estrutura é constituída por um piso térreo, destinado à venda ao público, sendo que no exterior do edifício estão previstas zonas de circulação bem como zonas destinadas ao estacionamento automóvel.

A solução estrutural preconizada consiste num sistema de pórticos viga-pilar, com ligação monolítica na fundação e rotulada nos nós viga-pilar. A estabilidade da estrutura será dada através destes pórticos em que as cargas, quer verticais quer laterais, serão encaminhadas até à fundação onde serão dissipadas para o terreno.

As vigas principais da cobertura da loja são pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado, com secção I, sendo que nestas vigas descarregam as cargas gravíticas da cobertura da loja, através de madres metálicas do tipo MadreMax 300x2,5 e MadreMax 300x3,0.

As vigas principais apoiam, genericamente, em pilares interiores da loja e nos pilares de fachada, sendo, em ambos os casos, o apoio feito diretamente nos pilares.

As vigas secundárias são também pré-fabricadas, mas com secção retangular de (0,30 x 0,60) m, (0,40 x 0,60) m, (0,40 x 1,00) m e (0,40 x 1,40) m. Estas servem de travamento aos pórticos principais.

Os pilares têm secção transversal quadrada e retangular, conforme a tipologia indicada nas peças desenhadas.

A estrutura de cobertura servirá de apoio ao sistema de cobertura deck, constituído por chapas metálicas com uma espessura de 0,70 mm, 10 cm de isolamento térmico e por uma tela para impermeabilização da cobertura.

Na zona do cais de descarga verifica-se a existência de uma pala em consola com um vão na ordem dos 4,00 m, vão esse que é vencido por perfis metálicos do tipo HEA240. A estas vigas em consola estão ligados perfis tubulares circulares 101,6x5,0 que suspendem as cargas gravíticas para os pilares de fachada. As madres metálicas são do tipo MadreMax 200x2,0. A cobertura do cais de descarga é constituída por chapas metálicas com espessura 0,70mm.

Os equipamentos de apoio à loja ficam localizados no tardoz (eixos 2-4 e F-G), numa zona denominada por terraço técnico, preconizado com uma solução estrutural em laje alveolar de 21cm (16+5) pré-fabricada, apoiada em vigas e pilares de betão armado pré-fabricado.

As vigas do terraço técnico são também pré-fabricadas, com secção retangular de (0,40 x 0,60) m e (0,30 x 0,50) m e servem de apoio à laje alveolar do terraço. O acesso ao terraço é assegurado por uma escada em betão armado com 0,16 m de espessura.

Quanto às fachadas do edifício, estas são realizadas em painéis de betão armado pré-fabricado com 12 cm de espessura e apoiam nos lintéis de fundação e nas vigas à cota da cobertura.

Na Figura 6-2 encontra-se representado um corte estrutural do edifício.

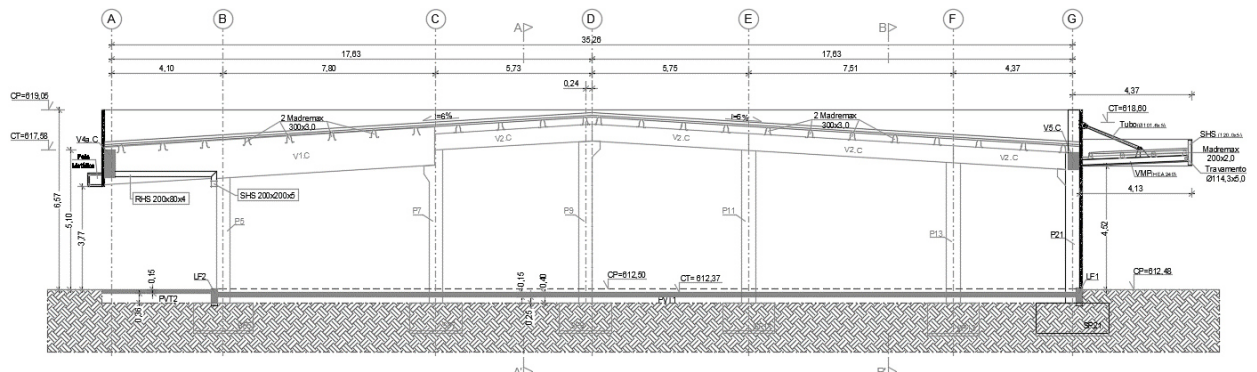


Figura 6-2- Corte estrutural do edifício.

### 6.3.1 Condições de Fundação

No que se refere à solução de fundação, preconizou-se uma solução por via direta, sendo que a tensão de segurança no solo de fundação foi limitada a 200 kPa, de acordo com a informação presente no relatório geológico – geotécnico.

## 6.4 DEFINIÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

A quantificação e combinação de ações, no que diz respeito aos pesos próprios, sobrecargas, vento e sismo, foram feitas de acordo com a regulamentação aplicável.

### 6.4.1 Ações Permanentes

#### 6.4.1.1 Peso Próprio da Estrutura

Elementos estruturais de betão armado .....	$\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Elementos estruturais de aço .....	$\gamma = 78,0 \text{ kN/m}^3$

#### 6.4.1.2 Restantes Cargas Permanentes

Revestimento cobertura – loja .....	0,25 kN/m <sup>2</sup>
Revestimento cobertura – pala do cais descarga .....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Revestimento piso térreo – zona corrente .....	2,60 kN/m <sup>2</sup>
Revestimento piso térreo – zona de frio.....	5,00 kN/m <sup>2</sup>
Revestimento piso técnico .....	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Restantes cargas permanentes – cobertura da loja .....	0,15 kN/m <sup>2</sup>
Restantes cargas permanentes – pala do cais descarga .....	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Restantes cargas permanentes – piso térreo loja .....	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Restantes cargas permanentes – piso técnico .....	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Equipamentos – piso técnico .....	2,50 kN/m <sup>2</sup>
Painéis fotovoltaicos - cobertura de loja .....	0,20 kN/m <sup>2</sup>

## 6.4.2 Ações Variáveis

### 6.4.2.1 Sobrecargas de Utilização

Cobertura loja .....	0,40 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$ )
Cobertura pala do cais descarga.....	0,40 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$ )
Cobertura escadas .....	0,40 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$ )
Piso Térreo – área de vendas .....	5,00 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7 / \psi_1=0,7 / \psi_2=0,6$ )
Piso Térreo – armazém .....	7,50 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7 / \psi_1=0,7 / \psi_2=0,6$ )
Piso Técnico .....	5,00 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7 / \psi_1=0,7 / \psi_2=0,6$ )

### 6.4.2.2 Ação do vento

A ação do vento foi quantificada admitindo que a construção se insere na Zona B, com um coeficiente de rugosidade aerodinâmica do solo do Tipo III, para um período médio de retorno de 50 anos, conforme definido na NP EN 1991-1-4. Nessas condições, obtém-se uma pressão dinâmica de pico,  $q_p$ , de 0,881 kN/m<sup>2</sup>, na qual são aplicados os coeficientes de pressão definidos também na NP EN 1991-1-4.

### 6.4.2.3 Ação da Neve

A ação da neve foi quantificada tendo em conta a localização e a altitude do edifício, ou seja, concelho de Sátão (zona Z1) a uma altitude de 611m, pelo que há queda de neve excepcional. Assim, a ação da neve ao nível da cobertura é,  $s = 0,598$  kN/m<sup>2</sup> (geral) para as situações de projeto persistentes/transitórias e a ação da queda de neve excepcional é de 1,496 kN/ m<sup>2</sup> para as situações de projeto acidentais. Foram adotados os coeficientes de forma para topografia **normal** ao vento. Na Figura 6-3 encontra-se o processo de cálculo da ação da neve.

EN1991-1-3:2009			
Carga da neve ao nível do solo, $s_k$ (kN/m <sup>2</sup> )			
NA-4.1(1)			
Zona:	Z1	Calcular queda de neve excepcional	
$C_z =$	0,3		
$H =$	611	m	
$s_k =$	<b>0,748</b>	kN/m <sup>2</sup>	$s_k = C_z \left[ 1 + \left( \frac{H}{500} \right)^2 \right]$
Considerando como cobertura plana			
$\alpha =$	0°		
$\mu_1 =$	0,8		
Topografia:	Normal		
$C_e =$	1		
$C_t =$	1		
Não há redução da carga da neve por transmissão térmica			
Carga da neve, $s$ (kN/m <sup>2</sup> )			
$s =$	<b>0,598</b>	kN/m <sup>2</sup>	$s = \mu_1 C_e C_t s_k$
Valores reduzidos $H \leq 1000m$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
	0,5	0,2	0

Figura 6-3- Cálculo da ação da neve.

#### 6.4.2.4 Ação Sísmica

Para avaliação da ação sísmica foram utilizados os espectros de resposta, obtidos para uma zona sísmica 1.6 para o sismo do tipo 1 e zona sísmica 2.5 para o sismo do tipo 2. Admitiu-se uma classe de importância II para a estrutura, resultando um coeficiente de importância ( $\gamma_i$ ) de 1,0 e para o terreno de fundação, foi considerado um terreno do tipo C. Relativamente ao coeficiente de amortecimento da estrutura ( $\xi$ ), este tomou o valor de 5%.

Atendendo que a estrutura tem um funcionamento idêntico a um sistema de pêndulo invertido, quer pela grande concentração de massa na zona superior, quer pela dissipação de energia apenas na base dos pilares, a estrutura foi projetada para uma classe de ductilidade média (DCM), tendo sido considerado um coeficiente de comportamento de 1,5 para o cálculo dos elementos principais face à ação sísmica. Assim, o espectro de cálculo obtido para o cálculo da estrutura toma a configuração presente na Figura 6-4.

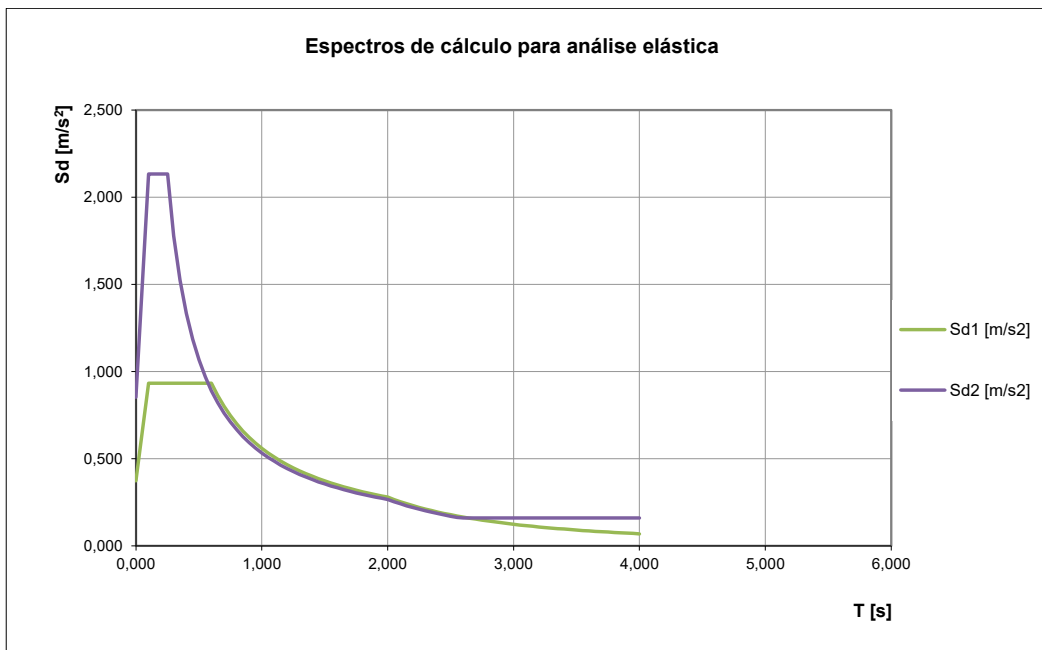


Figura 6-4- Espectro de Cálculo.

### 6.5 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para o modelo de cálculo, foram inseridas as combinações representadas na Tabela 6-2.

Tabela 6-2- Combinação de ações.

Tipo	Name	Type	comb	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.		
Fundamentais	Base SOB	25	ELU01	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50					
	Base SOB+WX+(desc)+Neve	26	ELU02	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	10	0,75	15	0,90	
	Base SOB+WX-(desc)+Neve	27	ELU03	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	10	0,75	16	0,90	
	Base SOB+WY+(desc)+Neve	28	ELU04	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	10	0,75	17	0,90	
	Base SOB+WY-(desc)+Neve	29	ELU05	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	10	0,75	18	0,90	
	Base W X+ (desc) + SOB+Neve	30	ELU06	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	8	1,05	9	1,05	10	0,75	15	1,50					
	Base W X- (desc) + SOB+Neve	31	ELU07	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	8	1,05	9	1,05	10	0,75	16	1,50					
	Base W Y+ (desc) + SOB+Neve	32	ELU08	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	8	1,05	9	1,05	10	0,75	17	1,50					
	Base W Y- (desc) + SOB+Neve	33	ELU09	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	8	1,05	9	1,05	10	0,75	18	1,50					
	Fundamentais	Base Neve + SOB+WX+(desc)	34	ELU10	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	8	1,05	9	1,05	10	1,50	15	0,90				
Base Neve + SOB+WX-(desc)		35	ELU11	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	8	1,05	9	1,05	10	1,50	16	0,90					
Base Neve + SOB+WY+(desc)		36	ELU12	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	8	1,05	9	1,05	10	1,50	17	0,90					
Base Neve + SOB+WY-(desc)		37	ELU13	ULS	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,50	5	1,35	8	1,05	9	1,05	10	1,50	18	0,90					
Base W X+ (asc)		38	ELU14	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	11	1,50															
Base W X- (asc)		39	ELU15	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	12	1,50															
Base W Y+ (asc)		40	ELU16	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	13	1,50															
Base W Y- (asc)		41	ELU17	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	14	1,50															
Sísmicas			42	SISM001	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	20	1,00	21	0,30				
			43	SISM002	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	20	1,00	21	-0,30				
		44	SISM003	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	20	0,30	21	1,00					
		45	SISM004	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	20	0,30	21	-1,00					
		46	SISM005	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	20	-1,00	21	0,30					
		47	SISM006	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	20	-1,00	21	-0,30					
		48	SISM007	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	20	-0,30	21	1,00					
		49	SISM008	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	20	-0,30	21	-1,00					
		50	SISM009	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	22	1,00	23	0,30					
		51	SISM010	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	22	1,00	23	-0,30					
		52	SISM011	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	22	0,30	23	1,00					
		53	SISM012	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	22	0,30	23	-1,00					
		54	SISM013	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	22	-1,00	23	0,30					
		55	SISM014	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	22	-1,00	23	-0,30					
		56	SISM015	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	22	-0,30	23	1,00					
		57	SISM016	ULS	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	22	-0,30	23	-1,00					
Características	Base SOB	58	CAR01	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	6	1,00	7	1,00	8	1,00	9	1,00					
	Base SOB+WX+(desc)+Neve	59	CAR02	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	6	1,00	7	1,00	8	1,00	9	1,00	10	0,50	15	0,60	
	Base SOB+WX-(desc)+Neve	60	CAR03	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	6	1,00	7	1,00	8	1,00	9	1,00	10	0,50	16	0,60	
	Base SOB+WY+(desc)+Neve	61	CAR04	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	6	1,00	7	1,00	8	1,00	9	1,00	10	0,50	17	0,60	
	Base SOB+WY-(desc)+Neve	62	CAR05	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	6	1,00	7	1,00	8	1,00	9	1,00	10	0,50	18	0,60	
	Base W X+(desc) + SOB+Neve	63	CAR06	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,70	9	0,70	10	0,50	15	1,00					
	Base W X-(desc) + SOB+Neve	64	CAR07	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,70	9	0,70	10	0,50	16	1,00					
	Base W Y+(desc) + SOB+Neve	65	CAR08	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,70	9	0,70	10	0,50	17	1,00					
	Base W Y-(desc) + SOB+Neve	66	CAR09	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,70	9	0,70	10	0,50	18	1,00					
	Base Neve + SOB+WX+(desc)	67	CAR10	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,70	9	0,70	10	1,00	15	0,60					
Base Neve + SOB+WX-(desc)	68	CAR11	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,70	9	0,70	10	1,00	16	0,60						
Base Neve + SOB+WY+(desc)	69	CAR12	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,70	9	0,70	10	1,00	17	0,60						
Base Neve + SOB+WY-(desc)	70	CAR13	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,70	9	0,70	10	1,00	18	0,60						
Base W X+ (asc)	71	CAR14	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	11	1,00																
Base W X- (asc)	72	CAR15	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	12	1,00																
Base W Y+ (asc)	73	CAR16	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	13	1,00																
Base W Y- (asc)	74	CAR17	SLS:CHR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	14	1,00																
Quase Permanente	Base SOB	75	QP01	SLS:QPR	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60									
Fogo	Base SOB	76	FG01	FIRE	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60									
	Base WX+(asc)+SOB	77	FG02	FIRE	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	11	0,20							
	Base WX-(asc)+SOB	78	FG03	FIRE	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	12	0,20							
	Base WY+(asc)+SOB	79	FG04	FIRE	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	13	0,20							
	Base WY-(asc)+SOB	80	FG05	FIRE	1	1,00	2	1,00	3	1,00	4	1,00	5	1,00	8	0,60	9	0,60	14</								

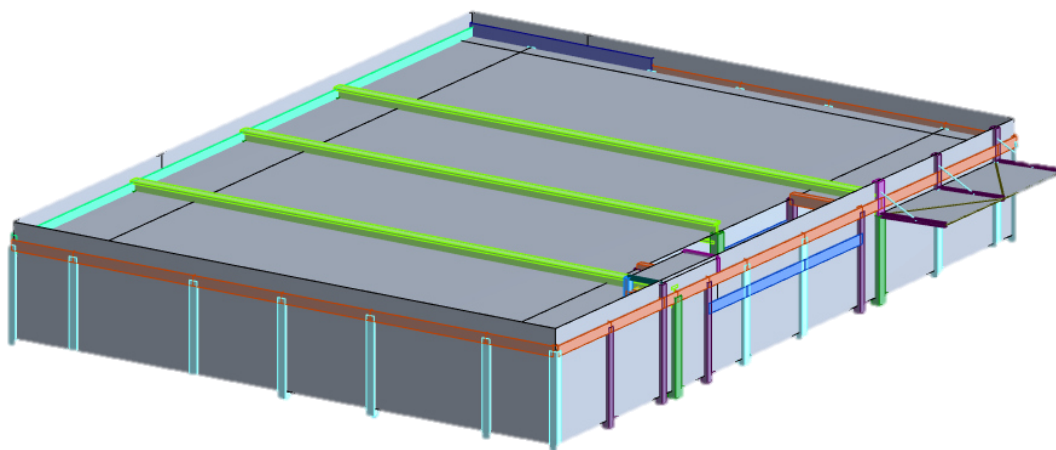


Figura 6-5- Perspetiva global do modelo de cálculo- vista do tardoz.

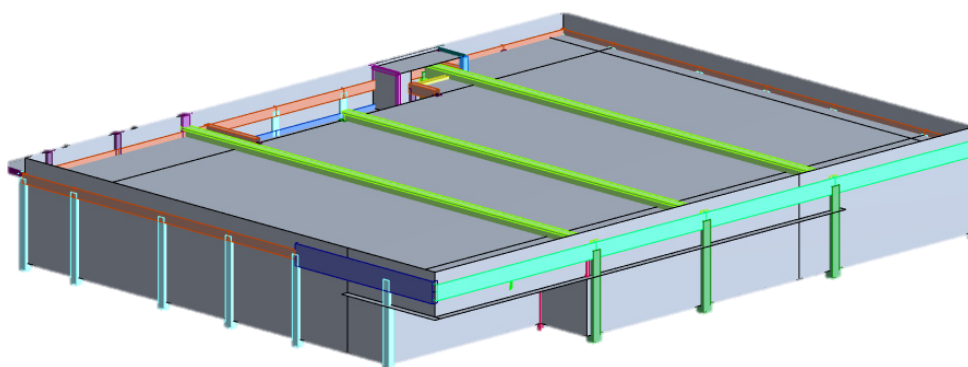


Figura 6-6- Perspetiva global do modelo de cálculo- vista da frente.

## 6.7 DIMENSIONAMENTO

### 6.7.1 Vigas

Para o dimensionamento das vigas foram utilizadas folhas de cálculo de Excel, nas quais foram introduzidos os diversos esforços retirados do Robot. É de realçar que uma vez que as vigas são pré-fabricadas e que se apoiam em consolas curtas dos pilares, estas não transmitem momentos fletores aos mesmos. Assim, é apresentado de seguida o cálculo de uma viga de cobertura, V2.C, que é composta por 4 tramos com uma secção é de (0,40x0,60) m e cujo pormenor se encontra na Figura 6-7.

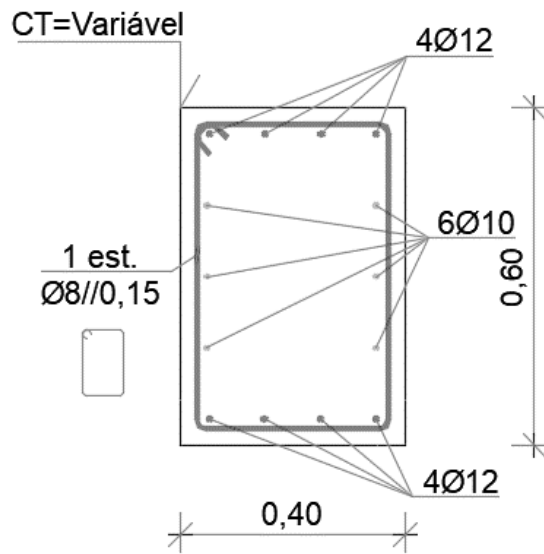


Figura 6-7- Pormenor da viga V2.C.

### 6.7.1.1 Estado Limite Último

- Flexão

Para o cálculo da armadura de flexão, utilizou-se o máximo momento positivo do diagrama da Figura 6-8 que dá origem à armadura inferior da viga. Uma vez que a viga é simplesmente apoiada, ou seja, não há momentos negativos, considerou-se, para efeitos de cálculo de uma armadura superior construtiva, que os mesmos tomam o valor de 25% dos momentos positivos. Através da Tabela 6-3, pode aferir-se que tanto a armadura inferior como superior são condicionadas pela armadura mínima, pelo que a solução adotada foi de 4  $\Phi$  12.

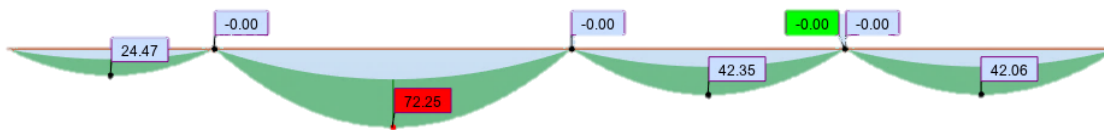


Figura 6-8- Diagrama de momentos da viga V2.C.

Tabela 6-3- Dimensionamento da viga V2.C à flexão

Inferior			Superior		
<b>Msd</b> =	72,25	kN.m	<b>Msd</b> =	18,06	kN.m
<b>b</b> =	0,40	m	<b>b</b> =	0,40	m
<b>h</b> =	0,60	m	<b>h</b> =	0,60	m
<b>d</b> =	0,55	m	<b>d</b> =	0,55	m
<b>Aço</b>	A500		<b>Aço</b>	A500	
<b>Betão</b>	c40/50		<b>Betão</b>	c40/50	
<b>fyk</b> =	500	MPa	<b>fyk</b> =	500	MPa
<b>fsyd</b> =	435	MPa	<b>fsyd</b> =	435	MPa
<b>fcd</b> =	26,67	MPa	<b>fcd</b> =	26,67	MPa
<b>fctm</b> =	3,5	MPa	<b>fctm</b> =	3,5	MPa
<b>μ</b> =	0,022		<b>μ</b> =	0,006	
<b>ω</b> =	0,023		<b>ω</b> =	0,006	
<b>As</b> =	3,16	cm <sup>2</sup>	<b>As</b> =	0,76	cm <sup>2</sup>
<b>Solução:</b>	4 Φ 12		<b>Solução:</b>	4 Φ 12	
	4,52	cm <sup>2</sup>		4,52	cm <sup>2</sup>
<b>As<sub>min</sub></b> =	4,00	cm <sup>2</sup>	<b>As<sub>min</sub></b> =	4,00	cm <sup>2</sup>
<b>&gt;0,0013b.d</b>	2,86	cm <sup>2</sup>	<b>&gt;0,0013b.d</b>	2,86	cm <sup>2</sup>
<b>As<sub>máx</sub></b> =	96,00	cm <sup>2</sup>	<b>As<sub>máx</sub></b> =	96,00	cm <sup>2</sup>

- Esforço Transverso

Na Figura 6-9 encontra-se o digrama de esforços transversos da viga, sendo que para o cálculo da armadura de corte utilizou-se o máximo valor. Na Tabela 6-4 verifica-se que, à semelhança da armadura de flexão, também a armadura de corte é condicionada pela armadura mínima.

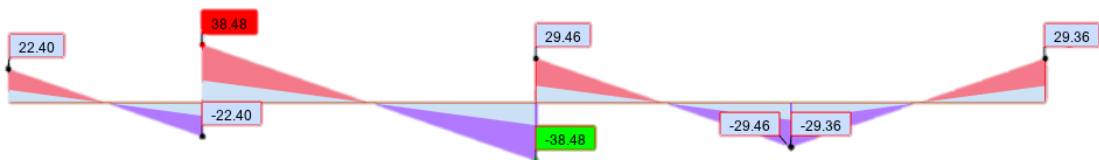


Figura 6-9- Diagrama de esforços transversos da viga V2.C.

Tabela 6-4- Dimensionamento da armadura de corte da viga V2.C.

**Armadura de Corte** EC2

$V_{Ed}$	=	38,48	kN
$b$	=	0,40	m
$h$	=	0,60	m
$d$	=	0,55	m
$Asl$	=	4,52	cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	40	MPa
$f_{yk}$	=	500	MPa
$\theta$	=	33	°
$\alpha$	=	90	°

<b>Aço</b>	A500
<b>Betão</b>	c40/50
Pré-esforço	Não
$k$	= 1,603 ≤ 2,0
$\rho_l$	= 0,00205 ≤ 0,02
$f_{cd}$	= 26,67 MPa
$f_{syd}$	= 435 MPa

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

**Esforço transversal resistente da secção de betão**

$V_{Rd,c}$  = 85,40 kN

$V_{Rd,c,min}$  = 98,84 kN

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$  = 1478,40 kN

Não é necessária armadura de esforço transversal

**Armadura de Esforço transversal necessária**

$A_{sw}/s$	=	1,16	cm <sup>2</sup> /m
$s$	=	15	cm
$A_{sw}$	=	0,17	cm <sup>2</sup>
$A_{variação}$	=	0,5	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos	=	0,3	
$\alpha_{cw}$	=	1,00	
$V_{Rd,max}$	=	1215,53	kN

**Afastamentos**

$s_{l,max}$	=	41,25	cm
$s_{t,max}$	=	41,25	cm
	=	60	cm

Ved verifica o máximo  
**ATENÇÃO Aswmin!**

**Armadura mínima de esforço transversal**

$A_{sw,min}/s$	=	4,05	cm <sup>2</sup> /m
$s$	=	15	cm
$A_{sw,min}$	=	0,61	cm <sup>2</sup>
$A_{variação}$	=	0,5	cm <sup>2</sup>
Nº de ramos	=	1,2	
Nº de ramos a colocar	=	2	
$V_{Rd,Asw,min}$	=	220,94	kN

Esforço resistente da armadura mínima

**6.7.1.2 Estado Limite de Utilização**

- Fendilhação

Na Figura 6-10 encontra-se o diagrama de momentos fletores para o estado de limite de utilização, sendo que, como é possível aferir através da Tabela 6-5, a secção não se encontra fendilhada.



Figura 6-10- Diagrama de momentos fletores da viga V2.C em estado limite de utilização.

Tabela 6-5- Verificação da segurança da viga V2.C à fendilhação.

	h=	60	cm		Aço	A500				
	d=	55	cm		Betão	c40/50				
	b=	40	cm							
	fctm =	3,5	MPa							
	E <sub>cm</sub> =	35	GPa							
	Armadura	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ	ξ	C <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>sr</sub>	0,6σ <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressão
		(kN.m)	(cm <sup>2</sup> )	(%)			(MPa)	(MPa)		7.9 EC2
	4 φ 12	49,13	4,52	0,206	0,183	518,204	210,4	359,7	Não	Fendilhada

• Deformação

Para a verificação à deformação, tanto a flecha instantânea como a flecha a longo prazo devem respeitar o limite de L/250. Assim, foi retirado o valor da deformação elástica do modelo, como mostra a Figura 6-11.

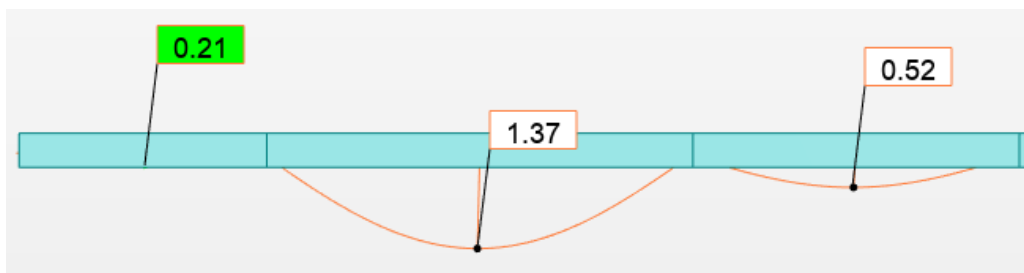


Figura 6-11- Deformação elástica da viga V2.C.

Considerando a viga com maior vão (7.51m), obtém-se as seguinte flechas e respetivos limites:

- Flecha Instantânea

$$a_0 = 1,37mm \leq \frac{L}{250} = \frac{7510}{250} = 28,6 mm \text{ OK}$$

- Flecha a longo prazo

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{35} = 5,71$$

$$\rho = \frac{4,52 \times 10^{-4}}{0,4 \times 0,55} = 0,00205$$

$$\alpha\rho = 5,71 \times 0,00205 = 0,01171$$

$$\left. \begin{aligned} M_{rD} = w_c \times f_{ctm} &= \frac{0,4 \times 0,60^2}{6} \times 3500 = 85 \text{ kN.m} \\ M_D &= 72,25 \text{ kN.m} \end{aligned} \right\} \frac{M_{rD}}{M_D} = \frac{85}{75,25} = 1,18$$

Considerando os valores anteriores e para  $\varphi=2,5$  e  $\frac{d}{h} = 0,92$ , obtém-se os seguintes valores, através da consulta dos ábacos mencionados em 3.2.2.2:

$$K_t = 5,2$$

$$\eta = 0,97$$

Então, obtém-se o valor da flecha total a longo prazo:

$$a_t = 5,2 \times 0,97 \times 1,37 = 6,91 \text{ mm} \leq 28,6 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

### 6.7.2 Fundações

Como referido anteriormente, a solução adotada para as fundações é por via direta, através de sapatas rígidas, ou seja, estas cumprem a seguinte condição:

$$h \geq a_0/2 \tag{6.1}$$

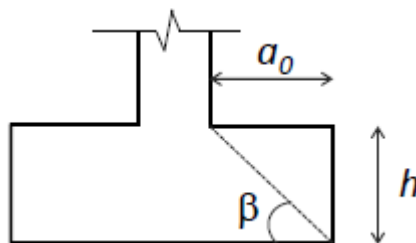


Figura 6-12- Condição de sapata rígida. [1]

É de notar que, uma vez que os pilares são pré-fabricados e ligados às sapatas através de juntas indentadas, a altura da sapata é condicionada pela altura necessária para permitir esta ligação e não pela condição de sapata rígida.

Relativamente ao dimensionamento das sapatas, foi utilizada uma folha de cálculo na qual foram inseridos os esforços atuantes, incluindo os esforços de segunda ordem. Uma vez que estes valores já se encontram majorados, é necessário majorar também a tensão admissível do solo pelo que a mesma passa a ser  $\sigma_{adm} = 1,5 \times 200 = 300 \text{ kPa}$ . Quanto ao peso volúmico do solo foi considerado o valor de  $20 \text{ kN/m}^3$  e um ângulo de atrito ( $\phi'$ ) de  $30^\circ$ .

Posto isto, foram verificadas as seguintes condições:

- Verificação a nível geotécnico;
- Verificação ao corte;
- Verificação aos momentos fletores;
- Verificação ao punçoamento;
- Cálculo da percentagem de sapata ativa.

No dimensionamento geotécnico é necessário perceber se a resultante das ações se localiza no interior ou no limite do núcleo central, ou seja, é necessário o cálculo das excentricidades. A condição da resultante se localizar no interior do núcleo central é dada por:

$$\frac{e_x}{B_x} + \frac{e_y}{B_y} \leq \frac{1}{6} \quad (6.2)$$

Em que,

$$e_x = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}} ; e_y = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}} \quad (6.3)$$

Nestas condições, a tensão em cada canto da sapata é determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$\sigma_{gi} = \frac{N_{sd}}{B_x \times B_y} \left( 1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \pm \frac{6 e_y}{B_y} \right), \text{ com } i = 1 \text{ a } 4 \quad (6.4)$$

Assim, é possível calcular a tensão de referência, que estima o nível de tensões a  $\frac{3}{4}$  de cada lado da sapata, através da expressão:

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_4}{4} \quad (6.5)$$

Por fim, é necessário verificar a seguinte condição:

$$\sigma_{Ref} \leq \sigma_{Adm} \quad (6.6)$$

Se a resultante se localizar fora do núcleo central, é necessário recorrer aos ábacos de Montoya, para determinar os valores das tensões.

### 6.7.2.1 Percentagem de sapata ativa

Como referido anteriormente, a localização da resultante fora do núcleo central implica que a base da sapata esteja sujeita a trações, ou seja, a mesma irá sofrer levantamentos, não estando totalmente apoiada no terreno. Deste modo, é necessário calcular a percentagem da sapata que está ativa, através dos ábacos de Montoya, conforme apresentando na Figura 6-13.

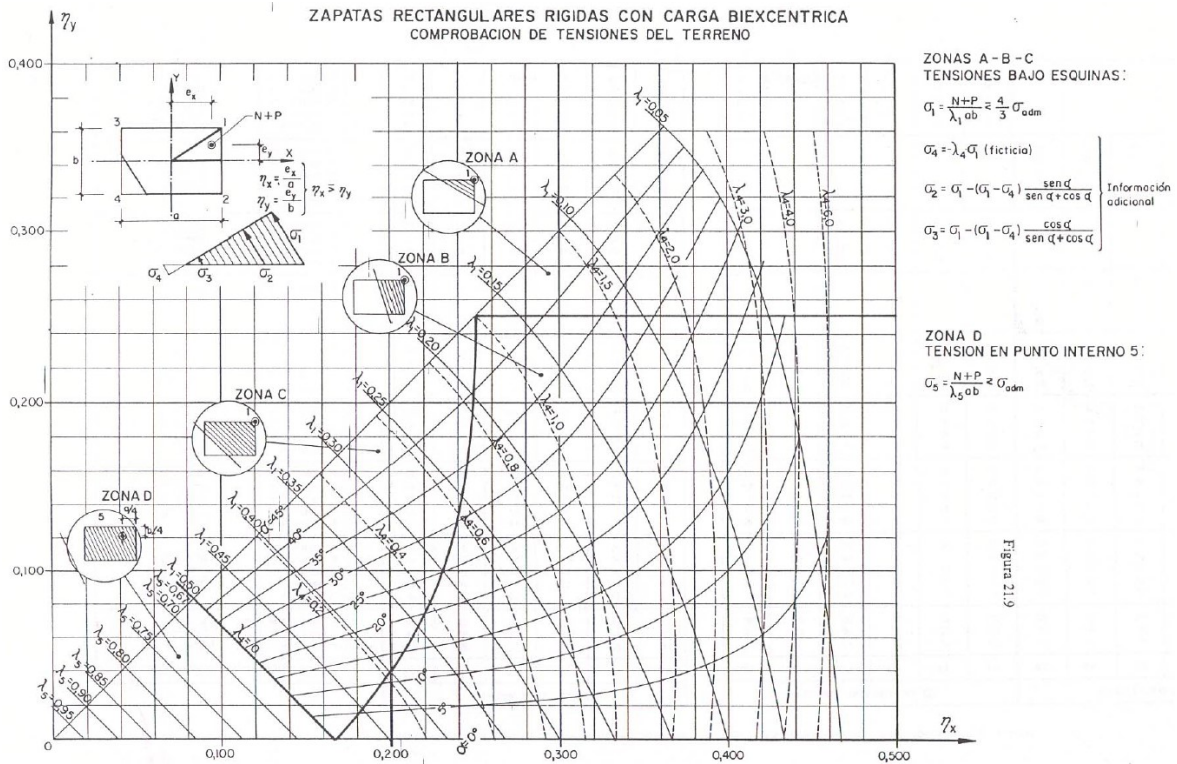


Figura 6-13- Ábaco de Montoya para determinação das tensões em sapatas retangulares rígidas com dupla excentricidade. [1]

Assim, a percentagem de sapata ativa é calculada através da seguinte expressão:

$$\% \text{ sapata ativa} = \frac{\frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_4|} \times B_x + \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_3|} \times B_x}{2} \times \frac{B_x}{B_x \times B_y} \times 100 \quad (6.7)$$

De seguida é apresentado o cálculo da sapata SP4, cujo pormenor tipo se encontra na Figura 6-14, sendo que para todas as sapatas considerou-se que a % percentagem mínima de sapata ativa é de 90%.

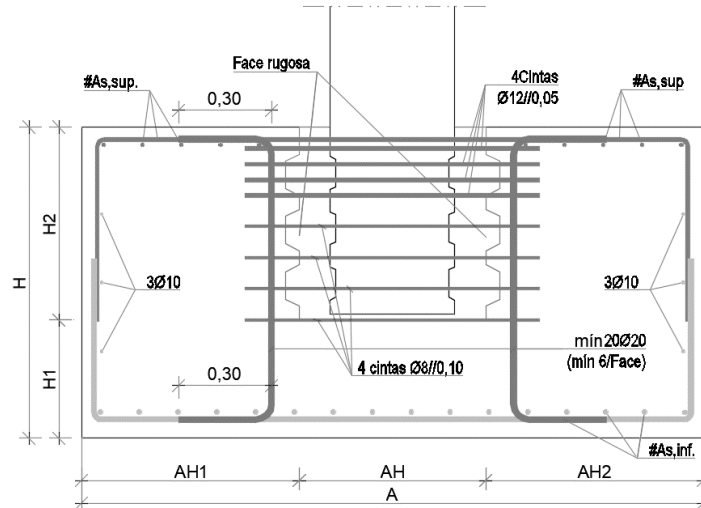


Figura 6-14- Pormenor Tipo das sapatas.

Na Figura 6-15, na Figura 6-16 e na Figura 6-17 apresenta-se o dimensionamento da sapata SP4 através da folha de cálculo.

Dimensionamento de fundações directas

Elemento: **SP4**

**Aço** A500  
 $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   
 $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$   
 $E_s = 200 \text{ GPa}$

Arm. X =  $\Phi 16 // 0,125$  16,08  $\text{cm}^2/\text{m}$   
 Arm. Y =  $\Phi 16 // 0,125$  16,08  $\text{cm}^2/\text{m}$

**Betão** C30/37  
 Recob. 5,0 cm  
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$   
 $f_{ctd} = 20 \text{ MPa}$   
 $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$   
 $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$   
 $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

**Sapata**  
 $B_x = 1,90 \text{ m}$   
 $B_y = 1,90 \text{ m}$   
 $h = 1,00 \text{ m}$   
 $V = 3,6 \text{ m}^3$   
 $h_{req,x} = 0,41 \text{ m}$   
 $h_{req,y} = 0,39 \text{ m}$   
 $\gamma_{G1} = 1,35$   
 $\sigma_{Rd} = 300,0$

**Pilar**  
 $b_x = 0,40 \text{ m}$   
 $b_y = 0,50 \text{ m}$   
 Aterro  
 $h_{terras} = 0,53 \text{ m}$   
 $\gamma_s = 20,0 \text{ kN/m}^3$

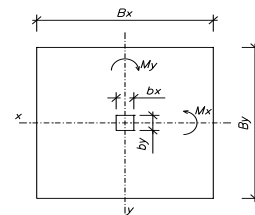


Figura 6-15- Dados introduzidos para o cálculo da SP4.

Dados			Resultados - Tensões																	
Esforços na base do pilar			Esforços na base da sapata						Excentricidades		Sapata totalmente apoiada									
No.	Ação	Caso	N <sub>Sd</sub> (kN)	M <sub>Sd</sub> (kN.m)	M <sub>Sdy</sub> (kN.m)	N <sub>terras</sub> (kN)	N <sub>terras</sub> (kN)	N <sub>Sd total</sub> (kN)	S <sub>dx</sub> (kN.m)	S <sub>dy</sub> (kN.m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	e <sub>x</sub> /B <sub>x</sub> +e <sub>y</sub> /B <sub>y</sub>	1/6	σ <sub>1</sub> (kPa)	σ <sub>2</sub> (kPa)	σ <sub>3</sub> (kPa)	σ <sub>4</sub> (kPa)	σ <sub>ref</sub> (kPa)	σ <sub>12</sub> /σ <sub>ref</sub> (-)
1	Estática	25 (C)	-344,15	5,10	27,42	121,8	48,8	514,8	5,1	27,4	0,010	0,053	0,033	0,167	171,0	123,1	162,1	114,2	156,8	1,91
2	Estática	26 (C)	-344,20	19,51	35,91	121,8	48,8	514,8	19,5	35,9	0,038	0,070	0,057	0,167	191,1	128,3	157,0	94,1	166,9	1,80
3	Estática	27 (C)	-342,27	19,04	31,89	121,8	48,8	512,9	19,0	31,9	0,037	0,062	0,052	0,167	186,6	130,8	153,3	97,5	164,4	1,83
4	Estática	28 (C)	-342,27	24,37	27,76	121,8	48,8	512,9	24,4	27,8	0,048	0,054	0,053	0,167	187,7	139,1	145,0	96,5	164,9	1,82
5	Estática	29 (C)	-344,20	15,38	28,42	121,8	48,8	514,8	15,4	28,4	0,030	0,055	0,045	0,167	180,9	131,2	154,0	104,3	161,8	1,85
6	Estática	30 (C)	-341,88	30,37	41,35	121,8	48,8	512,5	30,4	41,4	0,059	0,081	0,074	0,167	204,7	132,4	151,6	79,2	173,3	1,73
7	Estática	31 (C)	-338,68	29,58	36,76	121,8	48,8	509,3	29,6	36,8	0,058	0,072	0,069	0,167	199,1	134,8	147,4	83,0	170,1	1,76
8	Estática	32 (C)	-338,68	37,22	27,77	121,8	48,8	509,3	37,2	27,8	0,073	0,055	0,067	0,167	197,9	149,4	132,8	84,2	169,5	1,77
9	Estática	33 (C)	-341,88	23,49	28,87	121,8	48,8	512,5	23,5	28,9	0,046	0,056	0,054	0,167	187,8	137,3	146,7	96,2	164,9	1,82
10	Estática	34 (C)	-343,81	19,49	35,88	121,8	48,8	514,4	19,5	35,9	0,038	0,070	0,057	0,167	190,9	128,2	156,8	94,1	166,7	1,80
11	Estática	35 (C)	-341,88	19,02	31,87	121,8	48,8	512,5	19,0	31,9	0,037	0,062	0,052	0,167	186,5	130,7	153,2	97,5	164,2	1,83
12	Estática	36 (C)	-341,88	24,37	27,72	121,8	48,8	512,5	24,4	27,7	0,048	0,054	0,053	0,167	187,5	139,0	144,9	96,4	164,8	1,82
13	Estática	37 (C)	-343,81	15,37	28,39	121,8	48,8	514,4	15,4	28,4	0,030	0,055	0,045	0,167	180,8	131,1	153,9	104,2	161,6	1,86
14	Estática	38 (C)	-250,93	29,34	17,99	121,8	48,8	421,6	29,3	18,0	0,070	0,043	0,059	0,167	158,2	126,7	106,8	75,4	137,5	2,18
15	Estática	39 (C)	-247,73	29,29	14,86	121,8	48,8	418,4	29,3	14,9	0,070	0,036	0,056	0,167	154,5	128,5	103,3	77,3	135,2	2,22
16	Estática	40 (C)	-247,73	36,09	4,61	121,8	48,8	418,4	36,1	4,6	0,086	0,011	0,051	0,167	151,5	143,4	88,4	80,3	133,7	2,24
17	Estática	41 (C)	-250,93	21,03	5,48	121,8	48,8	421,6	21,0	5,5	0,050	0,013	0,033	0,167	140,0	130,4	103,2	93,6	128,4	2,34
18	Sismo	42 (C)/CQC	-253,72	16,03	37,98	121,8	48,8	424,4	16,0	38,0	0,038	0,089	0,067	0,167	164,8	98,3	136,8	70,3	141,2	3,19
19	Sismo	43 (C)/CQC	-253,72	14,33	36,52	121,8	48,8	424,4	14,3	36,5	0,034	0,086	0,063	0,167	162,0	98,1	137,0	73,1	139,8	3,22
20	Sismo	44 (C)/CQC	-253,72	44,30	14,96	121,8	48,8	424,4	44,3	15,0	0,104	0,035	0,073	0,167	169,4	143,2	91,9	65,7	143,5	3,14
21	Sismo	45 (C)/CQC	-253,72	42,74	10,08	121,8	48,8	424,4	42,7	10,1	0,101	0,024	0,066	0,167	163,8	146,1	89,0	71,3	140,7	3,20
22	Sismo	46 (C)/CQC	-253,72	15,83	38,72	121,8	48,8	424,4	15,8	38,7	0,037	0,091	0,068	0,167	165,3	97,5	137,6	69,8	141,4	3,18
23	Sismo	47 (C)/CQC	-253,72	14,52	40,19	121,8	48,8	424,4	14,5	40,2	0,034	0,095	0,068	0,167	165,4	95,1	140,0	69,7	141,5	3,18
24	Sismo	48 (C)/CQC	-253,72	44,24	12,29	121,8	48,8	424,4	44,2	12,3	0,104	0,029	0,070	0,167	167,0	145,5	89,6	68,1	142,3	3,16
25	Sismo	49 (C)/CQC	-253,72	42,80	17,17	121,8	48,8	424,4	42,8	17,2	0,101	0,040	0,074	0,167	170,0	140,0	95,1	65,1	143,8	3,13
26	Sismo	50 (C)/CQC	-253,72	23,69	46,15	121,8	48,8	424,4	23,7	46,1	0,056	0,109	0,087	0,167	178,6	97,9	137,2	56,5	148,1	3,04
27	Sismo	51 (C)/CQC	-253,72	21,89	44,61	121,8	48,8	424,4	21,9	44,6	0,052	0,105	0,082	0,167	175,7	97,7	137,4	59,4	146,6	3,07
28	Sismo	52 (C)/CQC	-253,72	69,70	17,53	121,8	48,8	424,4	69,7	17,5	0,164	0,041	0,108	0,167	193,9	163,2	71,9	41,2	155,7	2,89
29	Sismo	53 (C)/CQC	-253,72	68,10	12,39	121,8	48,8	424,4	68,1	12,4	0,160	0,029	0,100	0,167	188,0	166,3	68,8	47,1	152,8	2,95
30	Sismo	54 (C)/CQC	-253,72	23,39	46,82	121,8	48,8	424,4	23,4	46,8	0,055	0,110	0,087	0,167	179,0	97,1	138,0	56,1	148,3	3,04
31	Sismo	55 (C)/CQC	-253,72	22,19	48,36	121,8	48,8	424,4	22,2	48,4	0,052	0,114	0,087	0,167	179,3	94,7	140,4	55,8	148,4	3,03
32	Sismo	56 (C)/CQC	-253,72	69,60	14,60	121,8	48,8	424,4	69,6	14,6	0,164	0,034	0,104	0,167	191,2	165,7	69,4	43,9	154,4	2,91
33	Sismo	57 (C)/CQC	-253,72	68,19	19,74	121,8	48,8	424,4	68,2	19,7	0,161	0,047	0,109	0,167	194,5	159,9	75,2	40,6	156,0	2,88

Figura 6-16- Dimensionamento geotécnico da SP4.

Dim. Arm. x		Dim. Arm. Y		Verif. ao Punçoamento			Verif. Vsd na dir.x			Verif. Vsd na dir.y		
As <sub>min</sub> (x)	As <sub>req</sub> (x)	As <sub>min</sub> (y)	As <sub>req</sub> (y)	V <sub>Rd,max</sub>	V <sub>Rd,c</sub>	V <sub>Rd</sub> / V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub> (x)	V <sub>Rd,c</sub> (x)	V <sub>Rd,c</sub> / V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub> (y)	V <sub>Rd,c</sub> (y)	V <sub>Rd,c</sub> / V <sub>Ed</sub>
14,21 cm²/m	1,46 cm²/m	14,21 cm²/m	1,38 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-61,7 kN	605,8 kN	OK	-67,9 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,62 cm²/m	14,21 cm²/m	1,52 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-64,6 kN	605,8 kN	OK	-74,4 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,59 cm²/m	14,21 cm²/m	1,48 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-63,0 kN	605,8 kN	OK	-74,0 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,61 cm²/m	14,21 cm²/m	1,48 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-61,6 kN	605,8 kN	OK	-76,4 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,55 cm²/m	14,21 cm²/m	1,44 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-62,0 kN	605,8 kN	OK	-72,5 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,73 cm²/m	14,21 cm²/m	1,61 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-66,3 kN	605,8 kN	OK	-79,0 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,69 cm²/m	14,21 cm²/m	1,56 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-64,4 kN	605,8 kN	OK	-78,3 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,70 cm²/m	14,21 cm²/m	1,54 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-61,2 kN	605,8 kN	OK	-81,7 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,61 cm²/m	14,21 cm²/m	1,48 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-61,9 kN	605,8 kN	OK	-75,9 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,62 cm²/m	14,21 cm²/m	1,52 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-64,6 kN	605,8 kN	OK	-74,4 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,59 cm²/m	14,21 cm²/m	1,48 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-63,0 kN	605,8 kN	OK	-73,9 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,61 cm²/m	14,21 cm²/m	1,48 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-61,5 kN	605,8 kN	OK	-76,3 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,55 cm²/m	14,21 cm²/m	1,44 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-62,0 kN	605,8 kN	OK	-72,5 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,37 cm²/m	14,21 cm²/m	1,23 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-48,9 kN	605,8 kN	OK	-67,0 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,34 cm²/m	14,21 cm²/m	1,20 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-47,5 kN	605,8 kN	OK	-66,6 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,34 cm²/m	14,21 cm²/m	1,16 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-43,9 kN	605,8 kN	OK	-69,7 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,23 cm²/m	14,21 cm²/m	1,10 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-44,5 kN	605,8 kN	OK	-63,2 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,38 cm²/m	14,21 cm²/m	1,31 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-56,2 kN	605,8 kN	OK	-61,3 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,36 cm²/m	14,21 cm²/m	1,29 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-55,7 kN	605,8 kN	OK	-60,5 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,47 cm²/m	14,21 cm²/m	1,29 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-48,1 kN	605,8 kN	OK	-74,1 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,44 cm²/m	14,21 cm²/m	1,25 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-46,4 kN	605,8 kN	OK	-73,4 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,39 cm²/m	14,21 cm²/m	1,32 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-56,5 kN	605,8 kN	OK	-61,2 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,38 cm²/m	14,21 cm²/m	1,32 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-57,0 kN	605,8 kN	OK	-60,6 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,46 cm²/m	14,21 cm²/m	1,27 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-47,2 kN	605,8 kN	OK	-74,1 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,48 cm²/m	14,21 cm²/m	1,30 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-48,9 kN	605,8 kN	OK	-73,5 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,49 cm²/m	14,21 cm²/m	1,41 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-59,1 kN	605,8 kN	OK	-64,8 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,47 cm²/m	14,21 cm²/m	1,39 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-58,6 kN	605,8 kN	OK	-64,0 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,69 cm²/m	14,21 cm²/m	1,44 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-49,0 kN	605,8 kN	OK	-85,7 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,65 cm²/m	14,21 cm²/m	1,40 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-47,2 kN	605,8 kN	OK	-84,9 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,49 cm²/m	14,21 cm²/m	1,41 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-59,3 kN	605,8 kN	OK	-64,7 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,49 cm²/m	14,21 cm²/m	1,42 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-59,9 kN	605,8 kN	OK	-64,1 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,67 cm²/m	14,21 cm²/m	1,42 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-48,0 kN	605,8 kN	OK	-85,6 kN	605,8 kN	OK
14,21 cm²/m	1,69 cm²/m	14,21 cm²/m	1,45 cm²/m	5280 kPa	451 kPa	OK	-49,8 kN	605,8 kN	OK	-85,0 kN	605,8 kN	OK

Figura 6-17- Dimensionamento estrutural da SP4.

Conclui-se, através da Figura 6-18 que a sapata SP4 cumpre as verificações de segurança.

Rácios		
% apoio	100%	OK
hreq	2,47	OK
Tensões	1,64	OK
Arm. x	9,30	OK
Arm. Min. x	1,13	OK
Arm. y	10,00	OK
Arm. Min. y	1,13	OK
Punçoamento	OK	OK
Corte x	OK	OK
Corte y	OK	OK

Figura 6-18- Verificações de segurança da SP4.

## 6.8 LAJE DE ESCADAS

Para o dimensionamento da laje de escadas foi utilizada uma folha de cálculo, na qual se introduziram as dimensões do vão, dos espelhos e dos patins das mesmas, assim como o valor das cargas, como mostra a Tabela 6-6.

Tabela 6-6- Dimensionamento da laje de escadas.

H espelho= 0,19 m	$f_{yk} = 500$ MPa	Pdegraus= 2,38 kN/m <sup>2</sup>	$\mu$ 0,039	$\phi$ 0,041	As (cm <sup>2</sup> /m) <b>2,27</b>
L patim= 0,25 m	$f_{syd} = 435$ MPa	Plaje= 5,02 kN/m <sup>2</sup>			
$\theta = 37,23^\circ$	$f_{cd} = 20,00$ MPa	Revestimentos= 1,00 kN/m <sup>2</sup>	As min= 1,44 cm <sup>2</sup> /m	As max= 48,00 cm <sup>2</sup> /m	
l = 2,38 m	$f_{ctm} = 2,9$ MPa	Sobrecarga= 3,00 kN/m <sup>2</sup>	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> <math>\phi</math> 10 af. 0,150                      As efect.= 5,24 cm<sup>2</sup>/m                 </div>		
H min= 0,10 m	Hcalc.= 0,16 m	Ptotal= 15,99 kN/m <sup>2</sup>			
d= 0,12 m		Vrd= 90,58 kN	<i>Verifica</i>		
		Vsd= 15,15 kN			
		Msd= 11,32 kN.m			

Assim, para uma espessura de laje de 0,16m foi adotada uma solução de armadura inferior ( $A_{s,principal}$ ) de  $\phi 10//0,15$ . A partir desta solução, e sabendo que a armadura de distribuição ( $A_{s,dist}$ ) deve ser pelo menos 20% da armadura principal e que a armadura superior ( $A_{s,dist superior}$ ) deve ser pelo menos 25% da armadura principal, foi adotada a solução de  $\phi 8//0,15$  para a  $A_{s,dist}$  e uma solução de  $\phi 10//0,15$  para a  $A_{s,dist superior}$ . Desta forma, na Figura 6-19 encontra-se o pormenor da laje de escadas com as soluções adotadas.

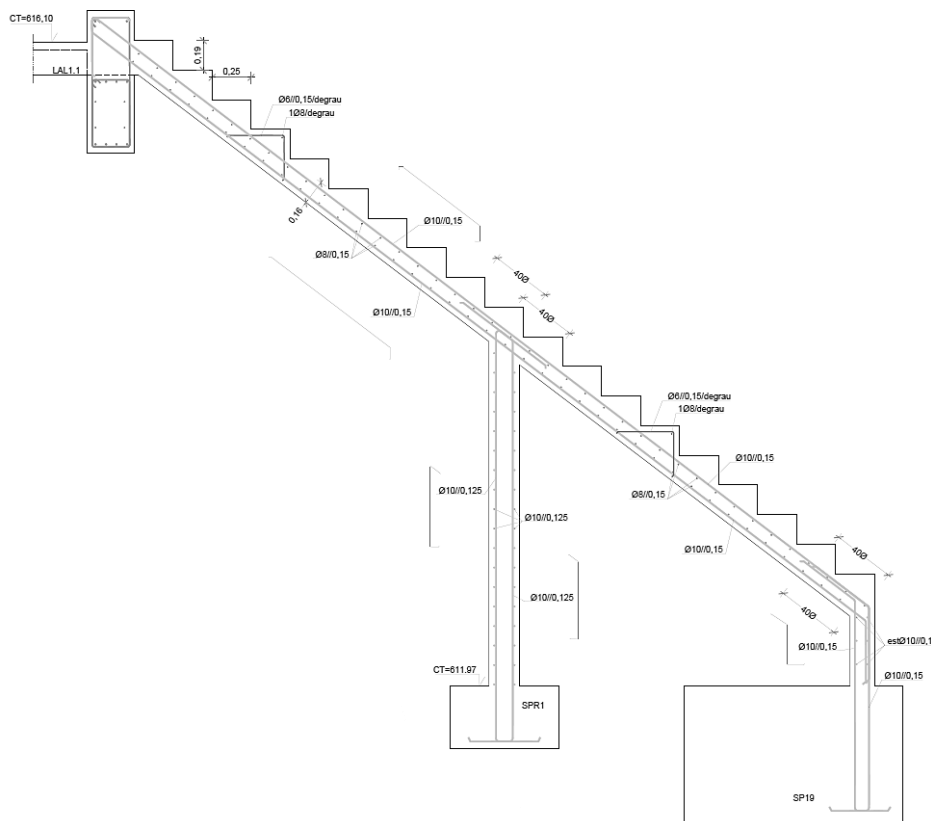


Figura 6-19- Pormenor da laje de escadas.



# 7 PRÉ- DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO

## 7.1 ENQUADRAMENTO GERAL

Neste capítulo é apresentado o pré-dimensionamento de um edifício de habitação a ser construído na cidade da Maia. Este será constituído por 2 lotes, sendo que um é constituído por 4 pisos e o outro por 7 pisos.

Para o pré-dimensionamento dos pilares e das lajes foi adotada a implantação proposta pelo projeto de arquitetura, assim como as dimensões propostas e em função disso, foram feitas as alterações necessárias.

## 7.2 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

Como referido anteriormente, o edifício é constituído por 2 lotes cuja finalidade é a habitação de ambos. Na Figura 7-1 é apresentado um alçado do mesmo.

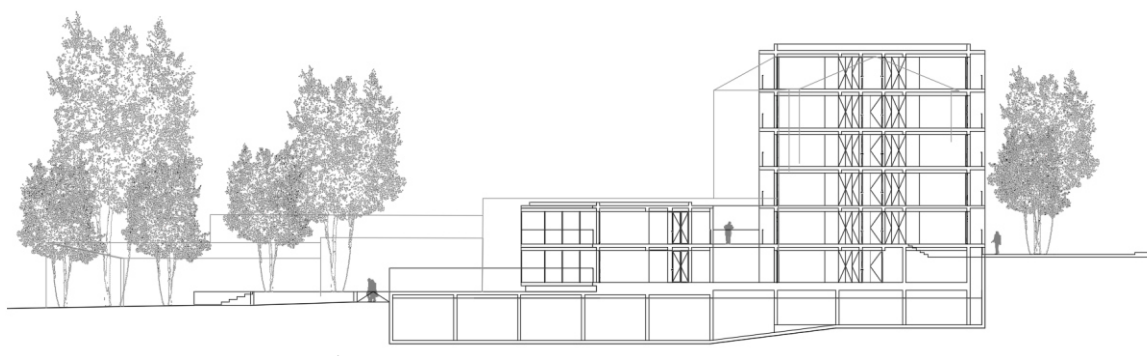


Figura 7-1- Alçado de arquitetura do edifício.

Relativamente ao piso -2, este é destinado a garagem nos dois lotes e, uma vez que não se encontra todo à mesma cota, este possui uma rampa, como se visualiza na planta da Figura 7-2. Uma vez que este piso é enterrado, possui paredes de contenção.

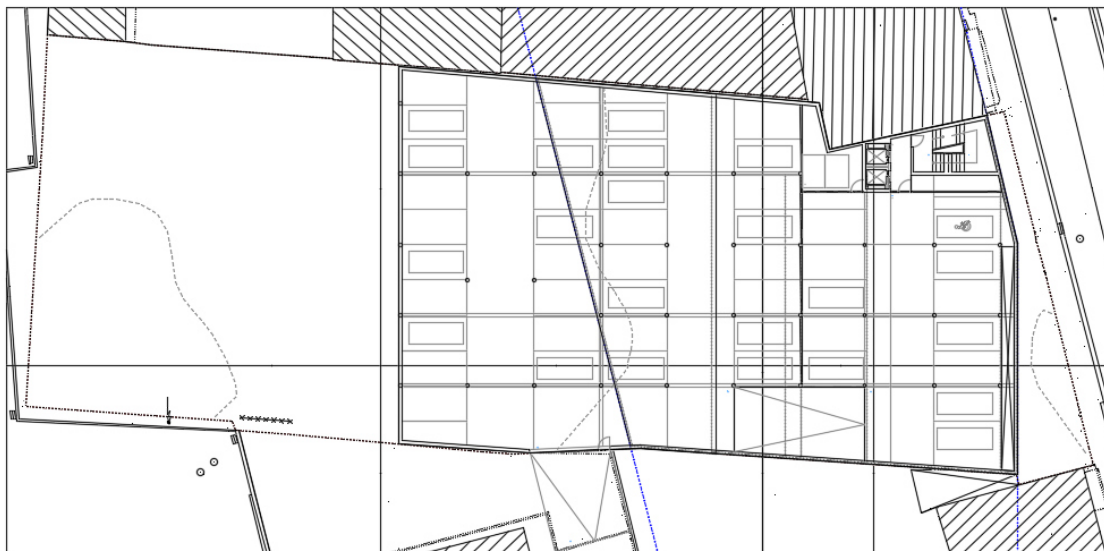


Figura 7-2- Planta de arquitetura do piso -2.

Quanto ao piso -1, apenas uma parte deste se encontra enterrado, pelo que apenas também uma parte dele possui paredes de contenção. Desta forma, no lote cujo piso se encontra enterrado, este conta com zonas de arrumos, zonas de reuniões e um ginásio, enquanto que no outro lote o piso é destinado à habitação, como se visualiza na Figura 7-3. Quanto aos restantes pisos, estes são destinados á habitação.

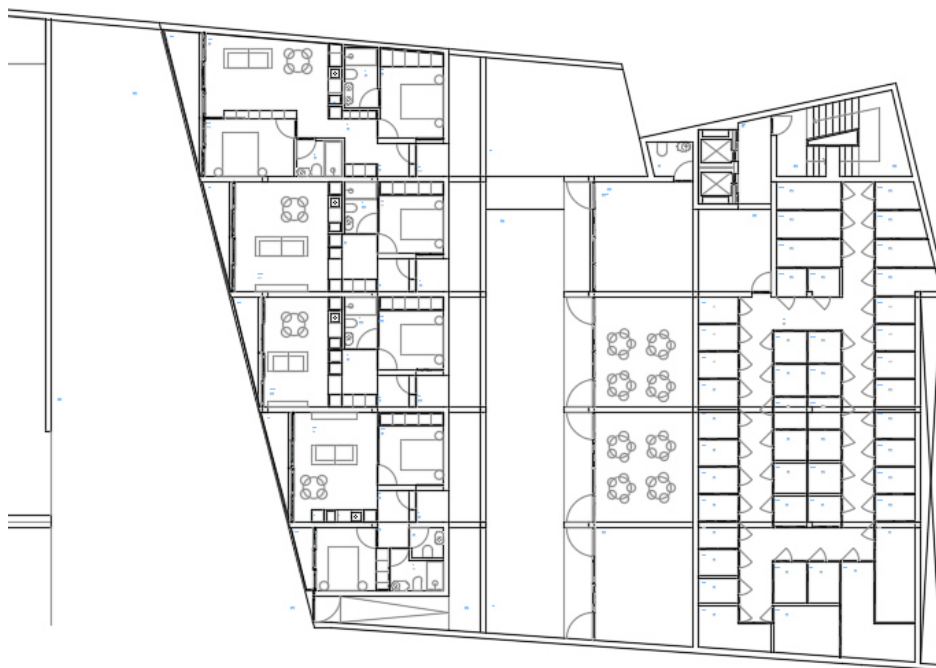


Figura 7-3- Planta de arquitetura do piso -1.

### 7.3 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O edifício será composto por um piso térreo na zona da cave e nos restantes pisos as lajes serão em betão armado e serão suportadas por pilares intermédios e por vigas de apoio nas extremidades da laje. Para além disso, nas zonas enterradas existirão paredes de contenção para estabilizar os impulsos de terras. Na Figura 7-4 encontra-se a planta estrutural do piso -1.

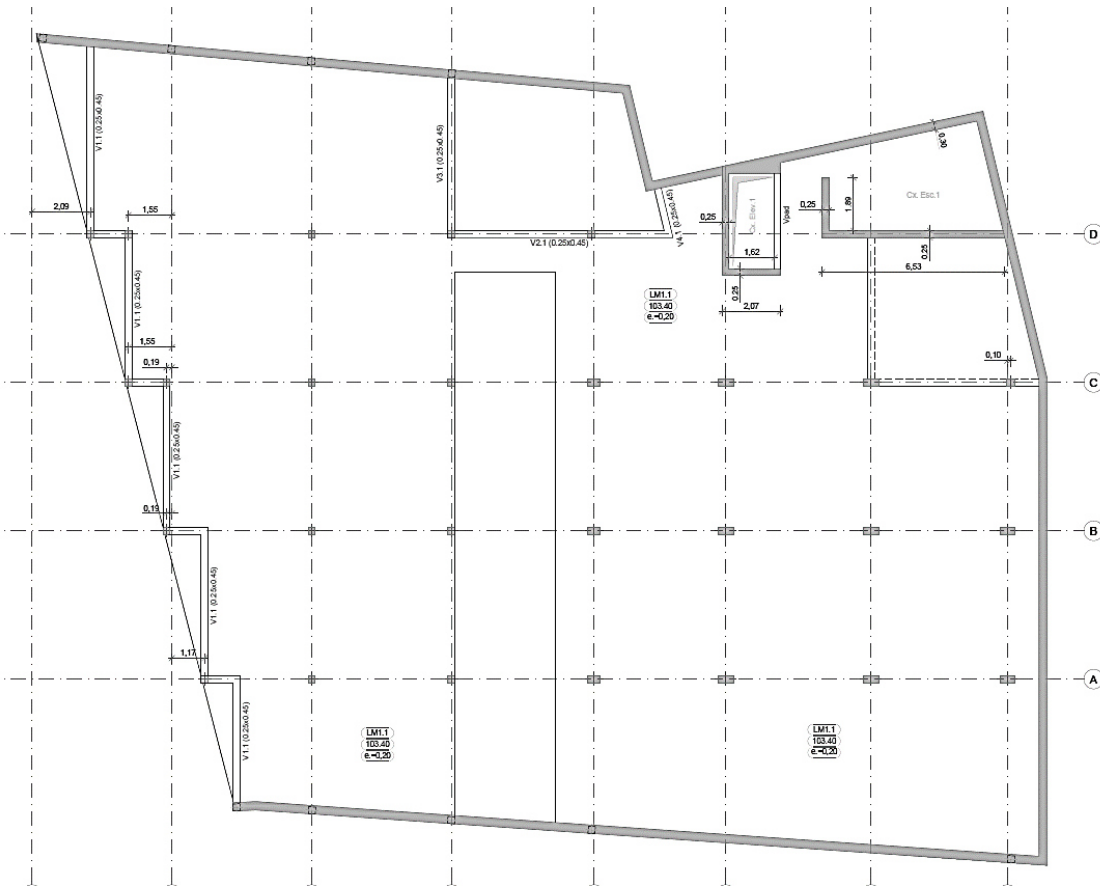


Figura 7-4- Planta Estrutural do Piso -1.

## 7.4 QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Uma vez que nesta fase do projeto apenas se tenciona ter uma ideia das geometrias dos elementos estruturais, foram consideradas as seguintes ações:

### 7.4.1 Ações Permanentes

Elementos estruturais de betão armado .....  $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$   
 Revestimentos/ Restantes Cargas Permanentes.....  $4,00 \text{ kN/m}^2$

### 7.4.2 Ações Variáveis

Sobrecarga de Habitação .....  $2,00 \text{ kN/m}^2 (\psi_0=0,7 / \psi_1=0,5 / \psi_2=0,3)$   
 Sobrecarga Zona de Arrumos/Reuniões .....  $3,00 \text{ kN/m}^2 (\psi_0=0,7 / \psi_1=0,7 / \psi_2=0,6)$   
 Sobrecarga do Ginásio .....  $5,00 \text{ kN/m}^2 (\psi_0=0,7 / \psi_1=0,7 / \psi_2=0,6)$

Sobrecarga da Cobertura ..... 0,40 kN/m<sup>2</sup>( $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$ )

### 7.4.3 Combinação de ações

Relativamente às combinações de ações apenas foram consideradas as seguintes:

- ELU:  $1,35 \times (PP + REV) + 1,5 \times (RCP + SOB)$
- ELS:  $1,00 \times (PP + REV + RCP) + 0,3 \times SOB_{Habitação} + 0,6 \times (SOB_{Arrumos} + SOB_{Ginásio})$

## 7.5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

### 7.5.1 Modelo de cálculo

Para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, foi criado um modelo de cálculo no qual foi modelada a estrutura com a implantação e as geometrias propostas no projeto de arquitetura. Na Figura 7-5 e na Figura 7-6 encontram-se as perspetivas do modelo de cálculo.

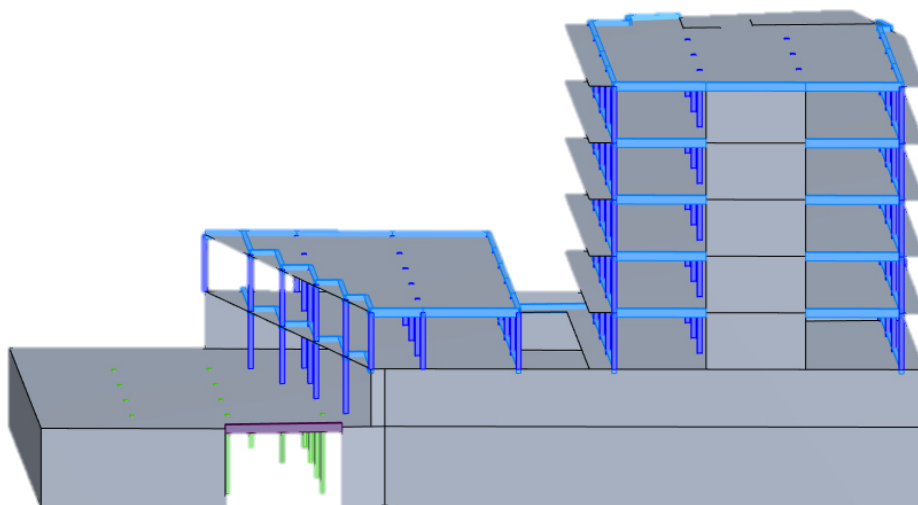


Figura 7-5- Perspetiva 1 do modelo de cálculo.

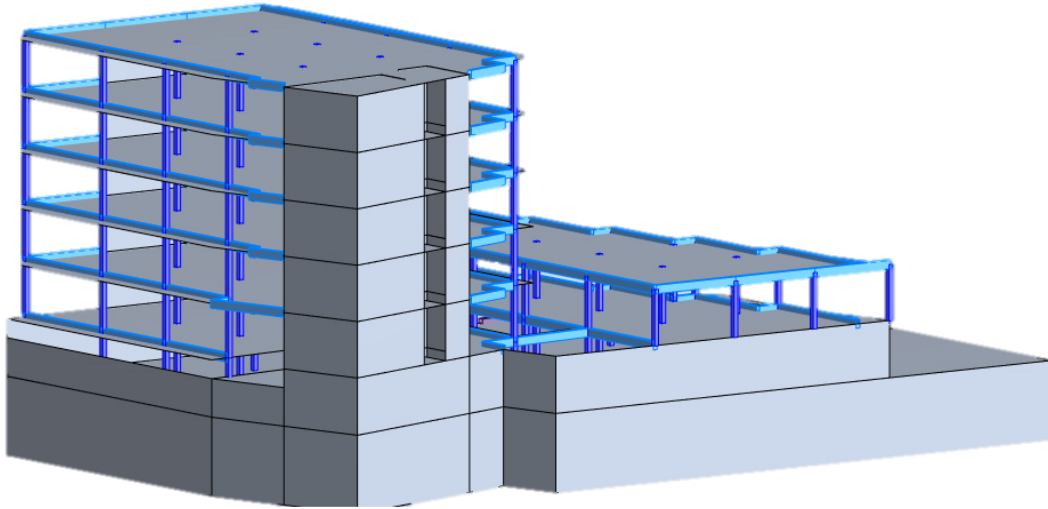


Figura 7-6- Perspetiva 2 do modelo de cálculo.

## 7.6 PILARES

Para o pré-dimensionamento dos pilares é necessário calcular o esforço axial resistente em função da área de betão do mesmo e comparar com o esforço atuante retirado do modelo de cálculo. Assim, tem-se que o esforço axial resistente é dado pela seguinte expressão:

$$N_{Rd} = A_c \times f_{cd} \quad (7.1)$$

Tendo em consideração que os pilares do piso -2 possuem uma secção de  $\Phi 0,25\text{m}$  e os pilares dos restantes pisos possuem uma secção de  $0,25 \times 0,25\text{m}$  obtém-se os seguintes esforços:

$$\left. \begin{array}{l} \bullet f_{cd} = 30000/1,5 = 20000 \text{ kPa} \\ \bullet A_c(\Phi 25) = 0,0491 \text{ m}^2 \\ \bullet A_c(25 \times 25) = 0,0625 \text{ m}^2 \end{array} \right\} N_{Rd}(\Phi 25) = 982 \text{ kN}; N_{Rd}(25 \times 25) = 1250 \text{ kN}$$

Comparando o esforço resistente dos pilares do piso -2 com os esforços atuantes representados na Figura 7-7, é possível aferir que é necessário aumentar a secção em grande parte dos pilares.

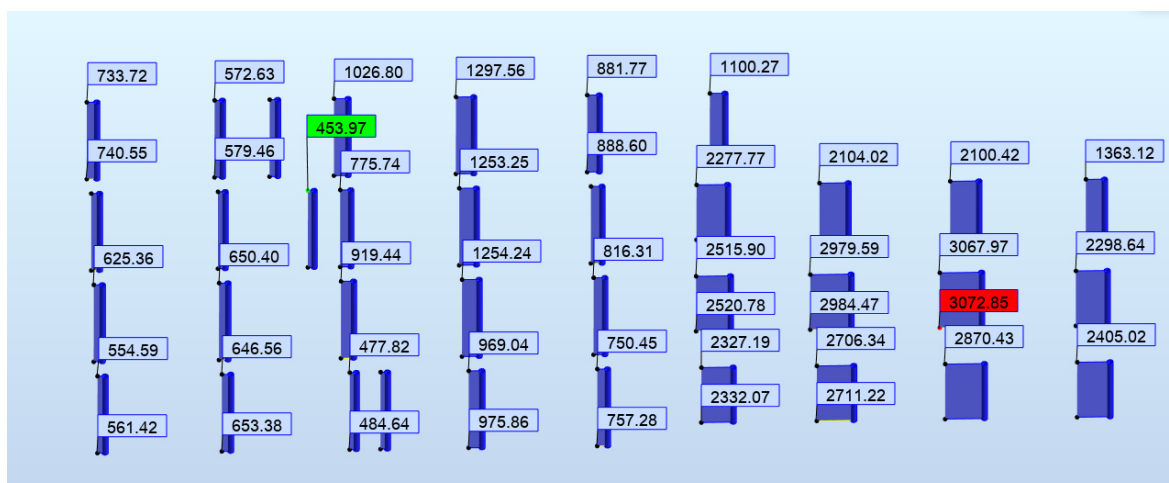


Figura 7-7- Esforços axiais atuantes dos pilares do piso -2.

Para isso é necessário calcular o esforço axial resistente de várias secções, cujos valores se encontram na Tabela 7-1 e num processo iterativo, é possível chegar à secção de cada pilar. Para além disto, é de realçar que as secções adotadas tiveram como condicionante a arquitetura definida, pelo que nos pilares retangulares manteve-se a dimensão numa das direções e apenas aumentou-se a dimensão na outra direção.

Tabela 7-1- Esforço axial resistente de várias secções.

Secção (mm)	$N_{Rd}$ (kN)
Ø25	982
Ø30	1414
Ø35	1924
Ø40	2513
Ø45	3181
25x25	1250
25x30	1500
25x35	1750
25x40	2000
25x45	2250
25x50	2500
25x55	2750

Após determinação da secção de cada pilar, é feita uma uniformização de secções, chegando-se ao resultado da Figura 7-8.

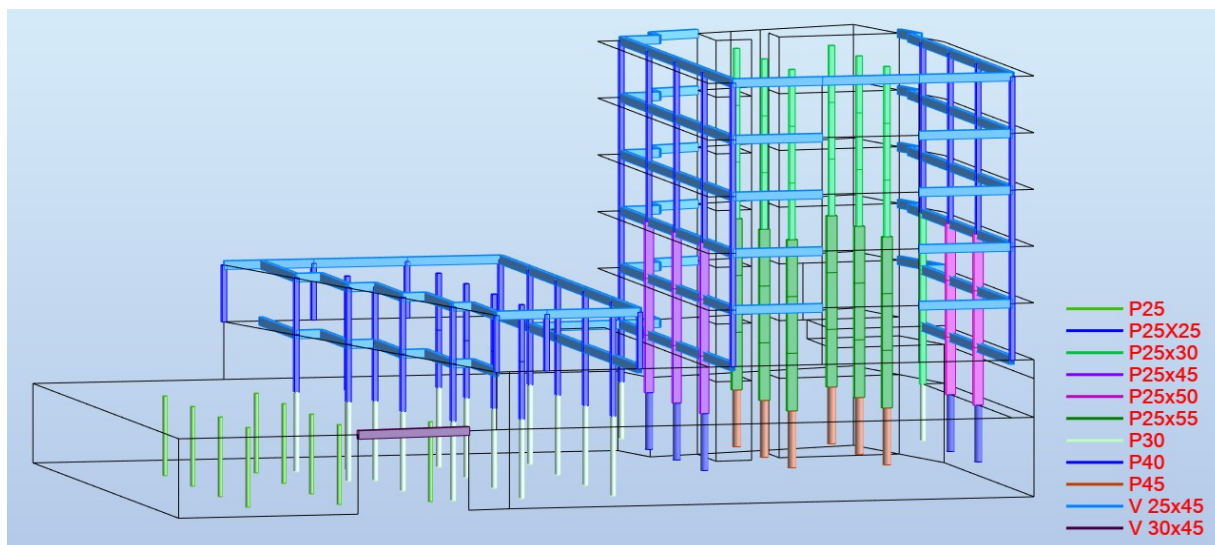


Figura 7-8- Secções de pilares adotadas.

## 7.7 LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS

O pré-dimensionamento das lajes foi realizado tendo em conta o critério de limitação da flecha entre o vão e altura útil da secção, conforme referido no capítulo 3.2.2.2.

Assim, na Tabela 7-2 apresenta-se o cálculo do pré-dimensionamento das lajes, que tem em conta os fatores corretivos mencionados anteriormente.

Tabela 7-2- Pré-dimensionamento das lajes.

	Leff (m)	K	(l/d)	KT	Kσ	KL	KF	(l/d)corr	d(m)	h(m)	fyk
Laje Piso -1	7,30	1,2	25	1	1	0,96	1	23,97	0,30	0,34	500
Laje Piso 1	6,80	1,2	25	1	1	1	1	25	0,27	0,31	500
Laje Piso 2	6,80	1,2	25	1	1	1	1	25	0,27	0,31	500
Laje Piso 3	5,30	1,2	25	1	1	1	1	25	0,21	0,25	500
Laje Piso 4	5,30	1,2	25	1	1	1	1	25	0,21	0,25	500
Laje Piso 5	5,30	1,2	25	1	1	1	1	25	0,21	0,25	500
Laje Cobertura	5,30	1,2	25	1	1	1	1	25	0,21	0,25	500

Apesar das alturas obtidas, decidiu-se adotar alturas inferiores com a consciência de que, posteriormente, será necessário verificar os critérios de deformação das lajes. Assim, para a laje do piso -1 considerou-se uma altura de 22 cm e para os restantes pisos considerou-se uma laje com espessura de 20 cm.

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 8.1 CONCLUSÕES

Após a realização do estágio e da escrita do relatório correspondente, é possível aferir que esta experiência foi bastante importante dada todos os conhecimentos que forneceu quer a nível profissional e pessoal. Apesar de todo o conhecimento transmitido ao longo do ciclo de estudos, este primeiro contacto veio mostrar que o dia a dia de um projetista requer autonomia e aprendizagem contínua de modo a satisfazer as necessidades constantes dos clientes, garantindo, simultaneamente, a segurança e estabilidade das estruturas bem como o cumprimento dos prazos delineados. Para além disso, cada projeto tem as suas características e condicionantes pelo que é necessário tomar decisões que respondam às exigências do mesmo.

Os casos de estudo apresentados ao longo do relatório encontram-se por ordem cronológica de realização, pelo que, inicialmente, a estudante começou por estar afeta à análise e reforço de algumas coberturas metálicas e, com o decorrer do estágio foi possível trabalhar em projetos mais exigentes, terminando com o projeto de um edifício de habitação com 6 pisos.

Assim, o desenvolvimento destes projetos permitiu abordar o dimensionamento de estruturas metálicas e de betão armado e compreender, de forma mais real e concreta, os fenómenos e os comportamentos a que uma estrutura está sujeita. Para além disso, em todos os projetos foram utilizados os programas *Robot* e *Autocad* pelo que foi possível adquirir mais experiência na aplicação destas ferramentas.

É de destacar que foi sentida alguma dificuldade na realização do pré-dimensionamento do edifício de habitação, uma vez que implantar, pela primeira vez, elementos estruturais a partir do projeto de arquitetura não é um processo evidente. Este desafio permitiu o ganho de alguma sensibilidade no que toca às complexidades envolvidas na integração entre os espetos arquitetónicos e estruturais.

Em suma, considera-se que os objetivos propostos pela empresa foram cumpridos e que esta experiência foi fundamental para o futuro.

## **8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Uma vez que está prevista a colaboração da estudante na empresa de acolhimento para desempenhar as funções de engenheira projetista, espera-se que, futuramente, a mesma possa continuar a desenvolver projetos e que estes promovam tanto a aprendizagem contínua assim quanto o desenvolvimento de uma maior autonomia.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AFONSO, Filipe – Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado e Metálicas. Porto : Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2017. Tese de Mestrado.
- [2] ALMEIDA, Alexandra – Projeto de Estruturas de um Edifício. Porto : Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2017. Tese de Mestrado.
- [3] DUARTE, Débora – Projeto de Estruturas de um Hotel no Porto. Porto : Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015. Tese de Mestrado.
- [4] FÉLIX, Carlos; GUEDES, Paulo – Estados Limites de Utilização: Apontamentos de Estruturas de Betão Armado I [Em linha]. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2021. Disponível em moodle ISEP.
- [5] FÉLIX, Carlos; TRIGO, José – Dimensionamento de Fundações Superficiais: Apontamentos de Estruturas de Betão Armado II. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015. Disponível em moodle ISEP.
- [6] MOREIRA, Rodrigo F. – Apontamentos de Construções de aço e mistas. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2022. Disponível em moodle ISEP.
- [7] NP EN 1990. 2009. Eurocódigo 0: Bases para o projeto de Estruturas. Portugal : Instituto Português da Qualidade.
- [8] NP EN 1991-1-1. 2009. Eurocódigo 1: Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais- Pesos Volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Portugal : Instituto Português da Qualidade.
- [9] NP EN 1991-1-3. 2009. Eurocódigo 1: Ações em estruturas. Parte 1-3: Ações gerais. Ações da neve. Portugal : Instituto Português da Qualidade.
- [10] NP EN 1991-1-4. 2010. Eurocódigo 1: Ações em Estruturas. Parta 1-4: Ações Gerais. Ações do vento. Portugal : Instituto Português da Qualidade.
- [11] NP EN 1992-1-1. 2010. Eurocódigo 2 : Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Portugal : Instituto Português da Qualidade.
- [12] NP EN 1993-1-1. 2010. Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Portugal : Instituto Português da Qualidade.
- [13] NP EN 1993-1-8. 2010. Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projeto de Ligações. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[14] NP EN 1997-1. 2010. Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico. Parte 1: Regras gerais. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

[15] NP EN 1998-1. 2010. Projeto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

[16] NP EN 206-1. 2007. Betão – Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

[17] RIBEIRO, Rui – Modelação e Dimensionamento de Estruturas. Porto : Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015. Tese de Mestrado.

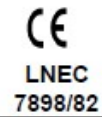
[18] SIMÕES, Rui A.D. – **Dimensionamento de Estruturas Metálicas**. 3ªed. Coimbra : CMM- Associação Portuguesa de Construção Metálica, 2014. ISBN 978-989-95605-9-8.

[19] SOUSA, Sebastião – Projeto e Análise Estrutural. Porto : Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2023. Tese de Mestrado.

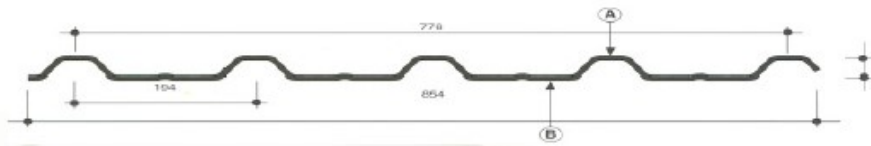
## **ANEXO I- COBERTURAS METÁLICAS**



FICHA TÉCNICA  
CHAPA COMPOSTA ISOTÉRMICA



ESPESSURAS: 3,00 mm



Descrição:

A chapa isotérmica é composta por uma alma resistente de chapa de aço galvanizada com 0,45 mm ou 0,63 mm de espessura, protegida em ambas as faces por camadas betuminosas com cargas minerais que, por sua vez, são recobertas por folhas de alumínio gofrado.



Cores exteriores disponíveis

- Alumínio Natural
- RAL 5003
- RAL 1015
- RAL 9005
- RAL 8004
- RAL 8000
- RAL 8009
- RAL 9002
- Cores inferiores
- Alumínio
- RAL 9002

Características mecánicas									
Pesos		Espessuras	Seção plena	Seções reduzidas					
Kg/ml	Kg/m <sup>2</sup>			Face A comprimida	Face B comprimida				
		Total média (mm)	Chapa de aço galvanizado (mm)	I <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>
6,2	8	3	0,45	8,01	3,63	7,91	3,31	6,52	3,36
7,6	9,8	3	0,63	10,68	4,84	10,68	4,81	9,1	4,55

Cargas máximas										
Condições de apoio	Sentido da carga	Esp. (mm)	Vãos L(m)							
			1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3,00
	Pressões	0,45	2,58	1,77	1,09	0,7	0,47	0,32		
		0,63	3,74	2,42	1,5	0,98	0,66	0,46	0,33	
	Sub Pressões	0,45	2,72	1,61	1,04	0,72	0,53	0,41	0,33	
		0,63	3,7	2,21	1,42	0,98	0,71	0,54	0,43	0,35
	Pressões	0,45	2,62	1,8	1,3	0,98	0,76	0,6	0,48	0,4
		0,63	3,58	2,46	1,79	1,35	1,05	0,84	0,68	0,56
	Sub Pressões	0,45	3,91	2,73	2,02	1,56	1,24	1,02	0,85	0,72
		0,63	3,3	2,27	1,65	1,24	0,97	0,52	0,5	0,37
	Pressões	0,45	4,49	3,1	2,26	1,71	1,34	0,72	0,7	0,52
		0,63	3,37	2,36	1,75	1,32	0,95	0,72	0,56	0,45
	Sub Pressões	0,45	4,88	3,4	2,51	1,81	1,3	0,97	0,75	0,59
		0,63								

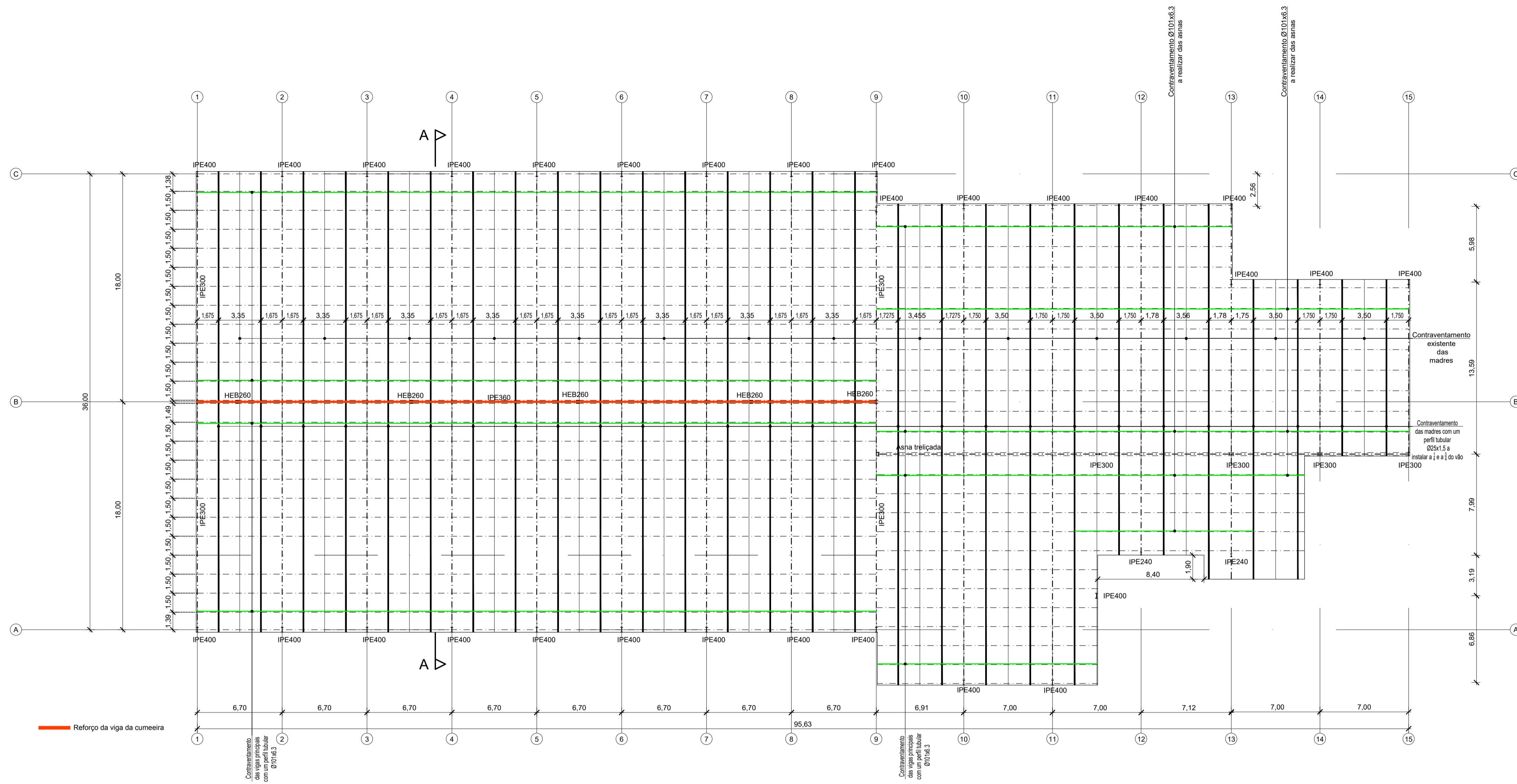
Considerações:  $\sigma=250$  MPa e  $f=L/200$

Combinações de ações: Pressões 1,35 x peso próprio + 1,5 x P

Sub-Pressões 1,00 x peso próprio + 1,5 x P

Estas chapas podem ser fornecidas com qualquer medida de comprimento sendo o seu limite apenas condicionado pelo transporte e montagem, no entanto, é aconselhável o comprimento máximo de 7,00 metros.

Planta da Cobertura  
1:200



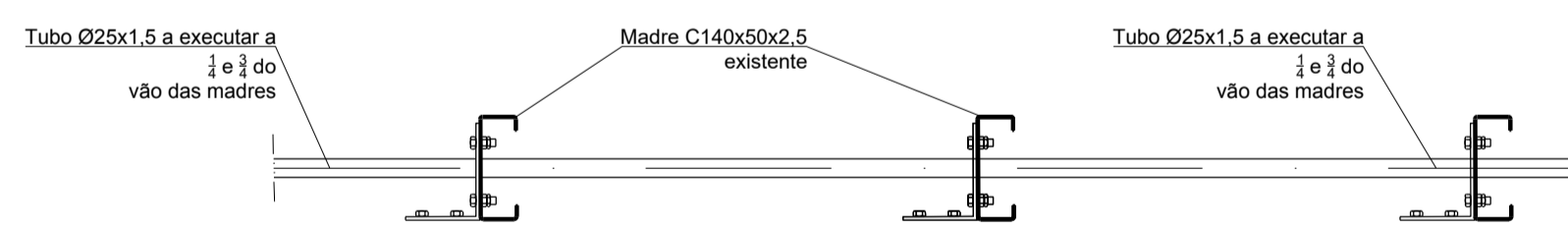
NOTAS:

- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.

QUADRO DE MATERIAIS		
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)	
Requisitos de Execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)	
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2	
AÇO		
Elemento	Classe	Norma
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8

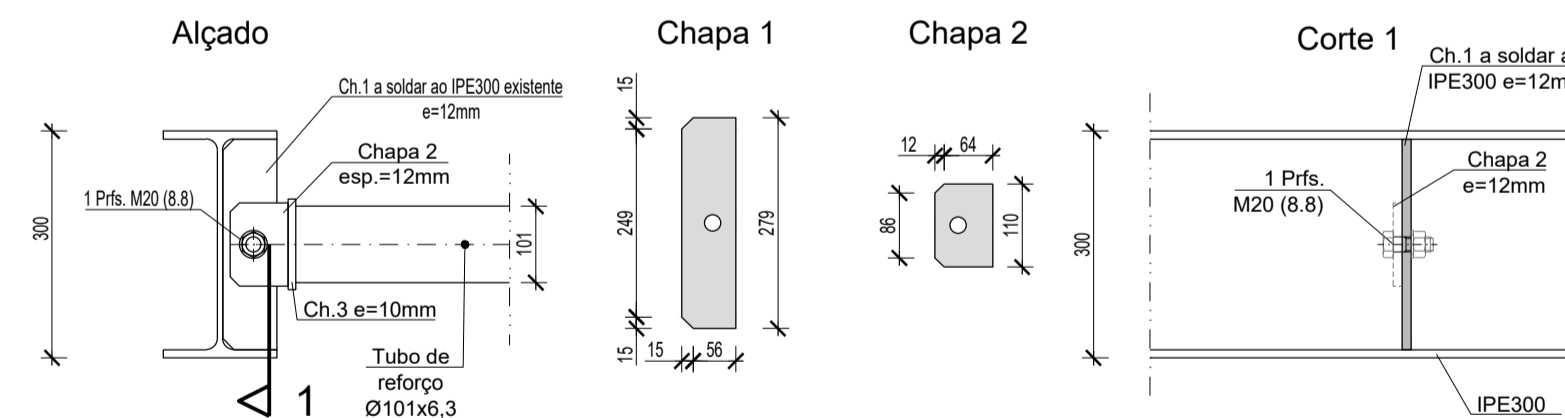
Reforço do Travamento das Madres

Esc.: 1/10  
(cotas em mm)



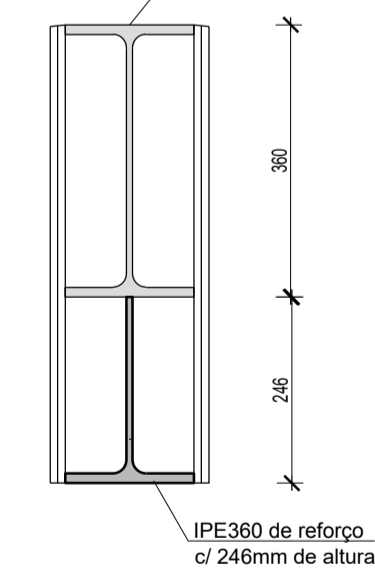
Pormenor de Ligação dos tirantes Ø101x6,3 às vigas IPE300

1:10  
(mm)



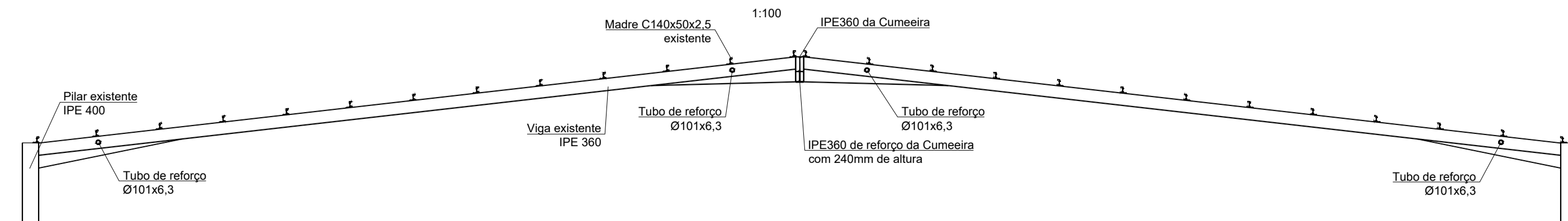
Pormenor de Reforço da Viga de Cumeeira

1:10  
(mm)



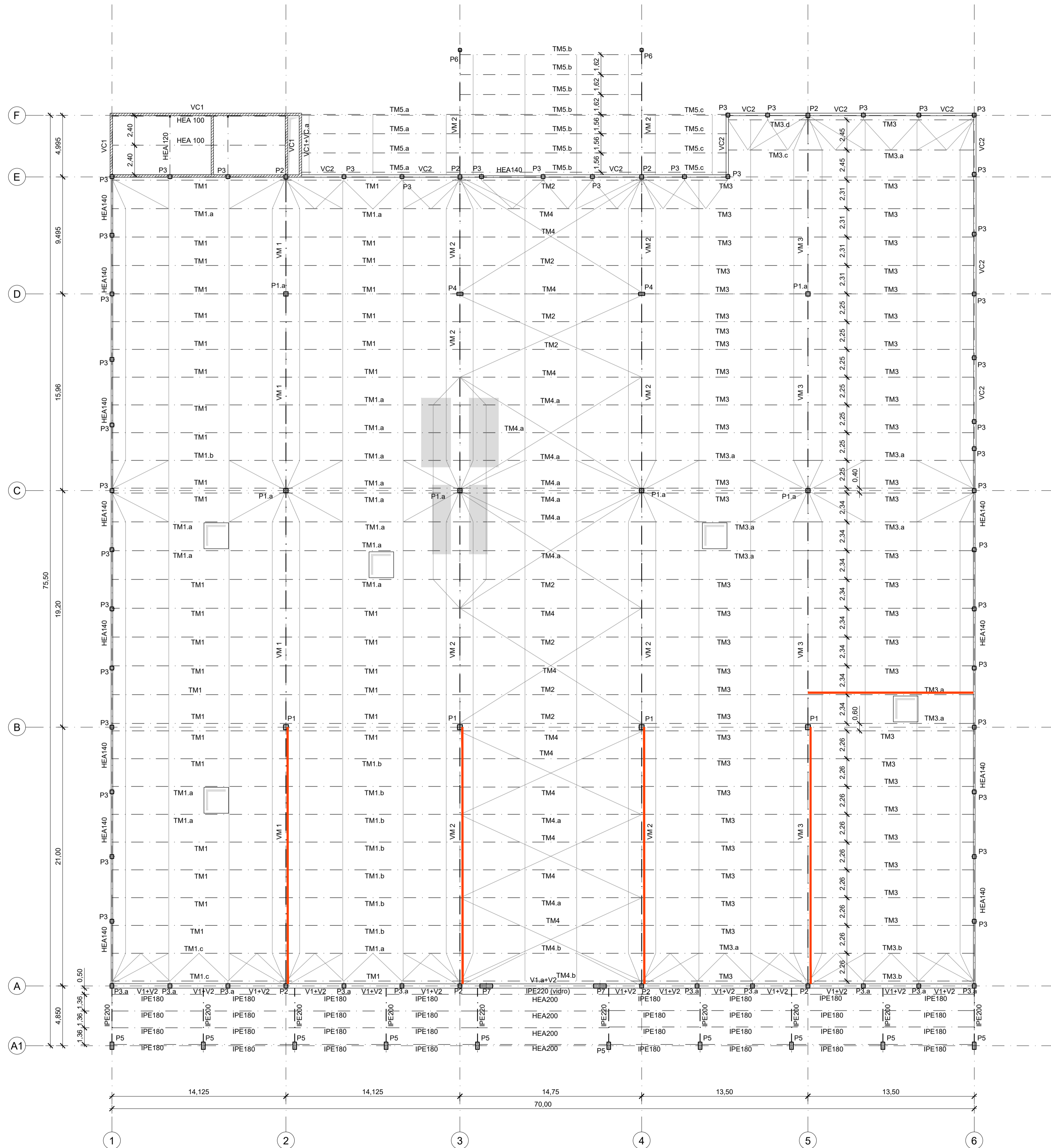
Corte A

1:100



Emissão de Execução		14/03/2024		--	
Designação	Detalhes de revisão		Data	Assinatura	
Proj:	14/03/2024	MD / RS	Obr:		
Des:	14/03/2024	MD / RS	Projecto de Reforço Estrutural		
Coplos:	---		Cobertura do Modelo Continente de Ribeira Brava		
Viso:	14/03/2024	Jose Lello	EXECUÇÃO		
Obr:	---		Requerente:		
Escalas:			Título:		
1:200 1:100 1:10			REFORÇO DA COBERTURA EXISTENTE		
---			Planta, Corte e Pormenores do Reforço da Cobertura		
---			Proj. Estabilidade		
---			CCAD		
---			SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA		
---			Rua da Costa, 101 - 4610-109 Brava		
---			Tel. 22 547 80 32 Fax 22 547 80 33		
---			Email: engenharia@ccad.pt www.ccad.pt		
---			Desenho Nº:		
---			23098.00.D.RF.101.00		
---			Substitui o des. nº		
---			Substituído por		

Planta de Cobertura  
1:200



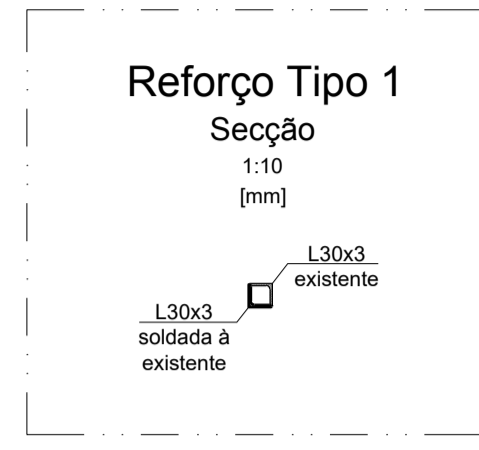
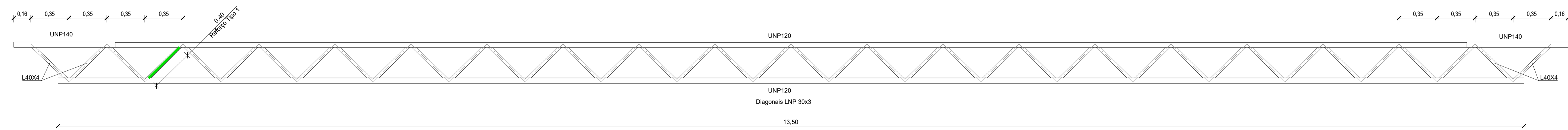
MATERIAIS:  
- O aço estrutural a utilizar é da classe S275 JR;  
- Os parafusos, buchas, porcas e anilhas são da classe 8.8.

NOTA:  
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0.7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.

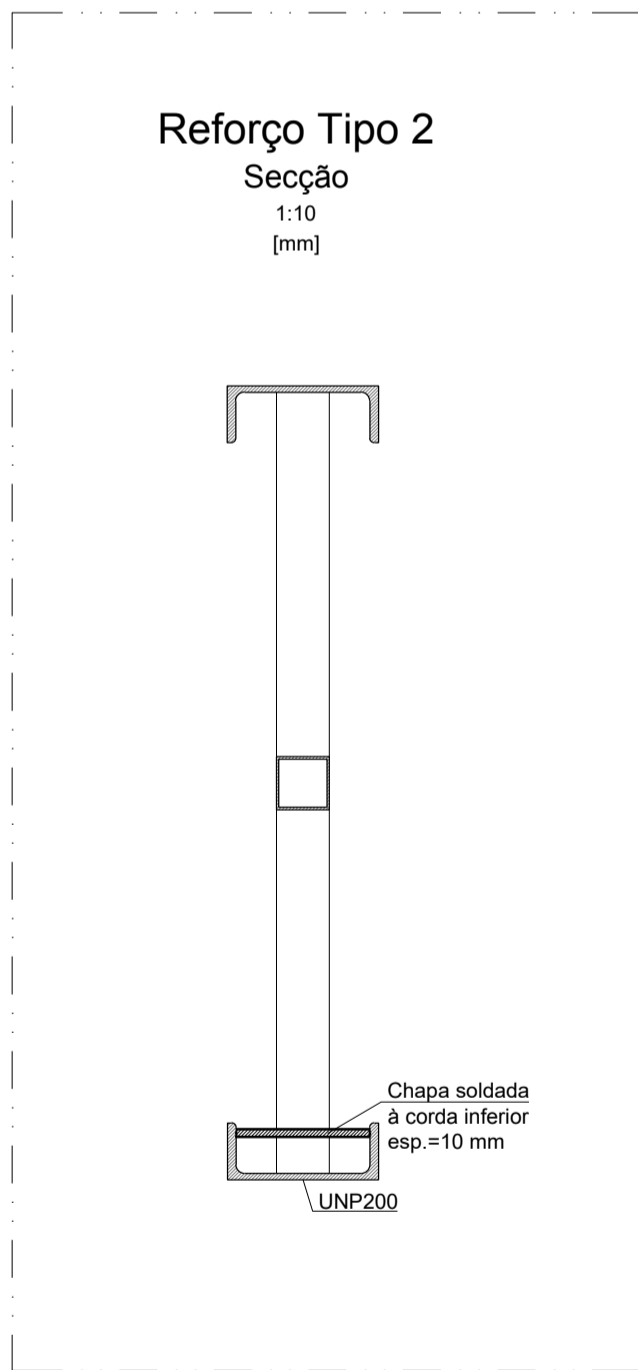
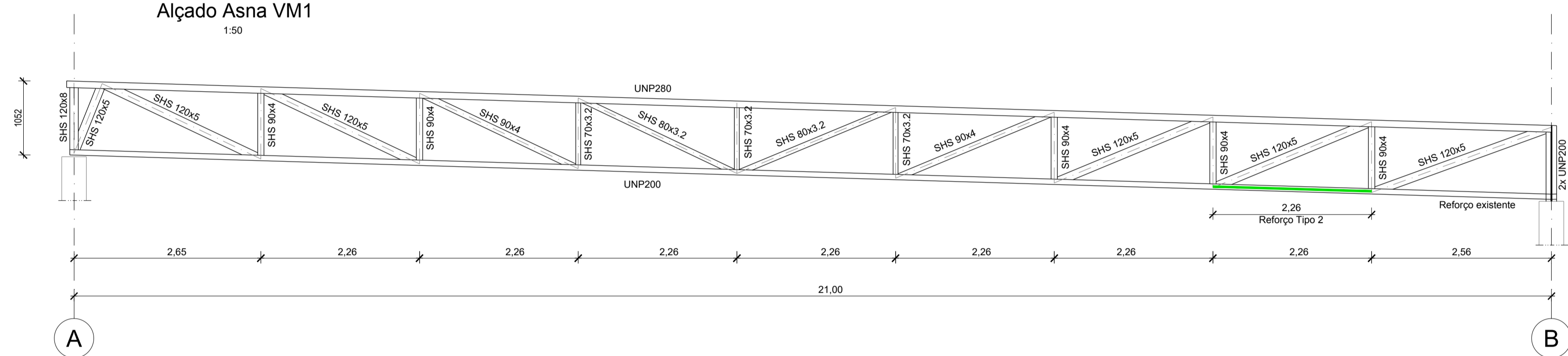
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj: 2003/2024	RS / MD	Obra:	Projecto de Reforço Estrutural	<p>SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA</p> <p>N.º de Licença: 101 / 4203 / 2010</p> <p>Av. 20 de Abril 103, 1.º andar</p> <p>1000-000 Lisboa</p> <p>Tel: 21 347 80 32 Fax: 21 347 80 33</p> <p>Email: ccad@ccad.pt www.ccad.pt</p>
Des: 2003/2024	RS / MD		Cobertura do Modelo Continente de Ourém	
Copista:			EXECUÇÃO	
Visto: 2003/2024	Jose Lello			
Obra:		Requerente:	SONAE RP	Desenho Nº: 24013.D.RF.101.00
Escala:	1:200	Título:	REFORÇO DA COBERTURA EXISTENTE PLANTA ESTRUTURAL	Substitui o des. nº:
				Substituído por:

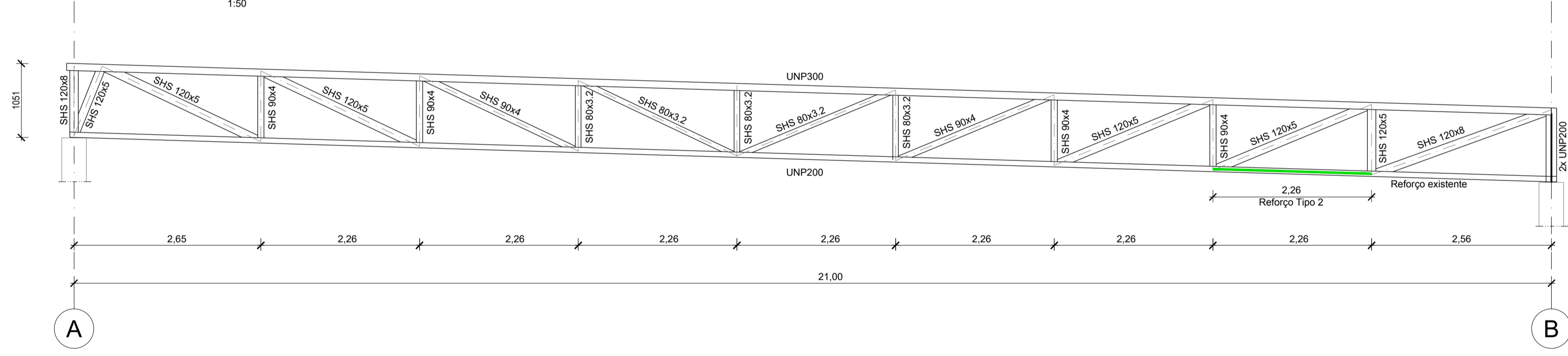
Alçado da Madre TM3.a  
1:20



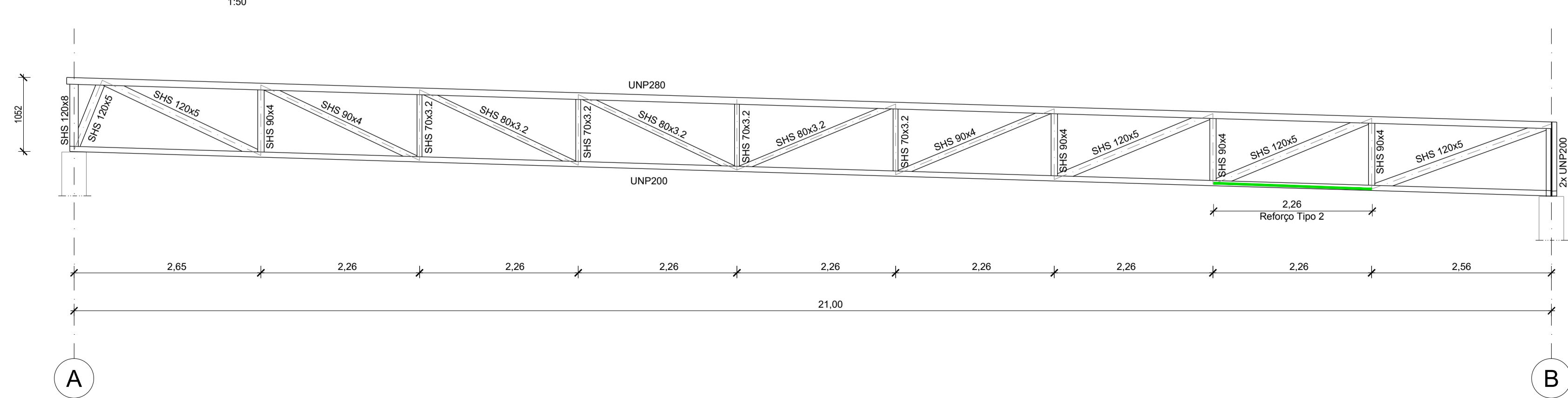
Alçado Asna VM1  
1:50



Alçado Asna VM2 (Eixo 3 e 4)  
1:50



Alçado Asna VM3  
1:50



**MATERIAIS:**  
- O aço estrutural a utilizar é da classe S275 JR;  
- Os parafusos, buchas, porcas e anilhas são da classe 8.8.

**NOTA:**  
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0.7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj: 2003/2024	RS / MD	Obra: Projecto de Reforço Estrutural	Proj. Estabilidade
Des: 2003/2024	RS / MD	Cobertura do Modelo Continente de Ourém	<b>CCAD</b>
Copista: ---	---	EXECUÇÃO	SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA
Viso: 2003/2024	Jose Lello	Requerente: SONAE RP	Desenho Nº: 24013.D.RF.201.00
Obs: ---	---	Título: REFORÇO DA COBERTURA EXISTENTE	Substitui o des. nº ---
Escalas: 1:10 1:20 1:50	---	PORMENORES DE REFORÇO DE ASNAS E MADRES	Substituído por ---

## **ANEXO II- PROJETO DO *MEZZANINE***

# OSB 3 ECOBOARD

O painel OSB universal

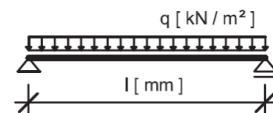
## DIMENSIONAMENTO DE CARGA - DEFLEXÃO MÁXIMA DE 1/300 DO VÃO

Os valores são determinados em função do limite de deflexão e dos estados limite de resistência em flexão e cisalhamento durante a flexão. Os valores apresentados referem-se a duração da carga temporária, no caso de uma duração de carga permanente os valores devem ser reduzidos em 50%.

Valores de capacidade de suporte de cargas aplicadas em condições secas e húmidas.

### CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA SOBRE OSB NO EIXO PRINCIPAL

(apoios perpendiculares ao comprimento do painel)

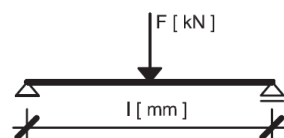


ESPESSURA DO PAINEL	l [mm] - VÃO (DISTÂNCIA ENTRE APOIOS)												
	400	417	500	600	625	700	800	833	900	950	1000	1100	1250
12 mm	2,77	2,44	1,38	0,77	0,67	0,46							
15 mm	5,46	4,81	2,75	1,56	1,37	0,95	0,61	0,53	0,40				
18 mm	9,48	8,36	4,80	2,74	2,41	1,69	1,10	0,96	0,74	0,61	0,51		
22 mm	17,37	15,32	8,83	5,06	4,46	3,14	2,06	1,81	1,41	1,18	0,99	0,72	
25 mm		22,52	13,01	7,47	6,59	4,65	3,07	2,70	2,11	1,78	1,50	1,09	0,70
30 mm			22,55	12,98	11,46	8,11	5,38	4,74	3,73	3,14	2,67	1,97	1,29

máx. capacidade de carga [kN/m<sup>2</sup>] para painel com 1 m de largura

### CARGA PONTUAL SOBRE OSB NO EIXO PRINCIPAL

(apoios perpendiculares ao comprimento do painel)

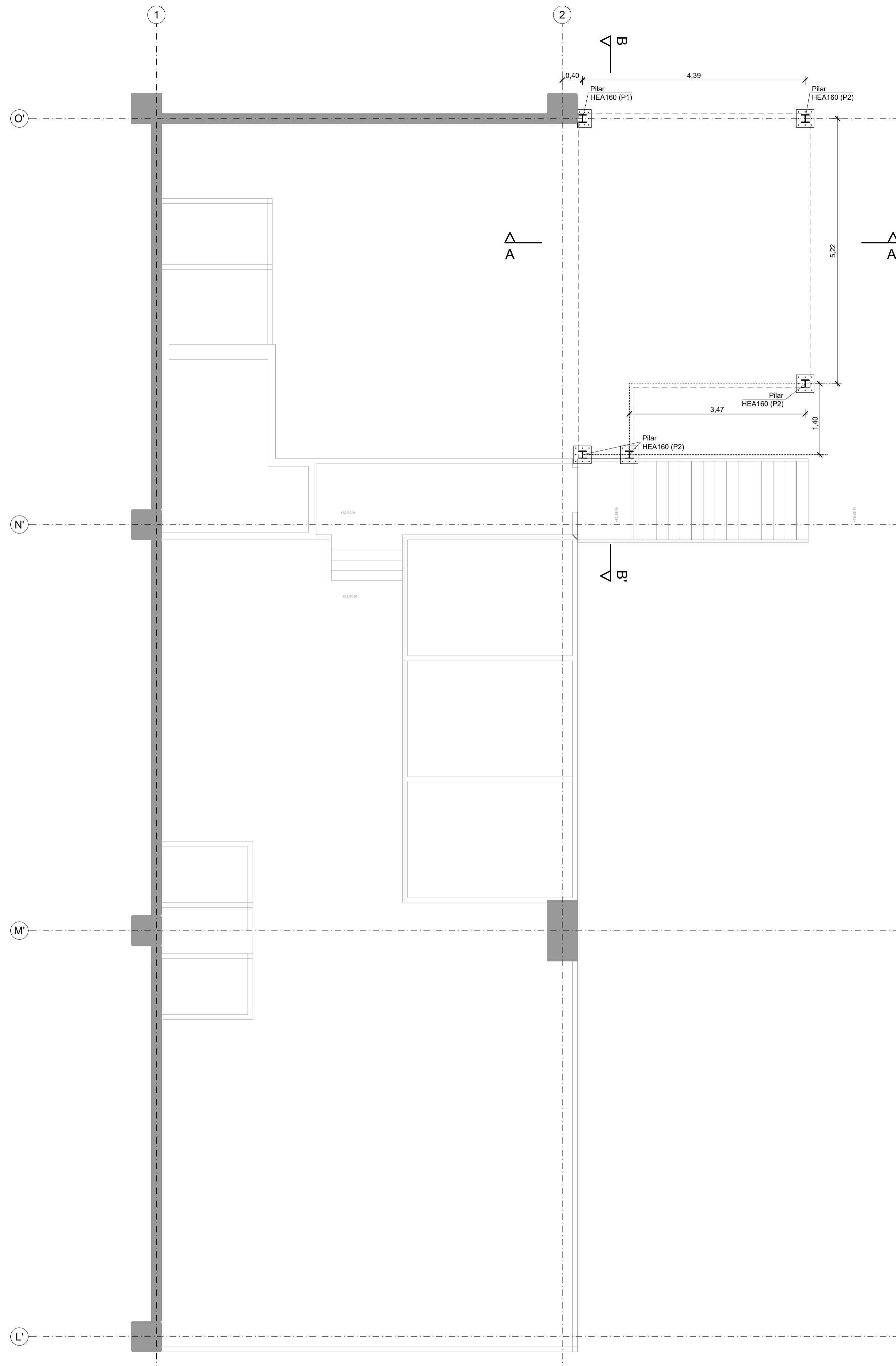


ESPESSURA DO PAINEL	l [mm] - VÃO (DISTÂNCIA ENTRE APOIOS)												
	400	417	500	600	625	700	800	833	900	950	1000	1100	1250
12 mm	0,64	0,58	0,38	0,25	0,22								
15 mm	1,30	1,19	0,80	0,53	0,48	0,37	0,26	0,23	0,19				
18 mm	2,29	2,10	1,43	0,96	0,88	0,68	0,50	0,45	0,37	0,32	0,28	0,21	
22 mm	4,25	3,90	2,67	1,82	1,67	1,30	0,97	0,88	0,74	0,65	0,57	0,45	0,32
25 mm	6,28	5,77	3,97	2,71	2,49	1,96	1,46	1,34	1,13	1,00	0,89	0,71	0,52
30 mm			6,93	4,76	4,38	3,45	2,61	2,39	2,02	1,80	1,61	1,30	0,97

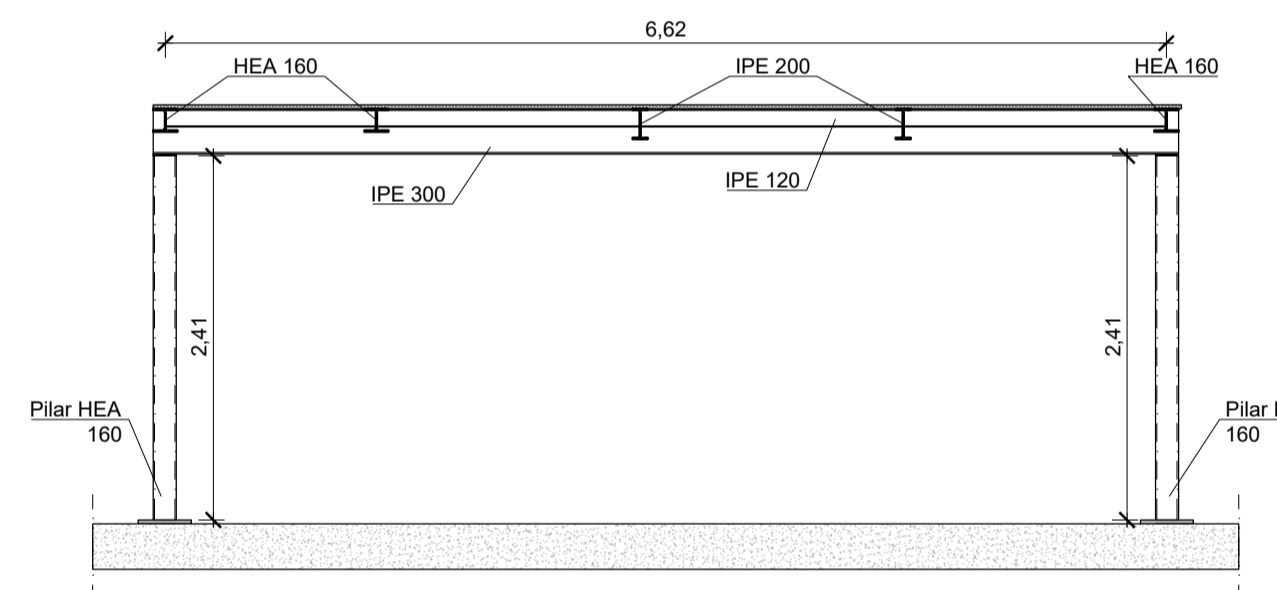
máx. capacidade de carga [kN] para painel com 1 m de largura

Planta Estrutural Mezzanine (CP=79.88m)

1:50



Corte B-B'  
1:50



ESQUEMA DE PINTURA - ESTRUTURAS METÁLICAS			
INTERIOR - Corrosividade Atmosférica (C4) / Durabilidade alta (A) Protecção para Resistência ao Fogo (R60)			
Pilares HEA 160	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: TB-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=750°C
Vigas HEA 160	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: TB-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=720°C
Vigas IPE 300	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: TB-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=582°C
Vigas IPE 240	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: TB-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=568°C
Vigas IPE 200	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: TB-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=414°C
Vigas IPE 120	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: TB-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=550°C

- NOTAS:
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.

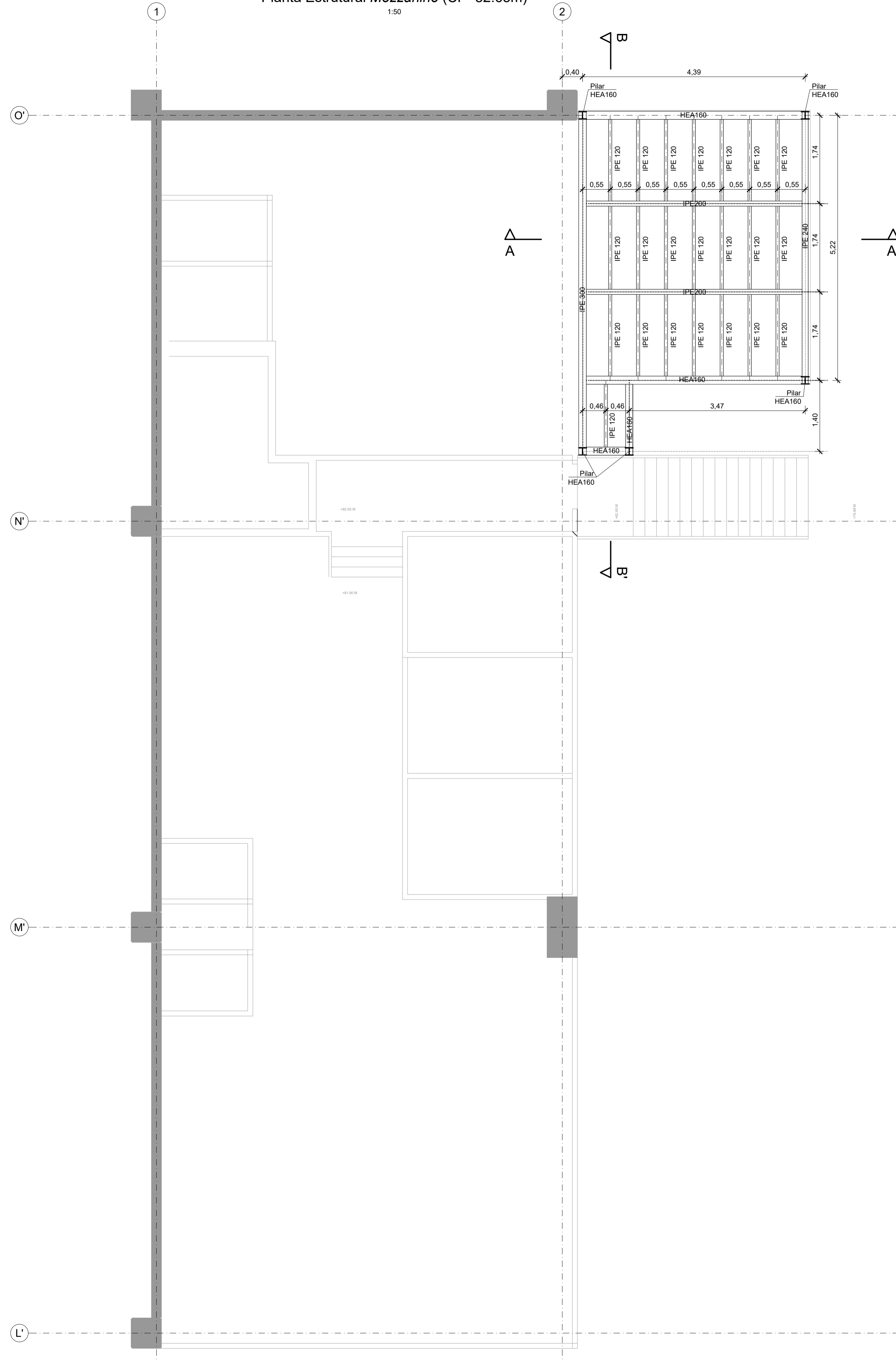
QUADRO DE MATERIAIS		
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)	
Requisitos de inspecção	Classe de Inspecção 2 (NP EN 13670:2011)	
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2 (EN 1090)	
AÇO		
Elemento	Classe	Norma
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj: 15/04/2024	MD / PS	Obra:	PROJETO DE EXECUÇÃO Requerente:	Proq. Estabilidade <b>CCAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA Rua do Castelo, 101 - 4420-105 Braga Tel: 25 347 80 32 Fax: 25 347 80 33 Email: info@ccad.pt Web: www.ccad.pt
Des: 15/04/2024	MD / PS			
Copista:				
Viso: 15/04/2024	Jose Lello			
Obra:				Desenho Nº 24027.00.D.PE.101.00
Escalas:	1:50	Título:	PLANTA ESTRUTURAL MEZZANINE (CP=79.88M) / CORTE B-B'	Substituído des. nº Substituído por

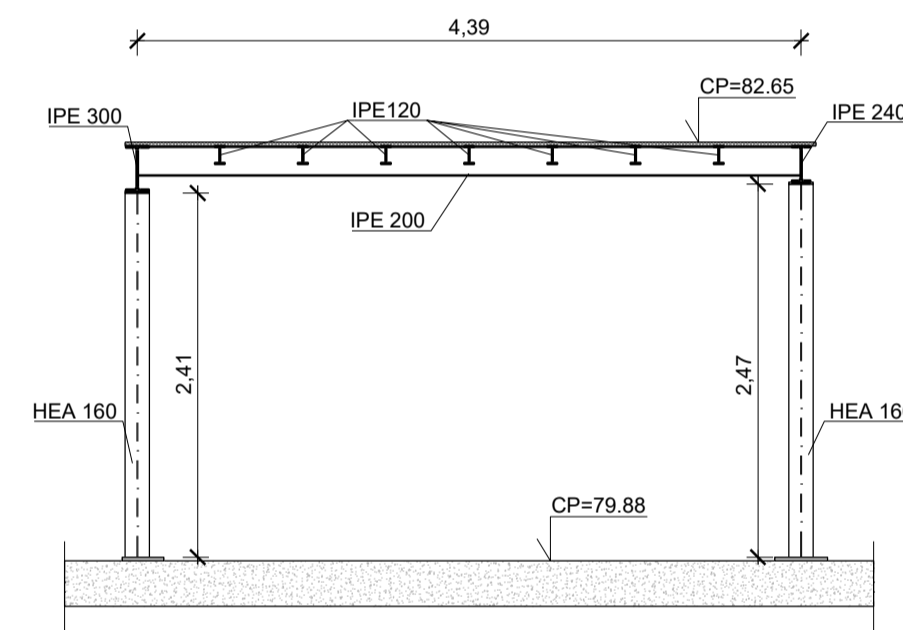
Planta Estrutural Mezzanine (CP=82.65m)

1:50



Corte A-A'

1:50



ESQUEMA DE PINTURA - ESTRUTURAS METÁLICAS				
INTERIOR - Corrosividade Atmosférica (C4) / Durabilidade alta (A) Protecção para Resistência ao Fogo (R60)				
Pilares HEA 160	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: 7B-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=720°C	Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60 µm)
Vigas HEA 160	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: 7B-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=720°C	Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60 µm)
Vigas IPE 300	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: 7B-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=582°C	Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60 µm)
Vigas IPE 240	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: 7B-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=614°C	Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60 µm)
Vigas IPE 200	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: 7B-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=559°C	Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60 µm)
Vigas IPE 120	Decapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primário epóxi poliarmida com fosfato de zinco tipo: CIN 7K-800 C-POX PRIMER ZP160 FD (60 µm);	Tinta intumescente tipo: 7B-421 Hensoltherm 421 Ks, TC=559°C	Acabamento tipo: 7P-258 C-THANE S258 (60 µm)

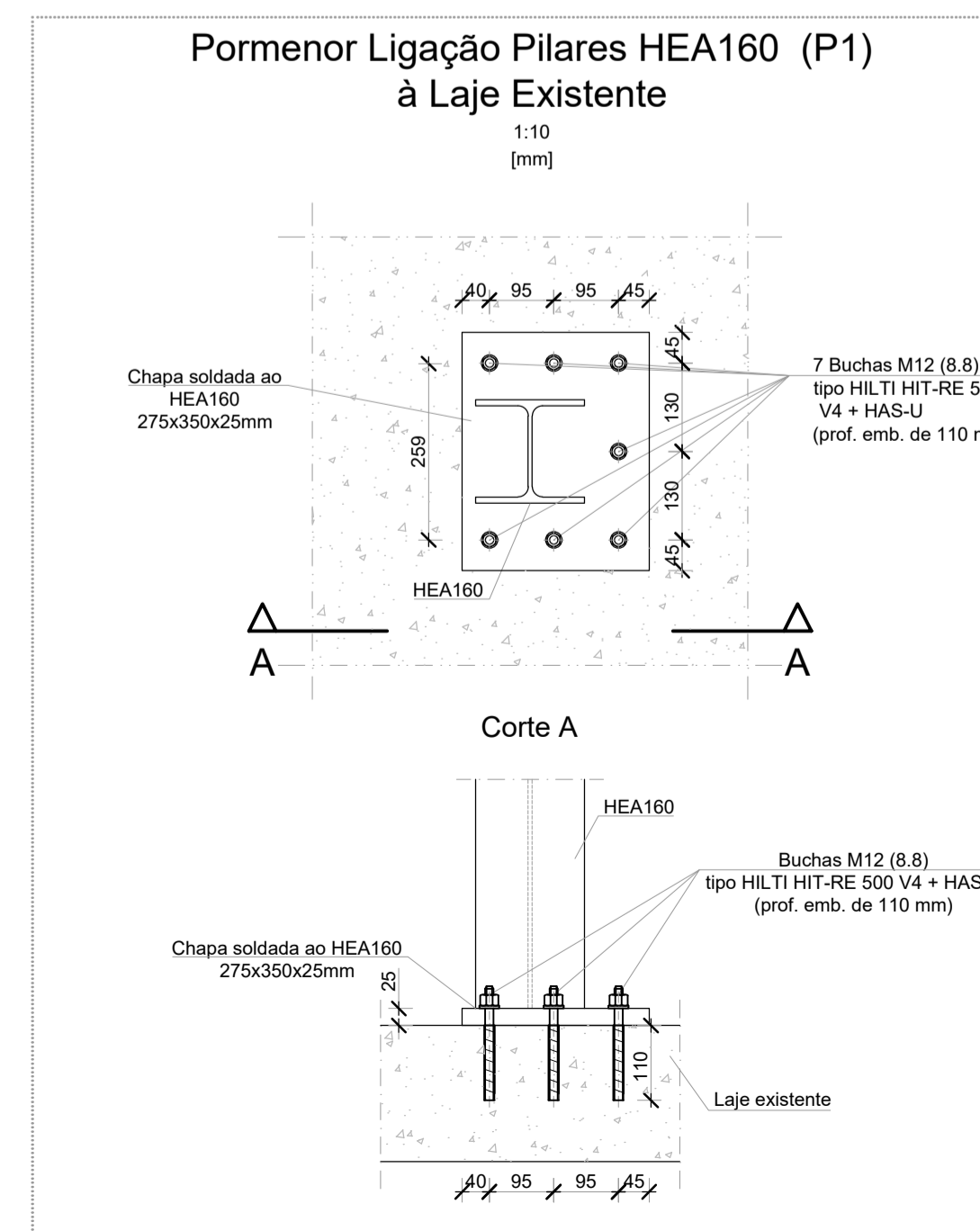
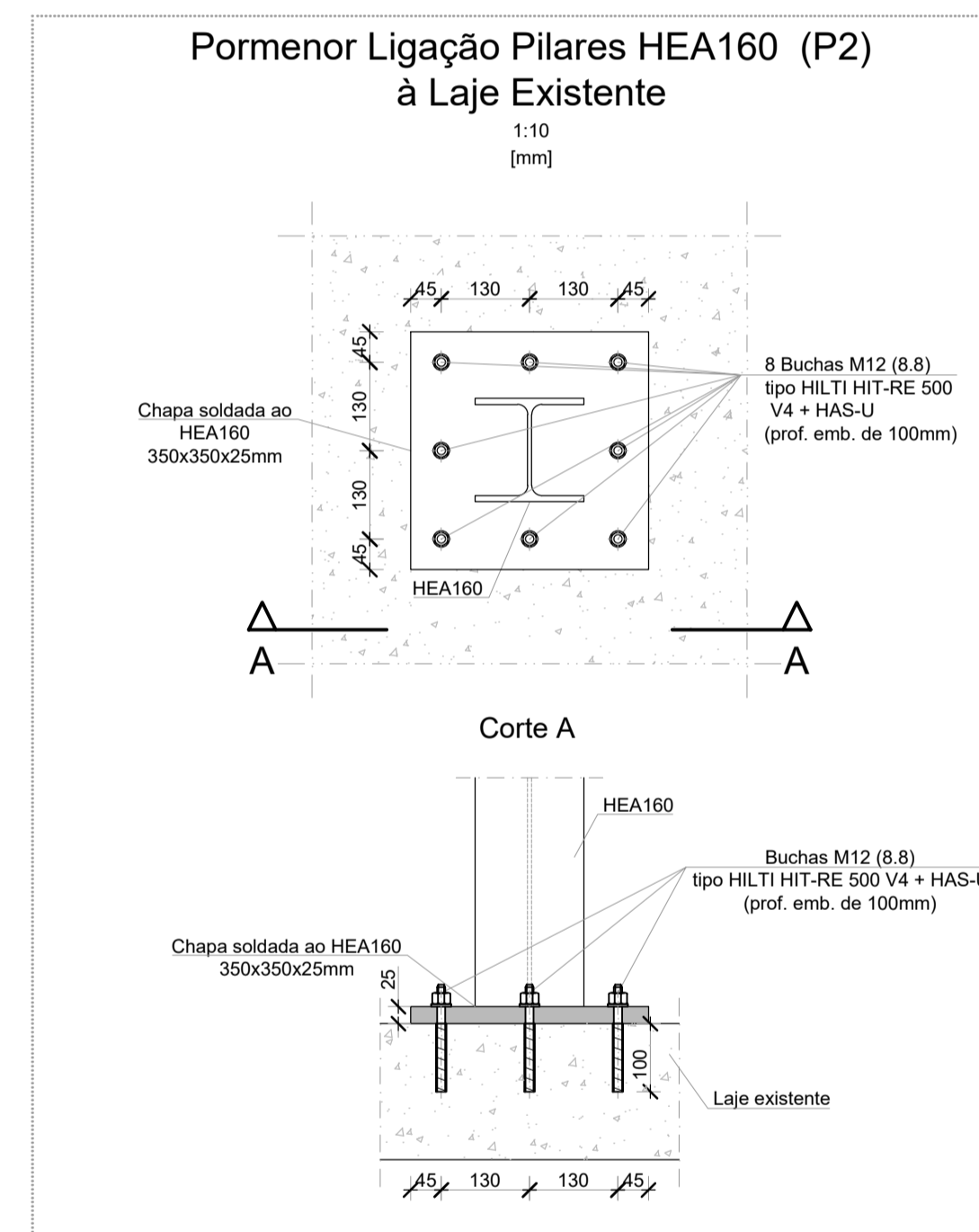
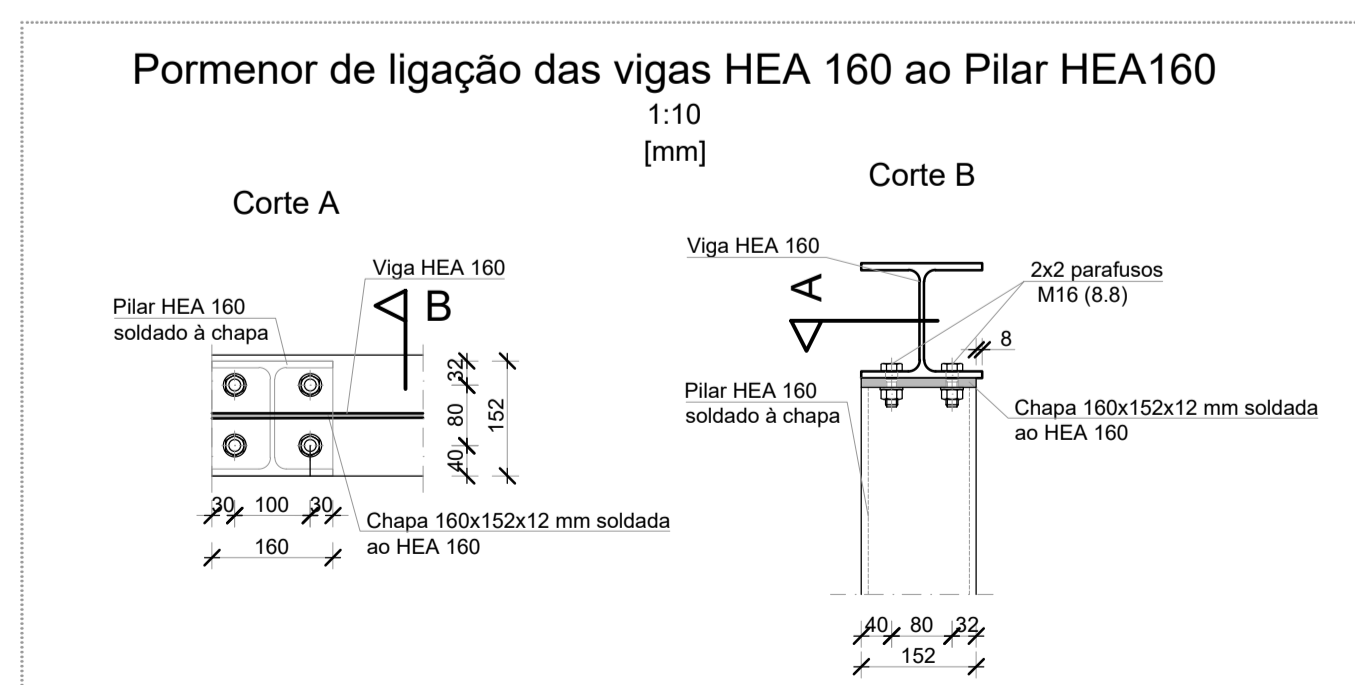
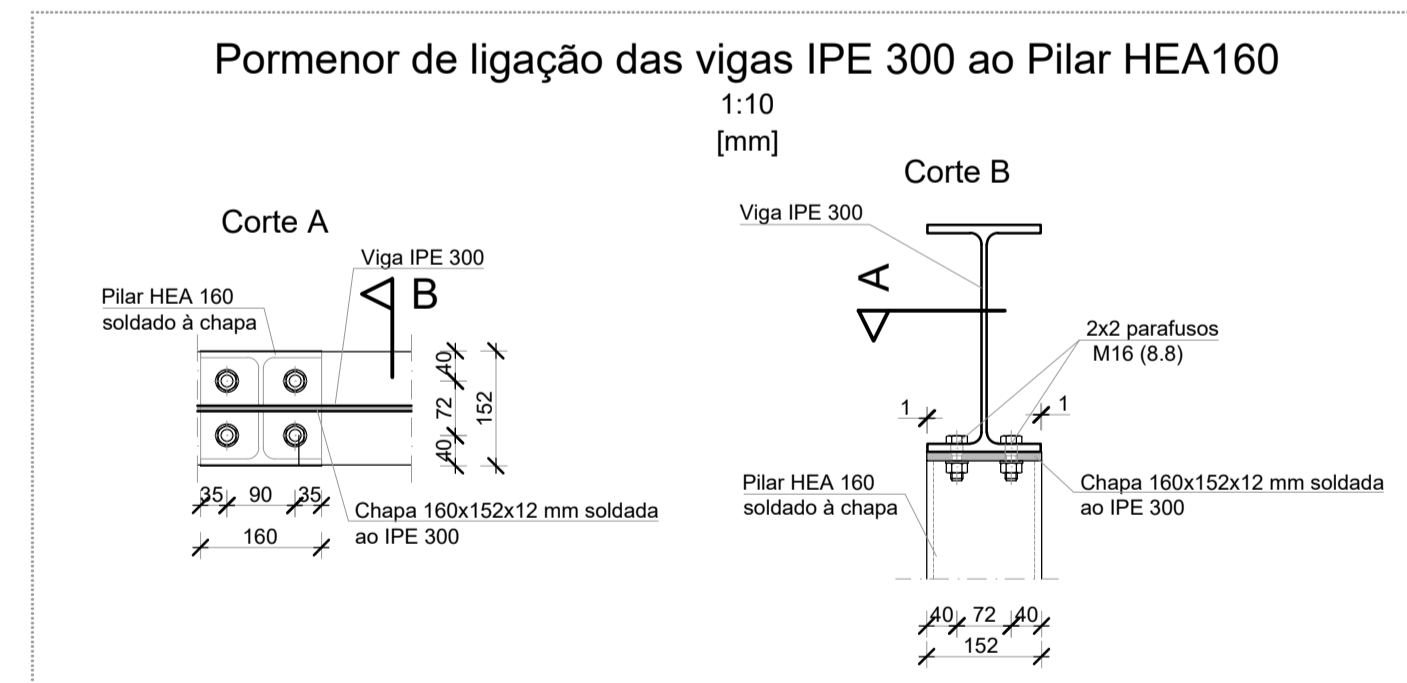
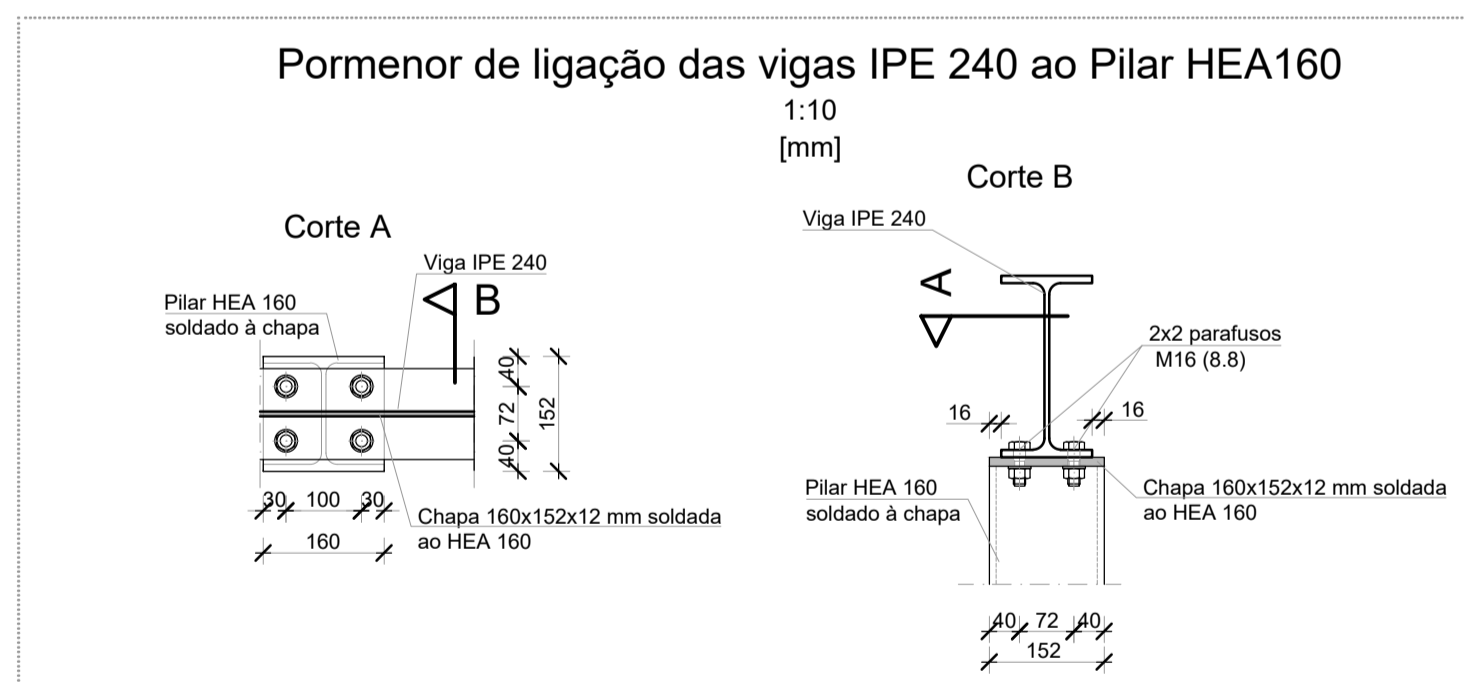
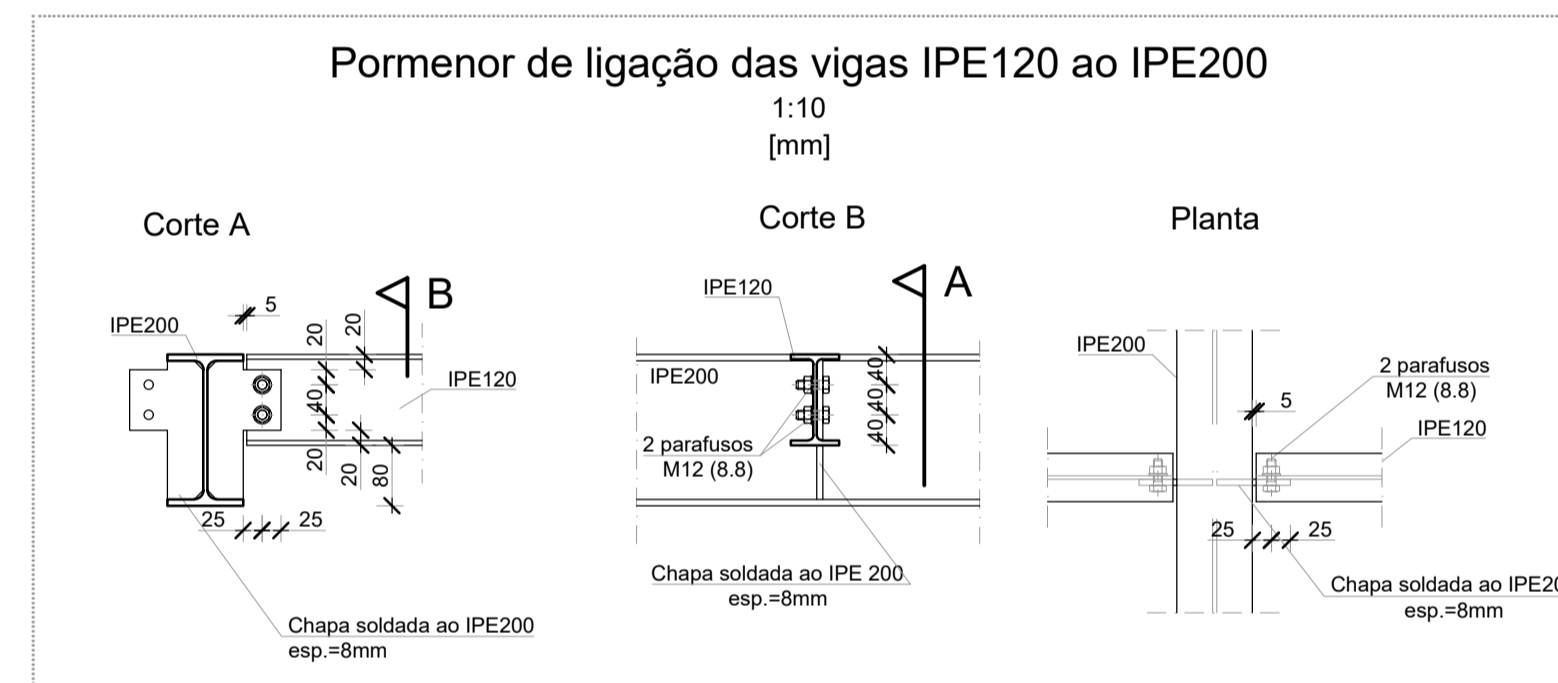
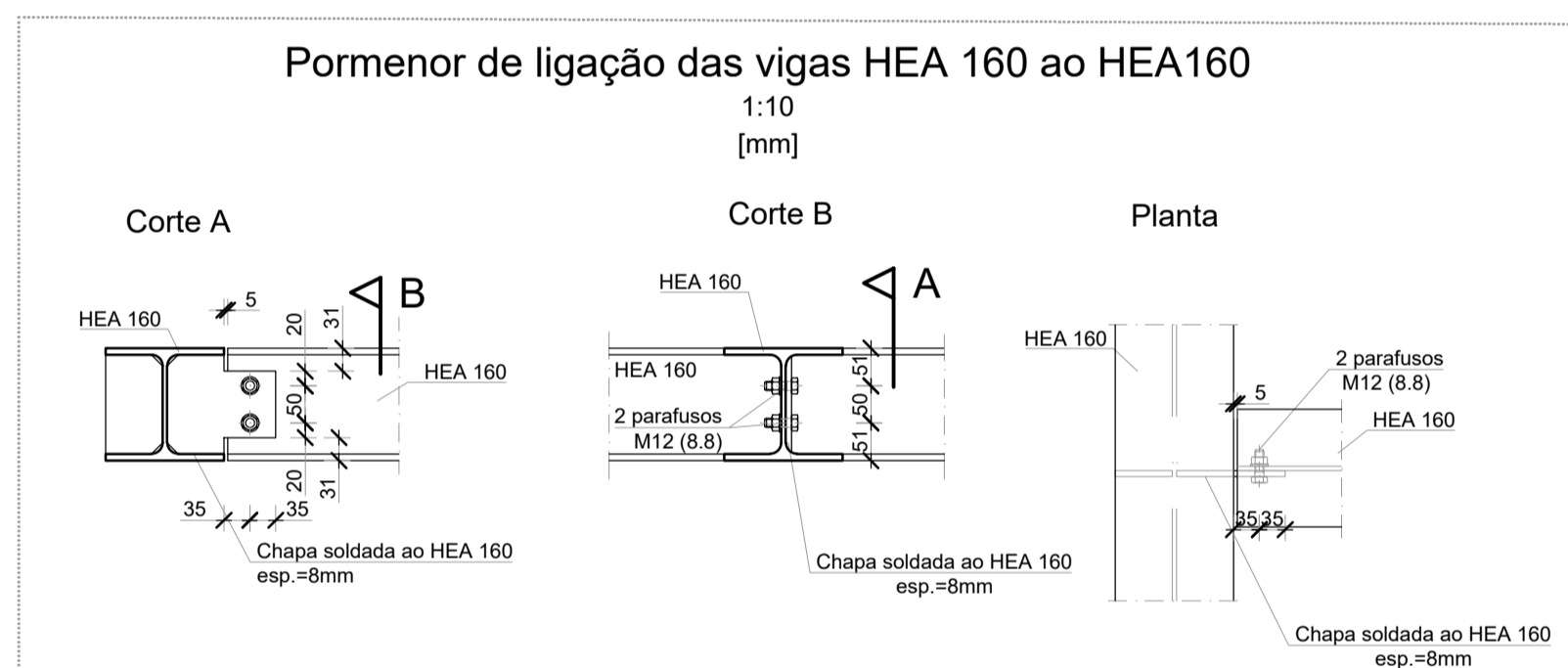
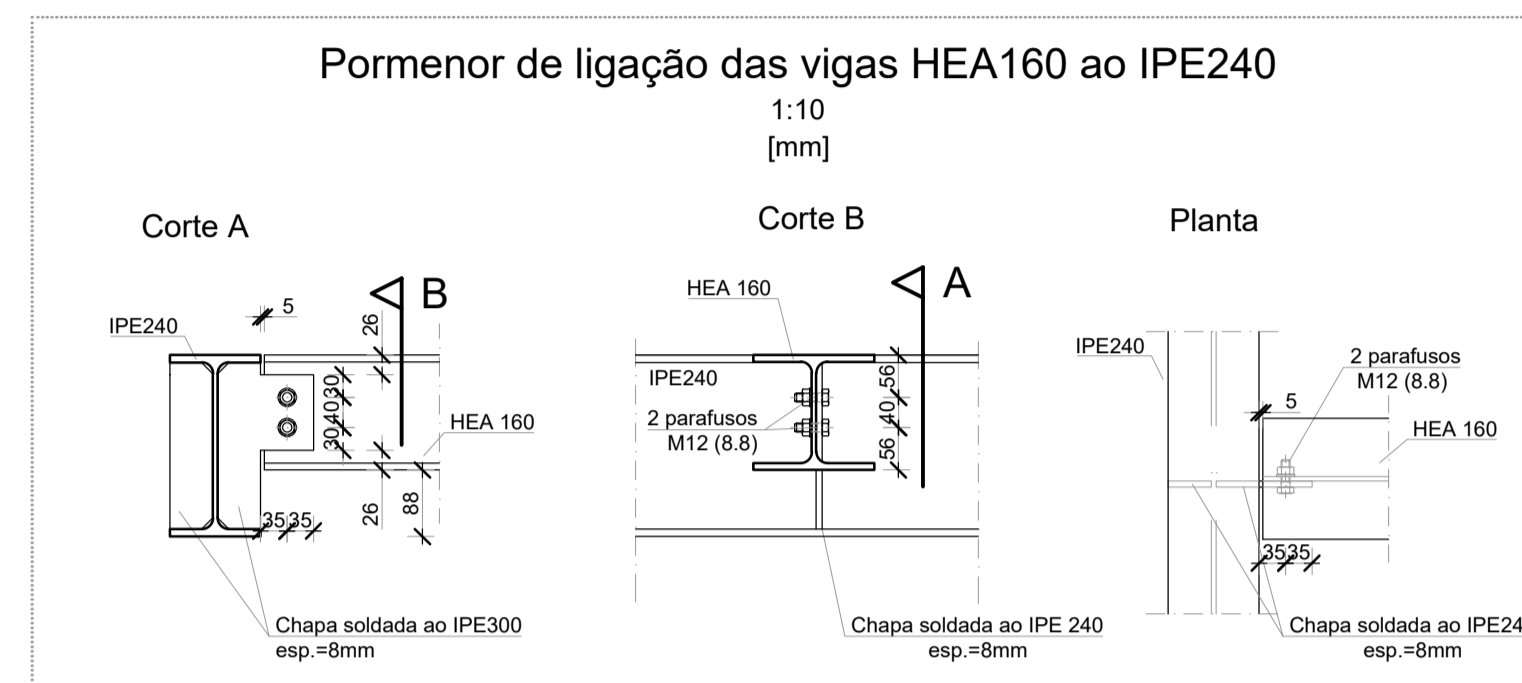
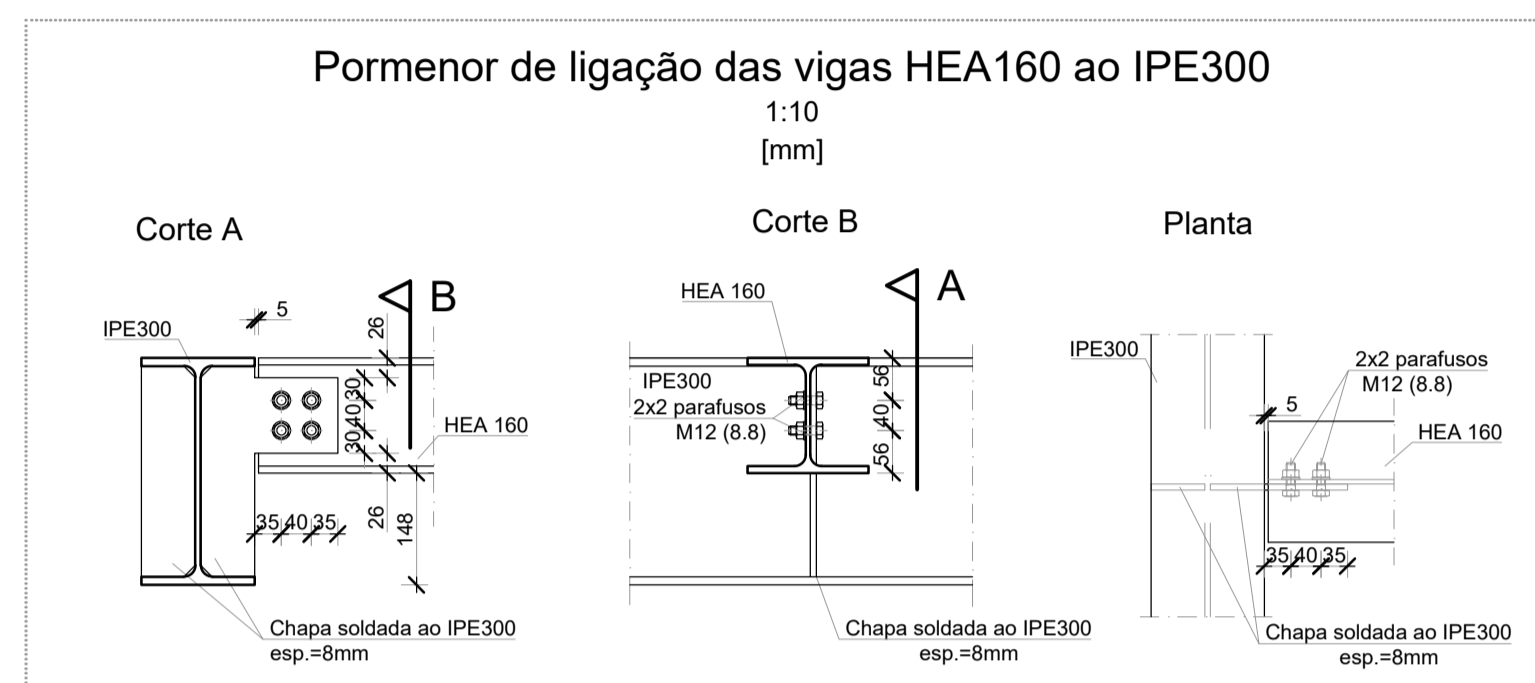
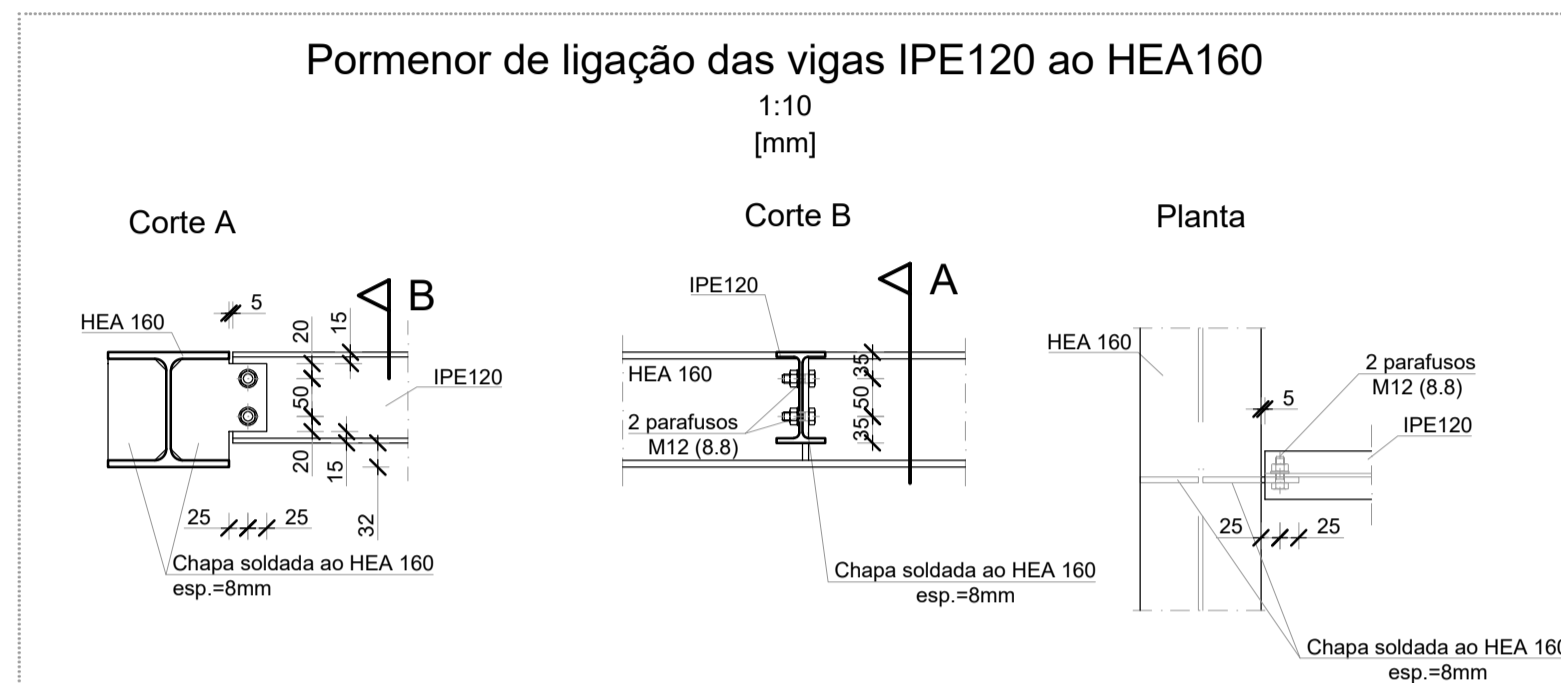
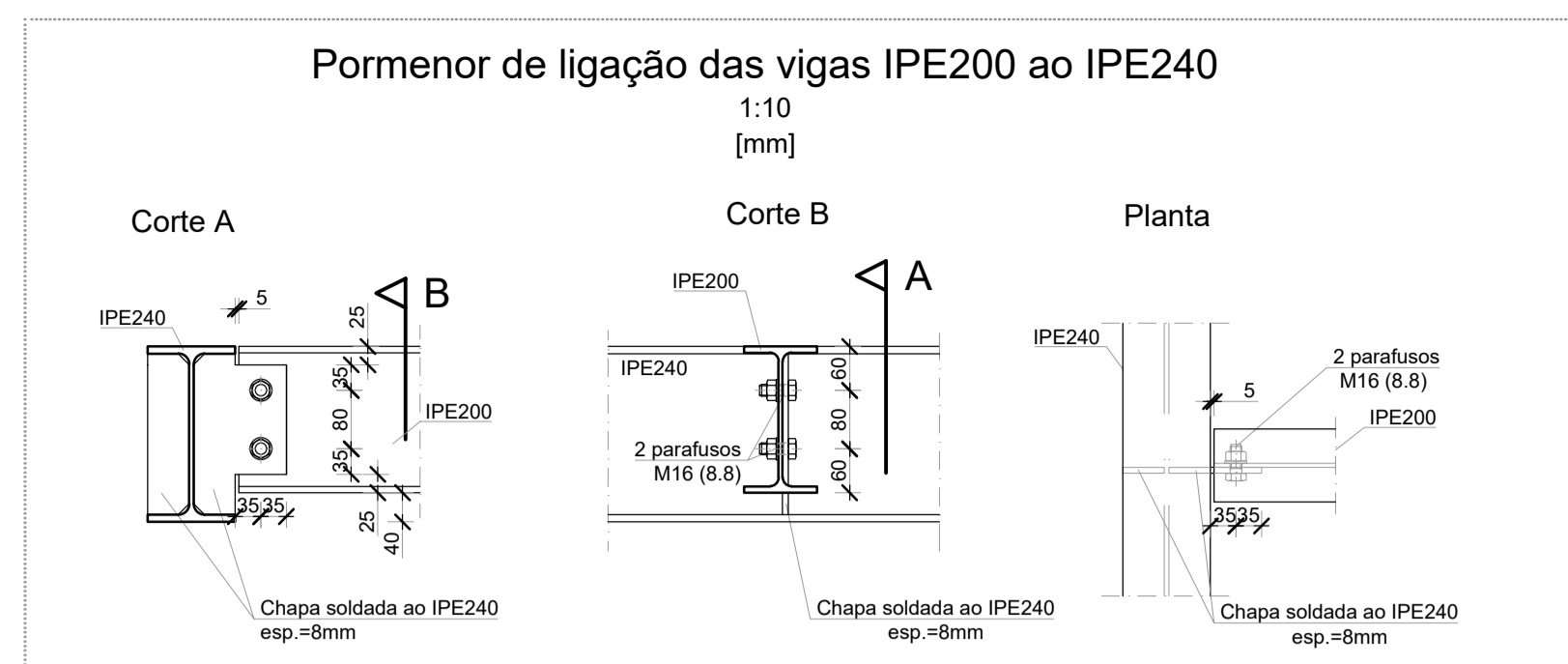
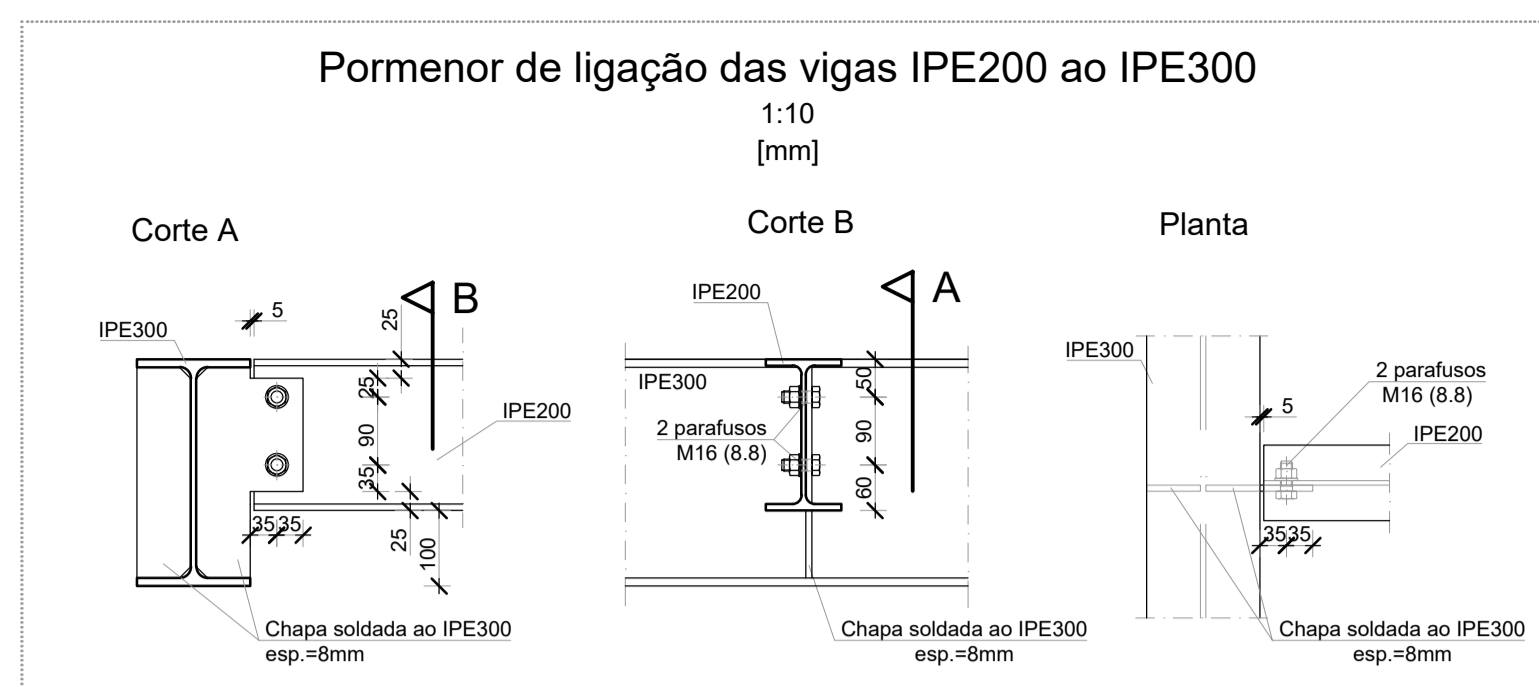
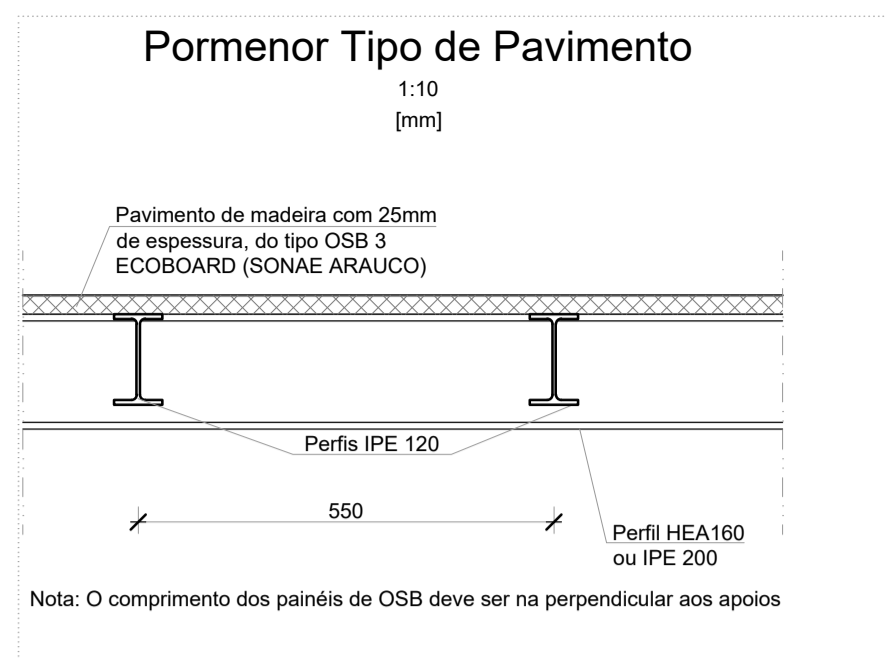
NOTAS:

- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.

QUADRO DE MATERIAIS		
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)	
Requisitos de inspecção	Classe de Inspecção 2 (NP EN 13670:2011)	
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2 (EN 1090)	
AÇO		
Elemento	Classe	Norma
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj: 15/04/2024	MD / PS	Obra:	PROJETO DE EXECUÇÃO 
Des: 15/04/2024	MD / PS	Requerente:	
Copista:	---		
Viso: 15/04/2024	Jose Lello		
Obs:			Desenho Nº: 24027.00.D.PE.102.00
Escalas:	1:50	Título:	PLANTA ESTRUTURAL MEZZANINE (CP=82.65M) / CORTE A-A'
		Substitui o des. nº	
		Substituído por	



### Soldaduras

Simbologia		Pormenor		Simbologia		Pormenor	
Oficina	Montagem			Oficina	Montagem		
Verificação das Soldaduras				Soldaduras em Geral			
Rx	Por Raios X						
U	Por Ultra Sons						

NOTA:  
Preparação, execução e controlo de qualidade das soldaduras segundo o Regulamento para Projecto de Estruturas de Aço (EUROCÓDIGO 3).  
Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.

NOTAS:  
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.  
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.  
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.  
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.

### QUADRO DE MATERIAIS

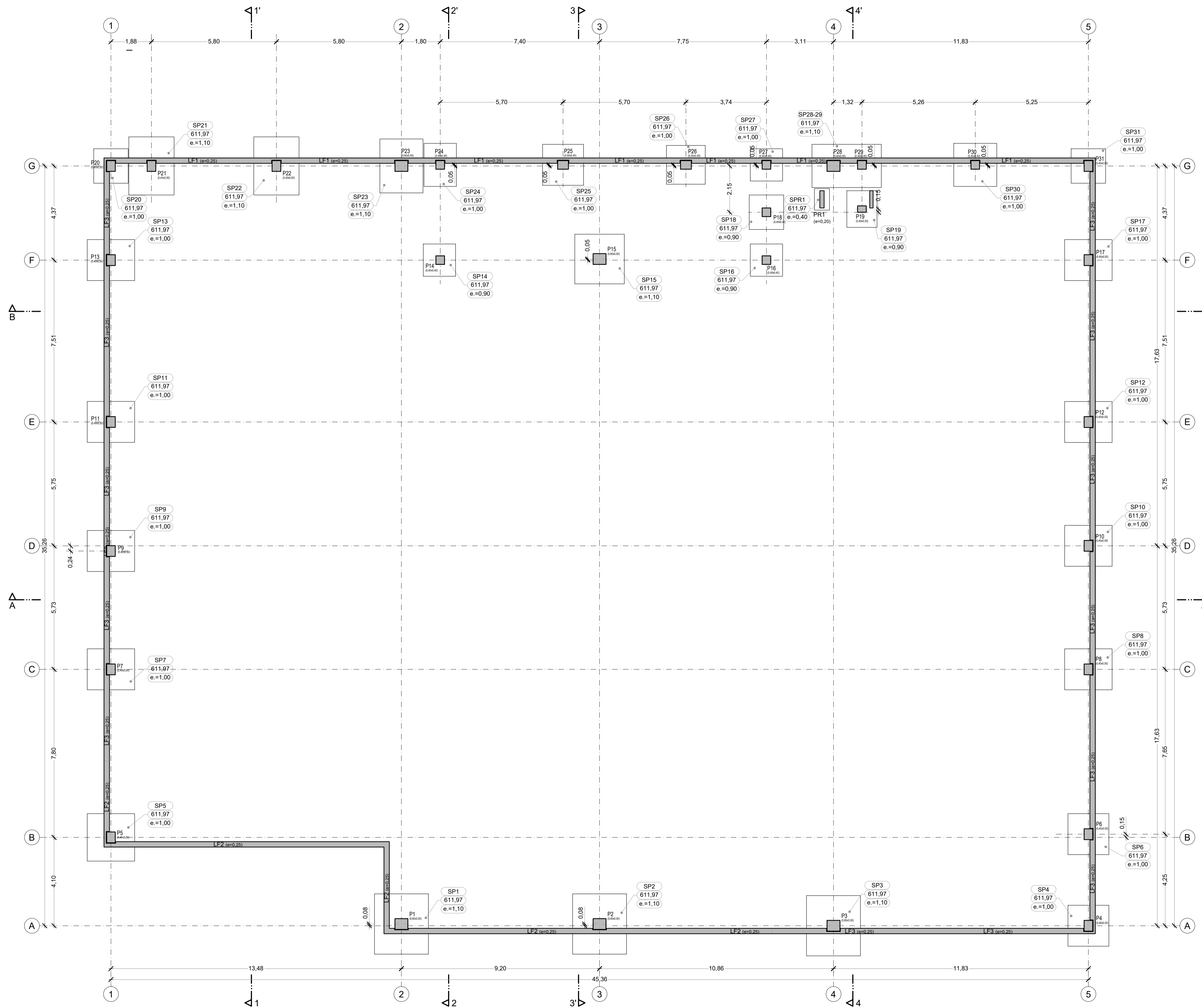
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)	
Requisitos de inspeção	Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011)	
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2 (EN 1090)	
AÇO		
Elemento	Classe	Norma
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão		Data
			Assinatura

Proj.	15/04/2024	MD / PS	Obra:	PROJETO DE EXECUÇÃO	 SERVICOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua do Castelo, 101 - 4050-109 Lisboa Tel: 21 347 80 32 Fax: 21 347 80 33 Email: info@cad.pt Web: www.cad.pt
Des.	15/04/2024	MD / PS			
Cópia					
Visto	15/04/2024	João Leão	Requerente:		
Obs.					Desenho Nº <b>24027.00.D.PE.501.00</b>
Escalas:	1:10		Título:	PORMENORES ESTRUTURA METÁLICA Pormenores de Ligação	
					Substitui o des. nº Substituído por

## **ANEXO III- PROJETO CONTINENTE BOM DIA**

Planta de Fundações  
1:100



**Legenda**

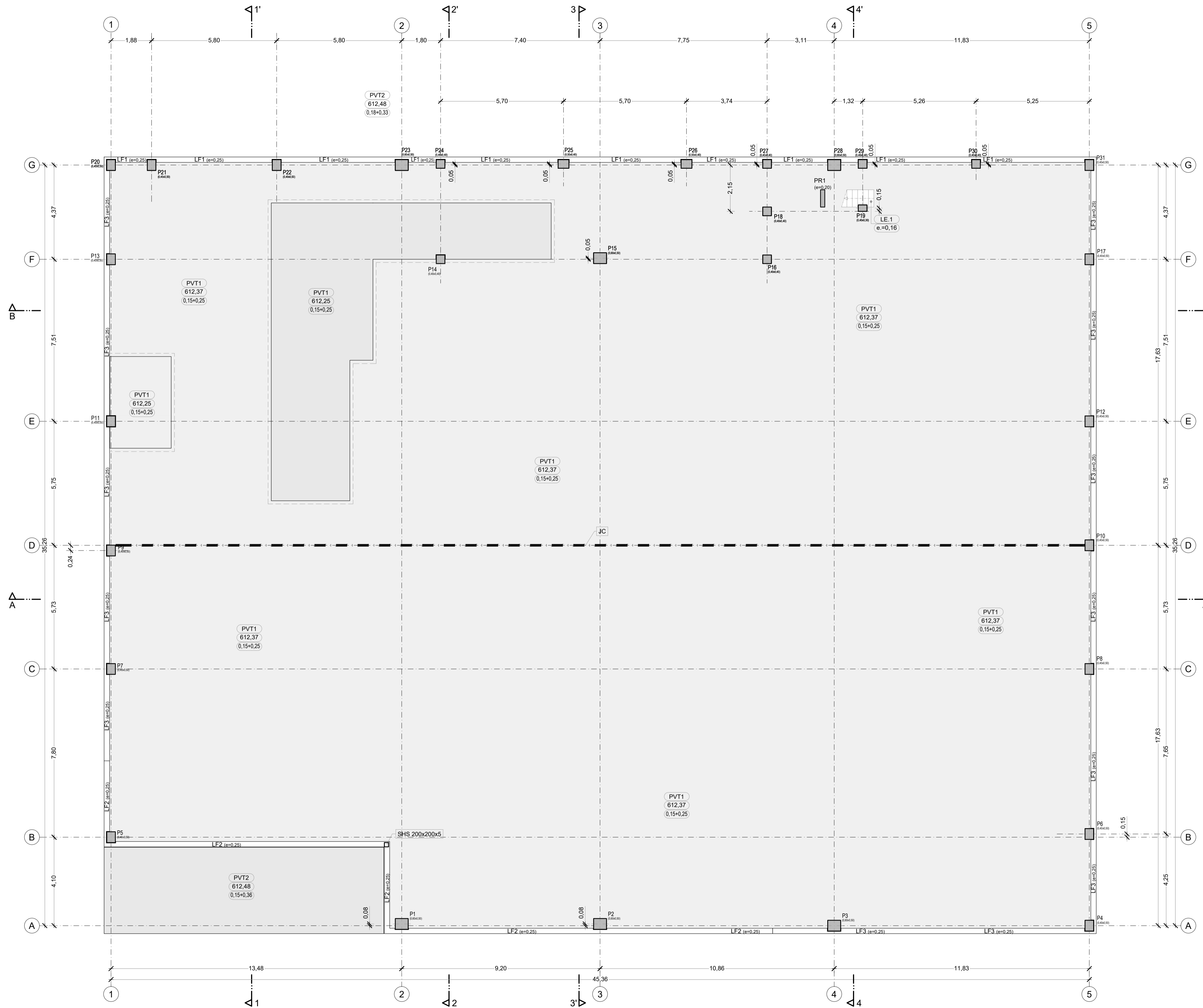
- Designação do elemento
- Cota Superior de Tosco
- Espessura

- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - No decorrer dos trabalhos de escavação a eventual necessidade de contenções provisórias deve ser acautelada pela entidade executante.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Nos elementos enterrados deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2						
BETÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021					
		Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cioretos	Dmáx [mm]	Consistência	
Pavimento Téreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	16	S4
Lintéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(F)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(F)	CL0,40	25	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(F)	CL0,40	20	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(F)	CL0,20	16	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(F)	CL0,20	16	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volumica D1,0 (1:1000 kg/m³)	
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080					
Armadura de pré-esforço	Y1860S7-15,7	EN 10138-3					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 J0	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

00	Emissão	07/06/2024	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura
Proj:	07/06/2024	PS / MD / AM	Oba: EDIFÍCIO DE COMÉRCIO E SERVIÇOS Rua Cidade de Lescar / EN329 - Sítio LICENCIAMENTO Requerente: SONAE MC Título: PLANTAS ESTRUTURAIS Fundações
Des:	07/06/2024	PS / MD / AM	
Copios:	-	-	
Visto:	07/06/2024	João Leão	
Obr:	-	-	Proj. Estabilidade <b>CAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua do Castelo, 107 - 4050-103 Beja Tel: 24 341 83 32 Fax: 24 341 83 31 Email: info@cad.pt www.cad.pt Desenho Nº: 24029.00.D.PL.101.00
Escala:	1:100	Título:	Substituído o des. nº Substituído por

Planta Pavimento Têrreo  
1:100



**Legenda**

- Designação do elemento
- Cota Superior de Tosco
- Espessura

ACÇÕES DE DIMENSIONAMENTO			
Piso 0			
Elemento	Revestimentos [N/m²]	Restantes Cargas Permanentes [N/m²]	Subcarga [N/m²]
PVT1	2,60 (Cimento) 5,00 (Zonas de Tráfego)	1,50	5,00 (Vendas) 7,50 (Armazém)
PVT2	-	1,50	10,00
PVT3	-	1,50	5,00

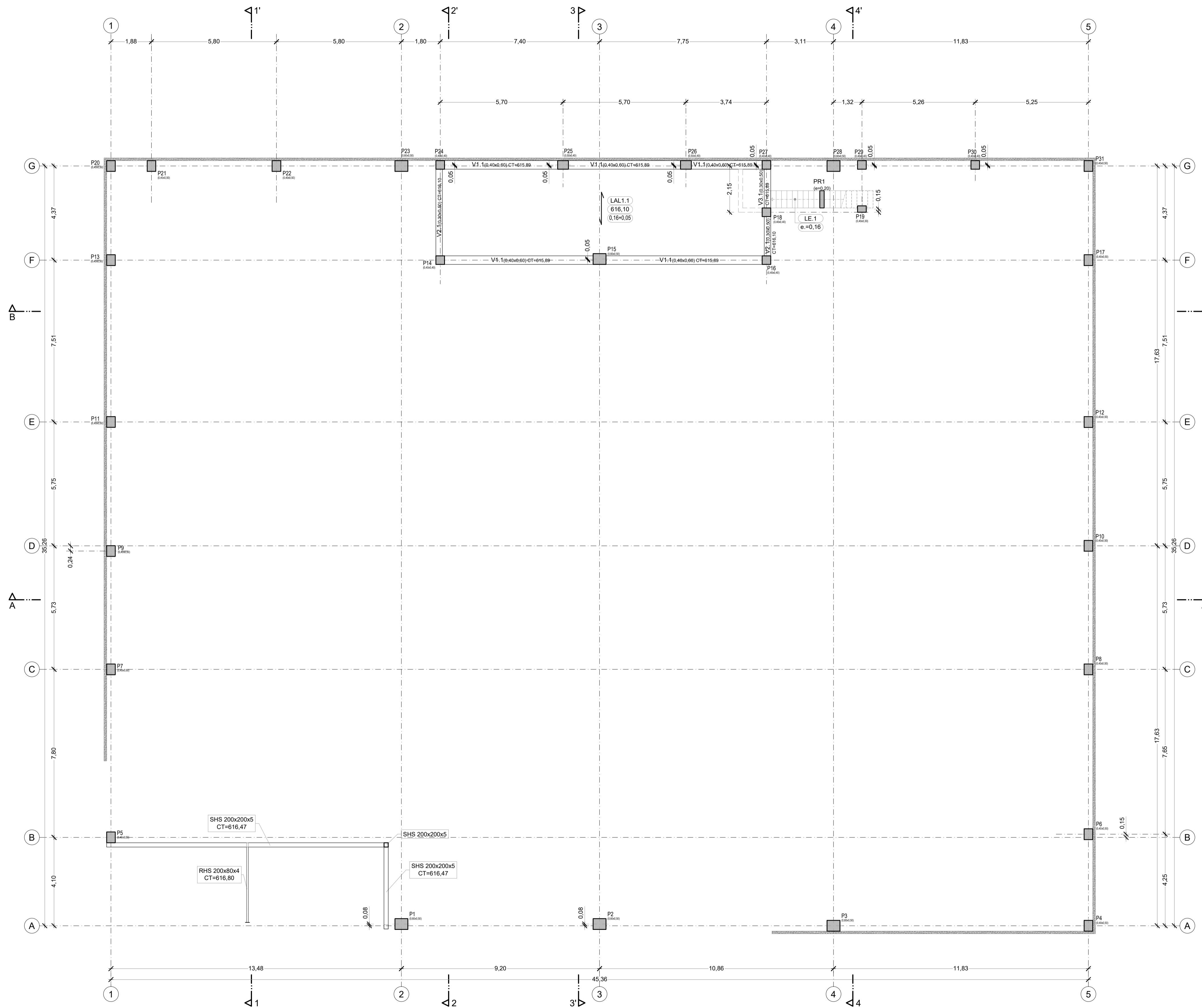
- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - No decorrer dos trabalhos de escavação a eventual necessidade de contenções provisórias deve ser acautelada pela entidade executante.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Nos elementos enterrados deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2						
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Têrreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	16	S4
Lintéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volumica D1,0 (≥1000 kg/m³)	
<b>Plano de amostragem:</b>							
Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³							
Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³							
Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Armadura de pré-esforço	Y1860S7-15,7	EN 10138-3					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frios)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

00	Emissão	07/06/2024	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura
Proj. 07/06/2024	PS / MD / AM	Obrs: EDIFÍCIO DE COMÉRCIO E SERVIÇOS	
Des. 07/06/2024	PS / MD / AM	Rua Cidade de Lescar / EN329 - Sítio LICENCIAMENTO	
Copios	-	Proj. Estabilidade	
Viso 07/06/2024	João Leão		
Obrs.	Requerente	SONAE MC	
Escalas:	Título:	24029.00.D.PL.102.00	
1:100	PLANTAS ESTRUTURAIS	Substituído por	
	Pavimento Têrreo	Substituído por	

Planta Estrutural Piso Técnico

1:100



**Legenda**

- Designação do elemento
- Cota Superior de Tosco
- Espessura

ACÇÕES DE DIMENSIONAMENTO						
Piso 1						
Elemento	Revestimentos [kN/m²]	Restantes Cargas Permanentes [kN/m²]	Fotovoltaicos [kN/m²]	Máquinas [kN/m²]	Sobrecarga [kN/m²]	Neve [kN/m²]
LAL1.1	2,00	1,00	-	2,50	5,00	0,363 (Fun) 0,907 (Ad)

Laje alveolar LAL 1.1 do tipo P4-16-21 da "Pavonati"

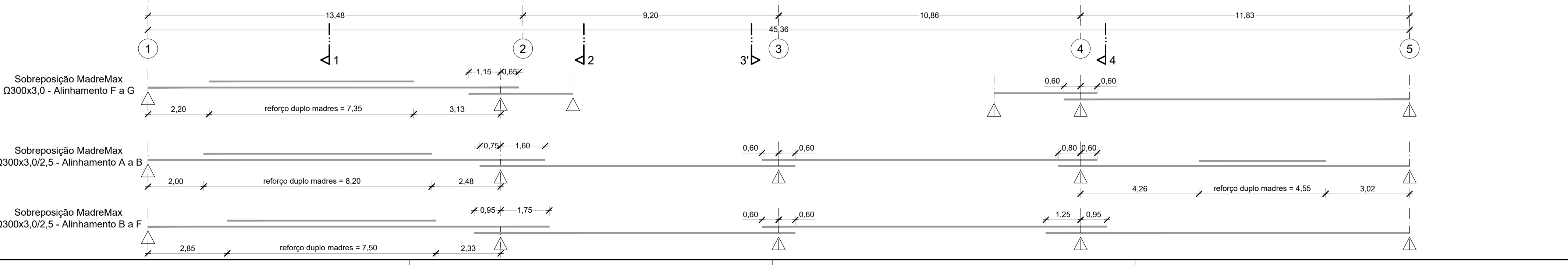
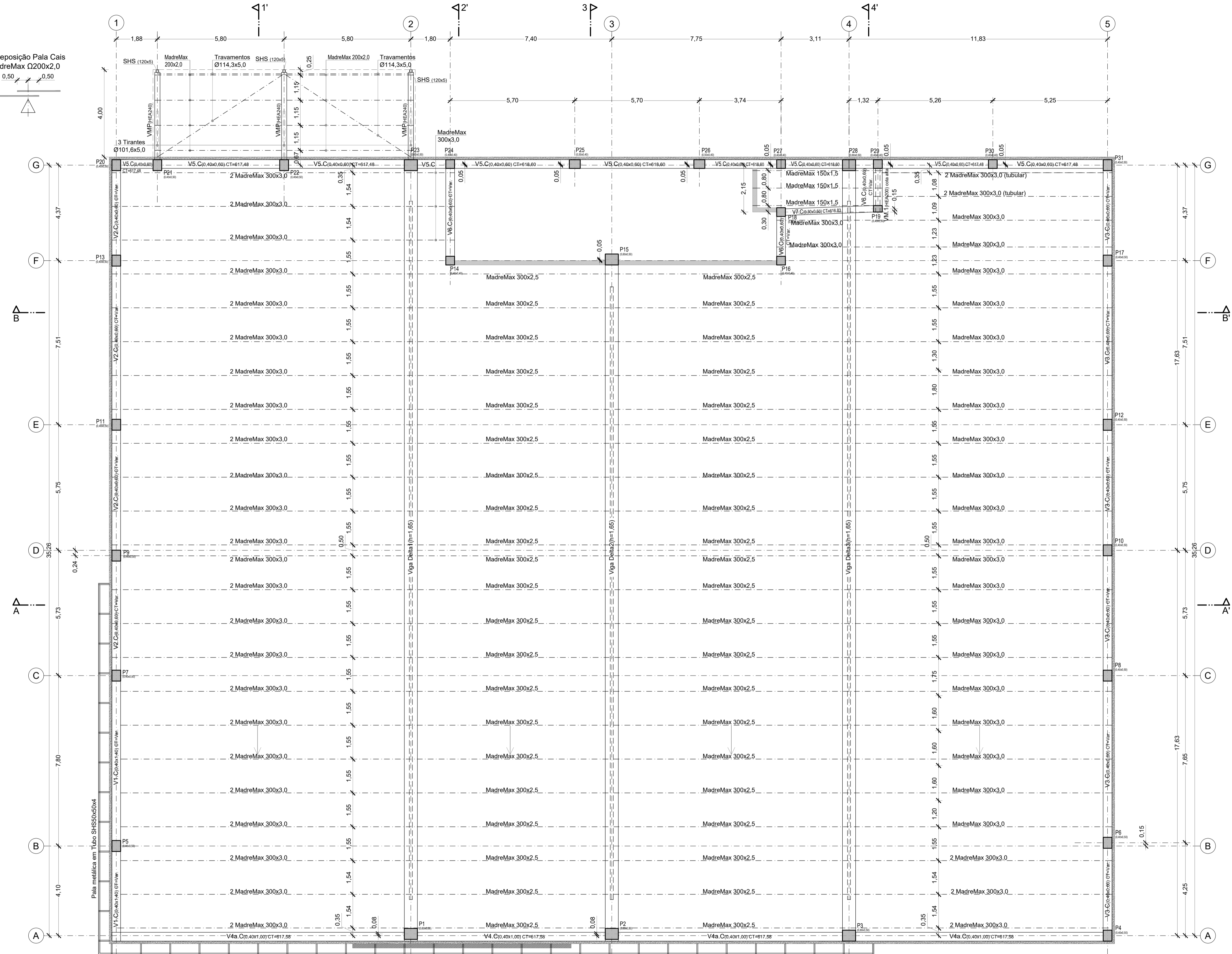
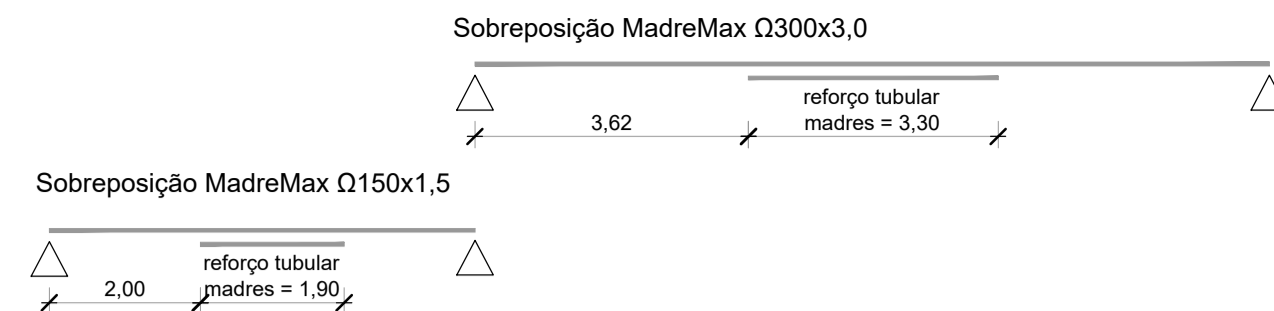
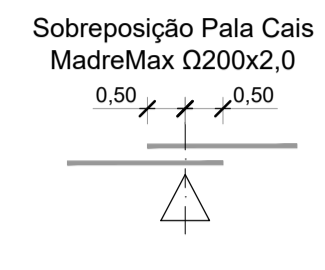
- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - No decorrer dos trabalhos de escavação a eventual necessidade de contenções provisórias deve ser acautelada pela entidade executante.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Nos elementos enterrados deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata 1:2022 e DL n.º 90/2021)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2						
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Téreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	16	S4
Lintéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(F)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(F)	CL0,40	25	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(F)	CL0,40	20	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(F)	CL0,20	16	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(F)	CL0,20	16	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0		Classe de massa volumica D1,0 (≥1000 kg/m³)
<b>Plano de amostragem:</b> Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Armadura de pré-esforço	Y1860S7-15,7	EN 10138-3					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

00	Emissão	07/06/2024	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura
Proj. 07/06/2024	PS / MD / AM	Obrs: EDIFÍCIO DE COMÉRCIO E SERVIÇOS Rua Cidade de Lescar / EN329 - Sítio LICENCIAMENTO	
Des. 07/06/2024	PS / MD / AM	Proj. Estabilidade	
Copios		CAD	
Visto 07/06/2024	João Leão	SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua do Canal, 107 - 4050-103 Beja Tel: 24 341 83 32 Fax: 24 341 83 31 Email: engenharia@cad-beja.com	
Obrs.	Requerente	SONAE MC	
Escalas:	Título:	24029.00.D.PL.103.00	
1:100	PLANTAS ESTRUTURAIS Piso Técnico	Substituído o des. nº Substituído por	

Planta Estrutural Cobertura

1:100



**Legenda**

- Designação do elemento
- Cota Superior de Tosco
- Espessura

**ACÇÕES DE DIMENSIONAMENTO**

Elemento	Cobertura Loja CNT				
	Revestimentos	Restantes Cargas Permanentes	Fotovoltaicos	Sobrecarga	Neve
Geral	0,25	0,15	0,20	0,40	0,60 (Fun) 1,50 (Ad)
Pala	0,20	0,10	-	0,40	0,60 (Fun) 1,50 (Ad)

**ESQUEMA CONSTITUIÇÃO DE COBERTURAS METÁLICAS**

Cobertura Loja CNT	
Suporte	- Chapa metálica tipo P6-247-45, S330GD com esp. 0,70mm da "OFELIZ" ou equivalente.
Revestimento	- Camada de isolamento térmico com 100mm esp. de acordo com o projecto da especialidade - Membrana de impermeabilização TPO/FPO com 1,5mm espessura tipo Skaplan TM15.
Cobertura Pala Cais Descarga	
Suporte / Revestimento	- Chapa metálica tipo P6-247-45, S330GD com esp. 0,70mm da "OFELIZ" ou equivalente.

**ESQUEMA DE PINTURA - ESTRUTURAS METÁLICAS**

Zona	Proteção Anticorrosiva		
	EXTERIOR - Corrosividade Atmosférica (C4) / Durabilidade alta (A)		
Perfis Pala Frontal SHS 50x50x4 Vigas VMP (PEA200) Vigas VM (PEA200) Tubo Travamento Ø114,3x5,0 Tubo Pala Cais (Betas) Ø101,6x5 Tubo Pala Cais (EX.) SHS120x5	Descapagem com jacto abrasivo ao grau Sa2.5	Primerio epóxi poliéster Baseado em zinco tipo: CIN C-POX PRIMERZ 2P200 PD (180µm)	Acabamento em Esmalte de poliéster acrílico tipo: C-THANE S350 (60µm)

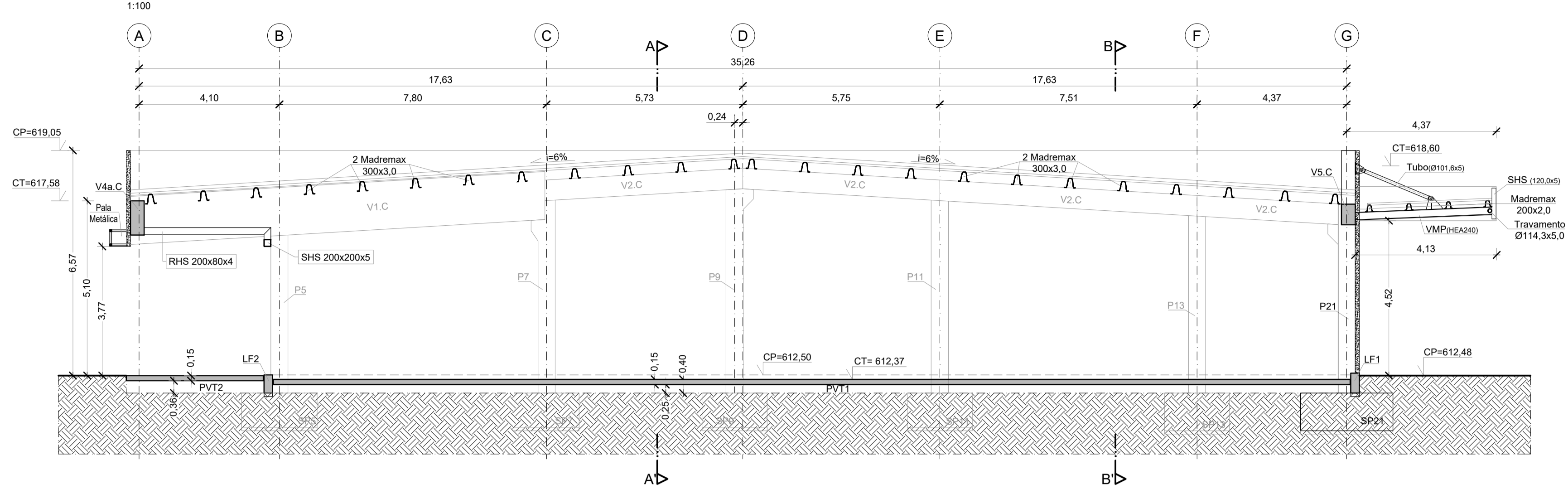
- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - No decorrer dos trabalhos de escavação a eventual necessidade de contenções provisórias deve ser acautelada pela entidade executante.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Nos elementos enterrados deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo.
  - As betongens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

**QUADRO DE MATERIAIS**

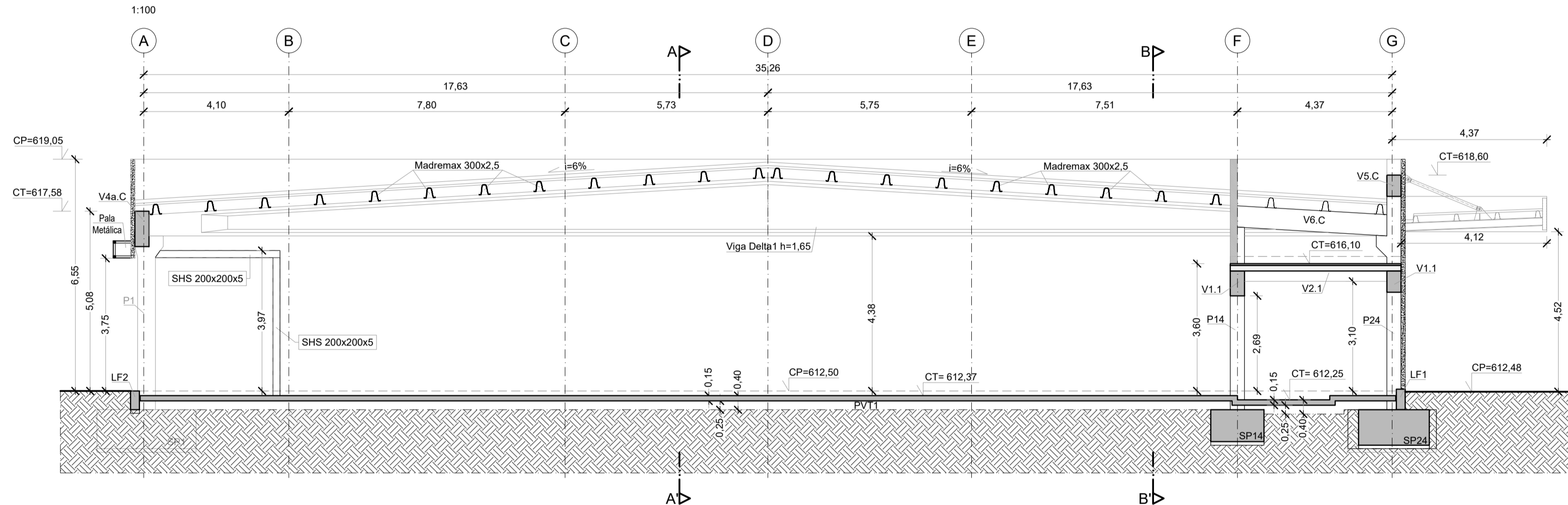
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2						
BETÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021					
		Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cioretos	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência	
Pavimento Téreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	16	S4
Lintéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe de massa volúmica D1,0 (≥1000 kg/m³)
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Armadura de pré-esforço	Y1860S7-15,7	EN 10138-3					
Apo estrutural (perfis laminares)	S275 JSR	EN 10025					
Apo estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Apo estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de recepção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

00	Emissão	07/06/2024	PS
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura
Proj. 07/06/2024	PS / MD / AM	Obrs: EDIFÍCIO DE COMÉRCIO E SERVIÇOS Rua Cidade de Lescar / EN329 - Sátão LICENCIAMENTO Requerente: SONAE MC Desenho Nº: 24029.00.DL.104.00	
Des. 07/06/2024	PS / MD / AM		
Cópia 07/06/2024	João Leão		
Viso 07/06/2024	João Leão		
Escalas:	1:100	Título:	PLANTAS ESTRUTURAIS Cobertura
Substituído por		Substituído por	

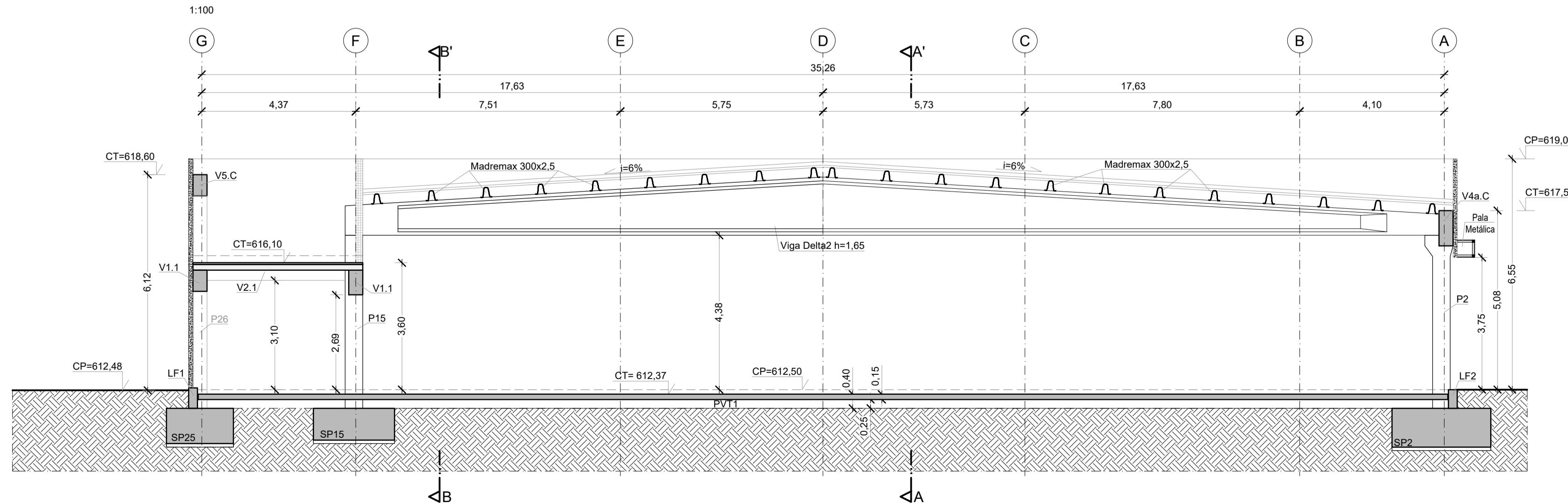
Corte Estrutural 1-1'



Corte Estrutural 2-2'



Corte Estrutural 3-3'

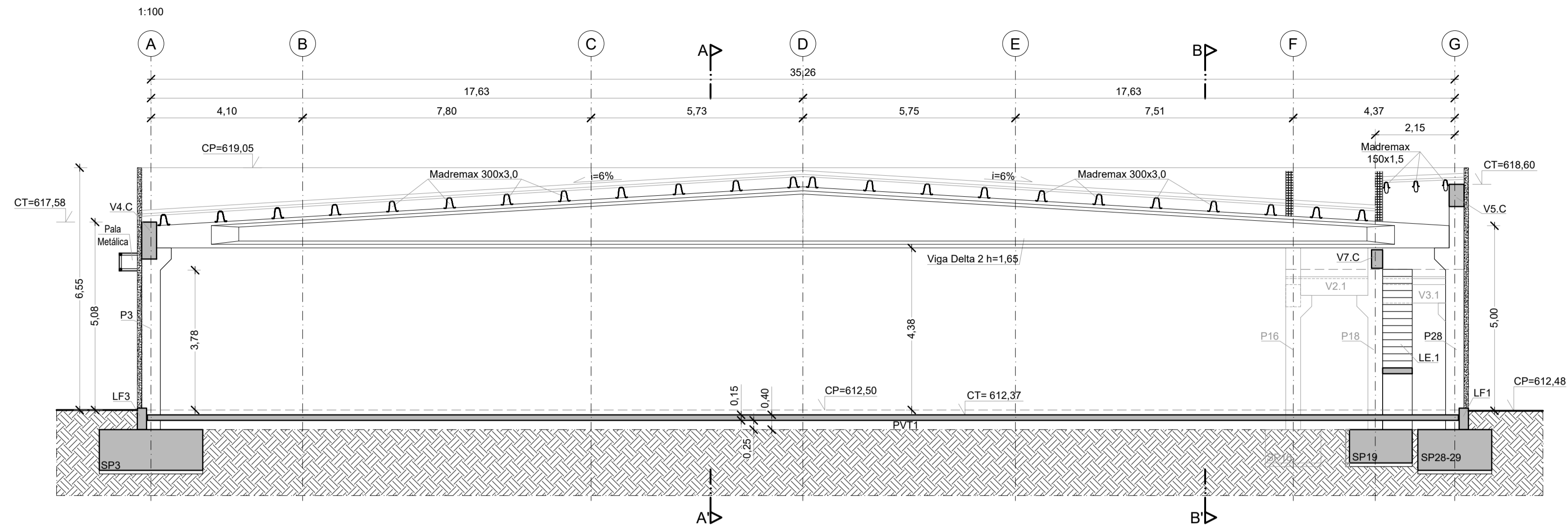


- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - No decorrer dos trabalhos de escavação a eventual necessidade de contenções provisórias deve ser acautelada pela entidade executante.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Nos elementos enterrados deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

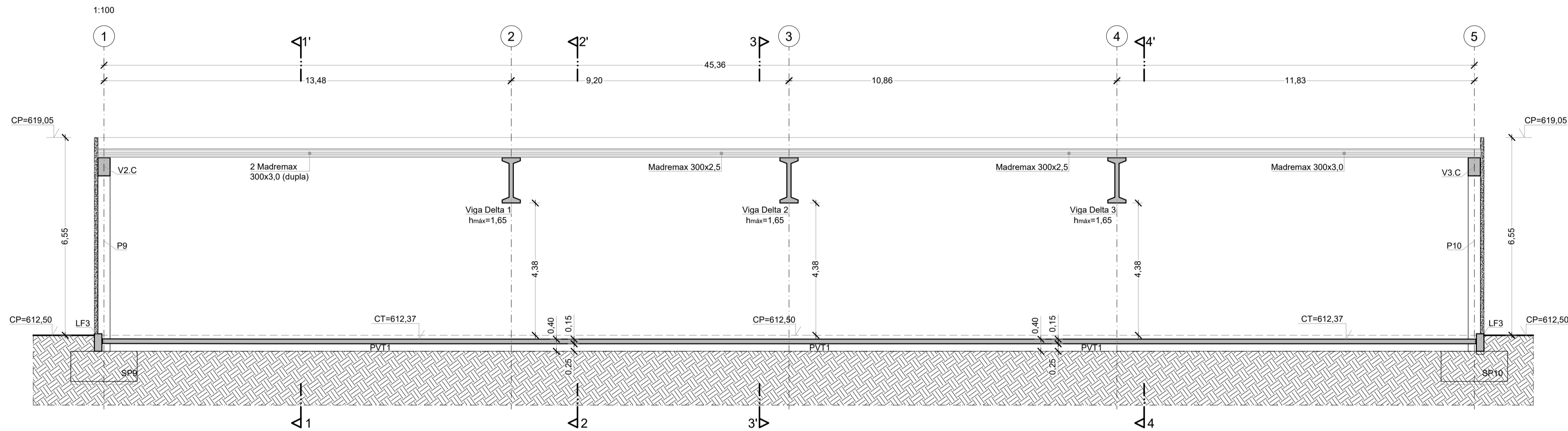
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2						
BETÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021					
		Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência	
Pavimento Téreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	16	S4
Lintéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volumica D1,0 (1:1000 kg/m³)	
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Armadura de pré-esforço	Y1860S7-15,7	EN 10138-3					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

00	Emissão	07/06/2024	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura
Proj:	07/06/2024	PS / MD / AM	Obra: EDIFÍCIO DE COMÉRCIO E SERVIÇOS Rua Cidade de Lescar / EN329 - Sítio LICENCIAMENTO Requerente: SONAE MC Escalas: 1:100 Título: CORTES ESTRUTURAIS 1-1', 2-2' e 3-3'
Des:	07/06/2024	PS / MD / AM	
Copios:	07/06/2024	João Leão	
Visto:	07/06/2024	João Leão	
Obra:	07/06/2024	João Leão	Proj. Estabilidade <b>CCAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua de Évora, 107 - 4050-109 Beja Tel: 21 347 83 32 Fax: 21 347 83 31 Email: geral@ccad.pt, info@ccad.pt Desenho Nº: 24029.00.D.PL.201.00 Substituído o des. nº: Substituído por:

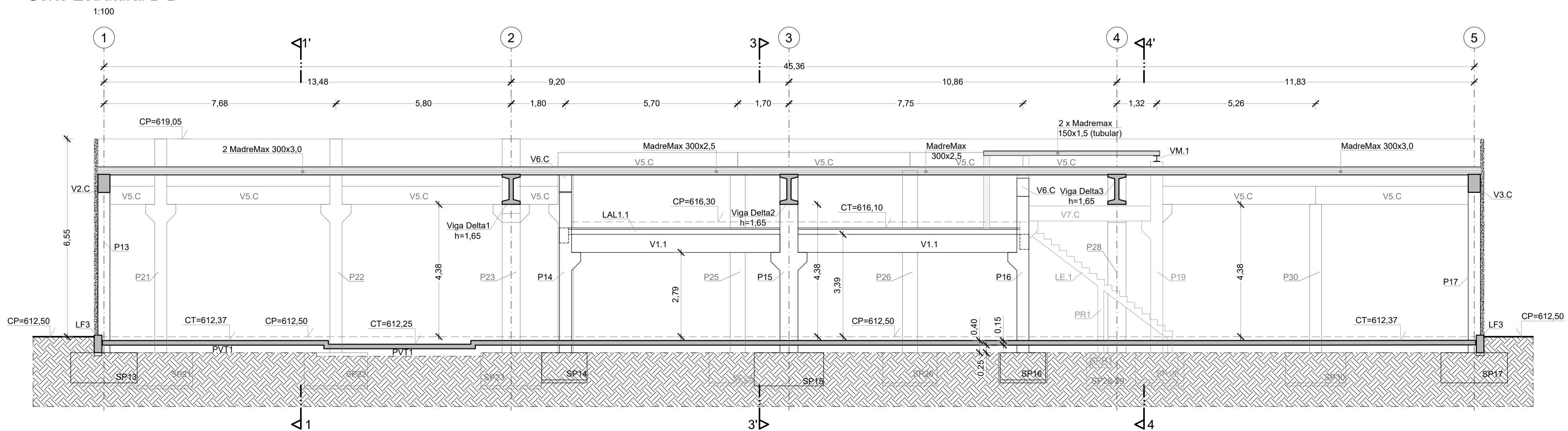
Corte Estrutural 4-4'



Corte Estrutural A-A'



Corte Estrutural B-B'



- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - No decorrer dos trabalhos de escavação a eventual necessidade de contenções provisórias deve ser acautelada pela entidade executante.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Nos elementos enterrados deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo.
  - As betonegens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

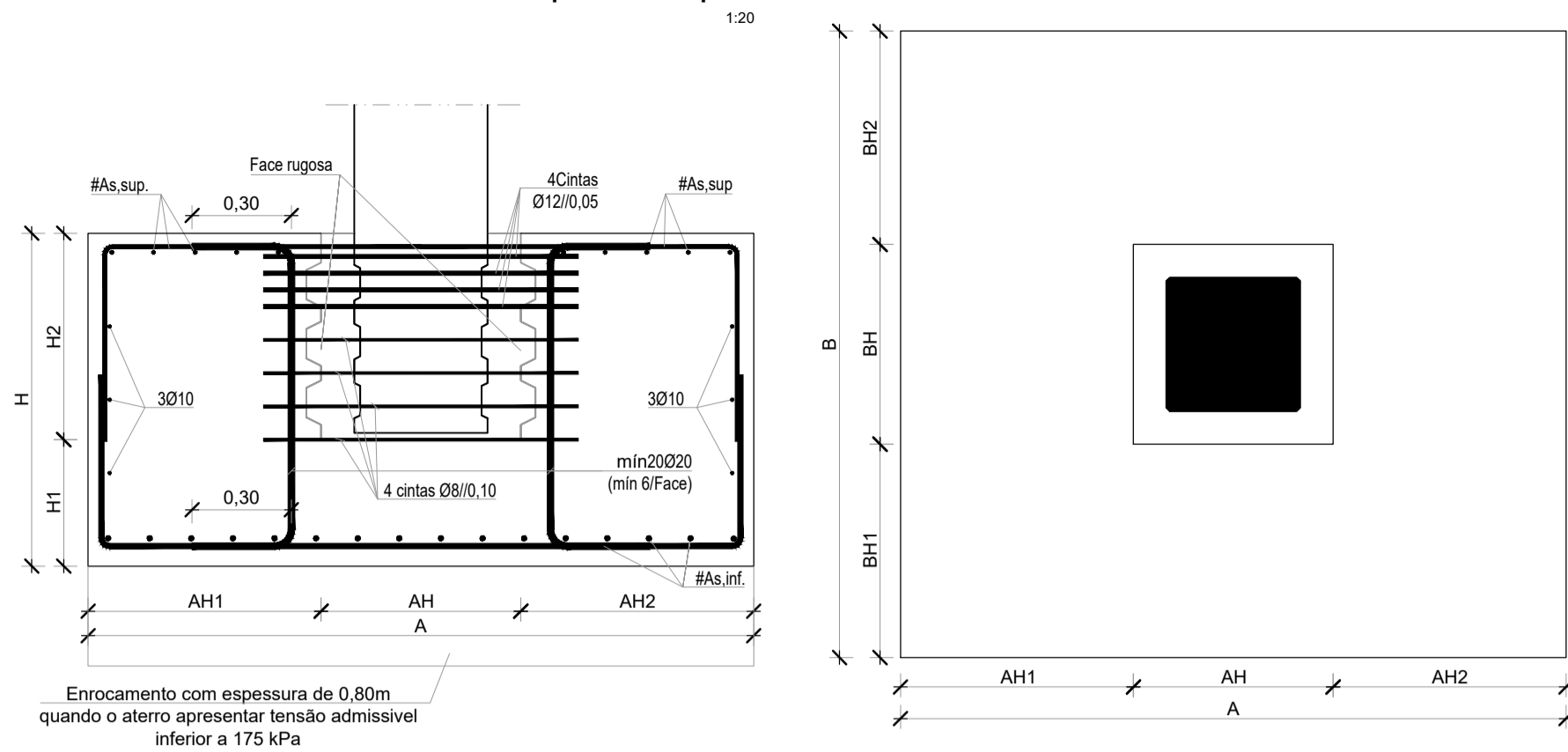
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2						
BETÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021					
		Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência	
Pavimento Téreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	16	S4
Lintéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(F)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(F)	CL0,40	25	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volumica D1,0 (≥1000 kg/m³)	
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Armadura de pré-esforço	Y1860S7-15,7	EN 10138-3					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA-1.4.3.2.							

00	Emissão	07/06/2024	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura
Proj.:	07/06/2024	PS / MD / AM	Obra: EDIFÍCIO DE COMÉRCIO E SERVIÇOS Rua Cidade de Lescar / EN329 - Sítio LICENCIAMENTO Requerente: SONAE MC Escalas: 1:100 Título: CORTES ESTRUTURAIS 4-4', A-A' e B-B'
Des.:	07/06/2024	PS / MD / AM	
Cópia:	07/06/2024	PS / MD / AM	
Visto:	07/06/2024	João Leão	
Obs.:	Proj. Estabilidade <b>CAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua de Canelas, 107 - 4050-319 Beja Tel. 24 341 83 32 Fax 24 341 83 31 Email: engenharia@cad-beja.com.pt		
Desenho Nº		24029.00.D.PL.202.00	
Substituído o des. nº		---	
Substituído por		---	

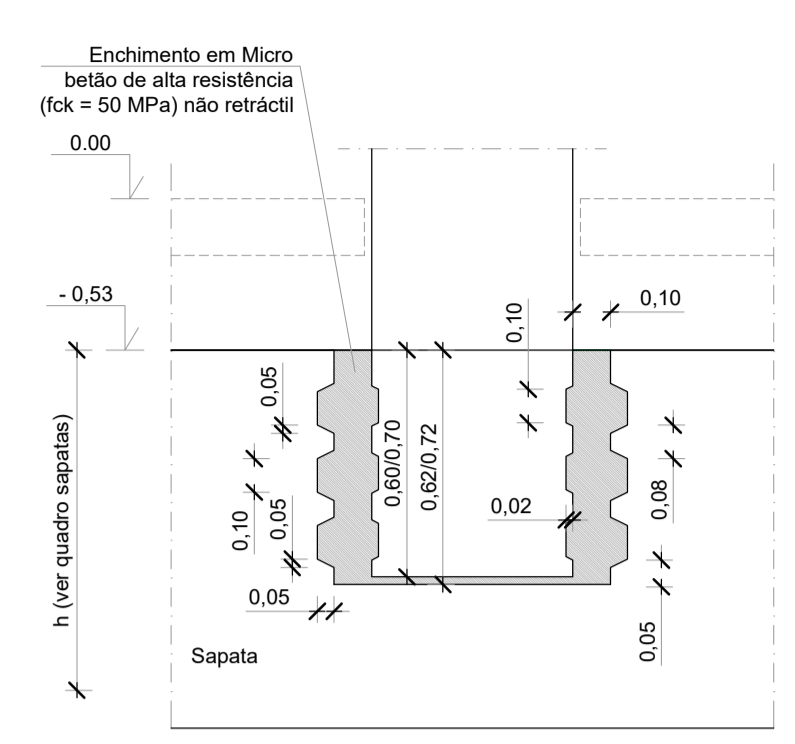
N.º Sapata	Dimensões						Armadura Inferior	Armadura Superior
	A (m)	B (m)	H (m)	AH (m)	BH (m)	H1 (m)		
SP1	2,50	2,80	1,10	0,80	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP2	2,50	2,80	1,10	0,80	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP3	2,50	2,80	1,10	0,80	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP4	1,90	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP5	2,20	2,20	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP6	1,90	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP7	2,20	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP8	2,20	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP9	2,20	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP10	2,20	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP11	2,20	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP12	2,20	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP13	2,20	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP14	1,50	1,50	0,90	0,60	0,60	0,28	#Ø16/0,15	#Ø12/0,15
SP15	2,30	2,30	1,10	0,80	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP16	1,50	1,50	0,90	0,60	0,60	0,28	#Ø16/0,15	#Ø12/0,15
SP17	2,20	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP18	1,60	1,60	0,90	0,60	0,60	0,28	#Ø16/0,15	#Ø12/0,15
SP19	1,40	1,70	0,90	0,60	0,60	0,28	#Ø16/0,15	#Ø16/0,15
SP20	1,60	1,60	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP21	2,10	2,70	1,10	0,80	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP22	2,10	2,70	1,10	0,80	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP23	2,00	2,50	1,10	0,80	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP24	1,50	2,00	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP25	1,90	1,90	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP26	1,80	1,80	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP27	1,50	1,50	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP28-29 (28)	3,22	2,00	1,10	0,80	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø16/0,125
SP28-29 (29)	-	-	-	0,60	0,60	0,48	-	-
SP30	2,00	2,00	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SP31	1,60	1,60	1,00	0,60	0,70	0,38	#Ø16/0,125	#Ø12/0,125
SPR1	0,70	1,00	0,40	-	-	-	#Ø12/0,15	#Ø10/0,15

\* NOTAS:  
 - De acordo com o relatório geotécnico, as fundações podem ser executadas por via directa, sendo necessário remover o solo orgânico existente (LN2) e em seguida construir atelo de acordo com o especificado no relatório geotécnico - geotécnico.  
 - A execução das fundações só será realizada após o movimento de terras geral (ver projecto de TIG), em que a plataforma de aterro / escavação é cota 611,97m. Só posteriormente serão abertos os caboucos para execução de lintéis e sapatas.  
 - Na cota de base das sapatas admitiu-se um tensão de contacto de 200 kPa a verificar e confirmar após abertura dos caboucos com ensaios.

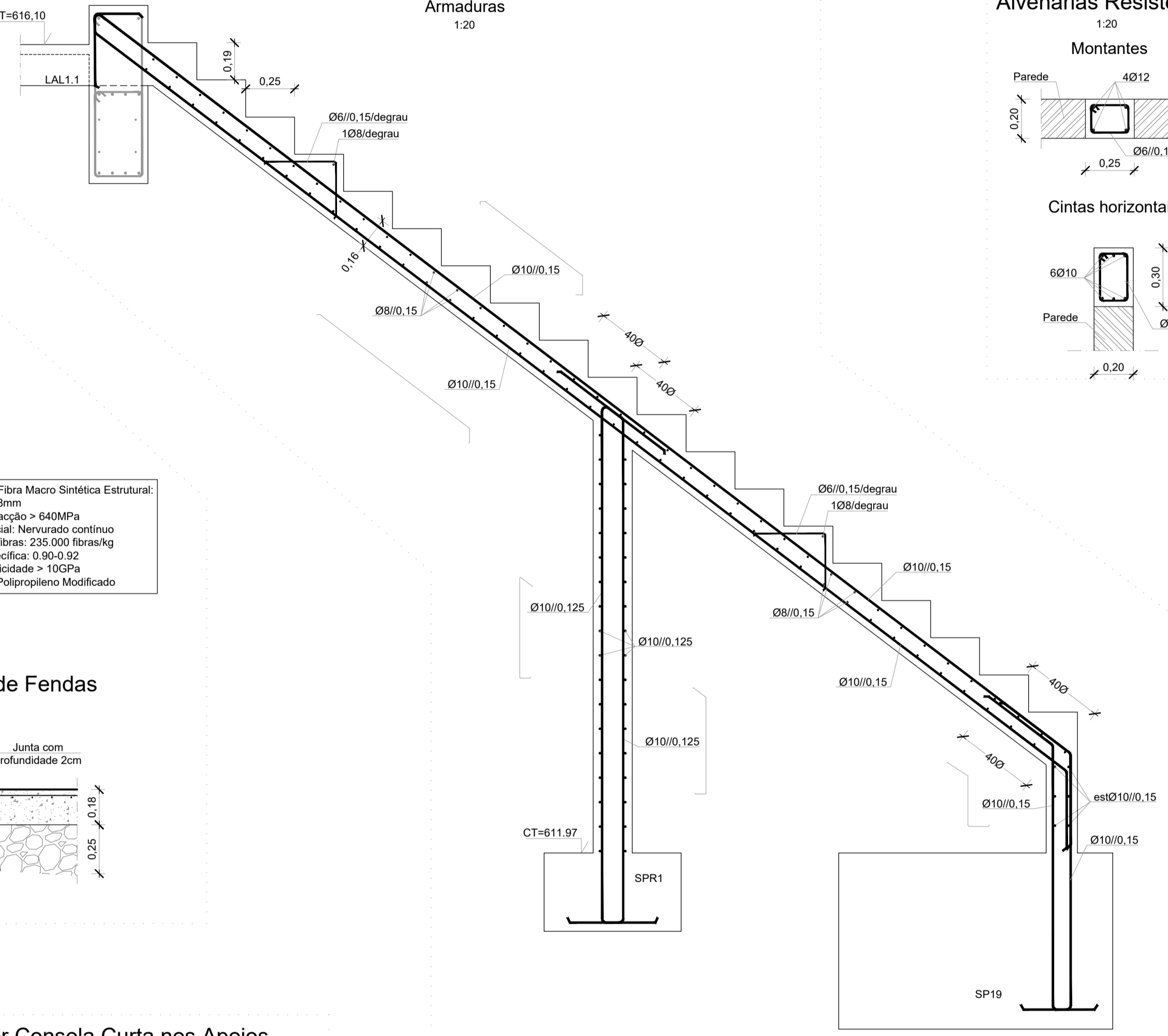
### Pormenor Tipo de Sapatas Isoladas com Cálice



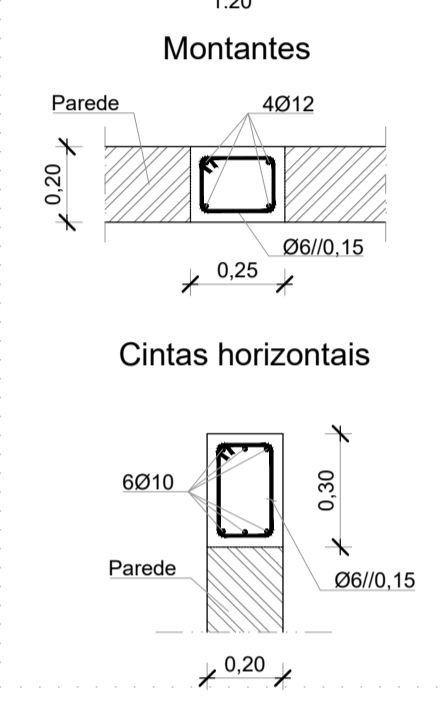
### Pormenor Copo (Junta Identada em Pilares Pré-Fabricados)



### Laje Escada LE.1 e Parede PR1 Armaduras



### Pormenor Cintas das Alvenarias Resistentes



### ESTRIBOS E CINTAS DE ACORDO COM A NP EN1992-1-1

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:  
 A235L d=2,50  
 A235R d=40  
 A400 d=50  
 A500 d=50

### AMARRAÇÕES EM TODOS ELEMENTOS DEVEM SER FEITAS DE ACORDO COM A NP EN1992-1-1

- Boas condições de aderência: 350  
 - Outras condições de aderência: 500

### EMENDAS POR SOBREPÓSICÃO EM TODOS ELEMENTOS DEVEM SER FEITAS DE ACORDO COM A NP EN1992-1-1

- Boas condições de aderência: 550  
 - Outras condições de aderência: 750

### PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE JUNTAS DE BETONAGEM

- Aumento da rugosidade de modo a garantir a transmissão dos esforços no interface;
- Superfícies das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que, na altura da betonagem devem encontrar-se apenas humedecidas, com aspecto mate e sem o brilho que é conferido pela água em excesso;
- Nas zonas onde a interrupção de betonagem conduziu a uma junta mal orientada, o betão será demolido na extensão necessária, de forma a conseguir-se uma junta convenientemente orientada;
- Nos elementos de betão visível a junta deve ser delimitada através de corte perpendicular à superfície de betão;
- Nas faces visíveis dos elementos as juntas só serão permitidas nas secções em que se confundam rigorosamente com as juntas da cofragem;
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas.

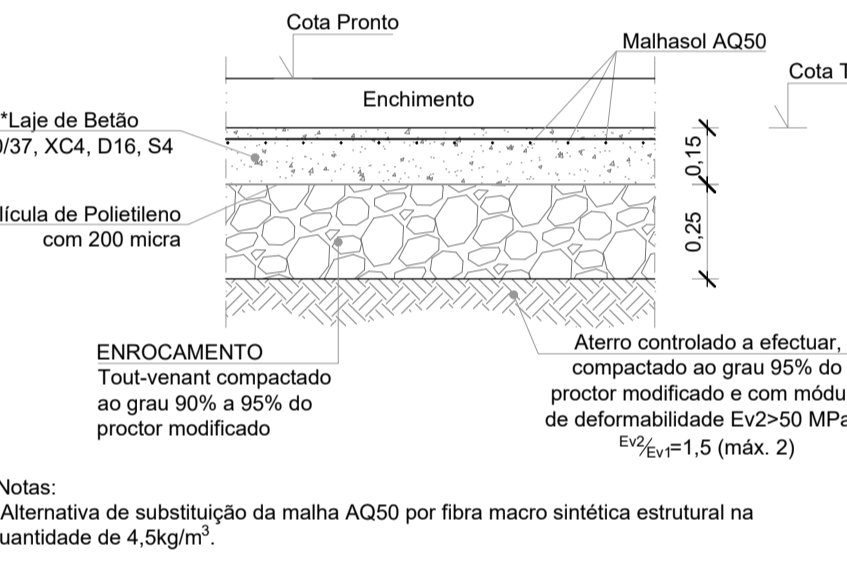
### PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE SUPERFÍCIES ENTERRADAS

- As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo "IMPERKOTE-F" ou equivalente. Em todas as zonas enterradas deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "SIKA PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As superfícies que apresentem pintura danificada devem convenientemente limpas e repintadas;
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas;

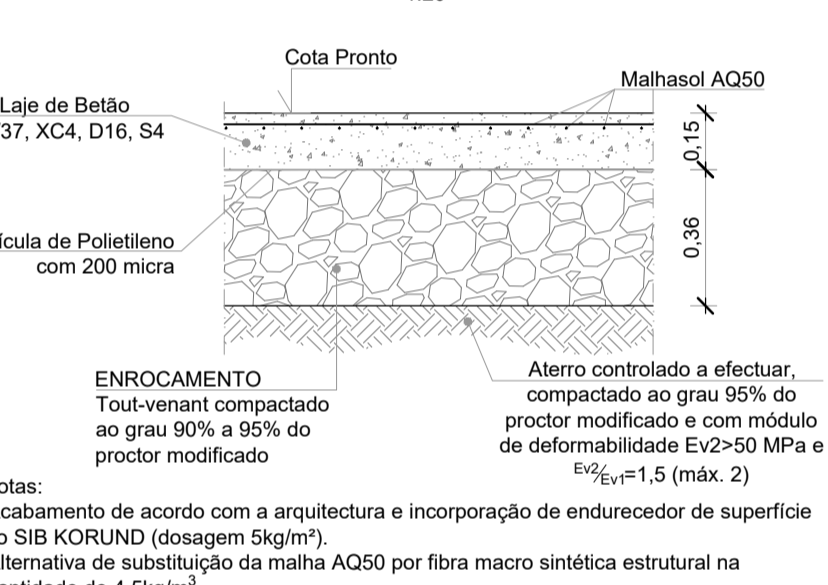
### NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- No decorrer dos trabalhos de escavação a eventual necessidade de contenções provisórias deve ser acautelada pela entidade executante.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Nos elementos enterrados deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

### Pavimento Térreo PVT1 - Pormenor Tipo

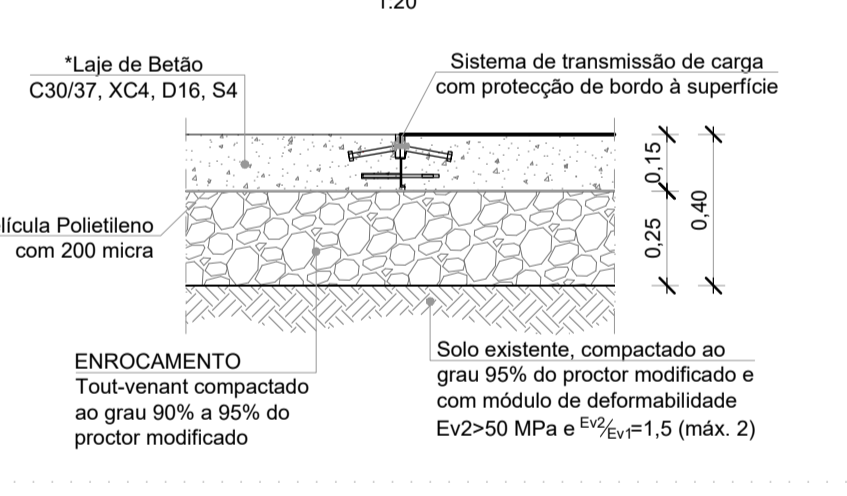


### Pavimento Térreo PVT2 - Pormenor Tipo

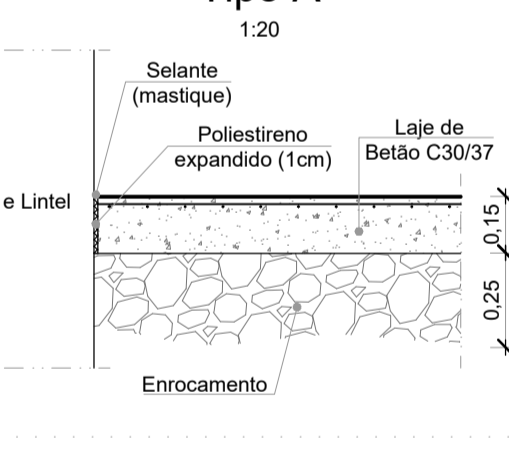


Especificações da Fibra Macro Sintética Estrutural:  
 - Comprimento 58mm  
 - Resistência à tração > 640MPa  
 - Textura superficial: Nervurado contínuo  
 - Quantidade de fibras: 235.000 fibras/kg  
 - Densidade específica: 0,90-0,92  
 - Módulo de elasticidade > 10GPa  
 - Matéria Prima: Polipropileno Modificado

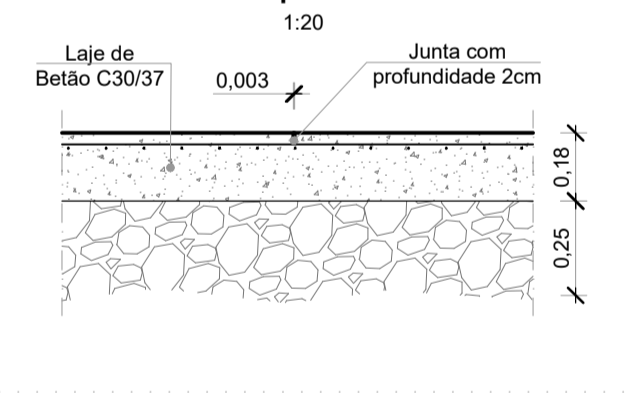
### Junta de Construção



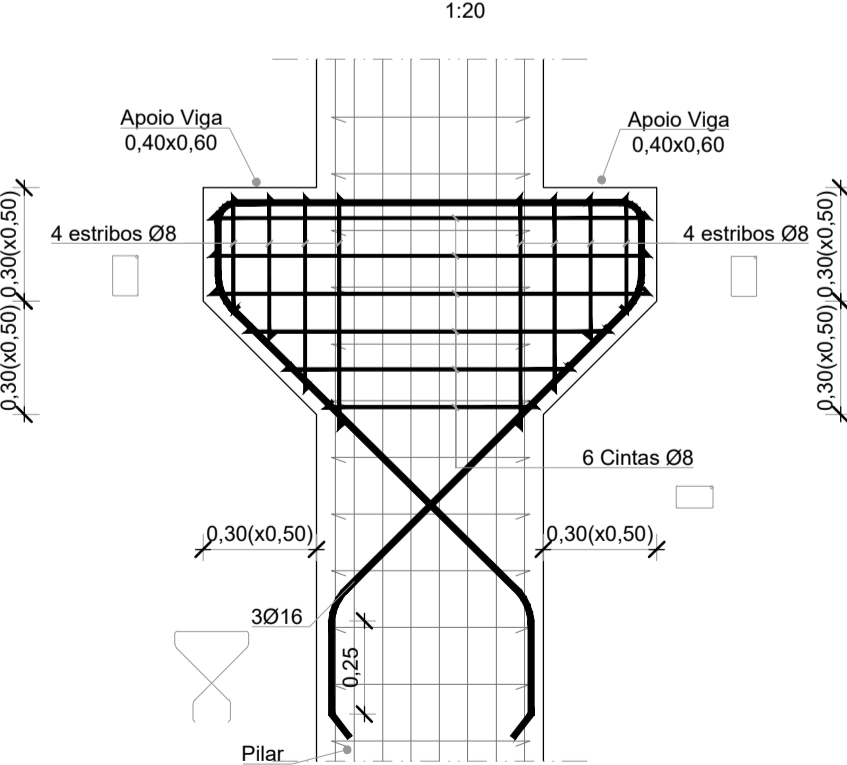
### Junta de Isolamento Tipo A



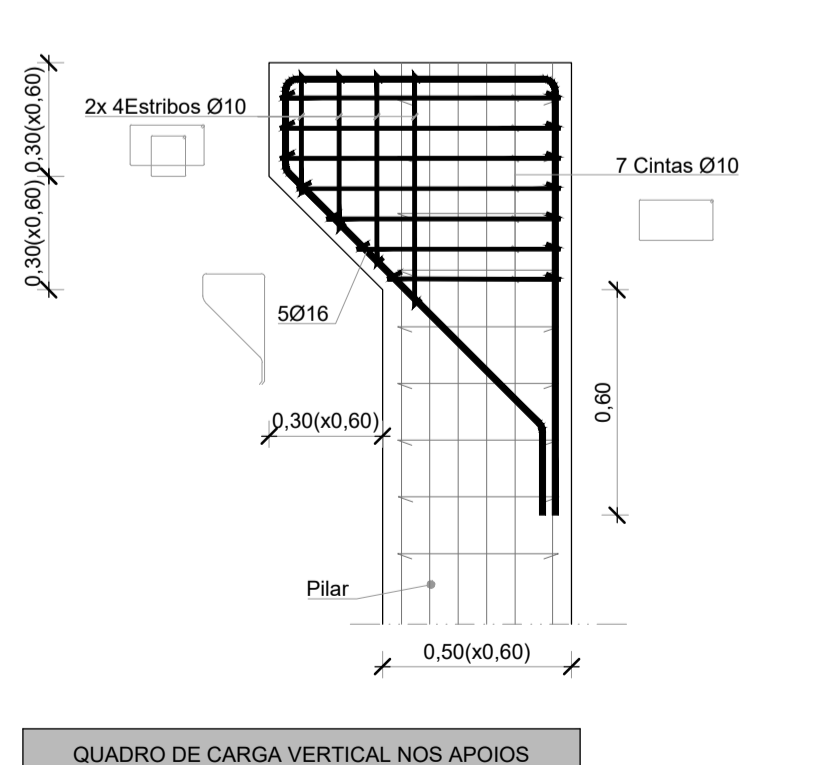
### Junta de Indução de Fendas Tipo B



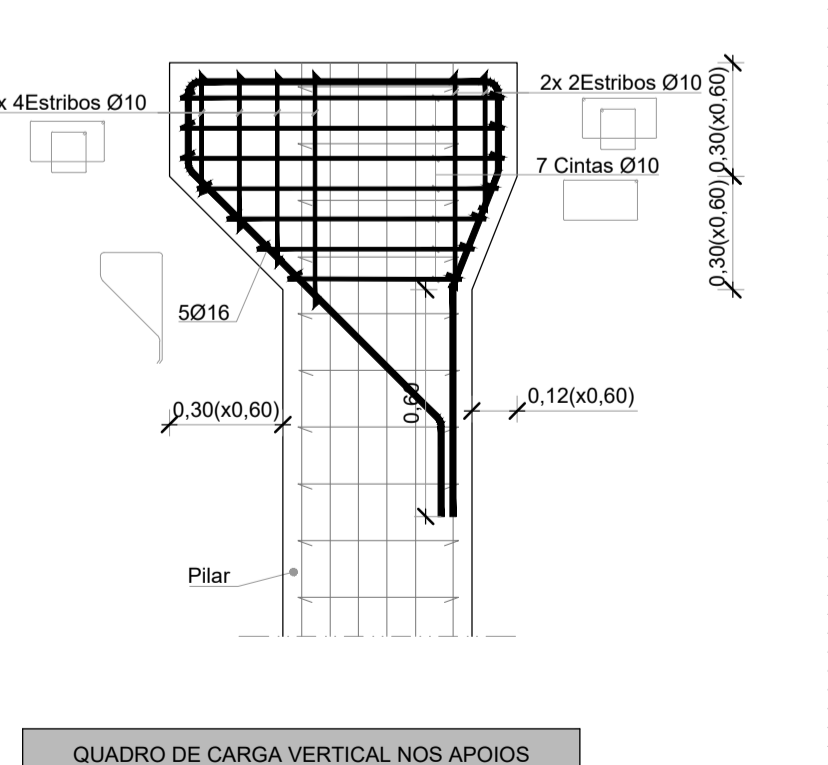
### Pormenor Consola Curta nos Apoios das Vigas 0,40x0,60 nos Pilares (Vigas Piso Técnico)



### Pormenor Consola Curta nos Apoios das Vigas Delta nos Pilares



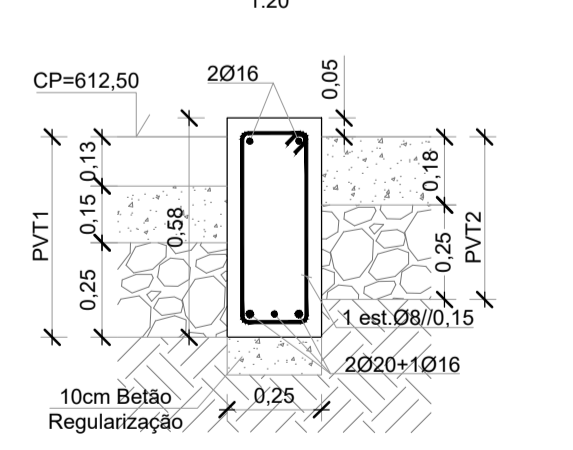
### Pormenor Consola Curta nos Apoios das Vigas Delta nos Pilares 1 e 2



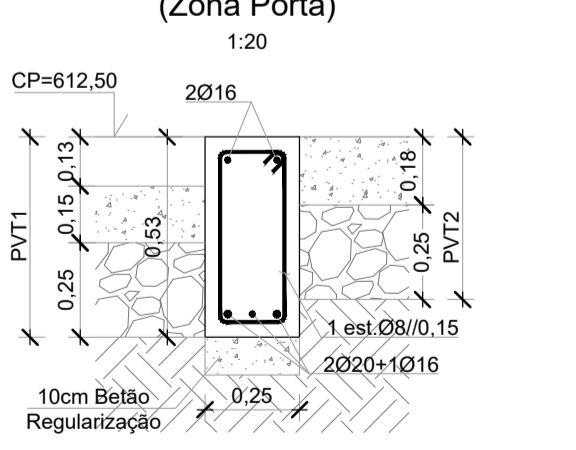
Elemento	Ved (kN)
Viga V1.C no Pilar P7	-8
Vigas V2.C nos Pilares	39
Vigas V3.C nos Pilares	40
Vigas V4a.C nos Pilares	168
Vigas V4.C nos Pilares	115
Viga V5.C nos Pilares	24

Elemento	Ved (kN)
Viga V6.C nos Pilares	19
Viga V7.C nos Pilares	12
V4a.C na V1.C	168
Viga Delta 2 nos Pilares	414
Vigas Deltas 1 e 3 nos Pilares	770
Vigas Piso Técnico nos Pilares	204

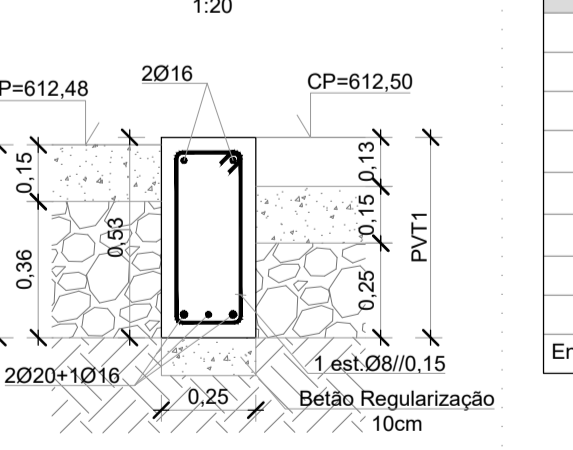
### Lintel LF1



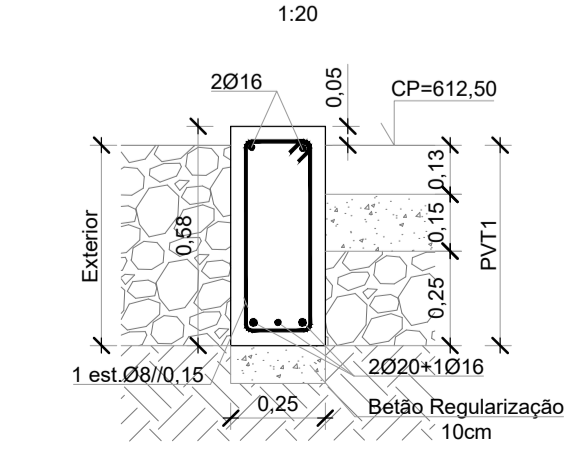
### Lintel LF1 (Zona Porta)



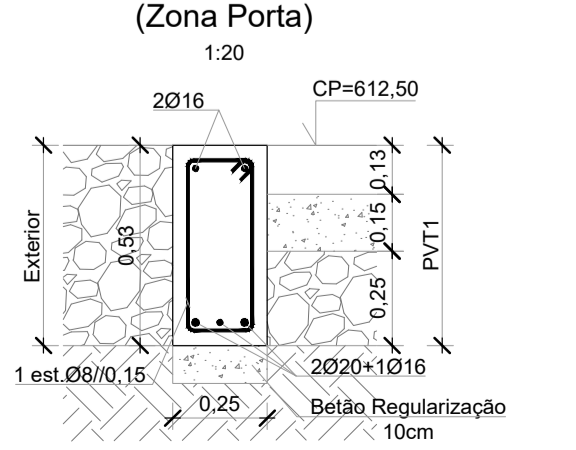
### Lintel LF2



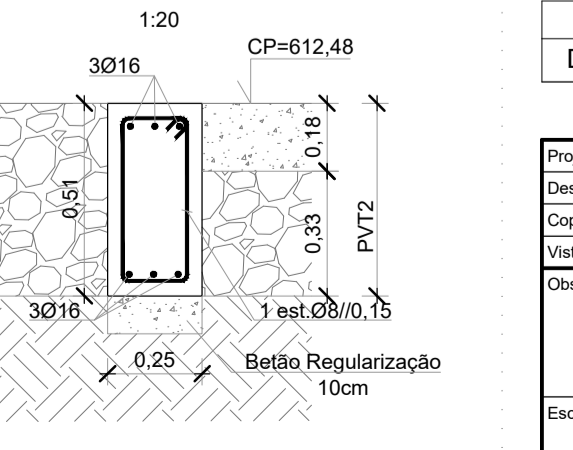
### Lintel LF3



### Lintel LF3 (Zona Porta)



### Lintel LF4



Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)
Requisitos de execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2

Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021					
		Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência	
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	16	S4
Lintéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(F)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(F)	CL0,40	25	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(F)	CL0,40	20	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(F)	CL0,20	16	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(F)	CL0,20	16	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	16	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	25	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe de massa volumica D1,0 (<1000 kg/m³)

Plano de amostragem:  
 Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³  
 Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³  
 Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro

AÇO		
Elemento	Classe	Norma
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080
Armadura de pré-esforço	Y1860S7-15,7	EN 10138-3
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8

Ensaio de recepção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA-1.4.3.2.

00	Emissão	07/06/2024	PS
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura

Proj.	07/06/2024	PS / MD / AM	Obra: EDIFÍCIO DE COMÉRCIO E SERVIÇOS Rua Cidade de Lescar / EN329 - Sátão LICENCIAMENTO	Proj. Estabilidade <b>CAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua Costa Rica, 101 - 4050-105 Ave. Tel: 25 347 83 32 Fax: 25 347 83 33 Email: info@cad.pt
Des.	07/06/2024	PS / MD / AM		
Copios				
Visto	07/06/2024	João Leão		
Obs.				
Requerente: SONAE MC			Desenho N.º: 24029.00.D.PL.401.00	
Escalas: 1:20		Título: PORMENORES DE BETÃO ARMADO Sapatas, Pav. Térreo, Lintéis Fundação, Escada e Consolas Curtas		
		Substituído o des. nº: _____ Substituído por: _____		

**Pilares**  
(Tipo Mota-Engil Pré-fabricados)  
1:20

N.º PILAR	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
PISOS								
FUNDAÇÃO > VIGA COBERTURA								
N.º PILAR	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16
PISOS								
FUNDAÇÃO > VIGA COBERTURA								
N.º PILAR	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24
PISOS								
VIGA COBERTURA > PLATIBANDA			↑ NOTA: Pilar até à cota 618.29		↑ NOTA: Pilar até à cota 619.05	↑ NOTA: Pilar até à cota 619.05	↑ NOTA: Pilar até à cota 619.05	
FUNDAÇÃO > VIGA COBERTURA								
N.º PILAR	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	
PISOS								
VIGA COBERTURA > PLATIBANDA				↑ NOTA: Pilar desde a Viga Delta até V5.C	↑ NOTA: Pilar até à cota 618.60			
FUNDAÇÃO > VIGA COBERTURA								

**ESTRIBOS E CINTAS DE ACORDO COM A NP EN1992-1-1**

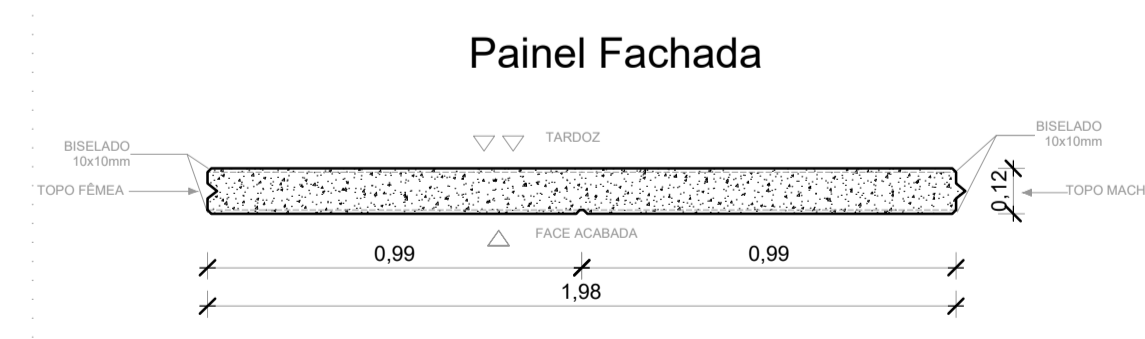
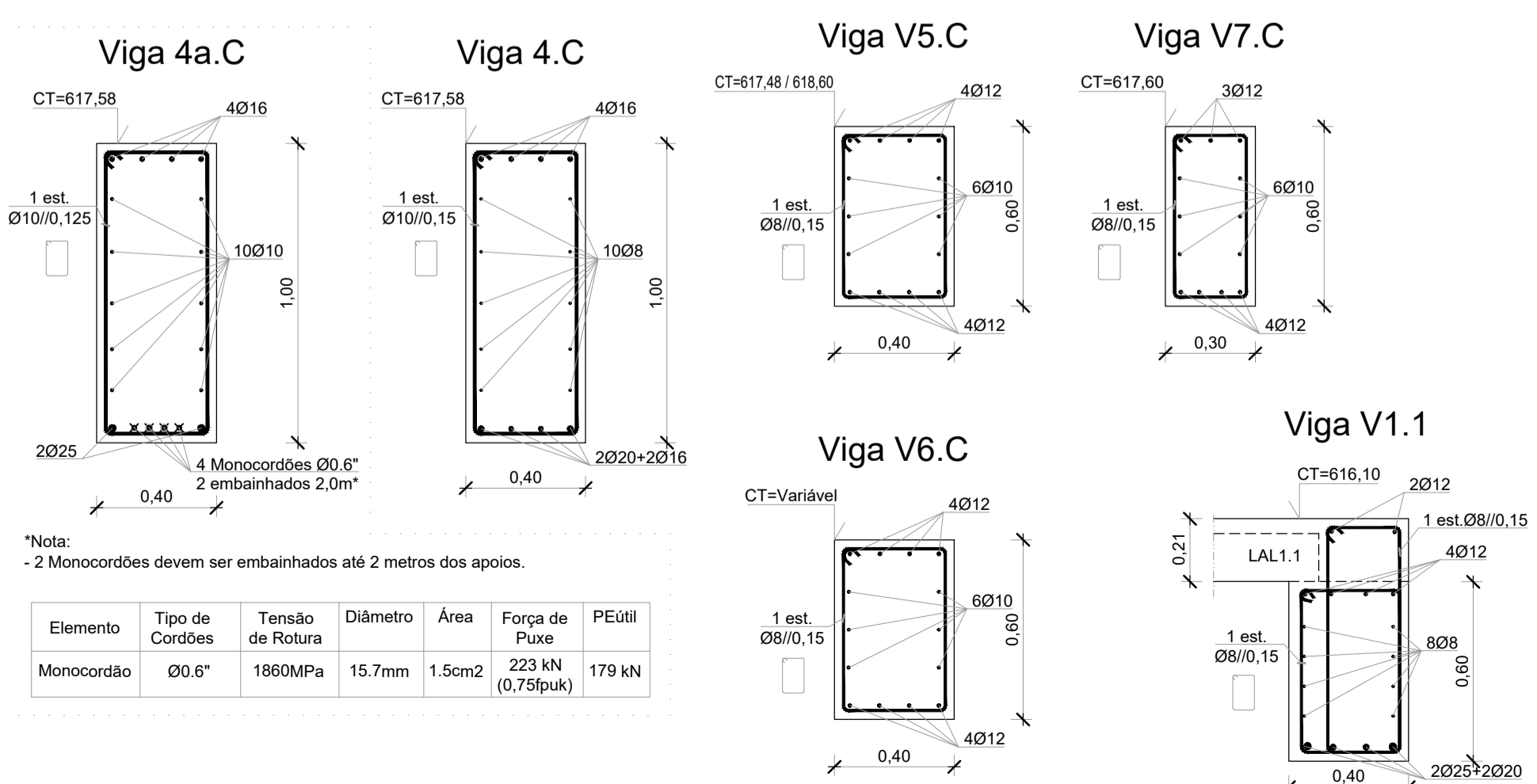
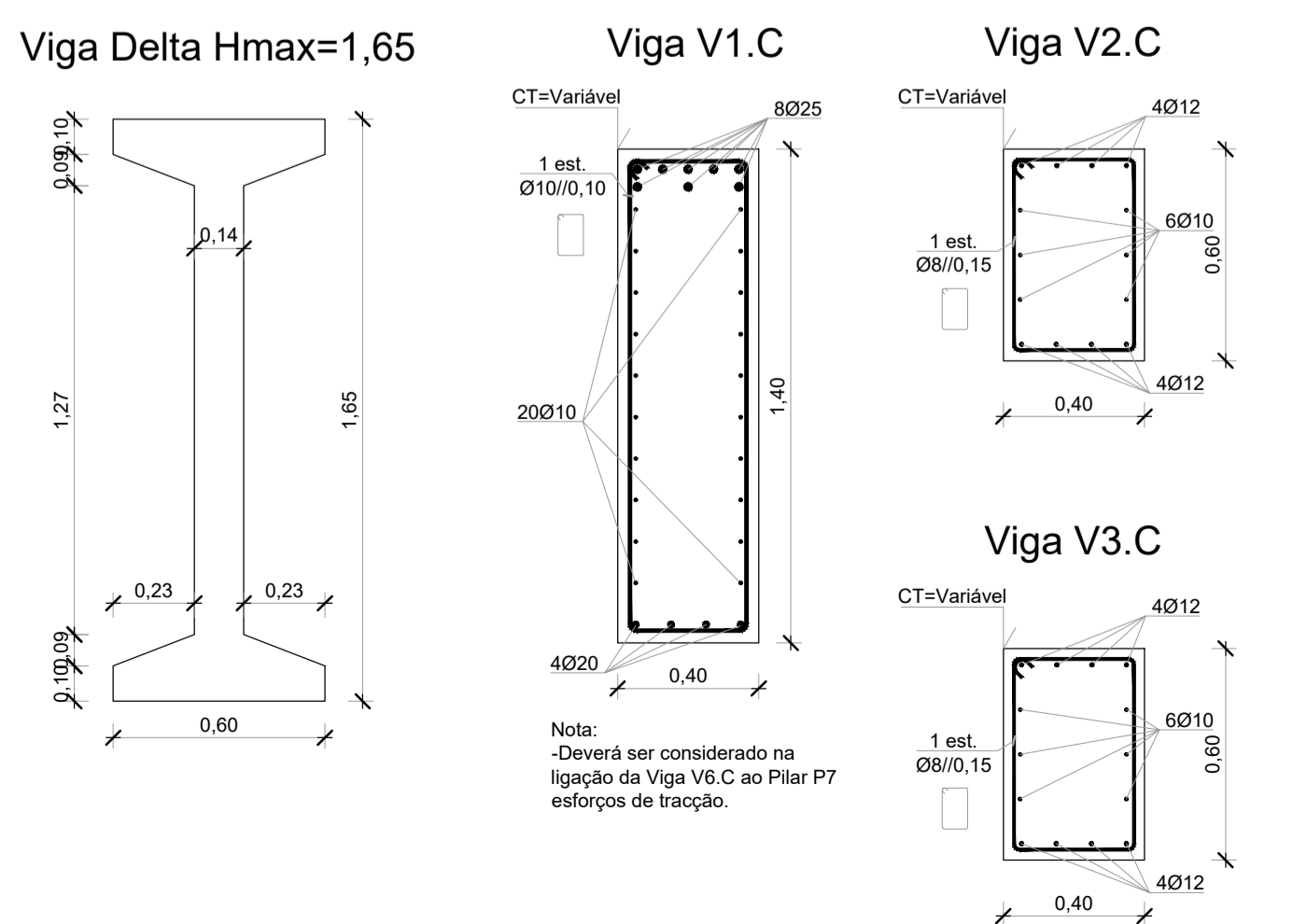
- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:		A235L d=2,50 A235R d=40 A400 d=50 A500 d=50
<b>AMARRAÇÕES EM TODOS ELEMENTOS DEVEM SER FEITAS DE ACORDO COM A NP EN1992-1-1</b>		
- Boas condições de aderência: 350 - Outras condições de aderência: 500		
<b>EMENDAS POR SOBREPÓSICÃO EM TODOS ELEMENTOS DEVEM SER FEITAS DE ACORDO COM A NP EN1992-1-1</b>		
- Boas condições de aderência: 550 - Outras condições de aderência: 750		

- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno ≥ 200kPa. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - No decorrer dos trabalhos de escavação a eventual necessidade de contenções provisórias deve ser acautelada pela entidade executante.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Nos elementos enterrados deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

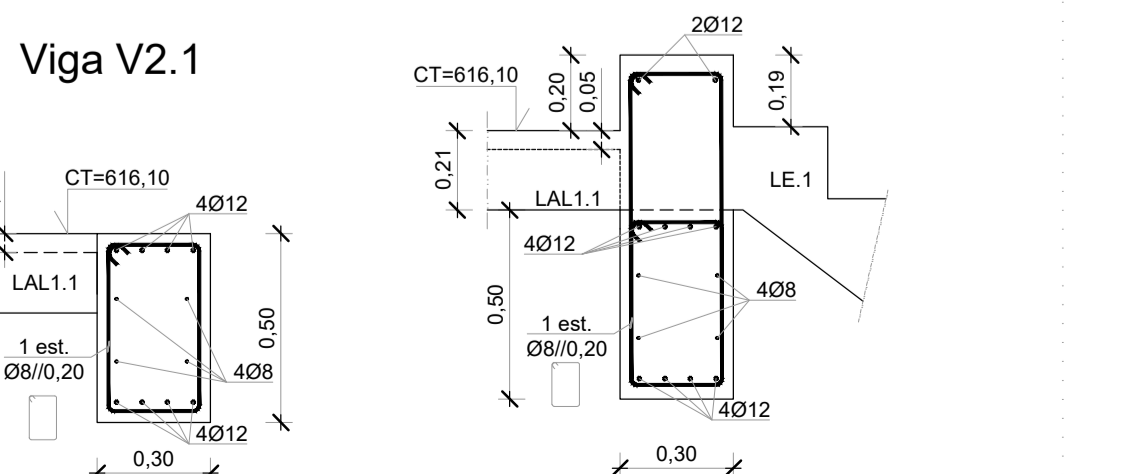
**QUADRO DE MATERIAIS**

Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)					
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2					
<b>BETÃO</b>						
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021						
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cioretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço			
Pavimento Téreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	S4
Lintéis Fundação	C30/37	45	-	XC2(F)	CL0,40	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(F)	CL0,40	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	S3
Vigas e Pilares pré-fabricados	C40/50	35	-	XC4(P)	CL0,20	S4
Vigas pré-fabricadas com pré-esforço	C40/50	35	40	XC4(P)	CL0,20	S4
Painéis pré-fabricados	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,20	S4
Poços de Fundação	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volumica D1,0 (≥1000 kg/m³)
<b>Plano de amostragem:</b>						
Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³						
Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 75m³						
Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro						
<b>AÇO</b>						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080				
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080				
Armadura de pré-esforço	Y1860S7-15,7	EN 10138-3				
Apo estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025				
Apo estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1				
Apo estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8				
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA-1.4.3.2.						

**Vigas**  
(Tipo Mota-Engil Pré-fabricados)  
1:20



**Viga V3.1**  
(entre P18 e P27 - zona de laje escada)



00	Emissão	07/06/2024	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura
Proj. 07/06/2024	PS / MD / AM	Obra:	EDIFÍCIO DE COMÉRCIO E SERVIÇOS Rua Cidade de Lescar / EN329 - Sítio LICENCIAMENTO
Des. 07/06/2024	PS / MD / AM	Projetista:	
Visão 07/06/2024	João Lelo	Requerente:	
Obs.			
Escalas:	1:20	Título:	PORMENORES DE BETÃO ARMADO Pilares, Vigas e Painel Fachada Pré-Fabricados
Proj. Estabilidade	SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.		24029.00.D.PL.402.00
		Substituto o des. nº	
		Substituído por	

## **ANEXO IV- PROJETO DO EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO**

Planta Estrutural do Piso -1  
(Tecto do Piso -2)  
1:100



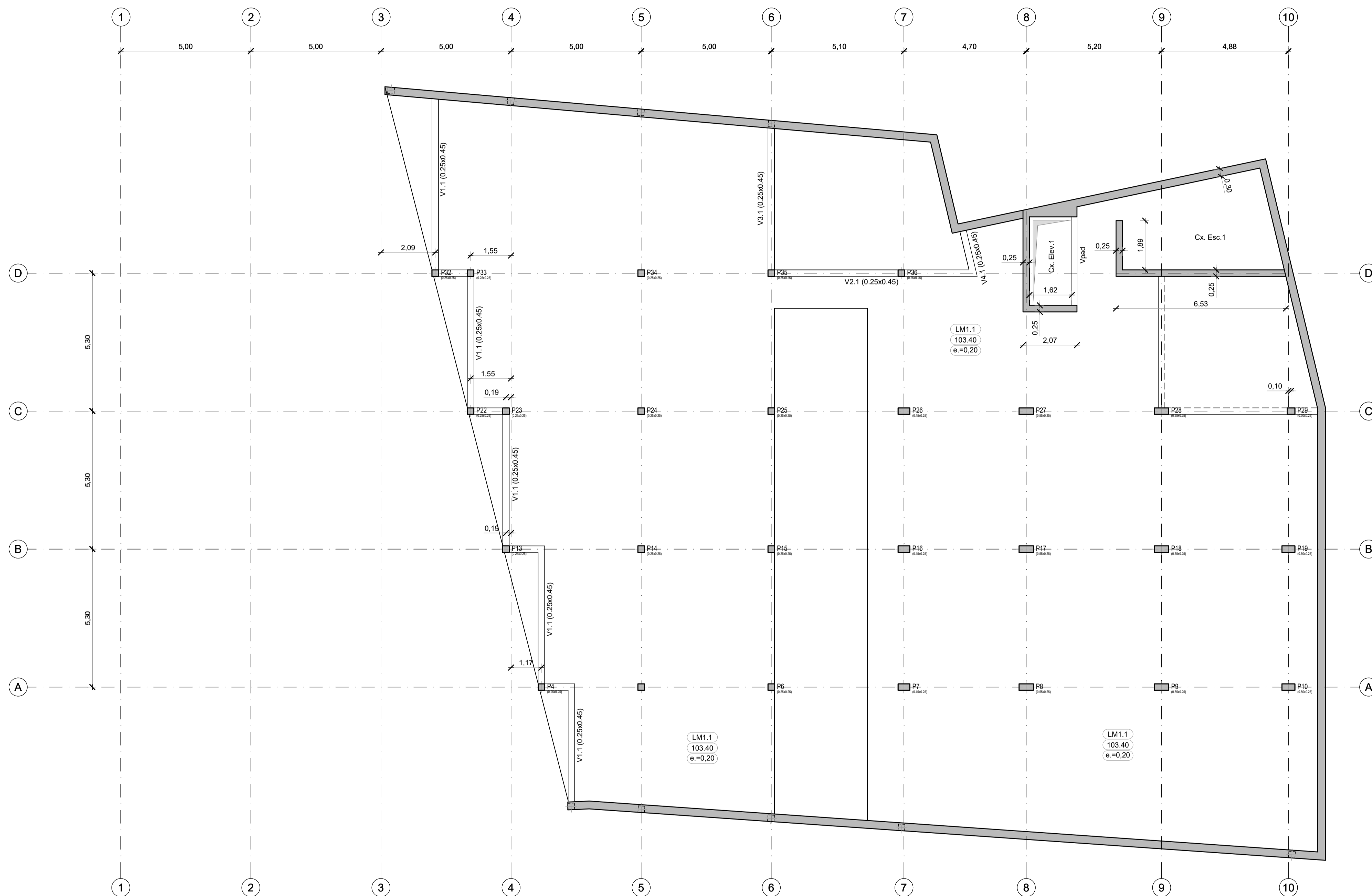
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de Execução		Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2					
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Clareos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	20	S4
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0.40	20	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0.40	20	S3
Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0.40	20	S3
Paredes Contenção / Muros	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1.0	-	Classe da massa volumica (D1.0 (<1000 kg/m³))
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1.4.3.2.							

**Legenda**

- - • Designação do elemento
- - • Cota Superior de Tosco
- - • Espessura

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura
Proj.	02/07/2024	JE / MD	Proj. Estabilidade <b>CAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua do Canal, 107 - 4050-109 Beja Tel: 24 347 83 32 Fax: 24 347 83 31 Email: engenharia@cad-beja.com.pt
Des.	02/07/2024	JE / MD	
Copios	----	----	
Viso	02/07/2024	José Lello	
Obr.	Requerente:		Desenho Nº
Escalas:	1:100	Título:	24049.00.D.PL.101.00
			Substituído o des. nº
			Substituído por

Planta Estrutural do Piso 1  
(Tecto do Piso -1)  
1:100



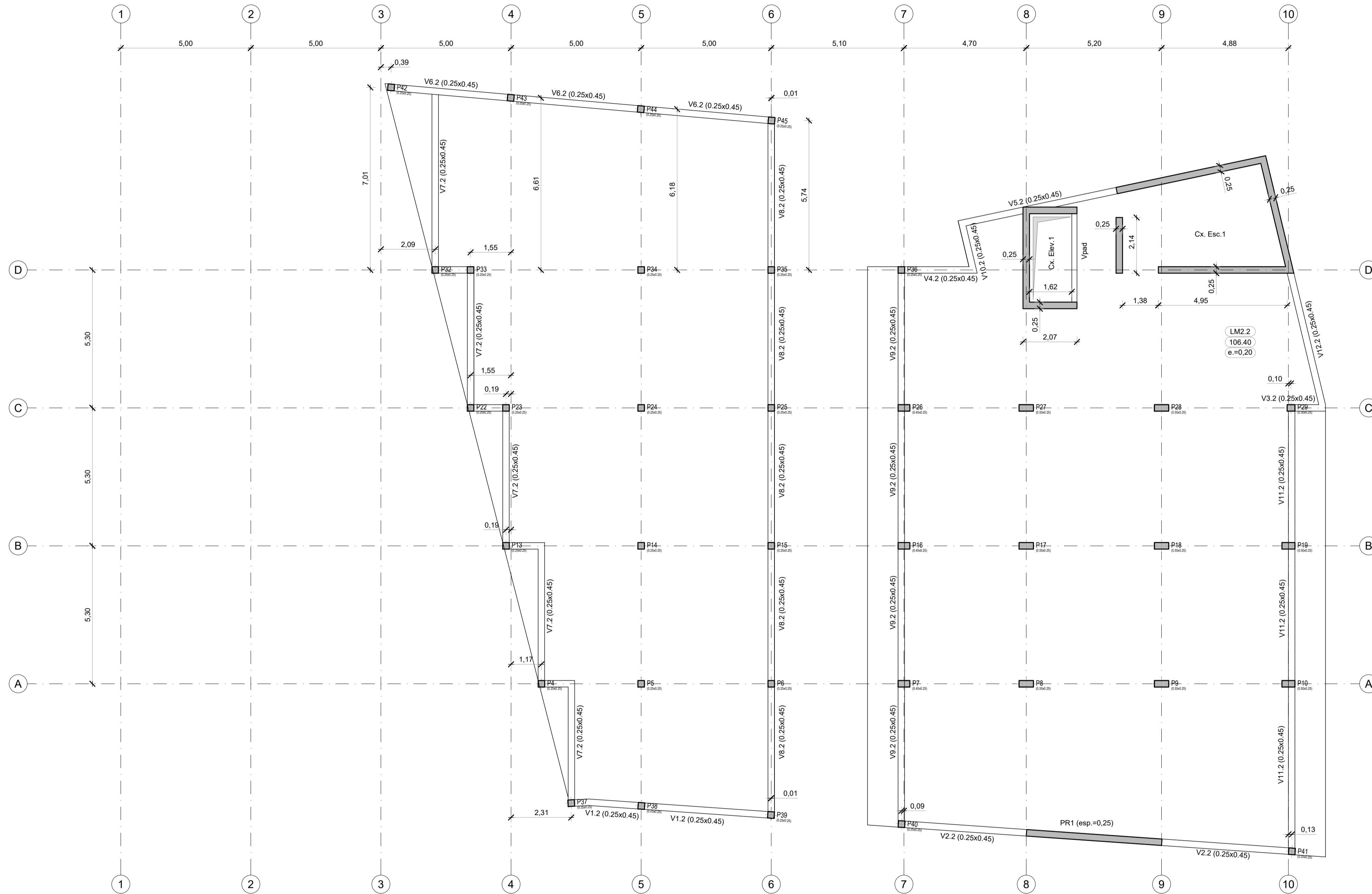
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de Execução		Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2					
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Clareos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S4
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes Contenção / Muros	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe da massa volumica D1,0 (<1000 kg/m³)
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

**Legenda**

- • Designação do elemento
- • Cota Superior de Tosco
- • Espessura

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura
Proj.	02/07/2024	JE / MD	Proj. Estabilidade <b>CAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua do Canal, 107 - 4050-103 Beja Tel: 24 347 83 32 Fax: 24 347 83 31 Email: engenharia@cad-beja.com.pt
Des.	02/07/2024	JE / MD	
Copios	----	----	
Visão	02/07/2024	José Lello	
Obs.			Requerente:
Escalas:	1:100	Título: Planta Estrutural do Piso 1	
			Desenho Nº 24049.00.D.PL.101.00 Substituído o des. nº Substituído por

Planta Estrutural do Piso 2  
(Tecto do Piso 1)  
1:100

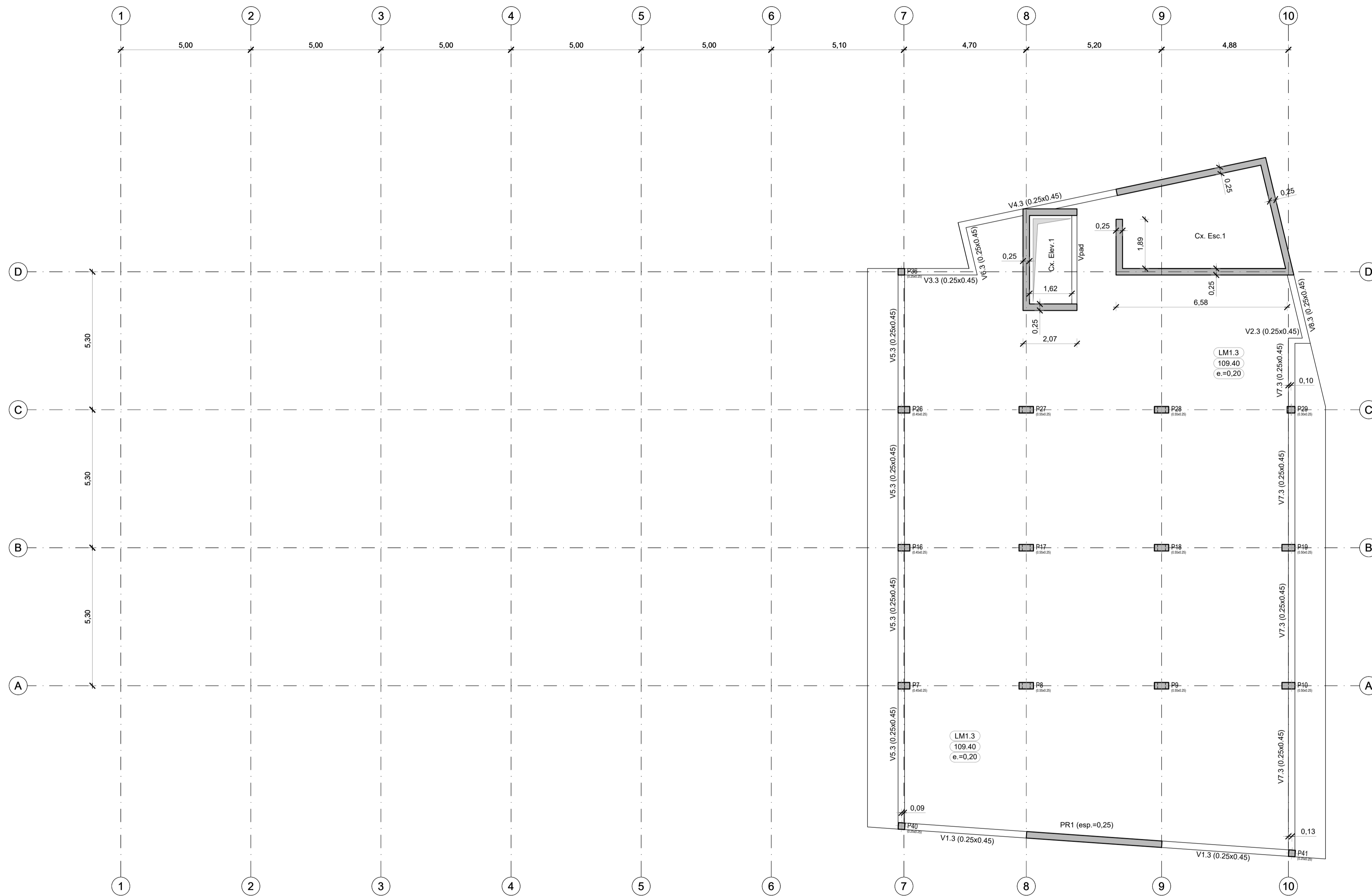


QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura				Categoria 4, 50 anos (EN 1990)			
Requisitos de Execução				Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata 1:2022 e DL n.º 90/2021)			
Classe de execução de estruturas metálicas				EXC2			
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S4
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes Contenção / Muros	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe da massa volumétrica (D1,0 < 1000 kg/m³)
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1.4.3.2.							

- Legenda**
- • Designação do elemento
  - • Cota Superior de Tosco
  - • Espessura

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura
		Data	
Proj. 02/07/2024	JE / MD	Obs:	
Des. 02/07/2024	JE / MD		
Copios	---		
Viso 02/07/2024	João Leão	Requerente:	
Obs.			
Escalas:	1:100	Título:	Planta Estrutural do Piso 2
Proj. Estabilidade			Desenho Nº <b>24049.00.D.PL.103.00</b>
		Substituído o des. nº	
		Substituído por	

Planta Estrutural do Piso 3  
(Tecto do Piso 2)  
1:100



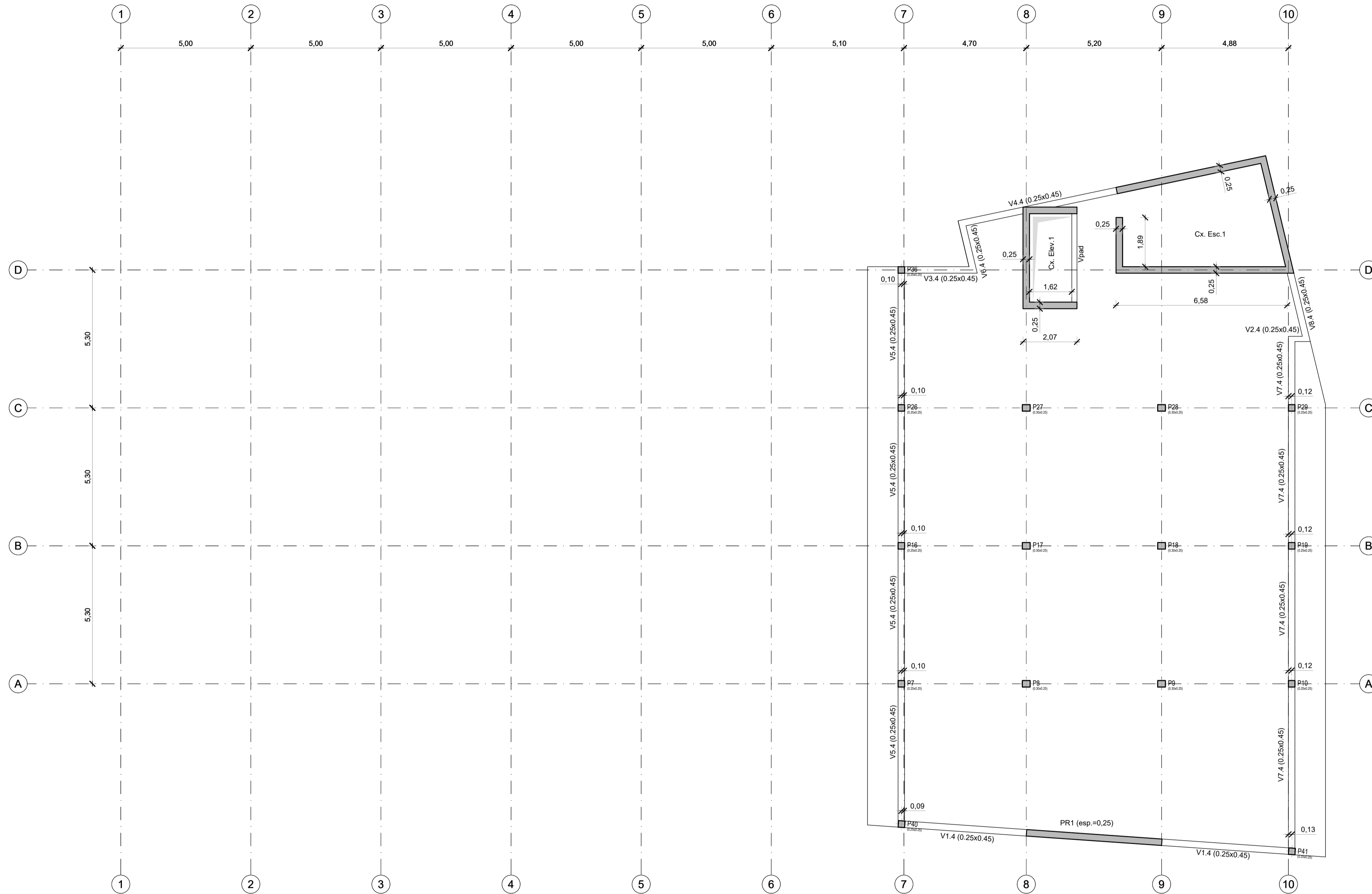
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura				Categoria 4, 50 anos (EN 1990)			
Requisitos de Execução				Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)			
Classe de execução de estruturas metálicas				EXC2			
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S4
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes Contenção / Muros	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe de massa volumica D1,0 (<1000 kg/m³)
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

**Legenda**

- • Designação do elemento
- • Cota Superior de Tosco
- • Espessura

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura
		Data	
Proj:	02/07/2024	JE / MD	Planta Estrutural do Piso 3 <b>CCAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua do Castelo, 107 - 4050-103 Aveiro Tel: 25 347 83 32 Fax: 25 347 83 31 Email: ccad@ccad.pt - www.ccad.pt
Des:	02/07/2024	JE / MD	
Copios:	----	----	
Viso:	02/07/2024	João Leão	
Obs:			
Escalas:	1:100	Título:	Planta Estrutural do Piso 3
		Requerente:	24049.00.D.PL. 104.00
		Substitui o des. nº	
		Substituído por	

Planta Estrutural do Piso 4  
(Tecto do Piso 3)  
1:100



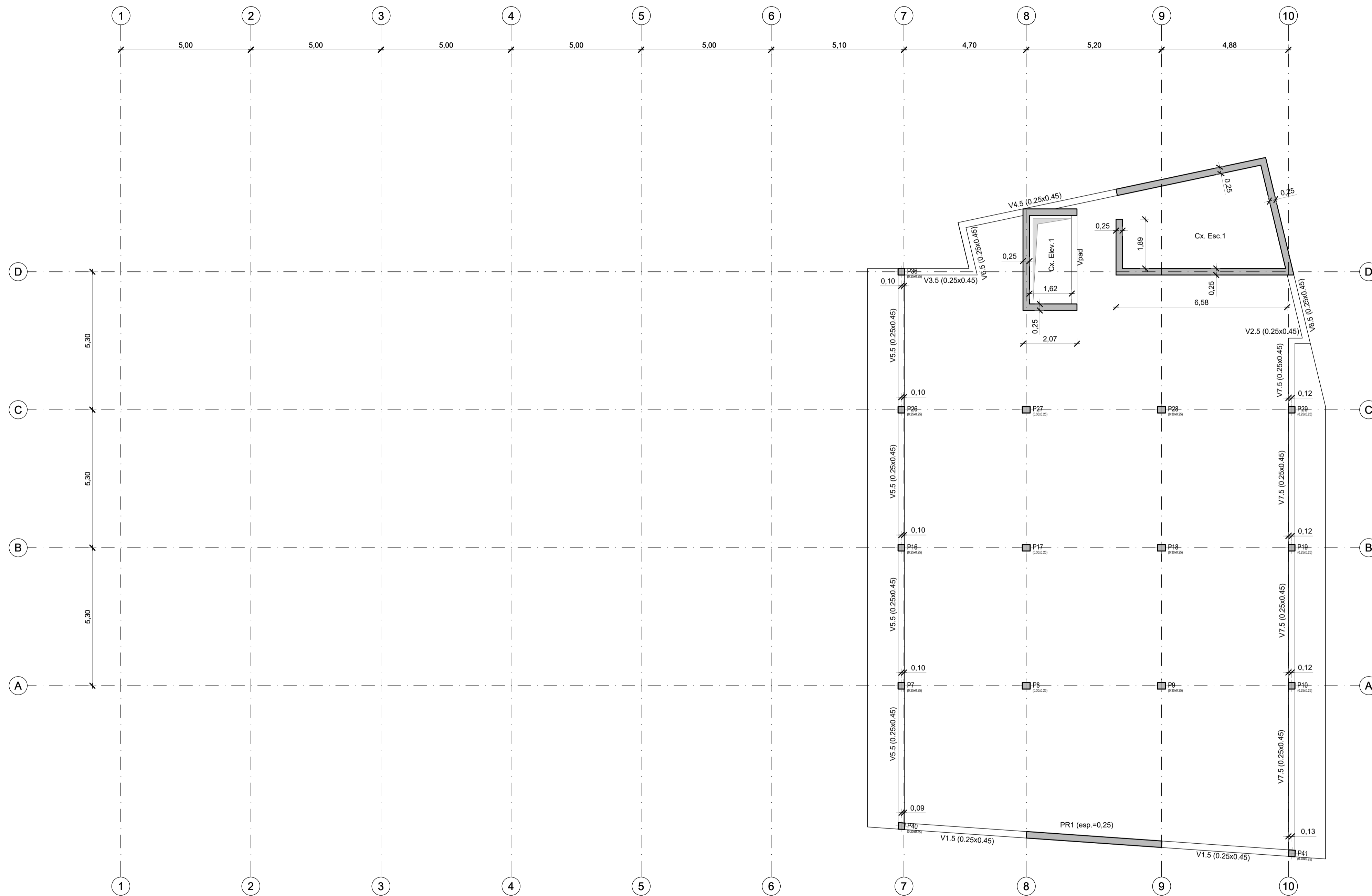
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de Execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata 1:2022 e DL n.º 90/2021)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2						
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S4
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes Contenção / Muros	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe da massa volumica D1,0 (<1000 kg/m³)
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1.4.3.2.							

**Legenda**

- • Designação do elemento
- • Cota Superior de Tosco
- • Espessura

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura
		Data	
Proj. 02/07/2024	JE / MD	Obs:	
Des. 02/07/2024	JE / MD		
Copios			
Viso 02/07/2024	José Lello	Requerente:	
Obs:			
Escalas:	1:100	Título: Planta Estrutural do Piso 4	
		Proj. Estabilidade	
		Desenho Nº 24049.00.D.PL.105.00	
		Substituído o des. nº	
		Substituído por	

Planta Estrutural do Piso 5  
(Tecto do Piso 4)  
1:100



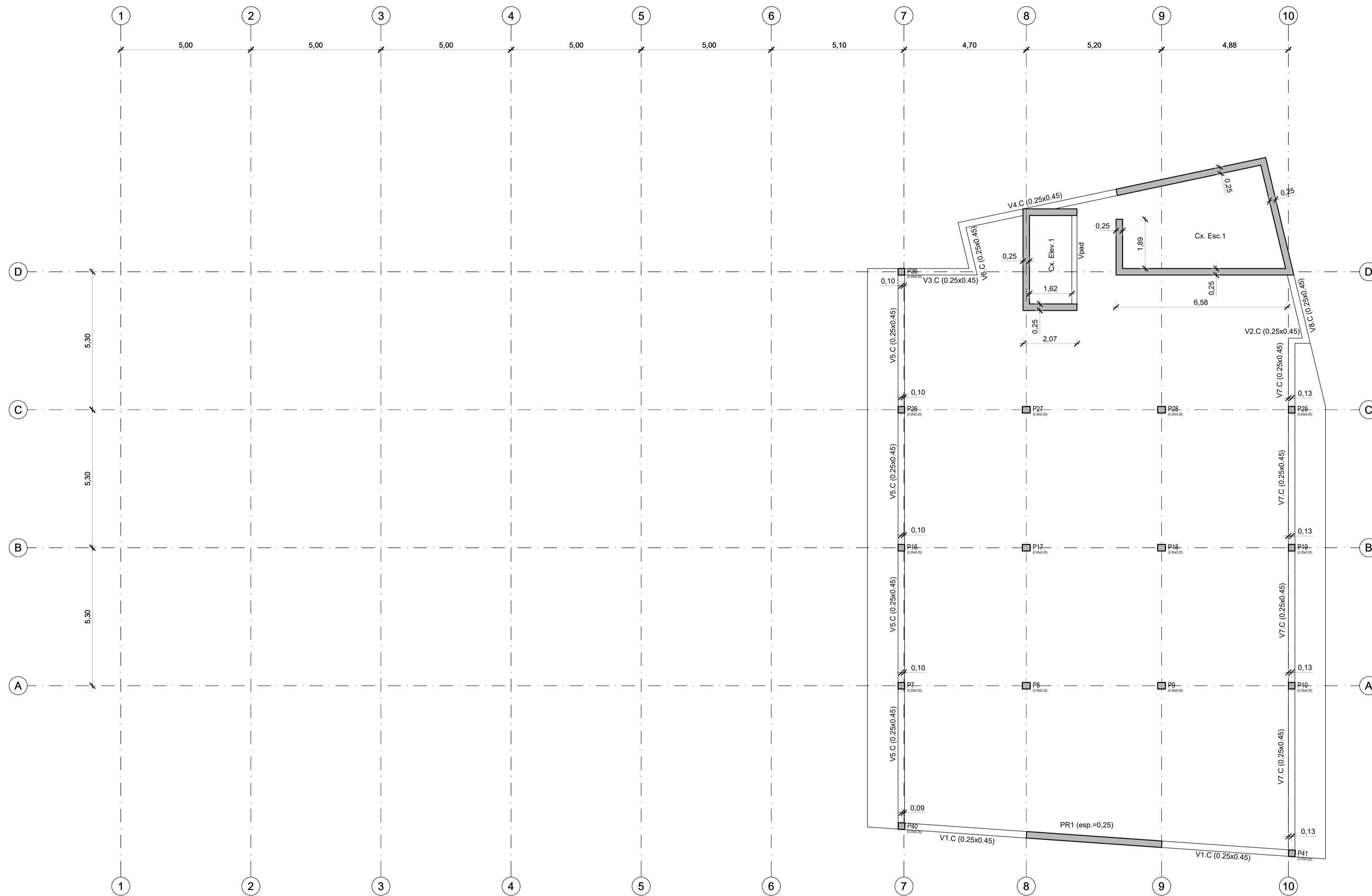
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de Execução		Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata 1:2022 e DL n.º 90/2021)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2					
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Clareiras	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S4
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes Contenção / Muros	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe da massa volumica D1,0 (<1000 kg/m³)
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1.4.3.2.							

**Legenda**

- • Designação do elemento
- • Cota Superior de Tosco
- • Espessura

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura
Proj.	02/07/2024	JE / MD	Obs.:  Rua do Canal, 107 - 4050-103 Ave. Tel: 22 347 83 32 Fax: 22 347 83 31 Email: engenharia@cad.pt www.cad.pt
Des.	02/07/2024	---	
Copios	---	---	
Visão	02/07/2024	João Leão	
Obs.	Requerente:		Desenho Nº
Escalas:	1:100	Título:	24049.00.D.PL. 106.00
			Substituído o des. nº
			Substituído por

Planta Estrutural da Cobertura  
(Tecto do Piso 5)  
1:100



QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de Execução	Classe de Execução 2 (NP EN 13670:2011 / Emenda 2:2021, Errata1:2022 e DL n.º 90/2021)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2						
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:2013 + A2:2021							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	20	S4
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	20	S3
Paredes Contenção / Muros	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0,40	20	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC8/9	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe da massa volumica D1,0 (<1000 kg/m³)
Plano de amostragem: Resistência à compressão 7 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Resistência à compressão 28 dias (NP EN 12390-3): 3 provetes por betonagem ou por cada 50m³ Consistência (NP EN 12350-2): Em cada carro							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0H	EN 10210-1					
Aço estrutural (perfis enformados frio)	S350 GD / S320 GD	EN 10346					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 1993-1-8					
Ensaio de receção de armaduras de acordo com a NP EN 13670 - NA.1-4.3.2.							

**Legenda**

- • Designação do elemento
- • Cota Superior de Tosco
- • Espessura

Rev.01	--	dd/mm/aaaa	--
Designação	Detalhes de revisão		Assinatura
Proj.	02/07/2024	JE / MD	Proj. Estabilidade <b>CAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua do Canal, 107 - 4050-103 Ave. Tel: 22 347 83 32 Fax: 22 347 83 31 Email: engenharia@cad.pt www.cad.pt
Des.	02/07/2024	JE / MD	
Copios	----	----	
Viso	02/07/2024	João Leão	
Obs.	Requerente:		Desenho Nº 24049.00.D.PL.107.00
Escalas:	1:100	Título:	Planta Estrutural da Cobertura
		Substituído o des. nº	---
		Substituído por	---