



Projeto Estrutural de Habitações Unifamiliares

INÊS BATISTA PACHECO

novembro de 2024

Projeto Estrutural de Habitações Unifamiliares

Inês Batista Pacheco

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

Orientador: Professor Doutor Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira

Supervisor: Engenheiro António Manuel Sampaio Guedes

Júri:

Presidente:

Professora Doutora Maria do Rosário Santos Oliveira, Professora Adjunta, ISEP

Vogais:

Professor Doutor Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira, Professor Adjunto, ISEP

Professora Especialista Isabel Maria Alvim Teles, Professora Adjunta, 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.

ISEP, Porto, 4 de outubro de 2024

Inês Pacheco

RESUMO

Este documento tem como objetivo apresentar o trabalho realizado durante o estágio curricular, integrado na unidade curricular de Dissertação/Projeto/Estágio (DIPRE), do 2.º ano do Mestrado em Engenharia Civil, com especialização em Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia do Porto. O estágio, com a duração aproximada de cinco meses, foi realizado na empresa Core Concept, onde a estudante teve a oportunidade de participar e desenvolver projetos de estruturas. Durante este período, adquiriu novos conhecimentos, aprofundou o uso de *softwares* já seus conhecidos, aprendeu novos métodos de trabalho e consolidou o conhecimento adquirido ao longo da sua formação académica.

O relatório inicia-se com uma breve introdução, na qual são apresentados os objetivos e a estrutura do documento. Em seguida, é apresentada a empresa de acolhimento, as funções desempenhadas pela autora, os *softwares* utilizados e uma descrição geral dos projetos estruturais. Nos dois capítulos subsequentes, são apresentados dois casos de estudo: o primeiro, relativo ao projeto estrutural de uma habitação unifamiliar contendo diferentes materiais; o segundo, referente ao projeto estrutural de um anexo de uma habitação, especificamente o dimensionamento das paredes e da laje de uma piscina elevada. Por fim, são apresentadas as considerações finais sobre o trabalho desenvolvido.

Palavras-chave: Projeto de Estruturas, *Robot Structural Analyses*, Estrutura Metálica, Estrutura de Betão, Eurocódigos, Estágio Curricular

ABSTRACT

This document aims to present the work carried out during the curricular internship, as part of the Dissertation/Project/Internship (DIPRE) course unit, in the second year of the Master's in Civil Engineering, specialising in Structures, at the Instituto Superior de Engenharia do Porto. The internship, which lasted approximately five months, was undertaken at Core Concept, where the student could participate in and develop structural projects. During this period, new knowledge was acquired, familiar software was further explored, new working methods were learned and the knowledge gained throughout the academic journey was consolidated.

The report begins with a brief introduction, in which the objectives and structure of the document are presented. Following this, the host company is introduced, along with a description of the roles performed by the author, the software used, and a general overview of the structural projects. The next two chapters present two case studies: the first relates to the structural design of a single-family house using different materials; the second concerns the structural design of an annex to a house, specifically the design of the walls and slab for an elevated swimming pool. Finally, the document concludes with final considerations on the work carried out.

Keywords: Structural Design, Robot Structural Analyses, Steel Structure, Concrete Structure, Eurocodes, Internship

AGRADECIMENTOS

A conclusão desta caminhada tão bonita não poderia ser feita sem expressar o meu profundo agradecimento a todos os que, de uma forma ou de outra, contribuíram para a sua concretização. Por isso, deixo algumas palavras a cada um de vocês:

Em primeiro lugar, ao meu Nini, quero agradecer por seres a minha força diária, a minha luz e a minha maior alegria. A mana, que tanto pediu pela tua vinda, já sabia o ser especial que irias ser. À minha mãe e ao meu pai (que será difícil, diria impossível, que não chorem), que sem vocês nada seria possível. Obrigada por acreditarem sempre em mim e por fazerem os possíveis e os impossíveis para que eu tivesse o caminho mais tranquilo possível. Esta conquista é tanto minha como vossa.

Ao Afonso, obrigada pelo amor. O teu apoio incondicional e a tua presença constante tornaram esta caminhada mais leve. És, sem dúvida, a minha maior inspiração e o melhor companheiro em todas as caminhadas.

Aos meus amigos, que, cada um à sua maneira, tiveram um papel igualmente importante na minha vida e que, sem dúvida, vão continuar a fazer parte dela: Miguel, Jónatas, Luís, Tati, Carlota, Sara, Susana e Carol. Um agradecimento especial à Marta, por fazer parte do meu dia a dia, pela paciência, pela boa disposição, por tornar as coisas simples e, principalmente, por ser tão amiga. Um obrigada aos restantes colegas de curso, que, mesmo indiretamente, contribuíram para o sucesso desta caminhada.

Ao “Sócio”, um agradecimento sincero por me inculcires o gosto pela engenharia civil, por toda a partilha de conhecimento e pela confiança que sempre depositaste em mim, muitas vezes mais do que eu própria.

À Ritinha, por ser a minha companhia desde que me lembro. Obrigada por te lembrares sempre de mim.

À Catarina, por seres a minha outra metade e pelo teu constante “já deu certo”, que me acompanhou ao longo de todo este percurso. Aos restantes amigos, que foram surgindo e tornando esta jornada mais especial, o meu obrigada.

À minha família e à minha segunda família, obrigada pela preocupação constante, incentivo e boa disposição que sempre demonstraram.

À Eng^a Maria do Rosário Oliveira, diretora do curso, obrigada por desde o início do meu percurso académico, ser sempre tão prestável e pelos ensinamentos que levarei para a vida. Estendo também o meu agradecimento a todos os docentes que marcaram o meu trajeto académico.

Um especial obrigada ao Prof. Rodrigo Falcão Moreira, por ser um professor exemplar e uma verdadeira inspiração para todos. Obrigada pela orientação e por me transmitir ensinamentos tão valiosos.

Ao Eng. António Guedes, meu orientador de estágio, por me proporcionar a oportunidade de estagiar na Core Concept, por todo o conhecimento partilhado e pelas críticas e opiniões que me ajudaram a crescer profissionalmente. Um obrigada também ao Rui, pela sua paciência e ajuda constante, e aos restantes colegas da empresa, que sempre me acolheram tão bem.

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução	1
1.1	Considerações Iniciais.....	1
1.2	Estrutura do Relatório	2
2	Enquadramento na Empresa de Acolhimento.....	5
2.1	Empresa de Acolhimento – Core Concept.....	5
2.2	Funções Desempenhadas	6
2.3	<i>Softwares</i>	7
2.3.1	<i>BricsCAD Lite</i>	7
2.3.2	<i>CYPECAD</i>	7
2.3.3	<i>Robot Structural Analyses</i>	8
2.4	Reabilitação <i>versus</i> Construção Nova.....	8
3	Projeto de Ampliação de Edificação Pré-existente.....	13
3.1	Descrição do Edifício e Análise da Arquitetura.....	13
3.2	Proposta da Solução Estrutural	19
3.3	Materiais e Considerações de Projeto.....	27
3.4	Ações e combinações de ações	28
3.5	Modelação Utilizando o <i>Robot</i>	42
3.6	Dimensionamento do Pavimento Metálico do Piso 2	48
3.7	Dimensionamento das Placas de OSB do Piso 2.....	63
3.8	Dimensionamento e Pormenores de Ligações	67
3.8.1	Ligação entre perfis metálicos.....	67

3.8.2	Ligação vigas metálicas – vigas de betão	77
4	Projeto de Construção de Anexo de uma Habitação Unifamiliar	81
4.1	Descrição do Edifício e Análise da Arquitetura.....	81
4.2	Proposta da Solução Estrutural	88
4.3	Materiais e Considerações de Projeto.....	92
4.4	Ações e combinações de ações	93
4.5	Modelação Utilizando o <i>Robot</i>	97
4.6	Dimensionamento das Paredes de Betão Armado à Vista	99
4.6.1	Estados limites últimos.....	100
4.6.2	Estado limite de serviço	112
4.7	Dimensionamento da Laje da Piscina.....	119
4.7.1	Estados limites últimos.....	119
4.7.2	Estados limites de serviço	127
5	Considerações Finais.....	131
	Referências Bibliográficas	134
	Anexo I – Ficha Técnica OSB.....	137
	Anexo II – Ligação HILTI.....	141
	Anexo III – Elementos de Consulta.....	149

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Logótipo da empresa de acolhimento (Core Concept, 2024)	5
Figura 2.2 – Projetos da Core Concept (Core Concept, 2024)	6
Figura 3.1 – Fotografia da edificação a reabilitar.....	14
Figura 3.2 – Planta de arquitetura de vermelhos e amarelos do Piso térreo	15
Figura 3.3 – Planta de arquitetura final do Piso térreo.....	16
Figura 3.4 – Planta de arquitetura de vermelhos e amarelos do Piso 1	16
Figura 3.5 – Planta de arquitetura final do Piso 1	17
Figura 3.6 – Planta de arquitetura final do Piso 2.....	18
Figura 3.7 – Planta de arquitetura final da cobertura.....	18
Figura 3.8 – Corte AA da arquitetura	19
Figura 3.9 – Pormenor do Pavimento Térreo	21
Figura 3.10 – Planta da solução estrutural da fundação.....	22
Figura 3.11 – Planta da solução estrutural do Piso 1	23
Figura 3.12 – Distância entre eixo do perfil secundário e viga de betão.....	24
Figura 3.13 – Planta da solução estrutural do Piso 2	25
Figura 3.14 – Planta da solução estrutural da Cobertura	26
Figura 3.15 – Planta da solução estrutural das trapeiras.....	27
Figura 3.16 – Revestimentos do Piso 1	32
Figura 3.17 – Revestimentos do Piso 2 e da cobertura.....	33
Figura 3.18 – Representação do coeficiente de exposição (NP EN 1991-1-4, 2010).....	37
Figura 3.19 – Pressões positivas e negativas	37

Figura 3.20 – Esquema do vento no edifício (NP EN 1991-1-4, 2010)	38
Figura 3.21 – Caso aplicável à direção x do vento (NP EN 1991-1-4, 2010).....	39
Figura 3.22 – Caso aplicável à direção y do vento (NP EN 1991-1-4, 2010)	40
Figura 3.23 – Definição dos eixos no <i>Robot</i>	43
Figura 3.24 – Apoio simples contínuo.....	44
Figura 3.25 – Modelação final da estrutura a).....	45
Figura 3.26 – Modelação final da estrutura b).....	46
Figura 3.27 – Sobrecarga projetada na cobertura	47
Figura 3.28 – Ações inseridas no <i>Robot</i>	47
Figura 3.29 – Aplicação das restantes cargas permanentes em cada contorno.....	49
Figura 3.30 – <i>Load distribution – One-way Y</i>	49
Figura 3.31 – Ligação <i>Pinned-Pinned</i> nos perfis secundários.....	50
Figura 3.32 – Distribuição das cargas nos perfis secundários.....	51
Figura 3.33 – <i>Member Types</i>	51
Figura 3.34 – Atribuição das vigas principais	52
Figura 3.35 – Atribuição das vigas secundárias.....	52
Figura 3.36 – Configurações das vigas principais.....	53
Figura 3.37 – Configurações das vigas secundárias	54
Figura 3.38 – Verificações das vigas principais HEA 200.....	55
Figura 3.39 – Nota de cálculo do perfil HEA 200 mais esforçado	56
Figura 3.40 – Verificações das vigas principais HEA 180.....	57
Figura 3.41 – Verificações das vigas secundárias IPE 120 a).....	58
Figura 3.42 – Verificações das vigas secundárias IPE 120 b).....	59
Figura 3.43 – Deformações das vigas principais HEA 200 b).....	61
Figura 3.44 – Deformações das vigas principais HEA 180.....	62
Figura 3.45 – Nota de cálculo do IPE 120 para o ELS	63

Figura 3.46 – Painel de OSB (BANEMA, s.d).....	64
Figura 3.47 – Representação dos símbolos das distâncias (NP EN 1993-1-8, 2010)	70
Figura 3.48 – Solução inicial da ligação.....	71
Figura 3.49 – Perfis mais esforçados para a ligação	71
Figura 3.50 – Definição do tipo de ligação.....	72
Figura 3.51 – Definição de distâncias da ligação.....	72
Figura 3.52 – Definição da geometria da chapa.....	73
Figura 3.53 – Definição dos parafusos	73
Figura 3.54 – Verificação da nova solução da ligação.....	74
Figura 3.55 – Esquema da solução final	74
Figura 3.56 – Capacidade resistente do parafuso a).....	75
Figura 3.57 – Capacidade resistente do parafuso b).....	76
Figura 3.58 – Verificação da rotura em bloco.....	76
Figura 3.59 – Redução da resistência da chapa pela presença de furos.....	77
Figura 3.60 – Redução da resistência da viga IPE 120 pela presença de furos.....	77
Figura 3.61 – Dimensões da ligação da viga principal à viga de betão	79
Figura 4.1 – 3D proposto pela arquitetura	82
Figura 4.2 – Planta de arquitetura do Piso -1	83
Figura 4.3 – Planta de arquitetura do Piso 0.....	84
Figura 4.4 – Planta de arquitetura da Cobertura	85
Figura 4.5 – Corte AA da arquitetura	86
Figura 4.6 – Corte BB da arquitetura	87
Figura 4.7 – Corte CC da arquitetura	87
Figura 4.8 – Planta da solução estrutural do Piso -1.....	89
Figura 4.9 – Planta da solução estrutural do Piso 0	90
Figura 4.10 – Planta da solução estrutural da Cobertura	91

Figura 4.11 – Corte AA da solução estrutural	92
Figura 4.12 – Corte CC da solução estrutural.....	92
Figura 4.13 – Impulso de terras no <i>Robot</i>	94
Figura 4.14 – Sobrecarga do Piso 0 no <i>Robot</i>	94
Figura 4.15 – Impulso da água no <i>Robot</i>	95
Figura 4.16 – Restantes cargas permanentes da piscina no <i>Robot</i>	96
Figura 4.17 – Sobrecarga da Cobertura no <i>Robot</i>	96
Figura 4.18 – Definição dos eixos no <i>Robot</i>	98
Figura 4.19 – Modelação no <i>Robot</i> (a).....	98
Figura 4.20 – Modelação no <i>Robot</i> (b).....	99
Figura 4.21 – Parede não sujeita ao impulso hidrostático.....	100
Figura 4.22 – Momentos fletores atuantes em X	100
Figura 4.23 – Momentos fletores atuantes em Y.....	101
Figura 4.24 – PAR3, parede mais esforçada.....	101
Figura 4.25 – Eixos locais da PAR3	102
Figura 4.26 – Momentos atuantes em Y da PAR3.....	102
Figura 4.27 – Esforços axiais atuantes em Y da PAR3	103
Figura 4.28 – Corte vertical e horizontal da parede (Félix, et al., 2014)	104
Figura 4.29 – Momentos atuantes em X da PAR3.....	106
Figura 4.30 – Esforços axiais atuantes em X da PAR3.....	106
Figura 4.31 – Esquema da armadura transversal (Félix, et al., 2014)	108
Figura 4.32 – Esforço transversal atuante da PAR3	109
Figura 4.33 – Esquema da armadura de bordo livre (Félix, et al., 2014)	110
Figura 4.34 – Amarração da armadura horizontal nas zonas dos cantos (Félix, et al., 2014)..	111
Figura 4.35 – Pormenor de corte vertical da PAR3	111
Figura 4.36 – Deformação elástica da PAR3	118

Figura 4.37 – Diagrama de momentos da laje maciça (Félix et al., 2014)	119
Figura 4.38 – Momentos atuantes negativos na direção X.....	120
Figura 4.39 – Momentos atuantes positivos na direção X.....	120
Figura 4.40 – Momentos atuantes negativos na direção Y.....	121
Figura 4.41 – Momentos atuantes positivos na direção Y.....	121
Figura 4.42 – Esforço transversal da laje da piscina	124
Figura 4.43 – Amarração de armadura inferior em apoio de encastramento (Félix et al., 2014)	125
Figura 4.44 – Amarração de armadura superior em apoio de encastramento (Félix et al., 2014)	125
Figura 4.45 – Planta malha de armaduras inferiores em X e em Y	126
Figura 4.46 – Planta malha de armaduras superiores em X e em Y.....	127
Figura 4.47 – Deformação elástica da laje da piscina	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Considerações de projeto para o betão	28
Tabela 3.2 – Aço utilizado	28
Tabela 3.3 – Categorias de utilização a) (NP EN 1991-1-1, 2009)	30
Tabela 3.4 – Categorias de utilização b) (NP EN 1991-1-1, 2009)	30
Tabela 3.5 – Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifício (NP EN 1991-1-1, 2009)	30
Tabela 3.6 – Sobrecargas em coberturas da categoria H (NP EN 1991-1-1, 2009)	31
Tabela 3.7 – Valor básico da velocidade de referência do vento (NP EN 1991-1-4, 2010)	34
Tabela 3.8 – Categorias e parâmetros do terreno (NP EN 1991-1-4, 2010)	36
Tabela 3.9 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior (NP EN 1991-1-4, 2010)	39
Tabela 3.10 – Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (NP EN 1990, 2009)	42
Tabela 3.11 – Combinações de ações inseridas no <i>Robot</i>	48
Tabela 3.12 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (NP EN 1993-1-1, 2010)	60
Tabela 3.13 – Deformações das vigas principais HEA 200 a)	61
Tabela 3.14 – Deformações das vigas secundárias IPE 120	62
Tabela 3.15 – Máxima carga que a placa de OSB resiste (Sonae Arouco, 2024).	66
Tabela 3.16 – Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos (NP EN 1993-1-8, 2010)	69
Tabela 4.1 – Considerações de projeto para os elementos de betão	93

Tabela 4.2 – Dimensionamento da armadura vertical à flexão composta	105
Tabela 4.3 – Dimensionamento da armadura vertical à flexão simples	105
Tabela 4.4 – Dimensionamento da armadura horizontal à flexão composta	107
Tabela 4.5 – Necessidade de armadura transversal	109
Tabela 4.6 – Dimensionamento da armadura transversal	110
Tabela 4.7 – $W_{máx}$ em função da classe de exposição, em mm (NP EN 1992-1-1, 2010).....	113
Tabela 4.8 – Verificação da fendilhação à flexão para a direção Y	116
Tabela 4.9 – Verificação da fendilhação à flexão para a direção X	117
Tabela 4.10 – Verificação da fendilhação à tração para a direção X	117
Tabela 4.11 – Malha de armaduras e momentos resistentes.....	122
Tabela 4.12 – Folha de cálculo das malhas de armaduras e dos momentos resistentes	122
Tabela 4.13 – Armadura mínima, máxima e espaçamento máximo	123
Tabela 4.14 – Verificação da necessidade de armadura transversal para a laje da piscina	124
Tabela 4.15 – Comprimento de amarração equivalente (Félix, 2013).....	126
Tabela 4.16 – Verificação da fendilhação à flexão para a direção X.....	128
Tabela 4.17 – Verificação da fendilhação à flexão para a direção Y	128
Tabela 4.18 – Verificação da fendilhação à tração para a direção X	129
Tabela 4.19 – Verificação da fendilhação à tração para a direção Y	129

ABREVIATURAS

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

ISEP – Instituto Superior de Engenharia do Porto

M_{x+} – Momento fletor positivo no eixo x

M_{x-} – Momento fletor negativo no eixo x

M_{y+} – Momento fletor positivo no eixo y

M_{y-} – Momento fletor negativo no eixo y

OSB - Oriented strand board (Placas de Partículas Orientadas)

PP – Peso próprio

RCP – Restantes cargas permanentes

Robot – Robot Structural Analyses

SOB – Sobrecarga

$W_{máx}$ – valor limite da largura de fendas

XPS – Poliestireno extrudido

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente relatório, elaborado no âmbito do estágio curricular realizado na empresa Core Concept, enquadra-se na unidade curricular de Dissertação / Projeto / Estágio (DIPRE) do 2º ano do Mestrado de Engenharia Civil, especialização em Estruturas, do Instituto Superior de Engenharia do Porto.

A escolha deste estágio, centrado no desenvolvimento de projetos de estruturas, desperta particular interesse para a autora, uma vez que a estrutura constitui a base de qualquer construção e é parte integrante de todos os processos envolvidos num projeto completo de uma edificação. Além disso, o carácter desafiador desta área, foi um fator determinante para esta escolha.

O principal objetivo deste relatório é descrever dois dos trabalhos desenvolvidos durante o estágio, ambos projetos estruturais. O primeiro projeto consiste na reabilitação de uma habitação unifamiliar, localizada em Belém, onde se pretende preservar apenas a fachada principal em pedra e construir novos pisos. O segundo, envolve a construção de um anexo com piscina elevada, de uma habitação unifamiliar localizada na Maia. Importa referir que este relatório aborda apenas alguns pontos que se consideram mais pertinentes, e não o projeto completo. Estes trabalhos foram desenvolvidos recorrendo aos conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico, no curso de Engenharia Civil, bem como aos métodos de trabalho adotados pela empresa de acolhimento. Além disso, recorreu-se a alguns *softwares*, como o *CYPECAD* e o *Robot Structural Analysis*, de forma a tornar a análise das estruturas, mais rápida e eficiente, possibilitando a otimização das soluções. No entanto, nesta área, é imprescindível manter um espírito crítico de forma a validar os resultados obtidos pelos *softwares*, e por isso, estes devem ser usados apenas como complemento, e não como ferramenta principal.

Para além das competências técnicas, a autora procurou desenvolver outras proporcionadas pelo estágio, tais como:

- A adaptação ao ambiente empresarial;
- A aquisição de conhecimentos sobre temas não aprofundados ao longo do percurso acadêmico;
- O aprofundamento de competências na área de especialização de estruturas;
- O desenvolvimento de métodos de trabalho e a resolução de desafios específicos de Engenharia Civil.

1.2 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

O presente relatório está estruturado em cinco capítulos, estando os mesmos divididos em vários subcapítulos.

O primeiro capítulo consiste na introdução, onde são delineados os objetivos e as motivações da autora, além de ser apresentado um resumo dos temas desenvolvidos ao longo do relatório.

O segundo capítulo aborda vários temas mais teóricos em comparação com o restante relatório, tais como:

- Uma breve apresentação da empresa de acolhimento;
- A descrição das funções desempenhadas pela autora durante o estágio curricular;
- A explicação dos *softwares* utilizados nos diferentes projetos realizados ao longo do estágio;
- Uma comparação entre projetos de reabilitação e de construção nova;
- A descrição das fases que um projeto engloba, quer seja de licenciamento ou de execução, incluindo as peças finais que devem ser apresentadas em cada uma dessas fases;
- A descrição de princípios fundamentais a seguir num projeto de estruturas.

No terceiro capítulo, é apresentado o primeiro caso de estudo. Nos subcapítulos iniciais, é apresentada a estrutura em questão, bem como a análise do projeto de arquitetura. Em

seguida, é proposta uma solução estrutural, sendo também descritos os materiais considerados e apresentadas as principais considerações de projeto. Já relativamente à fase de dimensionamento, são primeiramente identificadas as ações e combinações de ações; depois é apresentada a modelação utilizando o *Robot*, e é dimensionado um pavimento metálico, bem como as placas de OSB que estão sobrepostas neste. Por fim, são dimensionadas e pormenorizadas algumas ligações.

Os primeiros cinco subcapítulos do quarto capítulo, seguem uma estrutura similar à do capítulo 3, diferenciando-se apenas no processo de dimensionamento. Nos subcapítulos relativos a este, é apresentado o dimensionamento de uma parede que envolve a piscina, bem como a laje da mesma, quer para o Estado Limite Último (ELU), quer para o Estado Limite de Serviço (ELS).

Por fim, no capítulo 5, são apresentadas as conclusões do trabalho desenvolvido, destacando os pontos mais importantes e identificando as dificuldades encontradas.

CAPÍTULO 1

2 ENQUADRAMENTO NA EMPRESA DE ACOLHIMENTO

2.1 EMPRESA DE ACOLHIMENTO – CORE CONCEPT

O estágio curricular decorreu na Core Concept, empresa com nove anos de atividade, sediada na Maia, que presta serviços nas áreas da Engenharia e Arquitetura. Destaca-se pela elaboração de projetos, consultoria e acompanhamento e fiscalização de obras. Conhecida por apresentar soluções economicamente viáveis e adequadas aos requisitos dos clientes, quer sejam particulares, empresariais ou públicos, em novos projetos ou em projetos de reabilitação e ampliação. A Figura 2.1 representa o atual logótipo da empresa.



Figura 2.1 – Logótipo da empresa de acolhimento (Core Concept, 2024)

O quadro desta empresa é composto, até ao momento, por cerca de cinco arquitetos e quinze engenheiros civis, que desempenham atividades nas diversas especialidades:

- Arquitetura;
- Arquitetura Paisagista;
- Fundações e Estruturas;
- Instalações Hidráulicas;
- Instalações de Gás;
- Instalações Elétricas e Telecomunicações;
- Segurança contra Incêndio
- Condicionamento Acústico;
- Condicionamento Térmico e Certificação Energética;
- Obras de Urbanização;
- Vias de Comunicação.

Esta empresa dispõe de um vasto portefólio de obras concluídas, apresentando-se de seguida algumas delas em que se participou nas diversas especialidades referidas anteriormente (Ver Figura 2.2).



a) Ampliação de edifício de Centro de Vinificação (Arquitetura e Especialidades)



b) Construção de edifício do setor farmacêutico em lote industrial (Arquitetura e Especialidades)



c) Alteração e ampliação de edifício do século XIX (Especialidades)



d) Alteração de edifício existente para criação de superfície comercial (Especialidades)

Figura 2.2 – Projetos da Core Concept (Core Concept, 2024)

2.2 FUNÇÕES DESEMPENHADAS

O estágio curricular teve início a 19 de fevereiro de 2024 e terminou a 28 de junho do mesmo ano. A primeira semana, foi de adaptação, em que a autora primeiramente se familiarizou com o ambiente empresarial, quer relativamente aos métodos de trabalho, aos programas utilizados e aos colegas. Nas restantes semanas, desempenhou tarefas na área de projeto de estruturas. A autora procurou sempre analisar situações que até então eram suas desconhecidas, procurando a informação necessária e desenvolvendo métodos que permitissem chegar aos objetivos pretendidos. Além disso, procurou ser sempre o mais rigorosa e correta possível. A autora, em conjunto com o orientador da empresa, definiu

metas semanais, uma vez que a área de projeto se destaca pela constante pressão nas datas das entregas.

Além da componente de projeto, a autora também efetuou visitas às obras para as quais estava a desenvolver o respetivo projeto, bem como a obras já concluídas pela empresa. Considerou estas visitas uma mais-valia significativa, pois proporcionaram-lhe uma visão mais prática e aprofundada, enriquecendo os seus conhecimentos e contribuindo para uma melhor compreensão na realização dos projetos.

Ao longo do estágio curricular também foram utilizados programas de modelação e de cálculo automático, bem como folhas de cálculo desenvolvidas pela autora e outras fornecidas pela empresa.

2.3 SOFTWARES

Apesar de, nos vários projetos desenvolvidos no estágio, se ter utilizado estes três *softwares* que seguidamente se apresentam, nos casos de estudo presentes neste relatório, apenas se utilizou o *BricsCAD* e o *Robot*.

2.3.1 BricsCAD Lite

O *BricsCAD* trata-se de um *software* que se destaca pela disponibilidade de realizar um desenho em 2D, para diversas especialidades, nas diversas engenharias existentes, bem como para a arquitetura. Através das ferramentas que este oferece, é possível realizar desenhos com bastante rigor e precisão. Este é compatível com o Autocad, sendo os seus comandos e atalhos também compatíveis. Foi utilizado em todos os projetos realizados ao longo de todo o estágio, uma vez que permite: i) análise dos projetos de arquitetura; ii) desenho da solução estrutural adotada; iii) desenho de cortes da estrutura; iv) desenho de pormenores construtivos; v) preparação de tudo o que engloba as peças desenhadas relativos a cada um.

2.3.2 CYPECAD

Existem várias vertentes do *CYPE*, sendo elas o *CYPECAD*, o *CYPEMEP*, *CYPE 3D*, entre outras, sendo que o *CYPECAD* é o que se destina ao cálculo estrutural. Este é um programa de cálculo automático que permite a análise estrutural de uma variedade de estruturas, sendo possível inserir as secções dos elementos pretendidos, bem como os materiais que os constituem.

Após o cálculo é possível editar cada elemento de forma a ajustar, por exemplo, as armaduras, mas sempre cumprindo as disposições legais em vigor. Este permite a visualização em planta, bem como a visualização em 3D. Para além disso, também é possível extrair cortes da estrutura, bem como desenhos sobre cada elemento, no que diz respeito às suas secções e armaduras, por exemplo.

2.3.3 Robot Structural Analysis

Este é um *software* tridimensional de cálculo automático que permite realizar a análise estrutural de uma vasta variedade de estruturas. Ou seja, através da modelação da estrutura e do seu cálculo, é possível avaliar os esforços atuantes em cada elemento que a constitui, avaliar os respetivos diagramas, dimensionar os elementos pretendidos e verificar as respetivas verificações regulamentares. Para este efeito, o *software* contém uma compilação exaustiva de normas de projeto que se aplicam ao país onde se pretende projetar a estrutura. É bastante versátil, uma vez que realiza a análise estrutural para estruturas pequenas, médias, grandes, simples ou complexas (Silva, 2016).

É de realçar que este é um *software* de cálculo automático, no entanto, é necessário um pré-dimensionamento, a definição dos materiais de cada elemento e a definição das ações e das respetivas combinações, de forma a ser possível modelar a estrutura e obter os resultados pretendidos. Assim, na utilização do mesmo para os projetos que seguidamente são abordados, apesar de este atribuir automaticamente a carga relativa ao peso próprio e de conter combinações de ações automáticas, teve-se o cuidado de se inserir as restantes cargas, como por exemplo a sobrecarga e as restantes cargas permanentes, bem como as combinações de ações que se aplicam.

2.4 REABILITAÇÃO VERSUS CONSTRUÇÃO NOVA

Qualquer edifício está constantemente sujeito a agentes e comportamentos que propiciam a sua degradação ao longo do tempo. Assim, quando se pretende alterar as suas condições de utilização, ou quando o seu desempenho funcional é comprometido, deve-se proceder à sua reabilitação. A reabilitação, em geral, é mais complexa do que uma construção nova, uma vez que é necessário considerar o estado de conservação da estrutura, quais os elementos a manter, quais a reforçar e quais a demolir, e, assim, definir uma solução estrutural que seja compatível com todos os requisitos definidos no projeto de arquitetura. Num projeto deste

género, é necessário olhar para o edifício como um todo, apesar de alguns elementos já existirem e outros serem novos.

Este tipo de intervenção tem revelado um forte crescimento, uma vez que a procura por manter o valor histórico e a identidade de cada cidade tem-se revelado significativa. Assim, ao se proceder à reabilitação de um edifício, esta deve preservar os valores arquitetónicos do mesmo e, para isso, deve-se adotar uma solução estrutural que os respeite. Desta forma, devem ser estudadas todas as soluções, nomeadamente os materiais e os métodos possíveis, e escolher a que será mais adequada economicamente, estruturalmente e esteticamente.

De uma forma geral, um projeto de reabilitação estrutural engloba as seguintes fases:

- Análise do projeto de arquitetura, ou seja, análise das plantas, cortes e alçados, em que é estudada a estrutura existente que se irá manter e a que será demolida, bem como a proposta da estrutura final. Nestas peças desenhadas, os elementos a amarelo são os elementos que serão demolidos, os elementos a vermelho, os que serão construídos/adicionados, e os elementos a preto, os que se irão manter. É importante comparar as plantas de vermelhos e amarelos, com as plantas do edifício existente. Nesta fase, é essencial compreender muito bem todo o projeto de arquitetura, de forma a posteriormente ser possível definir uma solução estrutural compatível;
- Conceção estrutural, em que é definida uma solução estrutural, de acordo com o projeto de arquitetura proposto. Esta fase consiste em atribuir a todos os elementos estruturais o tipo de material e a respetiva secção. É importante realçar que esta secção atribuída previamente poderá não ser a secção final, uma vez que ainda se procederá à fase de dimensionamento e está em constante alteração. Esta etapa é muito importante uma vez que é necessário avaliar bem os materiais a utilizar, de forma a terem o menor impacto possível na estrutura pré-existente;
- Definição e quantificação das ações, que depende do tipo de utilização que o edifício terá, do elemento estrutural em causa, dos revestimentos que terá, da localização do edifício, entre outros fatores;
- Dimensionamento, manual ou automático, da solução estrutural proposta e posterior validação e retificação dos elementos que tiverem de ser alterados;

- Desenvolvimento e apresentação de peças desenhadas, em que são apresentadas as plantas estruturais, eventuais cortes que se considere relevantes e pormenores construtivos;
- Desenvolvimento e apresentação de peças escritas, em que são apresentadas todas as informações escritas relevantes para o projeto.

Findo estas fases, obtém-se o projeto estrutural, onde deve estar especificada toda a informação essencial, nomeadamente: i) solução estrutural adotada; ii) materiais escolhidos e as suas especificações; iii) métodos de execução que se considerem apropriados; iv) peças desenhadas; v) peças escritas.

Um projeto de uma construção nova tem fases idênticas às enunciadas acima, no entanto, distingue-se, geralmente, pelo menor grau de dificuldade, devido a não ser necessário analisar os elementos e respetivos materiais que serão mantidos e escolher uma solução que seja compatível com estes.

Quer se trate de uma reabilitação ou de uma construção nova, em qualquer projeto de estruturas deve haver um equilíbrio entre os seguintes princípios (Mendes e Pedro, 2020):

- Funcionalidade, que é relativo ao tipo de utilização que a estrutura terá;
- Segurança, em que garante que se a estrutura for executada de acordo com o projeto, conseguirá cumprir a sua função, quer relativamente a evitar o seu colapso, quer relativamente a ter um bom comportamento em condições de utilização;
- Economia, em que se deve ter em consideração todo o custo associado a materiais, métodos construtivos e outros;
- Sustentabilidade, em que se deve ter em conta quer a manutenção, quer a sua posterior demolição e reciclagem;
- Estética.

Estes princípios foram seguidos nos casos de estudo que se apresentam neste relatório, no entanto, é importante realçar que cada projeto é único e a escolha da solução estrutural dependerá dos requisitos de cada um.

Resumindo, um projeto de reabilitação destaca-se pela vantagem de se preservar a identidade quer do edifício, quer do local onde este se insere, no entanto, um projeto de uma construção totalmente nova destaca-se geralmente pela facilidade de análise e de cálculo. Para além

disso, também em fase de execução de obra, a reabilitação, geralmente, é mais complexa devido ao menor conhecimento de técnicas de execução.

Um projeto de estruturas, quer seja de reabilitação ou de uma estrutura completamente nova, pode englobar duas fases de projeto: o projeto de licenciamento e o projeto de execução, em que este último é um projeto mais estudado, detalhado e rigoroso e que só tem início após aprovação do projeto de licenciamento, por parte da entidade responsável.

Já na fase de execução, é necessário garantir que a intervenção estrutural é realizada de acordo com o projeto de estruturas e, no caso de ser necessário proceder a alguma alteração, deve ser comunicada ao projetista responsável, para que estude uma nova solução.

Nos casos de estudo que se apresentam nos capítulos 3 e 4, foram realizados o projeto de licenciamento, assim como o projeto de execução, no entanto, nestes capítulos, compilou-se os dois tipos de projeto, uma vez que o projeto de licenciamento consistiu num pré-dimensionamento, e o projeto de execução na validação e ajuste de todos os elementos, quer a nível de desenhos, quer a nível de cálculo.

Como referido anteriormente, após o dimensionamento estrutural, apresentam-se peças desenhadas e peças escritas. Relativamente às peças desenhadas, na empresa procura-se representar a seguinte informação:

- Criação de um índice de peças desenhadas;
- Preparação das plantas de arquitetura para sobreposição com plantas estruturais;
- Representação nas plantas estruturais dos principais eixos da estrutura e as cotas entre os mesmos, bem como distâncias que se considerem importantes;
- Caso a solução estrutural tenha perfis metálicos, estes devem ser representados com as dimensões geométricas corretas, nomeadamente largura do banzo e da espessura da alma;
- Nas plantas estruturais, devem ser representados todos os elementos que constituem a estrutura e com as respetivas dimensões e designações;
- Deve-se atribuir as *Layers* a cada elemento, definidas pela empresa;
- Devem ser representados cortes estruturais, à escala que se considerar adequada;

- Devem ser representados os pormenores que se considerem necessários, dos quais podem consistir em pormenores de vigas, lintéis, pavimento térreo, armaduras de lajes, escadas, ligações...;
- Todos os desenhos devem ser legendados com a respetiva descrição, escala utilizada e nome do projetista e do requerente.

Relativamente às peças escritas, geralmente são elaboradas as seguintes:

- Termo de responsabilidade do autor;
- Memória descritiva e justificativa, em que se descreve toda a informação importante relativa ao projeto, nomeadamente: localização, área de implantação, número de pisos, descrição da estrutura, solo, materiais utilizados, ações e combinações consideradas, critérios de verificação de segurança, modelos de cálculo, notas de cálculo e considerações finais;
- Mapa de quantidades;
- Estimativa orçamental;
- Declaração da ordem dos engenheiros.

Para concluir, quer nos projetos, quer na fase de execução de obra, é crucial estudar e cumprir todas as normas e regulamentos aplicáveis, e assim, nos casos de estudo seguintes, é feita a referência à legislação, conforme o tema que está a ser abordado.

3 PROJETO DE AMPLIAÇÃO DE EDIFICAÇÃO PRÉ-EXISTENTE

Neste primeiro caso de estudo, são aprofundados vários assuntos relacionados com um projeto de estruturas, mais especificamente, um projeto de reabilitação estrutural. Como tal, são abordados os seguintes tópicos:

- Breve descrição do edifício e análise do projeto de arquitetura;
- Apresentação da solução estrutural proposta;
- Descrição dos materiais utilizados e considerações de projeto;
- Ações e combinações de ações consideradas;
- Modelação utilizando o *software Robot*;
- Dimensionamento do pavimento metálico do Piso 2;
- Dimensionamento das placas de OSB do Piso 2;
- Dimensionamento e pormenores de ligações.

3.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E ANÁLISE DA ARQUITETURA

Este projeto consiste na reabilitação de um edifício de habitação unifamiliar, localizado em Belém, Lisboa. Esta intervenção surge, de acordo com o escrito na memória descritiva da arquitetura, devido às deficientes condições de conservação e habitabilidade do mesmo. Neste sentido, pretende-se ampliar o edifício existente e proporcionar-lhe as condições ideais de habitabilidade. Como este se encontra inserido numa zona na qual predominam edifícios em mau estado de conservação, esta reabilitação surge como uma possibilidade de potencialização dos processos de reabilitação da área envolvente.

Seguidamente, apresenta-se uma interpretação do projeto de arquitetura.

Inicialmente, este edifício era composto apenas por um piso, como se vê na Figura 3.1, no entanto, com a sua reabilitação, pretende-se que este passe a ter três pisos, uma área total de 58,65 m² e que seja de tipologia T2.



Figura 3.1 – Fotografia da edificação a reabilitar

Na Figura 3.2 é possível observar a planta de arquitetura de vermelhos e amarelos do piso térreo. Ao analisar esta planta, observa-se que, neste piso, apenas se pretende conservar a fachada principal, construída em pedra, na qual apenas estão previstas as aberturas para as portas. A restante estrutura deste piso será demolida e novamente construída, assim como as escadas de acesso ao piso superior. Quanto aos limites do terreno, o edifício é limitado em todo o seu redor por outros edifícios, exceto na fachada principal.

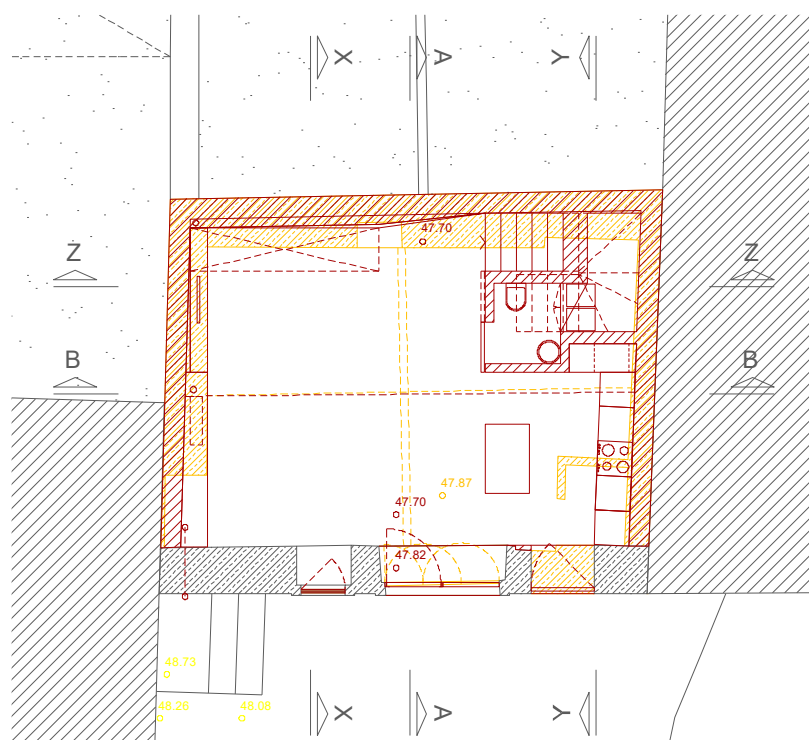


Figura 3.2 – Planta de arquitetura de vermelhos e amarelos do Piso térreo

Este piso será composto por uma sala, uma instalação sanitária e uma cozinha, como se pode ver na planta de arquitetura final (Ver Figura 3.3).

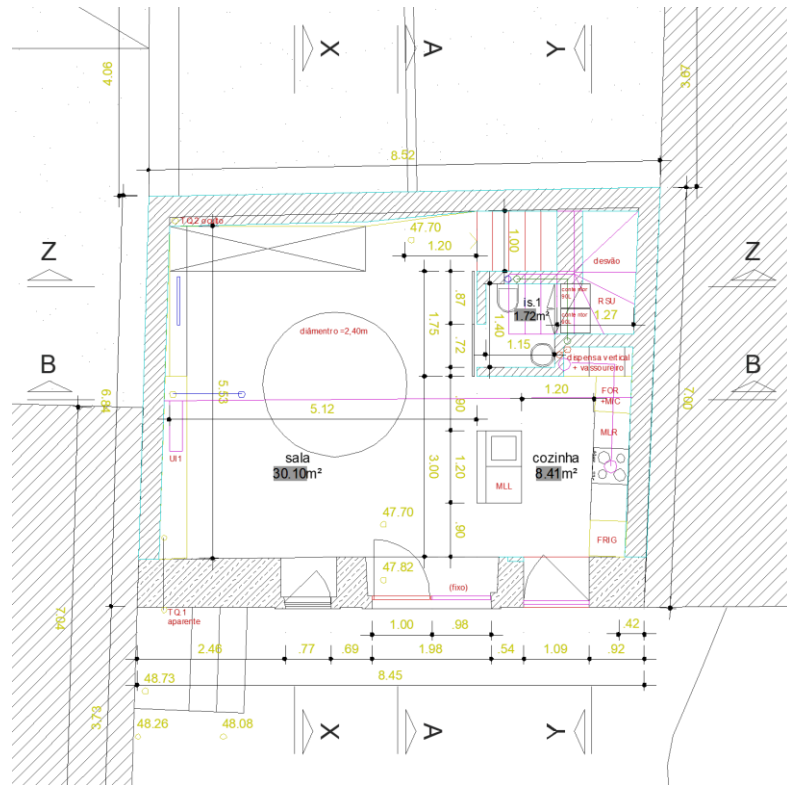


Figura 3.3 – Planta de arquitetura final do Piso térreo

No Piso 1, pretende-se a demolição do teto do Piso térreo e a construção de um piso totalmente novo, incluindo as escadas de acesso ao Piso 2 (Ver Figura 3.4).

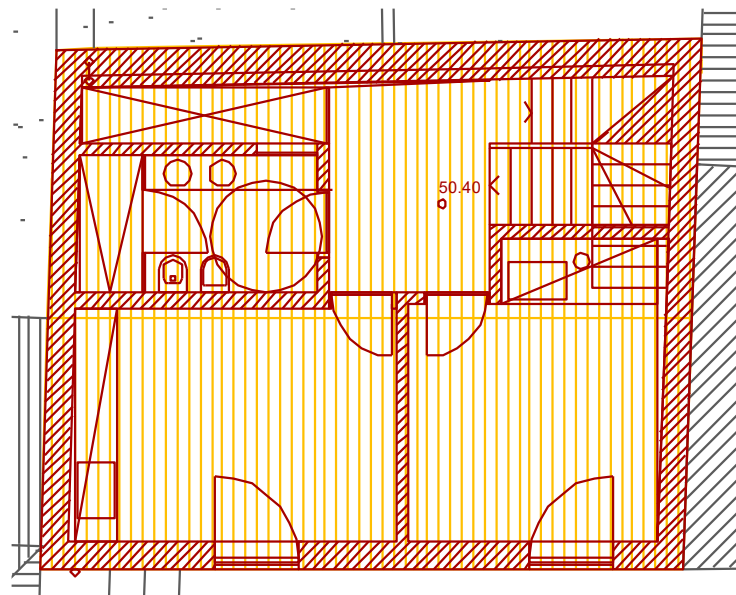


Figura 3.4 – Planta de arquitetura de vermelhos e amarelos do Piso 1

Este piso será composto por uma instalação sanitária, um *hall* e dois quartos, como se pode ver na planta de arquitetura final (Ver Figura 3.5).

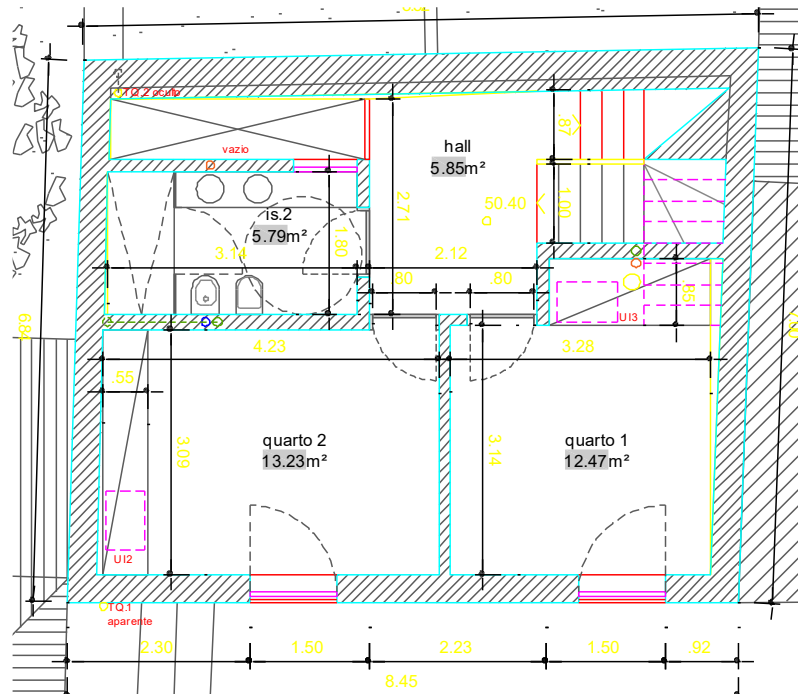


Figura 3.5 – Planta de arquitetura final do Piso 1

Como o Piso 2 e a Cobertura são pisos adicionais ao existente, apenas se apresentam as plantas de arquitetura finais. O Piso 2 será composto por uma área técnica e um terraço, como se pode ver na Figura 3.6.

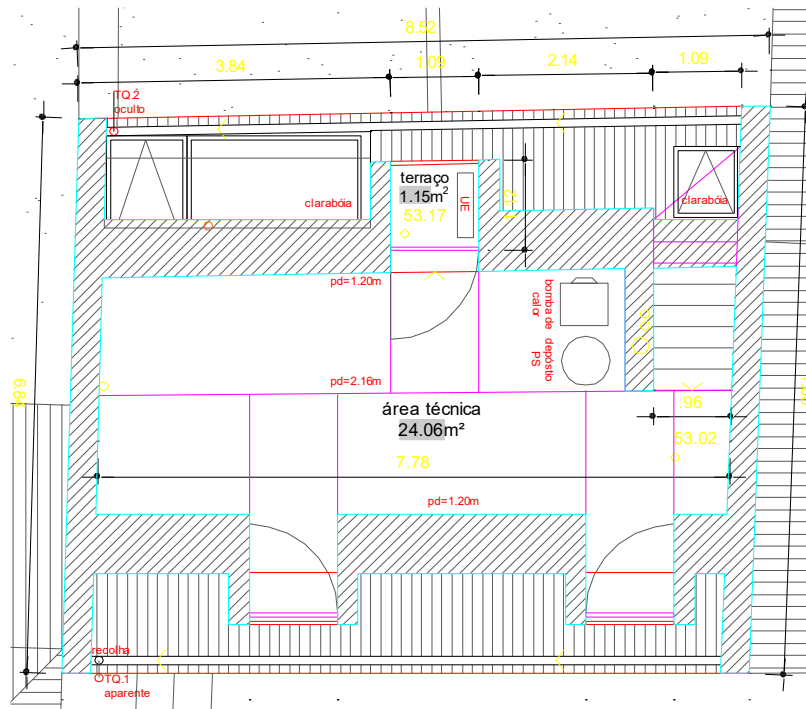


Figura 3.6 – Planta de arquitetura final do Piso 2

A Cobertura terá três trapeiras e duas claraboias (Ver Figura 3.7).

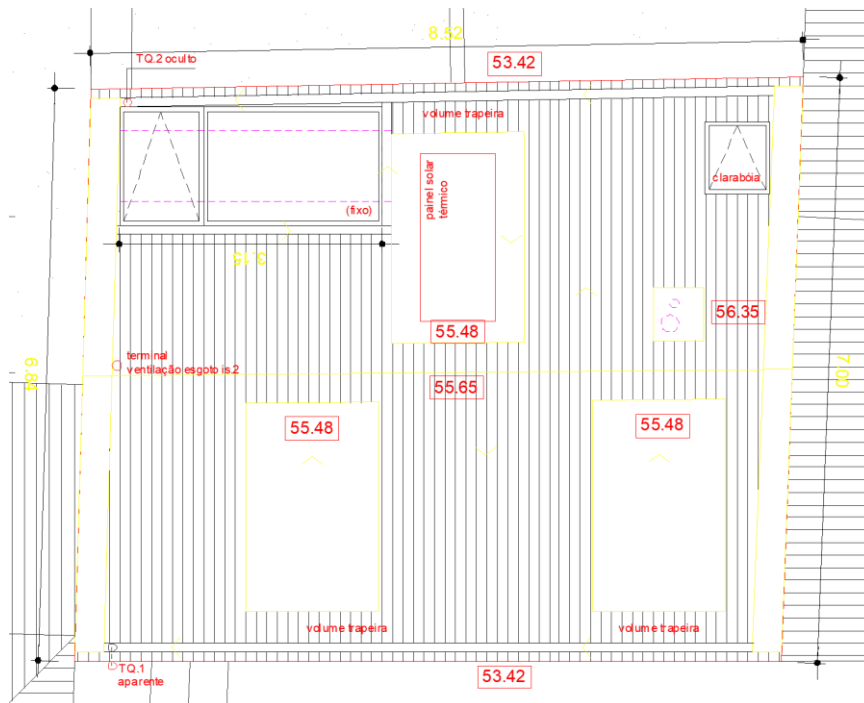


Figura 3.7 – Planta de arquitetura final da cobertura

Para concluir, com a reabilitação desta habitação unifamiliar, pretende-se uma reformulação estrutural, mantendo-se apenas a fachada principal e executando uma estrutura completamente nova na restante.

Na Figura 3.8 que representa um corte da arquitetura, está apresentado um esquema dos vários pisos, bem como as respectivas cotas.

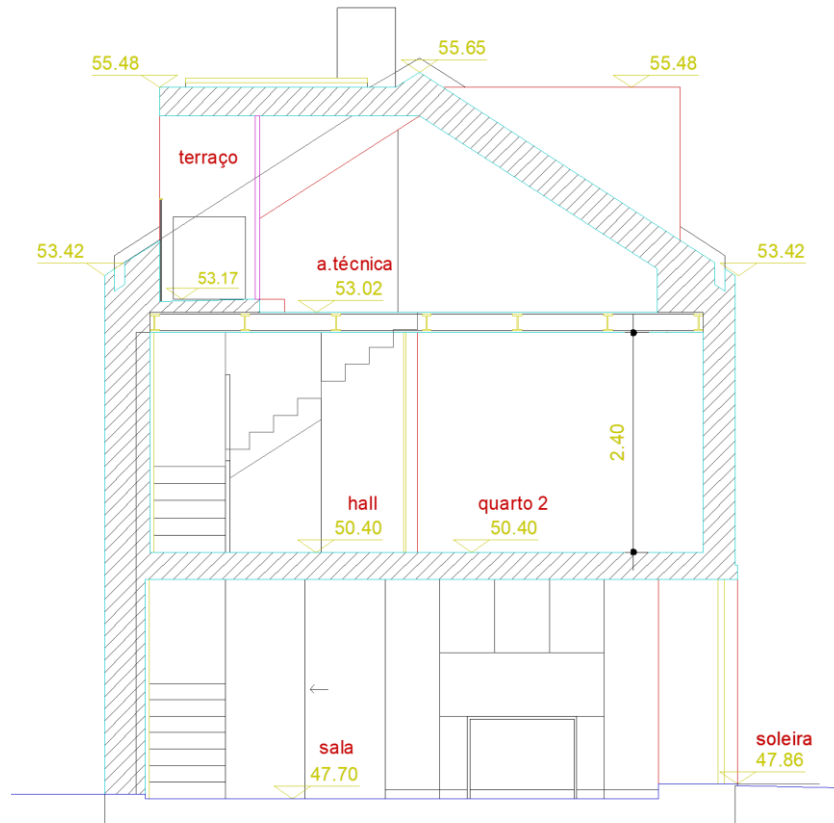


Figura 3.8 – Corte AA da arquitetura

3.2 PROPOSTA DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A fase da conceção num projeto de estruturas é um processo iterativo e complexo, principalmente em projetos de reabilitação. Primeiramente, é necessário analisar detalhadamente todo o projeto de arquitetura, nomeadamente peças desenhadas e peças escritas, para que seja possível propor uma solução estrutural que seja compatível com a restante estrutura e o mais económica e eficiente possível. É imprescindível rever continuamente a solução inicialmente proposta, uma vez que é nesta fase do projeto que se define a base de todo o projeto estrutural e que influenciará as restantes etapas. Dada a importância desta etapa, é necessário ter em consideração alguns cuidados, de forma a

compatibilizar a solução estrutural com os requisitos propostos na arquitetura, nomeadamente:

- Altura e largura máxima das vigas de cada piso;
- Limitações do terreno de forma a perceber se as sapatas serão centradas ou excêntricas;
- Aberturas para as escadas dos vários pisos;
- Revestimentos e respetivas espessuras propostos na arquitetura;
- Existência de *courettes* para a passagem das tubagens;
- Atenção à necessidade de considerar isolamento térmico e acústico;
- ...

Seguidamente, apresenta-se a proposta da solução estrutural de cada piso.

Relativamente ao Piso térreo (Ver Figura 3.10):

- Como proposto na arquitetura, as paredes de alvenaria de pedra existentes serão demolidas, à exceção da parede da fachada principal, que se irá manter;
- Propõe-se a colocação de pilares de betão armado em todo o perímetro do edifício, espaçados com cerca de 4 m, sendo que todos “nascem” no Piso -1, à exceção dos pilares da fachada principal que crescem em cima desta, ou seja, no Piso 1. Na colocação dos pilares em planta, tem-se o cuidado de os colocar a 10 cm do exterior, de forma a posteriormente serem colocados os respetivos revestimentos. Ainda relativamente aos elementos verticais, colocou-se uma parede de betão armado de pequenas dimensões, de forma a dar apoio às escadas a serem construídas;
- Relativamente às fundações dos pilares, estas têm de ser do tipo excêntricas, devido a existirem edificações/lotas ao redor da edificação, e do limite do terreno pertencente ao edifício, coincidir com os limites do mesmo. Apenas a fundação da parede de apoio às escadas pode ser centrada, uma vez que está no interior do edifício;
- Para a ligação entre as fundações, dispôs-se lintéis de fundação, que são colocados ao nível destas, e servem para suportar o peso das paredes não estruturais que sobre eles assentam. Também se colocou lintéis térreos na fachada principal, pois estes são utilizados para realizar a transição entre diferentes pavimentos, como é o caso entre o pavimento interior e o exterior;
- No pavimento, optou-se por se utilizar pavimento térreo que é composto por várias camadas de diversos materiais, nomeadamente (Ver Figura 3.9):

- Uma laje de betão, que neste caso tem 15 cm de espessura;
- Uma malhasol CQ30, utilizada para pequenas cargas, como é o caso;
- Uma folha de polietileno de baixa densidade, que serve para prevenir que a humidade proveniente do solo atinja a laje de betão;
- Uma camada de poliestireno extrudado, XPS, que melhora o comportamento térmico no interior da habitação, evitando que haja transferência de calor entre o solo e o interior da habitação;
- Uma camada de argamassa seca;
- Uma camada de granulometria extensa, que proporciona uma boa drenagem da água;
- Um geotêxtil, que para além de separar as duas camadas de diferentes materiais, e impedir que o solo bem compactado e a camada de granulometria extensa se misturem, também permite uma boa drenagem;
- Uma camada de solo bem compactado, que previne assentamentos e deslocamentos.

A altura de cada camada pode variar de projeto para projeto e também é condicionada pelo projeto térmico.

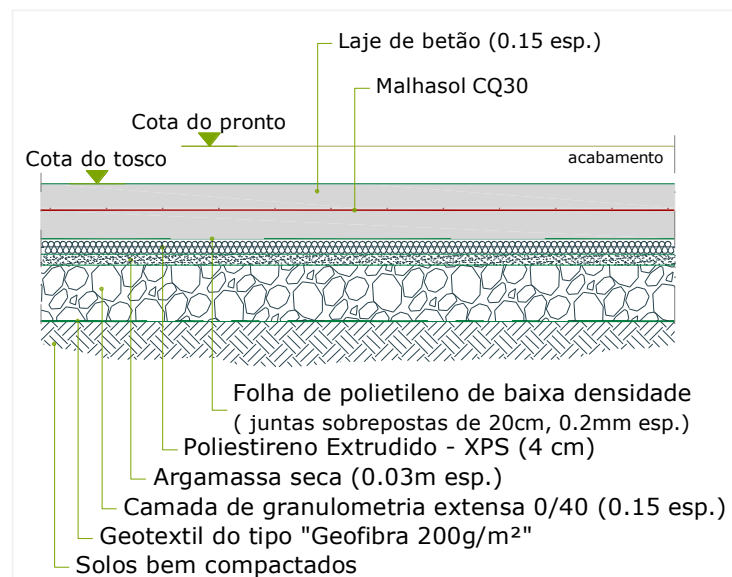


Figura 3.9 – Pormenor do Pavimento Térreo

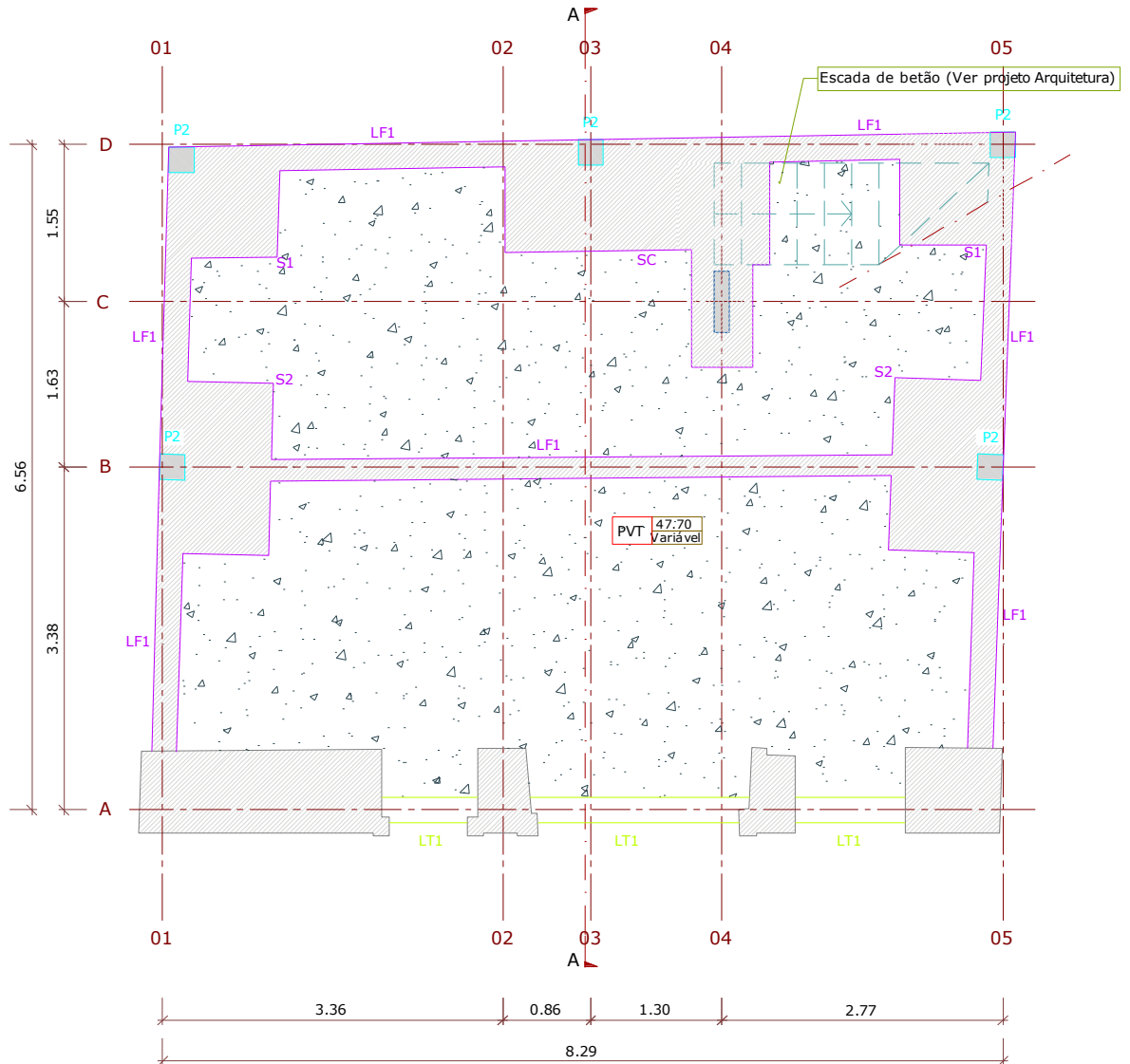


Figura 3.10 – Planta da solução estrutural da fundação

No Piso 1 (Ver Figura 3.11):

- Propõe-se os pilares referidos no tópico anterior, sendo que os que estão representados a verde, são os que “nascem” na parede de pedra a manter, e os representados a azul, os que provêm do piso inferior;
- Na periferia, propõe-se a colocação de vigas de betão armado e uma laje maciça. Opta-se por uma laje maciça, em vez de uma laje aligeirada, uma vez que é difícil a colocação de pilares no interior da habitação do piso inferior, que é o piso que dá apoio a esta laje, e pelo facto de as lajes maciças vencerem maiores vãos em comparação com as aligeiradas. Na fachada principal, as vigas de betão designam-se

por vigas de coroamento e são vigas que estão ligadas à parede de pedra a manter, e são utilizadas para fornecer uma maior área de descarregamento na parede de pedra a manter. Ou seja, com as vigas de coroamento, a área de descarregamento é maior do que se os pilares descarregassem diretamente na parede, o que garante uma distribuição de cargas mais favorável. Para além disso, a execução da ligação entre a laje deste piso à viga de coroamento, e entre as restantes vigas e esta, é mais simples do que se ligassem diretamente à parede de pedra;

- As escadas de acesso a este piso serão em betão armado, uma vez que a estrutura deste piso será toda deste material. Também se colocou vigas a delimitar as escadas e a laje maciça.

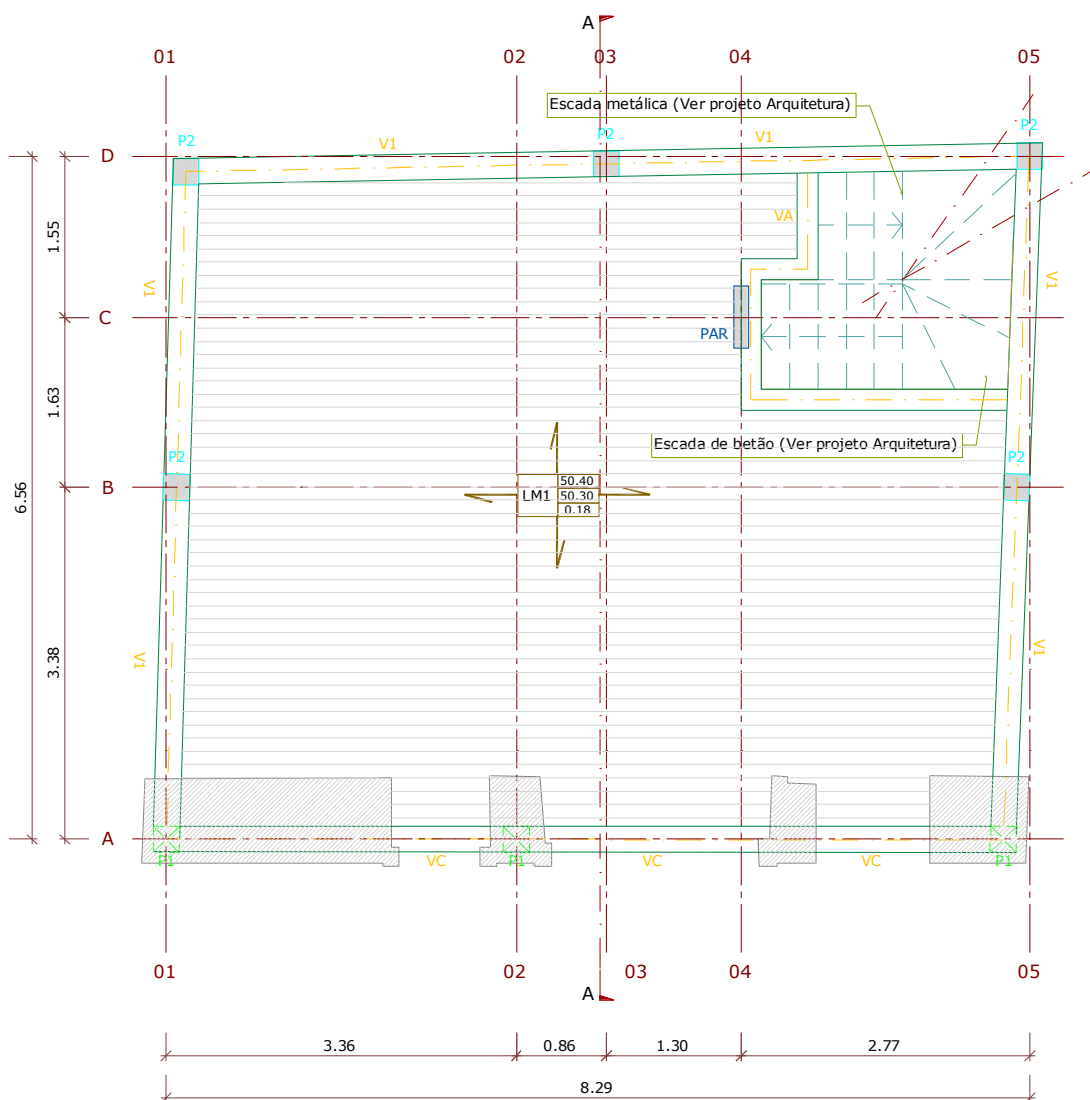


Figura 3.11 – Planta da solução estrutural do Piso 1

Quanto ao Piso 2 (Ver Figura 3.13):

- Este piso será executado recorrendo à estrutura metálica e a placas de OSB sob esta. Isto deve-se ao facto de que o pé-direito proposto pela arquitetura, condiciona o espaço livre para executar a laje deste piso. Nesse sentido, recorrendo à estrutura metálica, é possível executar o piso com uma menor altura, em comparação com uma laje de betão, e esta também permite a passagem das infraestruturas através do afastamento entre perfis. Como o piso inferior não está condicionado por este critério, optou-se por uma laje de betão nesse. Assim, propõe-se a utilização de cinco perfis principais com 6,56 m de vão, do tipo HEA, espaçados de cerca de 1,35 m, e de perfis secundários do tipo IPE. Opta-se por se utilizar perfis do tipo HEA para as vigas principais por razões geométricas do próprio perfil. Ou seja, como este tipo de perfil tem um banzo mais largo e com maior espessura, comparativamente com os perfis do tipo IPE, proporciona uma maior capacidade de suportar cargas e distribuí-las de forma correta, oferecendo, assim, maior resistência e rigidez à flexão e ao esforço transversal, tornando-se ideal para ser utilizado como viga principal. Por sua vez, os perfis IPE são adequados para serem utilizados como vigas secundárias, pois são mais leves, comparativamente com os do tipo HEA, e recebem as cargas e transferem-nas para as vigas principais. As vigas secundárias, têm um espaçamento variável entre si, devido à estrutura não ser regular, no entanto, este não deve ser superior a 50 cm, por questões relacionadas com as placas de OSB, como está descrito no subcapítulo 3.7. Para além disso, estes perfis também estão a cerca de 10 cm do seu eixo relativamente às vigas da periferia, de forma às placas de OSB não ficarem em consola. Adotou-se pelo menos 10 cm, de modo ao banzo do perfil não se sobrepor à viga de betão (Ver Figura 3.12);

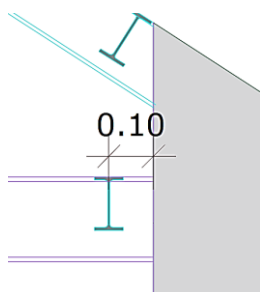


Figura 3.12 – Distância entre eixo do perfil secundário e viga de betão

- Na periferia, é composta por vigas de betão, como proposto pela arquitetura;

- Por razões arquitetónicas, as escadas de acesso a este piso são metálicas.

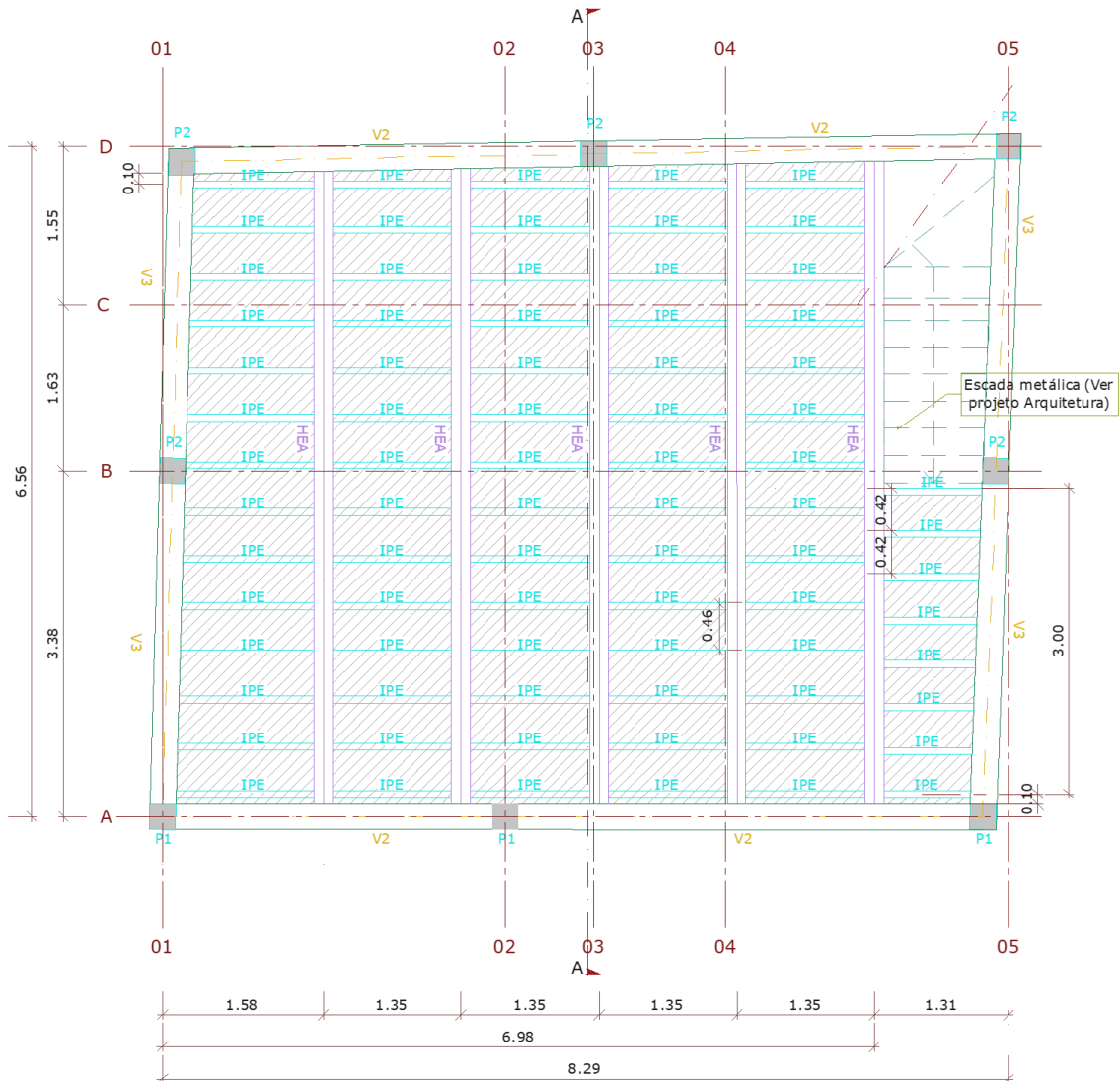


Figura 3.13 – Planta da solução estrutural do Piso 2

Por fim, na Cobertura (Ver Figura 3.14 e Figura 3.15):

- Por razões de facilidade de execução, propõe-se a utilização do mesmo tipo de perfil em toda a cobertura, do tipo IPE, quer para as duas vigas de cumeeira, quer para as vigas principais e para as secundárias. Nas zonas das aberturas para as claraboias, ou para as trapeiras, colocou-se os perfis de modo a dar apoio a estas. A inclinação atribuída a estes perfis é a inclinação proposta pela arquitetura;
- Para as trapeiras, também se optou pelo uso da estrutura metálica, no entanto, para os pilares e para as vigas da periferia destas, utilizou-se perfis do tipo SHS. Esta opção

baseou-se na facilidade de ligação entre os perfis, ou seja, pela facilidade de execução e por razões estéticas. Para as vigas secundárias destas, optou-se por perfis do tipo IPE, que, por sua vez, ligam às vigas da periferia da trapeira.

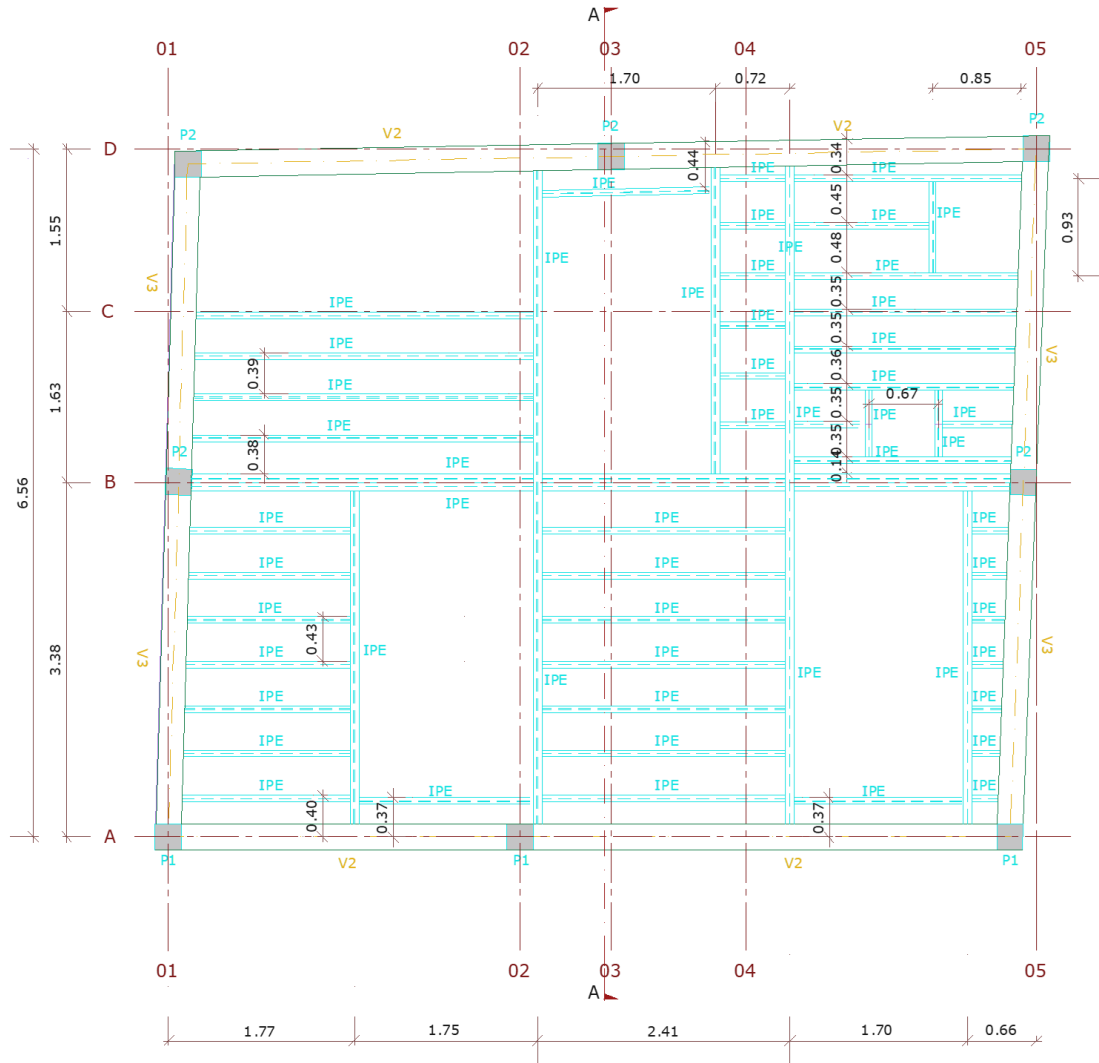


Figura 3.14 – Planta da solução estrutural da Cobertura

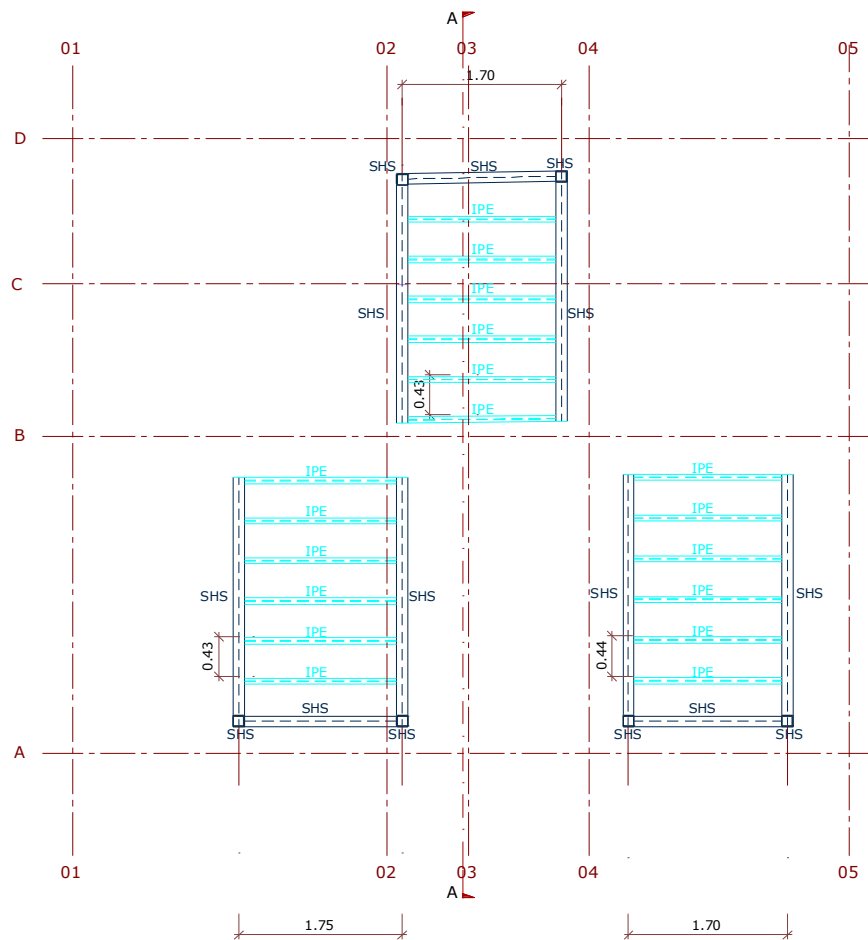


Figura 3.15 – Planta da solução estrutural das trapeiras

3.3 MATERIAIS E CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Por se tratar de uma estrutura corrente, o tempo de vida útil de projeto é de 50 anos e, por isso, a classe estrutural adotada é S4 (NP EN 1990, 2009).

Neste projeto são utilizados três tipos diferentes de materiais, dos quais:

- Betão, utilizado em alguns elementos como sapatas, vigas, lajes e pilares;
- Aço laminado a quente, para perfis como o HEA e o IPE, e aço enformado a frio para perfis tubulares e chapas de ligação;
- Painéis de OSB, em que as características deste são abordadas no subcapítulo 3.7.

Na Tabela 3.1 estão representadas as considerações para cada elemento de betão, nomeadamente a classe de exposição ambiental, a classe de resistência, o teor máximo de

cloretos, o recobrimento nominal, entre outros. Estes foram definidos tendo em conta as seguintes legislações: NP EN 1992, LNEC E464 e NP EN 206-1.

Tabela 3.1 – Considerações de projeto para o betão

Elemento Estrutural	Exposição ambiental	Classe de Resistência	Teor máximo de cloretos	Máxima dimensão do agregado	Classe de abaixamento	Recobrimento nominal
Regularização	X0	C12/15	CL1.0	Dmáx20 mm	-	-
Pavimento térreo	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	30 mm
Sapatas	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	50 mm
Lintéis	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	50 mm
Pilares	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	35 mm
Vigas	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	35 mm
Lajes	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	30 mm

É importante definir as classes de exposição dos vários elementos que constituem a estrutura para assegurar a durabilidade da mesma. Ou seja, é necessário avaliar as condições a que cada elemento está exposto e, assim, determinar os requisitos para cada um, como por exemplo, o recobrimento nominal. Este corresponde à soma do recobrimento mínimo e de uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução.

A Tabela 3.2 mostra os tipos de aço utilizados neste caso de estudo.

Tabela 3.2 – Aço utilizado

Armaduras passivas	A500NR
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J2H

3.4 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para o dimensionamento de uma estrutura, é extremamente importante conhecer e considerar todas as ações a atuar em cada elemento da mesma, uma vez que quanto maiores forem as ações, maiores serão os esforços a atuar na mesma. Assim, foram consideradas para as ações permanentes, o peso próprio de cada elemento e os revestimentos de cada piso, e para as ações variáveis, foi considerada a sobrecarga correspondente a cada piso e o vento.

Uma vez que a constituição de cada piso é diferente, ou seja, todos têm diferentes revestimentos e com espessuras diferentes, cada um terá um valor distinto para as restantes cargas permanentes. Na Figura 3.16 e na Figura 3.17 é possível observar pormenores

produzidos pela arquitetura em que estão especificados os revestimentos propostos para cada piso. A Tabela 3.3 à Tabela 3.6 mostram os quadros da NP EN 1991-1-1, 2009, onde é possível definir as categorias de utilização de cada piso e o respetivo valor característico da sobrecarga de utilização.

Tabela 3.3 – Categorias de utilização a) (NP EN 1991-1-1, 2009)

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) ¹⁾	<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 3.4 – Categorias de utilização b) (NP EN 1991-1-1, 2009)

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Tabela 3.5 – Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifício (NP EN 1991-1-1, 2009)

Categorias de zonas carregadas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria A		
- 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
Categoria B	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoria C		
- 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>
Categoria D		
- 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>

Tabela 3.6 – Sobrecargas em coberturas da categoria H (NP EN 1991-1-1, 2009)

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	q_k	Q_k
<p><i>NOTA 1:</i> Para a Categoria H, q_k poderá ser escolhido na gama 0,0 kN/m² a 1,0 kN/m² e Q_k na gama 0,9 kN a 1,5 kN. Quando se indica uma gama de valores, os valores a adoptar poderão ser definidos no Anexo Nacional. Os valores recomendados são: $q_k = 0,4$ kN/m², $Q_k = 1,0$ kN.</p> <p><i>NOTA 2:</i> q_k poderá ser alterado pelo Anexo Nacional, em função da inclinação da cobertura.</p> <p><i>NOTA 3:</i> Poderá admitir-se que q_k actua sobre uma área A, a qual poderá ser definida no Anexo Nacional. O valor recomendado para A é 10 m², numa gama entre zero e a área total da cobertura.</p> <p><i>NOTA 4:</i> Ver também 3.3.2(1).</p>		

Assim, é possível considerar as ações a atuar em toda a estrutura, como se demonstra seguidamente.

Piso 1:

- Sobrecarga: como o que se pretende estudar é um pavimento de uma habitação, este insere-se na categoria A, e, por isso, toma o valor de **2,0 kN/m²**;
- Restantes cargas permanentes (Ver Figura 3.16): de forma a se conhecer o peso dos materiais e assim ser possível calcular as restantes cargas permanentes, foi consultada a NP EN 1991-1-1, 2009:
 - Betonilha de 8 cm de espessura: $20 \text{ kN/m}^3 \times 0,08 \text{ m} = 1,6 \text{ kN/m}^2$;
 - Considerando OSB com 2,5 cm de espessura e consultando a sua ficha técnica presente no Anexo I: $6 \text{ kN/m}^3 \times 0,025 \text{ m} = 0,15 \text{ kN/m}^2$;
 - Paredes divisórias: $G_{div} = 0,4 \times \text{Pé direito} \times \text{Peso parede} = 0,4 \times 2,40 \times 1,40 = 1,34 \text{ kN/m}^2$ (assumiu-se que a parede é de tijolo furado de 14 cm);
 - Somando estes valores e de modo conservativo, adota-se o valor de **3,5 kN/m²**;

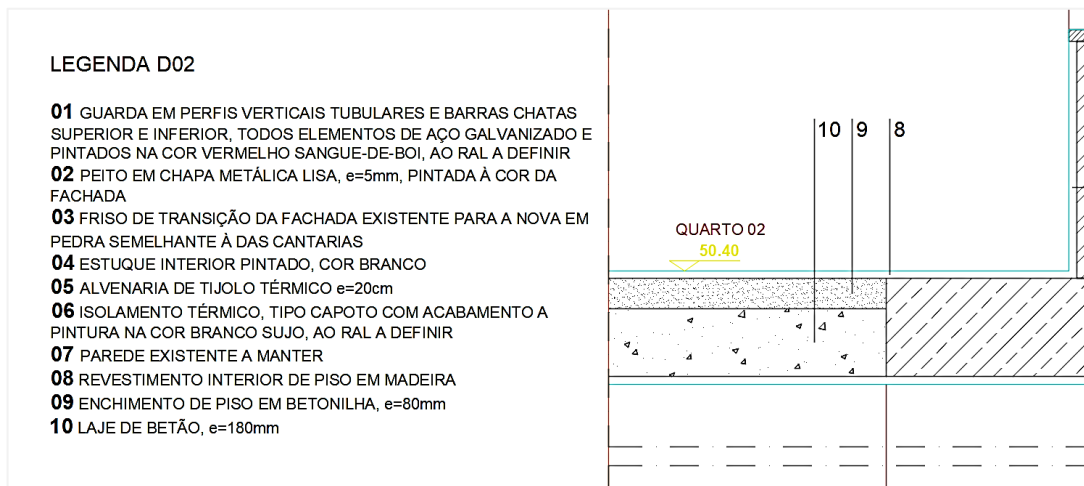


Figura 3.16 – Revestimentos do Piso 1

- Peso próprio: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,18 \text{ m} = 4,5 \text{ kN/m}^2$, no entanto, o *Robot*, assume este valor automaticamente;
- Escadas: relativamente a estas, como toma um valor residual em comparação com as restantes ações e como foi colocada uma parede de apoio a esta, despreza-se este valor.

Piso 2:

- Sobrecarga: **2,0 kN/m²**;
- Restantes cargas permanentes (Ver Figura 3.17):
 - Considerando OSB com 2,5 cm de espessura: $6 \text{ kN/m}^3 \times 0,025 \text{ m} = 0,15 \text{ kN/m}^2$;
 - Paredes divisórias: $G_{div} = 0,4 \times 2,16 \times 1,40 = 1,21 \text{ kN/m}^2$;
 - Adota-se o valor de **2,5 kN/m²**;

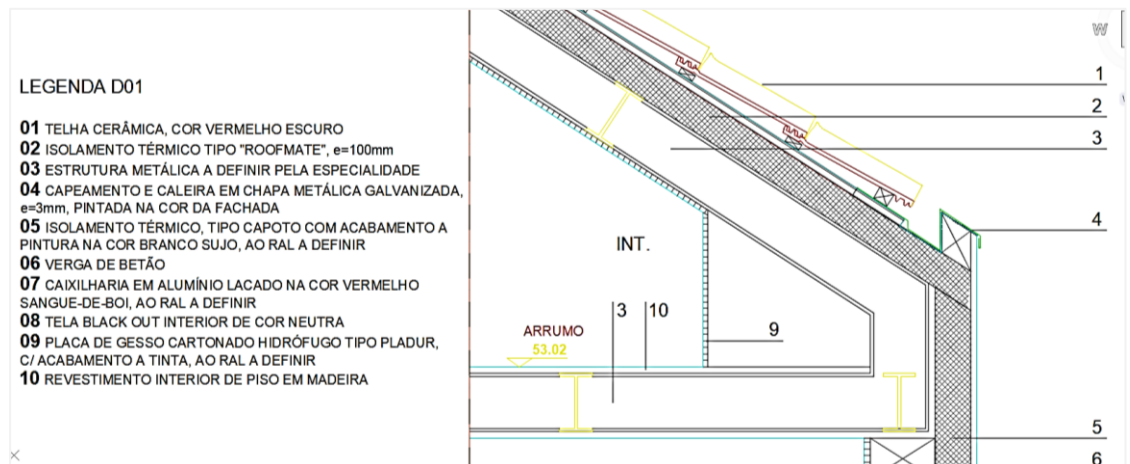


Figura 3.17 – Revestimentos do Piso 2 e da cobertura

- Peso próprio: o *Robot* assume automaticamente o peso próprio dos perfis inseridos.
- Escadas: aplica-se o mesmo critério mencionado para o Piso 1.

Cobertura:

- Sobrecarga: por se tratar de uma cobertura não acessível, insere-se na categoria H e, por isso, toma o valor de **1,0 kN/m²**. Adota-se este valor pois o quadro 6.10 da NP EN 1991-1-1, 2009 refere que este valor pode variar entre 0 kN/m² e 1 kN/m², por isso, adota-se o maior valor pelo lado da segurança;
- Restantes cargas permanentes:
 - OSB: 0,15 kN/m²;
 - Isolamento térmico do tipo ROOFMATE, com 10 cm de espessura: 0,4 kN/m³ x 0,10 m = 0,04 kN/m² (Obras360, s.d);
 - Telha cerâmica, cor vermelho-escuro: 0,70 kN/m²;
 - Adota-se o valor de **1,0 kN/m²**;
- Peso próprio: o *Robot* assume automaticamente o peso próprio dos perfis inseridos.

Vento:

A ação do vento varia em função do tempo e atua sob a forma de pressão nas estruturas. Esta ação, nas construções, está dependente da velocidade do vento, das características

geométricas das próprias construções e das características dinâmicas da estrutura. Por sua vez, a velocidade do vento depende da localização geográfica da estrutura, da altura da estrutura acima do terreno, e da rugosidade do terreno, como se verá seguidamente.

Segue-se o cálculo da pressão que o vento exerce nas superfícies da estrutura em estudo, tendo como base a NP EN 1991-1-4, 2010.

1. O valor de referência da velocidade do vento é obtido pela seguinte expressão:

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{bo} \quad (3.1)$$

onde:

c_{dir} — é o valor do coeficiente de direção, que toma o valor de 1,0, recomendado pela norma;

c_{season} — é o valor do coeficiente de sazão, que toma o valor de 1,0, recomendado pela norma;

v_{bo} — é o valor básico da velocidade de referência do vento.

O valor básico da velocidade de referência do vento depende da zona do país onde a edificação está inserida e a norma referente divide duas zonas no país, a Zona A e a zona B. A Zona A abrange a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à Zona B, enquanto a zona B abrange os arquipélagos dos Açores e da Madeira, e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m. Como a habitação em estudo está situada a menos de 5 km da costa, conclui-se que está inserida na Zona B e, por isso, o valor básico da velocidade de referência do vento toma o valor de 30 m/s, como se pode ver na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Valor básico da velocidade de referência do vento (NP EN 1991-1-4, 2010)

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

Assim o valor de referência da velocidade do vento é: $v_b = 1,0 \times 1,0 \times 30 = 30 \text{ m/s}$.

2. O valor da velocidade média do vento é dado por:

$$v_m = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (3.2)$$

onde:

$c_r(z)$ — é o valor do coeficiente de rugosidade;

$c_o(z)$ — é o valor do coeficiente de orografia, que toma o valor de 1,0 quando a direção do vento é perpendicular às superfícies, recomendado pela norma.

O coeficiente de rugosidade pode ser obtido pelas duas expressões seguintes, consoante a altura Z:

$$c_r(z) = k_r \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right), \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.3)$$

ou

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}), \text{ para } z \leq z_{\min} \quad (3.4)$$

onde:

$k_r(z)$ — é o valor do coeficiente de terreno;

z — é o valor da altura acima do solo;

z_0 — é o valor do comprimento de rugosidade;

z_{\min} — é o valor da altura mínima;

z_{\max} — é o valor da altura máxima.

A altura da habitação acima do solo é de 7,85 m e, como está no intervalo compreendido entre o z_{\min} e o z_{\max} , que é de 5 m e 200 m respetivamente, utiliza-se a primeira expressão para o cálculo do coeficiente de rugosidade. Os valores de z_0 e z_{\min} são condicionados pela categoria do terreno onde a habitação se insere, como se vê na Tabela 3.8 e como se considerou a categoria do terreno como categoria III, o z_0 toma o valor de 0,3 m.

Tabela 3.8 – Categorias e parâmetros do terreno (NP EN 1991-1-4, 2010)

<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>
NOTA: As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.		

O coeficiente de terreno é obtido através da seguinte expressão:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_0, II} \right)^{0,07} \quad (3.5)$$

Assim toma o valor de $k_r = 0,19 \times (0,3/0,05)^{0,07} = 0,22$.

Posto isto é possível calcular o coeficiente de rugosidade: $c_r(7,85 \text{ m}) = 0,22 \times \ln(7,85/0,05) = 1,11$.

O valor da velocidade média do vento é dado por: $v_m = 1,11 \times 1,0 \times 30 = 33,3 \text{ m/s}$.

3. A pressão dinâmica de pico é dada pela expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b \quad (3.6)$$

onde:

I_v — é o valor da intensidade de turbulência;

ρ — é o valor da massa volúmica de ar, que toma o valor de $1,25 \text{ kg/m}^3$;

c_e — é o valor do coeficiente de exposição;

q_b — é o valor da pressão dinâmica de referência.

A pressão dinâmica de referência é calculada do seguinte modo:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (3.7)$$

Toma o valor de: $q_b = 0,5 \times 1,25 \times 30^2 = 562,6 \text{ Pa} = 0,5625 \text{ kPa}$.

O coeficiente de exposição é retirado da Figura 3.18 e, tendo em conta que a altura acima do solo é de 7,85 m e que a categoria do terreno é a categoria III, este toma o valor de 1,6. Assim, a pressão dinâmica de pico toma o valor de $q_p = 1,6 \times 0,5625 = 0,9 \text{ kPa}$.

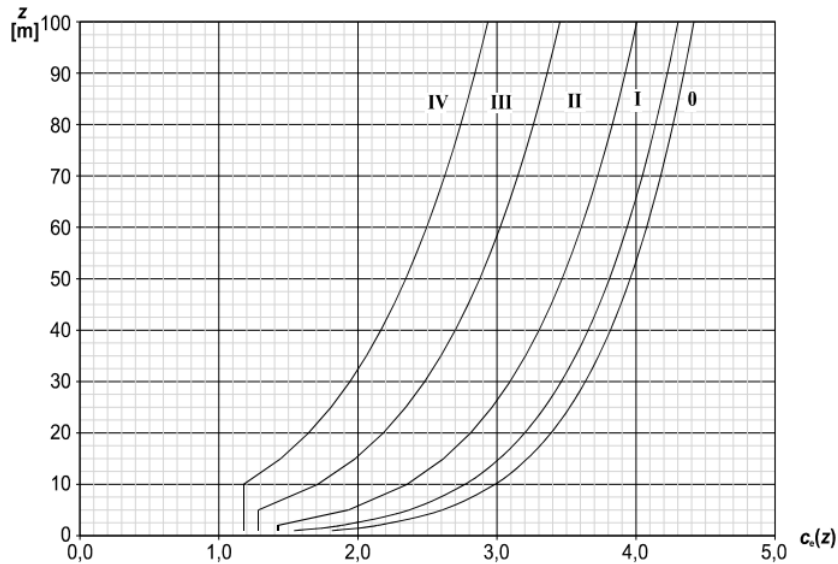


Figura 3.18 – Representação do coeficiente de exposição (NP EN 1991-1-4, 2010)

4. Por fim, é possível calcular a pressão exercida pelo vento nas superfícies da habitação.

Esta pressão pode ser exterior (w_e) ou interior (w_i). Estas últimas atuam de forma indireta nas superfícies, devido à permeabilidade das superfícies externas e através das aberturas que possa ter. Assim, a pressão que atua numa superfície é resultado da diferença entre as pressões, dependendo dos seus sinais. Ou seja, uma pressão tem sinal positivo caso seja exercida contra a superfície, e sinal negativo caso faça o efeito de sucção, como se explica na Figura 3.19.

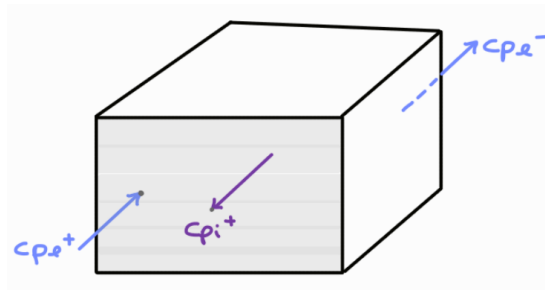


Figura 3.19 – Pressões positivas e negativas

A pressão exterior é dada pela multiplicação da pressão dinâmica de pico pelo coeficiente de pressão exterior:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3.8)$$

onde:

c_{pe} — é o valor do coeficiente de pressão exterior.

Os coeficientes de pressão exterior dependem da área da superfície que vai ser carregada, sendo que para áreas iguais ou inferiores a 1 m^2 aplica-se o $c_{pe,1}$ (coeficiente local), para áreas iguais ou superiores a 10 m^2 , utiliza-se o $c_{pe,10}$ (coeficiente global), e para valores intermédios utiliza-se a seguinte expressão:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \times \log_{10} A \quad (3.9)$$

onde:

A — é o valor da área da superfície carregada.

Tendo em conta a Figura 3.20, é necessário saber as dimensões indicadas na mesma, de forma a saber qual o caso a aplicar. No entanto, estes valores diferem para a direção x e para a direção y.

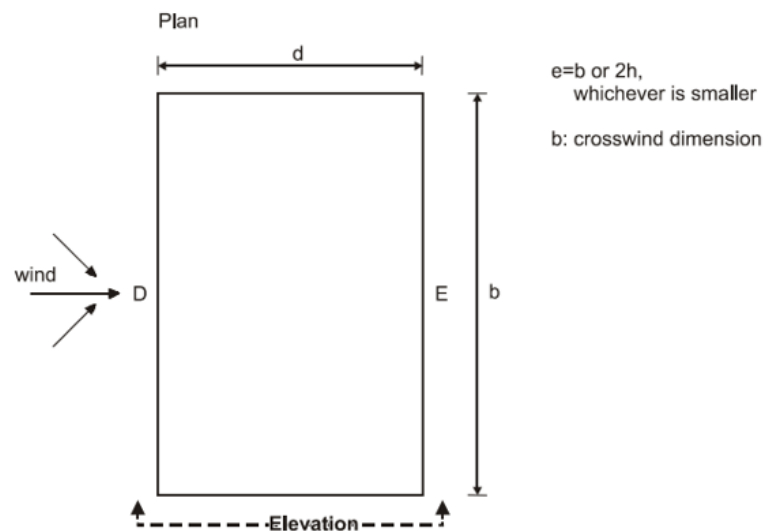


Figura 3.20 – Esquema do vento no edifício (NP EN 1991-1-4, 2010)

Considerando que o vento está a atuar na direção x:

- b (direção perpendicular à direção do vento) = 6,56m;
- d (direção paralela à direção do vento) = 8,29 m;

- $2h = 15,7$ m.

Como está indicado na Figura 3.20, o “e” toma o menor valor entre 6,56 m ou 15,7 m, ou seja, 6,56 m. Como este é menor que o valor de “d”, então o caso que se aplica é o da Figura 3.21.

Elevation for $e < d$

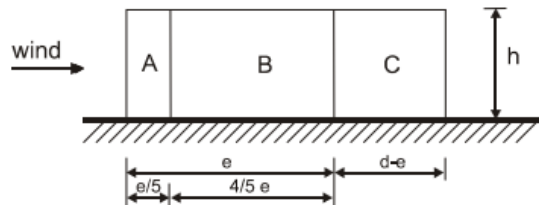


Figura 3.21 – Caso aplicável à direção x do vento (NP EN 1991-1-4, 2010)

Para o cálculo dos coeficientes locais e globais recorre-se à Tabela 3.9, e como as superfícies que serão carregadas têm mais de 10 m^2 , apenas é necessário retirar o $c_{pe,10}$.

Tabela 3.9 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior (NP EN 1991-1-4, 2010)

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

Como $h/d = 0,95$ vem que:

- $c_{pe,10}$ (A) = -1,2;
- $c_{pe,10}$ (B) = -0,8;
- $c_{pe,10}$ (C) = -0,5;
- $c_{pe,10}$ (D) = +0,8;
- $c_{pe,10}$ (E) = -0,5.

Fez-se uma média dos coeficientes globais das zonas A, B e C, de forma a simplificar o processo na modelação. Assim, $c_{pe,10}$ (A,B,C) = -0,83.

A pressão exterior na direção x, toma os seguintes valores:

- $We (A,B,C) = 0,9 \times (-0,83) = -0,75 \text{ kPa}$;
- $We (D) = 0,9 \times (+0,8) = 0,72 \text{ kPa}$;
- $We (E) = 0,9 \times (-0,5) = -0,45 \text{ kPa}$.

Considerando que o vento está a atuar na direção y:

- b (direção perpendicular à direção do vento) = 8,29 m;
- d (direção paralela à direção do vento) = 6,56 m;
- $2h = 15,7 \text{ m}$.

O “e” toma o valor de 8,29 m e como é maior que o “d”, aplica-se o caso da Figura 3.22.

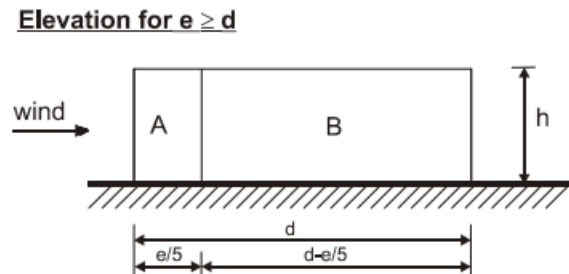


Figura 3.22 – Caso aplicável à direção y do vento (NP EN 1991-1-4, 2010)

Assim:

- $C_{pe,10} (A) = -1,2$;
- $C_{pe,10} (B) = -0,8$;
- $C_{pe,10} (D) = +0,8$;
- $C_{pe,10} (E) = -0,5$.

A pressão exterior na direção y, toma os seguintes valores:

- $We (A,B) = 0,9 \times (-1) = -0,9 \text{ kPa}$;
- $We (D) = 0,9 \times (+0,8) = 0,72 \text{ kPa}$;
- $We (E) = 0,9 \times (-0,5) = -0,45 \text{ kPa}$.

Devido aos valores da pressão exterior nas duas direções serem relativamente baixos, desprezou-se a pressão interior, por se considerar também mínima e de forma a simplificar a modelação e os cálculos.

Estes valores, da força que o vento exerce na estrutura, são aplicados perpendicularmente à superfície carregada e no capítulo seguinte é demonstrada no *Robot*.

Para o dimensionamento de qualquer estrutura, é necessário considerar as combinações de ações quer para o estado limite de serviço, quer para o estado limite último. Ou seja, é necessário verificar os estados limites aplicáveis tendo em conta a função que a estrutura vai desempenhar.

As combinações consideradas para o ELS, pretendem garantir que a estrutura tenha um bom desempenho durante o seu tempo de vida útil, a nível de utilização, ou seja, relativamente a fissurações, deformações, etc... As três combinações que podem ser consideradas são a combinação quase permanente, a frequente e a característica e devem ser usadas conforme o que se pretende avaliar, assim (NP EN 1990, 2009):

A combinação quase-permanente, é utilizada para verificar deformações e efeitos a longo prazo e é calculada através da seguinte expressão:

$$Ed = G_K + Q_K \times \psi_2(\text{ação base}) + Q_K \times \psi_2 \quad (3.10)$$

onde:

G_K — é o valor característico de uma ação permanente;

Q_K — é o valor característico de uma ação variável;

ψ_2 — é o coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

A combinação frequente é usada para avaliar vibrações:

$$Ed = G_K + Q_K \times \psi_1(\text{ação base}) + Q_K \times \psi_2 \quad (3.11)$$

onde:

ψ_1 — é o coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável.

A combinação característica, é utilizada para estados limites irreversíveis:

$$Ed = G_K + Q_K(\text{ação base}) + Q_K \times \psi_0 \quad (3.12)$$

A Tabela 3.10 define os valores recomendados a serem utilizados nas combinações acima referidas, dos coeficientes ψ para edifícios, em função da categoria definida. Para se estudar os pisos da habitação, os coeficientes correspondentes para ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , são respetivamente,

0.7, 0.5 e 0.3. Para a cobertura, estes tomam o valor nulo e para o vento tomam os valores de 0.6, 0.2 e 0.

Tabela 3.10 – Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (NP EN 1990, 2009)

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<i>NOTA: Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional. *) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.</i>			

A combinação para o ELU_e , que é a combinação fundamental, visa garantir a segurança estrutural em condições extremas (NP EN 1990, 2009):

$$Ed = G_K \times \gamma_{Gj} + Q_{K,acção\ base} \times \gamma_Q + Q_K \times \gamma_Q \times \psi_0 \tag{3.13}$$

onde:

γ_{Gj} — é o coeficiente parcial relativo à acção permanente (1,35);

γ_Q — é o coeficiente parcial relativo à acção variável (1,50).

3.5 MODELAÇÃO UTILIZANDO O ROBOT

De forma a realizar o dimensionamento dos elementos que constituem a estrutura, procedeu-se à modelação da mesma utilizando o *Robot*. A razão subjacente ao uso deste *software* deve-

se ao facto de que este realiza, de forma completa e relativamente simples, as verificações necessárias para a estrutura metálica, parte do objetivo deste caso de estudo.

Primeiramente, definiu-se os eixos principais, de forma a facilitar o processo de inserção de cada elemento estrutural. Estes eixos foram previamente definidos nas plantas da solução estrutural, tendo em conta a localização dos principais elementos, como pilares, vigas, parede das escadas.... É importante realçar que estes eixos foram colocados de eixo a eixo de cada elemento e que, apesar da estrutura ser irregular, modelou-se como sendo regular, adotando-se o maior vão quer na direção X, quer na direção Y, estando assim pelo lado da segurança. Relativamente às alturas entre pisos, estas foram atribuídas no *Robot* conforme o projeto de arquitetura. Na Figura 3.23 é possível observar a definição dos três eixos.

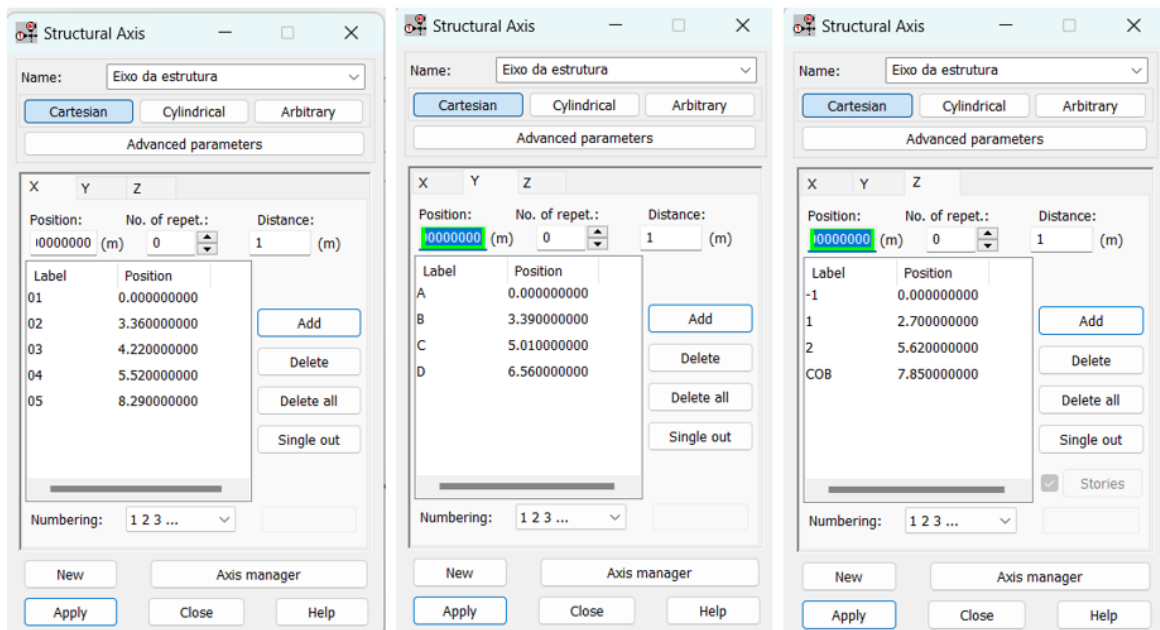


Figura 3.23 – Definição dos eixos no *Robot*

Posto isto, procedeu-se à criação dos diversos elementos e à colocação dos mesmos, na respetiva posição. Os pilares de betão armado foram criados com a secção considerada como “*RC Column*” e as vigas como “*RC Beam*”. Estes foram atribuídos nos vários pisos onde estão presentes.

Importante realçar que no Piso 1, na fachada principal, não se colocou a viga de coroamento de ligação à parede de pedra existente e que se definiu como “*linear pinned custom*”, que corresponde a um apoio simples contínuo. Isto deve-se ao facto de não se conseguir garantir que a viga de coroamento está encastrada no pilar e na parede existente. Neste apoio, a direção

Uy deve ficar desbloqueada (Ver Figura 3.24), e isto deve-se ao facto de se pretender que a parede de pedra a manter, não tenha de resistir nem a esforços horizontais, nem a momentos. Assim, como a estrutura fica desbloqueada em Uy, ela move-se livremente na direção y (horizontal), não transferindo os esforços horizontais para a parede.

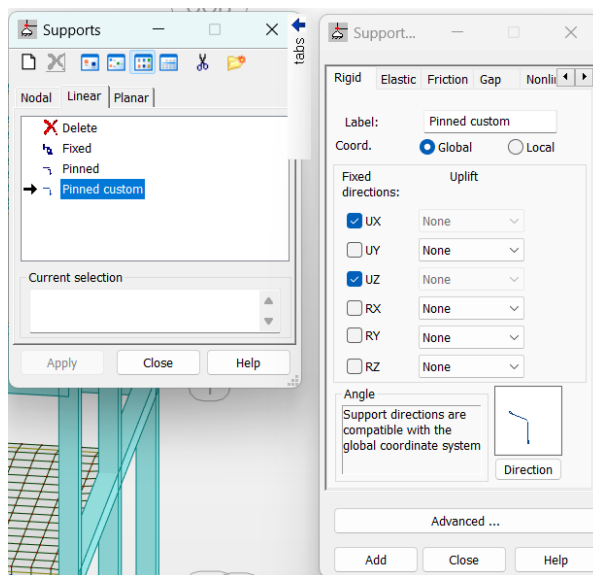


Figura 3.24 – Apoio simples contínuo

Para a criação da parede de apoio às escadas, criou-se um “*contour*” e aplicou-se um “*panel*” com a espessura e altura pretendida.

No Piso 1, criou-se a secção de uma laje maciça com a respetiva espessura adotada e, seguidamente criou-se um contorno, de forma a ser possível atribuí-la. Para além disso, inseriu-se a abertura correspondente à caixa de escadas.

No Piso 2, colocou-se as vigas metálicas, principais e secundárias, tal como proposto na solução estrutural, deixando também uma abertura para as escadas. De forma a ser possível, posteriormente, aplicar as cargas deste piso, criou-se um “*contour*” entre as vigas principais. Desta forma, as cargas vão ser distribuídas igualmente por cada perfil secundário, que, por sua vez, descarregam na viga principal. Isto é pormenorizado no capítulo 3.6.

Por fim, na cobertura, colocou-se um único perfil na cumeeira, uma vez que o programa não permite a colocação de dois perfis no mesmo eixo, mesmo que com inclinações opostas. Seguidamente, inseriu-se as vigas principais e as vigas secundárias. É importante salientar que o espaçamento entre as vigas secundárias não foi definido com precisão devido à inclinação da cobertura, no entanto, na modelação, este espaçamento é sempre superior ao definido em

planta, pelo que, caso cumpra todas as verificações, também cumpre o definido em planta. Também neste piso foi criado um “contour” para cada painel, de forma a aplicar as cargas.

A Figura 3.25 e a Figura 3.26 mostram a modelação final da estrutura.

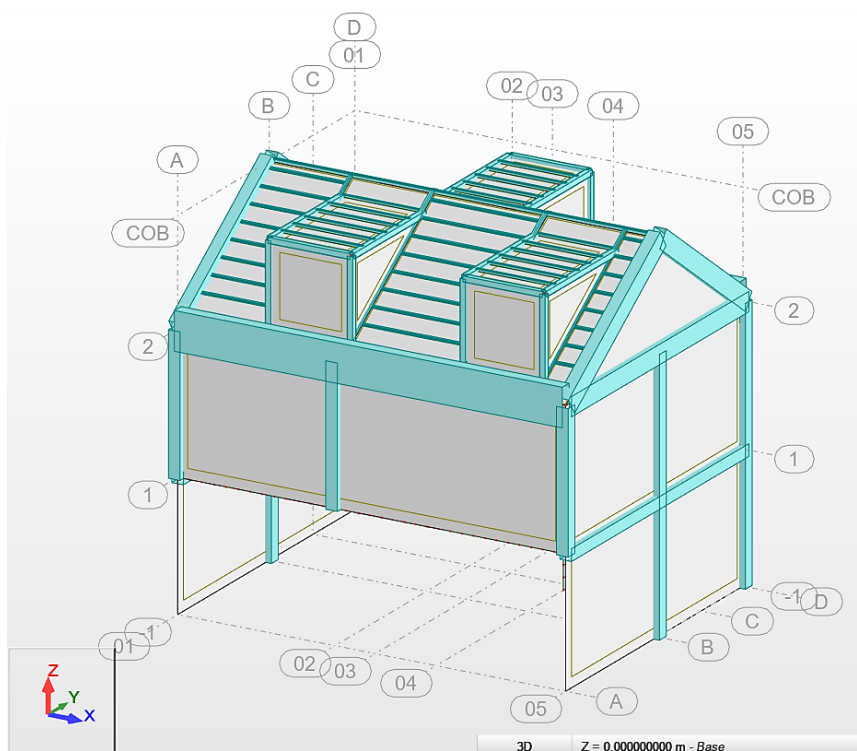


Figura 3.25 – Modelação final da estrutura a)

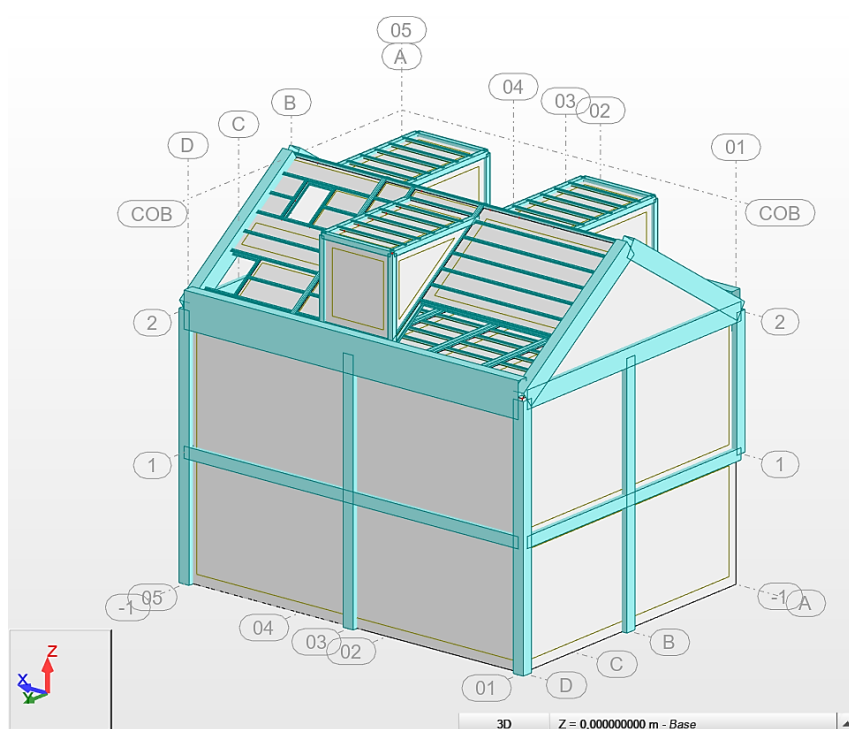


Figura 3.26 – Modelação final da estrutura b)

Relativamente à aplicação das cargas, inseriu-se estas conforme o valor calculado no subcapítulo 3.4. É de salientar que, tanto a sobrecarga, como as restantes cargas permanentes, aplicadas nos perfis inclinados da cobertura, foram aplicadas projetadas e as restantes foram aplicadas uniformemente na vertical, como se pode ver na Figura 3.27.

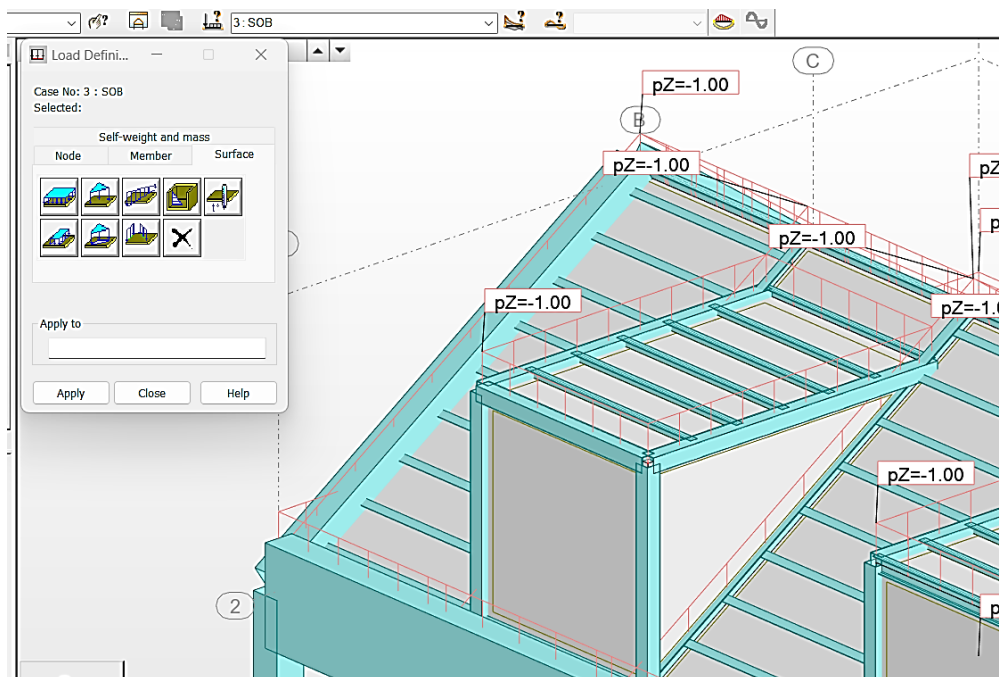


Figura 3.27 – Sobrecarga projetada na cobertura

Para a aplicação das cargas do vento, criou-se “claddings” nas diversas fachadas e inseriu-se o vento em X (V_{x^+} e V_{x^-}), e o vento em Y (V_{y^+} e V_{y^-}), perpendicularmente, conforme os valores da pressão exterior calculados no capítulo anterior.

A Figura 3.28 mostra todas as cargas consideradas e inseridas no Robot.

List of defined cases:		
No.	Case name	Nature
1	PP	Structural
2	RCP	Structural
3	SOB	Category A
4	V_{x^+}	wind
5	V_{x^-}	wind
6	V_{y^+}	wind
7	V_{y^-}	wind

Figura 3.28 – Ações inseridas no Robot

Posto isto, inseriu-se as combinações de ações conforme o capítulo 3.4 (Ver Tabela 3.11). As combinações 8 a 11 correspondem à combinação fundamental, para o ELU, assumindo a sobrecarga como variável base e o vento, positivo e negativo, em ambas as direções. As combinações 12 a 15 correspondem às combinações características. A combinação 16 à combinação frequente e é importante realçar que, nesta, como o ψ_2 do vento tem valor nulo,

apenas é necessário inserir uma combinação, e o mesmo se aplica para a combinação quase-permanente, a combinação 17.

Tabela 3.11 – Combinações de ações inseridas no *Robot*

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
8 (C)	ELU (1)	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*0.90$
9 (C)	ELU (2)	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+5*0.90$
10 (C)	ELU (3)	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+6*0.90$
11 (C)	ELU (4)	Linear Combinati	ULS	Structural	$(1+2)*1.35+3*1.50+7*0.90$
12 (C)	ELS Caract. (1)	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+4*0.60$
13 (C)	ELS Caract. (2)	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+5*0.60$
14 (C)	ELS Caract. (3)	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+6*0.60$
15 (C)	ELS Caract. (4)	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2+3)*1.00+7*0.60$
16 (C)	ELS Frequente	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2)*1.00+3*0.50$
17 (C)	ELS Quase-per	Linear Combinati	SLS	Structural	$(1+2)*1.00+3*0.30$

Assim, é possível calcular toda a estrutura e conhecer todos os esforços a atuar em cada elemento, de forma a dimensioná-los.

3.6 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO METÁLICO DO PISO 2

Neste subcapítulo é realizado o dimensionamento do pavimento metálico do Piso 2, recorrendo ao *Robot* e este é feito segundo a NP EN 1993-1-1, 2010, norma que fornece as orientações técnicas para projetar estruturas em aço.

Como referido no capítulo anterior, primeiramente recorreu-se ao menu “*Geometry*” e criou-se “*Claddings*” entre as vigas principais, permitindo assim, criar contornos entre estas, e assim, aplicar as correspondentes cargas em cada contorno (Ver Figura 3.29).

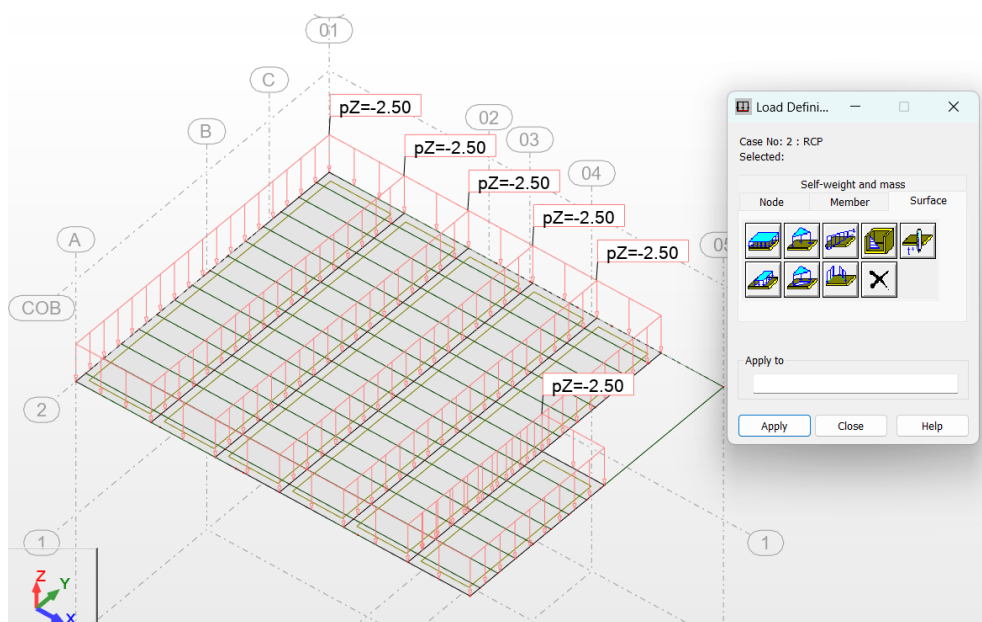


Figura 3.29 – Aplicação das restantes cargas permanentes em cada contorno

Aplicando as cargas separadamente em cada contorno, recorrendo ao ícone “*Load distribution*” e definindo que as cargas são distribuídas apenas na direção Y, garante-se que todos os perfis secundários recebem as cargas de igual modo, que por sua vez descarregam nos perfis principais, como mostra a Figura 3.30.

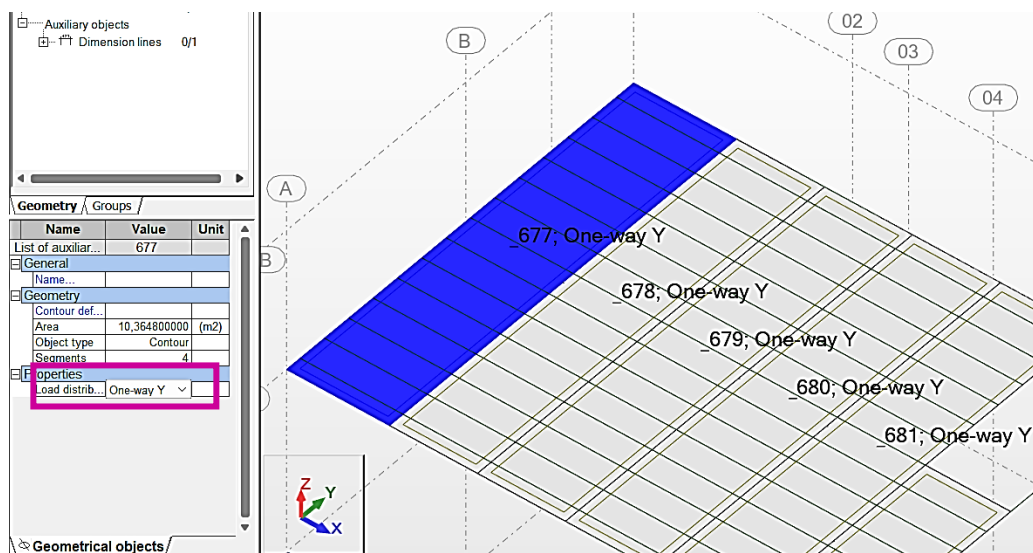


Figura 3.30 – *Load distribution – One-way Y*

A ligação entre os perfis secundários e o perfil principal será uma ligação aparafusada, ou seja, é uma ligação que permite alguma rotação, e assim, como não há continuidade entre os perfis secundários e não há transmissão dos momentos flectores, tem de se considerar que esta ligação

é articulada, ou seja, *Pinned*. Já a ligação entre a viga secundária, ou a viga principal, e a viga de betão da periferia é realizada com bucha química e, apesar de ser possível, é difícil garantir o encastramento neste tipo de ligação, devendo também esta ser considerada *Pinned*. Como tal, atribui-se a ligação *Pinned-Pinned* nas extremidades dos perfis secundários (Ver Figura 3.31).

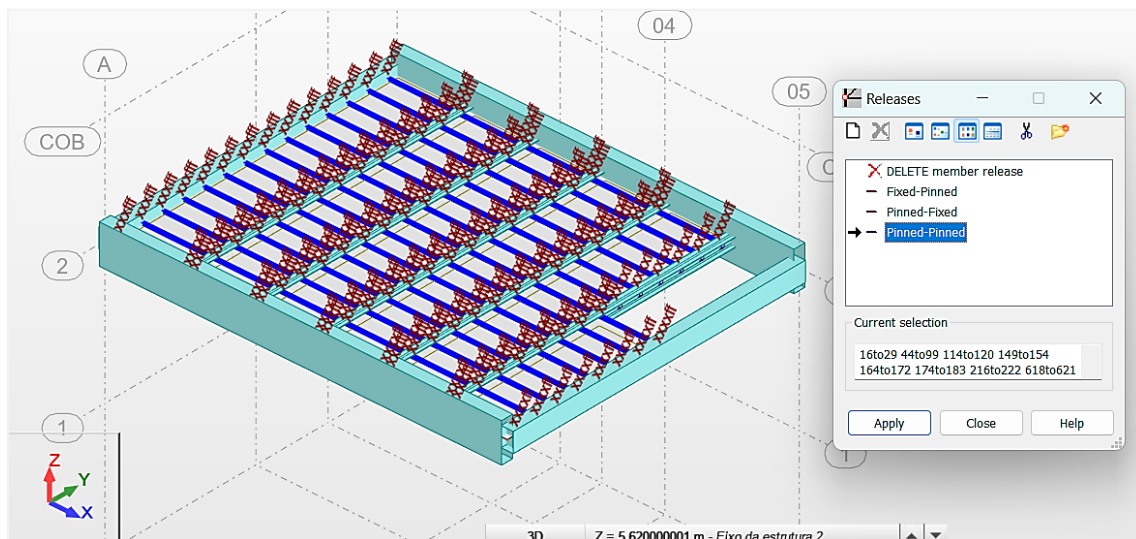


Figura 3.31 – Ligação *Pinned-Pinned* nos perfis secundários

Assim, após o cálculo da estrutura, e recorrendo aos menus “*Display*” e “*Load distribution regions*”, na Figura 3.32 é possível observar que todos os perfis secundários estão a receber as cargas de igual modo, ou seja, a modelação está correta e pode-se proceder ao dimensionamento de todos os perfis.

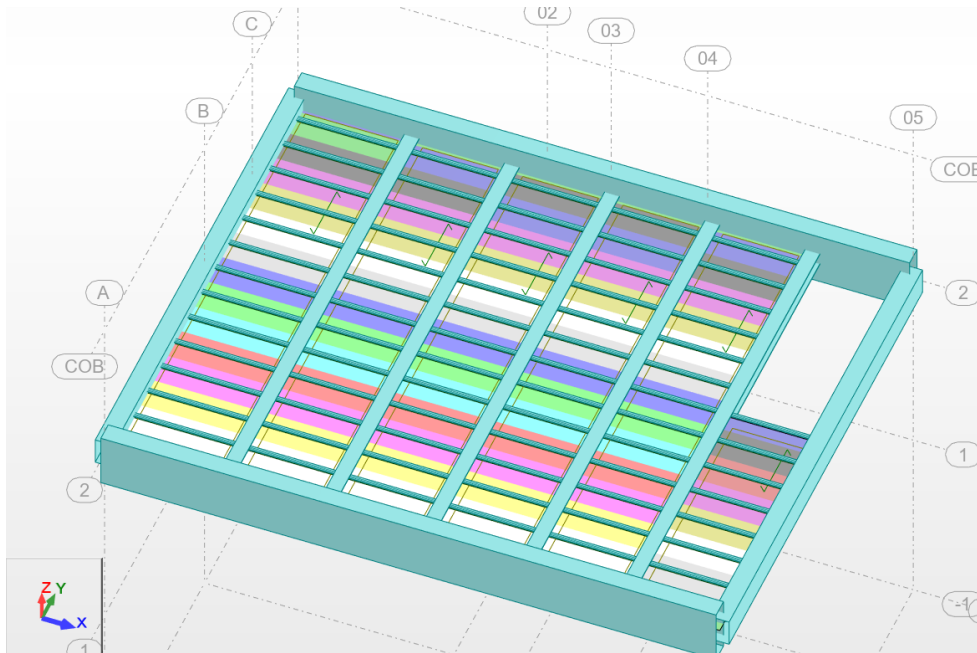


Figura 3.32 – Distribuição das cargas nos perfis secundários

Para o dimensionamento da estrutura metálica recorre-se aos menus “*Steel Design*” e “*Steel/Aluminum Design*”.

Como as vigas principais e as secundárias têm diferentes travamentos, é necessário criar estas em “*Member Types*” (Ver Figura 3.33), com as respetivas configurações e atribuí-las aos respetivos perfis.

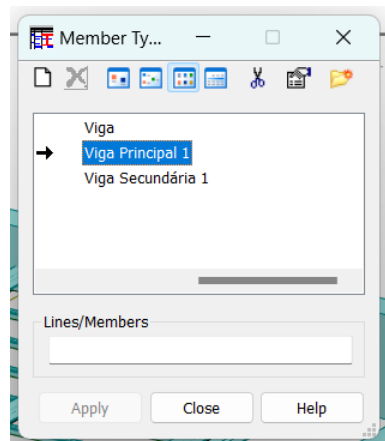


Figura 3.33 – *Member Types*

A Figura 3.34 mostra a atribuição das vigas principais e a Figura 3.35 a atribuição das vigas secundárias.

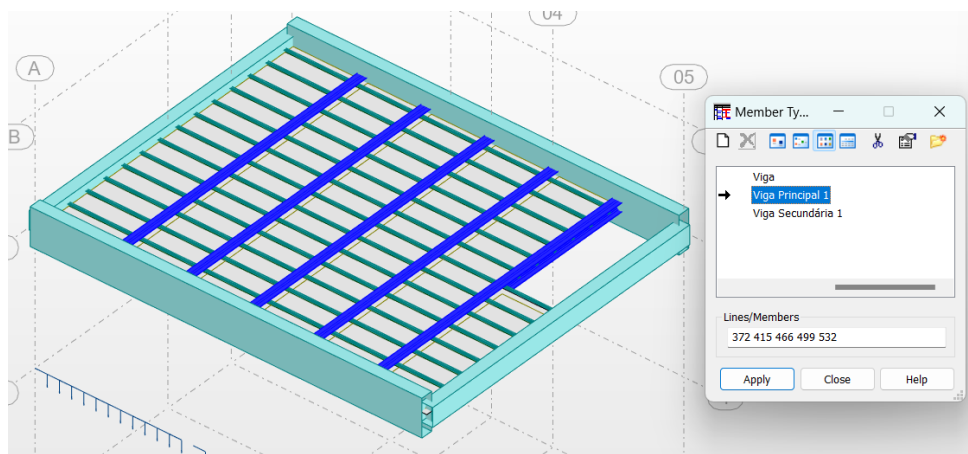


Figura 3.34 – Atribuição das vigas principais

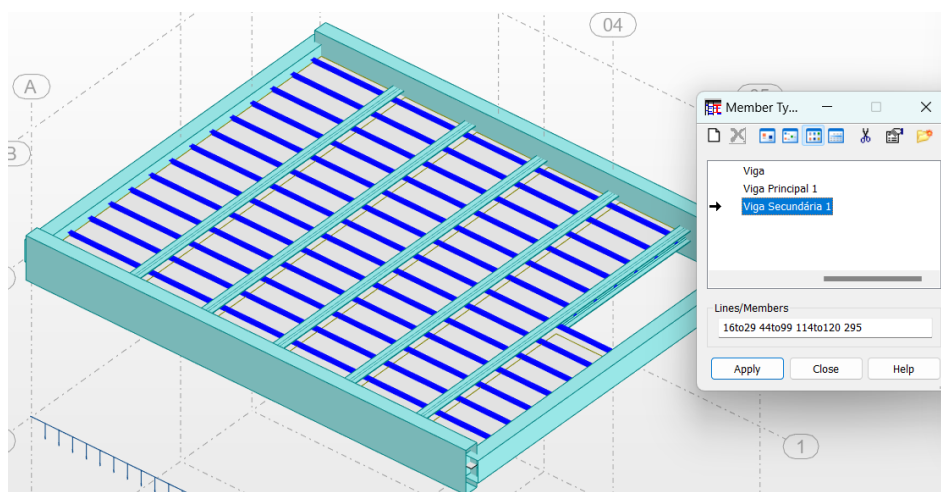


Figura 3.35 – Atribuição das vigas secundárias

Após esta atribuição, é possível configurar os dois tipos de vigas conforme os tipos de travamento, como se vê seguidamente.

Vigas principais:

Nos perfis metálicos, a encurvadura lateral é um fenómeno que tem de ser analisado devido a comprometer a estabilidade do elemento. Este é um fenómeno que ocorre especialmente em perfis com secções em I ou H, que apresentam baixa rigidez de torção e flexão lateral, e caracteriza-se pela deformação lateral da parte comprimida de uma secção de um elemento sujeito à flexão. Para prevenir que isto ocorra, é essencial aplicar travamentos laterais e, neste caso, é feito através das vigas secundárias. No *Robot* define-se os travamentos laterais a que o perfil está sujeito em "*Lateral buckling*". Como as vigas principais e as vigas secundárias estão alinhadas pelo banzo superior, os travamentos devem ser definidos em "*Upper flange*".

Isto assegura que todas as interseções entre a viga principal e as vigas secundárias sejam consideradas como pontos de travamento, aumentando a resistência do banzo superior face à encurvadura lateral. Por sua vez, no banzo inferior, o perfil apenas está travado nas duas extremidades, definindo-se que o comprimento de encurvadura (L_{cr}) corresponde ao comprimento total do elemento (L_0) (Ver Figura 3.36).

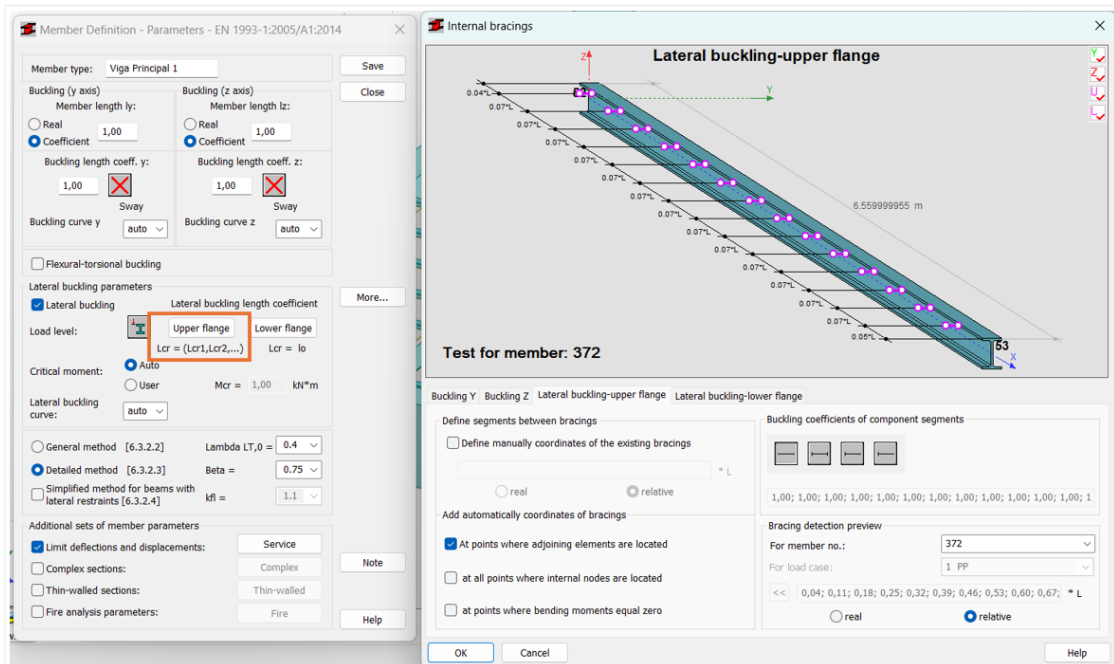


Figura 3.36 – Configurações das vigas principais

Vigas secundárias:

Como estas não têm travamentos laterais, apenas estão travadas nas duas extremidades, quer no banzo superior, quer no banzo inferior, considera-se que o comprimento de encurvadura corresponde ao seu comprimento total, ou seja, $L_{cr}=l_0$ (Ver Figura 3.37). Os restantes parâmetros mantêm-se iguais aos das vigas principais.

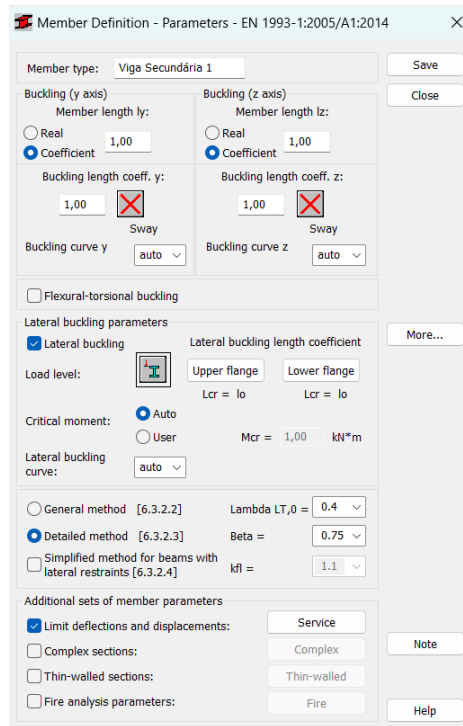


Figura 3.37 – Configurações das vigas secundárias

Posto isto, é possível calcular a estrutura e analisar as condições a serem verificadas.

Vigas principais:

Primeiramente foi realizado um pré-dimensionamento para as vigas principais, recorrendo à verificação da deformação para o ELS. A deformação máxima a que estas podem estar sujeitas é de 26,24 mm, como se verá no final deste subcapítulo. Através da seguinte expressão, é possível obter o momento de inércia da secção transversal (I), e assim, saber qual a secção mínima do perfil que se deve adotar.

$$\delta = \frac{5 \times p \times l^4}{384 \times E \times I} \tag{3.14}$$

onde:

δ — é a flecha máxima em m;

p — é a carga uniformemente distribuída em kN/m;

l — é o comprimento em m;

E — é o módulo de elasticidade em Pa;

I — é o momento de inércia da secção transversal da viga.

O valor da carga uniformemente distribuída foi obtida através do método da largura de influência em que esta toma o valor de $1,58/2 + 1,35/2 = 1,47$ m. Assim:

$$p = PP + RCP + SOB + \psi_0 \times V = 0,5 + (2,5 \times 1,47) + (2 \times 1,47) + 0 \times V = 7,12 \text{ kN/m.}$$

Sabendo isto, que $l = 6,56$ m, que $E = 210 \times 10^6$ Pa e que a flecha máxima é de 26,24 mm, obtém-se um momento de inércia de 3115,67 mm⁴, ou seja, inicialmente adota-se um perfil HEA 200, que tem um momento de inércia de 3692 mm⁴.

Relativamente ao ELU, o perfil HEA 200 pré-dimensionado, cumpre todas as verificações, conforme demonstrado na Figura 3.38. No entanto, o perfil mais solicitado, que está identificado como membro 372, apresenta um rácio de 0,48, o que indica que se está a utilizar apenas 48% da sua capacidade resistente. Por esta razão, a solução pode ser otimizada de forma a torná-la mais económica, e para isso, reduz-se a secção do perfil até se obter um rácio próximo de 1,0, maximizando o aproveitamento da sua capacidade resistente. Contudo, é crucial também verificar a condição da deformação, pois pode ser condicionante.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
372	HEA 200	S 275	79.21	131.70	0.48	10 ELU (3)
415	HEA 200	S 275	79.21	131.70	0.39	11 ELU (4)
466	HEA 200	S 275	79.21	131.70	0.41	10 ELU (3)
499	HEA 200	S 275	79.21	131.70	0.39	10 ELU (3)
532	HEA 200	S 275	79.21	131.70	0.32	11 ELU (4)

Figura 3.38 – Verificações das vigas principais HEA 200

A Figura 3.39 apresenta a nota de cálculo extraída do *Robot* para o perfil HEA 200 mais esforçado. Como indicado, o dimensionamento para o ELU foi realizado para a combinação fundamental mais desfavorável, que neste caso é a número 10. A nota também exibe as propriedades geométricas do perfil em questão e a sua classificação como Classe 1, o que significa que é possível formar uma rótula plástica na secção, permitindo uma capacidade de rotação que excede a mínima exigida para aplicar a métodos de análise plástica na estrutura. Para além disso, são verificadas as condições de resistência da secção transversal e da encurvadura lateral.


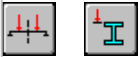


STEEL DESIGN			
CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
ANALYSIS TYPE: Member Verification			
CODE GROUP:			
MEMBER: 372	POINT: 3	COORDINATE: x = 1.00 L = 6.559999955 m	
LOADS:			
Governing Load Case: 10 ELU (3) (1+2)*1.35+(3+6)*1.50			
MATERIAL:			
S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa			
			
SECTION PARAMETERS: HEA 200			
h=19.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=45.12 cm ²	Az=18.08 cm ²	Ax=53.83 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=3692.15 cm ⁴	Iz=1335.51 cm ⁴	Ix=18.60 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=429.52 cm ³	Wplz=203.82 cm ³	
INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:			
N,Ed = 1.20 kN	My,Ed = -32.81 kN*m	Mz,Ed = -3.71 kN*m	Vy,Ed = 8.49 kN
Nc,Rd = 1480.36 kN	My,Ed,max = -32.81 kN*m	Mz,Ed,max = -3.71 kN*m	Vy,T,Rd = 716.37 kN
Nb,Rd = 1480.36 kN	My,c,Rd = 118.12 kN*m	Mz,c,Rd = 56.05 kN*m	Vz,Ed = -32.72 kN
	MN,y,Rd = 118.12 kN*m	MN,z,Rd = 56.05 kN*m	Vz,T,Rd = 287.07 kN
	Mb,Rd = 78.84 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Class of section = 1
			
LATERAL BUCKLING PARAMETERS:			
z = 1.00	Mcr = 101.23 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.65
Lcr,low=6.559999955 m	Lam_LT = 1.08	fi,LT = 1.05	XLT,mod = 0.67
BUCKLING PARAMETERS:			
	About y axis:		About z axis:
	kyy = 1.00		kzz = 1.00
VERIFICATION FORMULAS:			
Section strength check:			
N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))			
My,Ed/MN,y,Rd = 0.28 < 1.00 (6.2.9.1.(2))			
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))			
(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.14 < 1.00 (6.2.9.1.(6))			
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)			
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.6-7)			
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)			
Global stability check of member:			
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.42 < 1.00 (6.3.2.1.(1))			
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00 (6.3.3.(4))			
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00 (6.3.3.(4))			
Section OK !!!			

Figura 3.39 – Nota de cálculo do perfil HEA 200 mais esforçado

A Figura 3.40 mostra a verificação dos perfis HEA 180, secção inferior à HEA 200, para o ELU, e verifica-se que se obteve valores de rácio superiores ao anterior.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
372	OK HEA 180	S 275	88.08	145.12	0.65	10 ELU (3)
415	OK HEA 180	S 275	88.08	145.12	0.55	11 ELU (4)
466	OK HEA 180	S 275	88.08	145.12	0.56	10 ELU (3)
499	OK HEA 180	S 275	88.08	145.12	0.54	10 ELU (3)
532	OK HEA 180	S 275	88.08	145.12	0.45	11 ELU (4)

Figura 3.40 – Verificações das vigas principais HEA 180

Vigas secundárias:

Analisou-se as mesmas verificações para as vigas secundárias, sendo que todas cumpriram com um rácio bastante baixo, como se vê na Figura 3.41 e na Figura 3.42. Apesar do rácio baixo, opta-se por se manter este perfil de modo a garantir, com uma margem razoável, espaço para as ligações que este terá.

EN 1993-1:2005/A1:2014 - Member Verification (ULS) 16to29 44to99 114to120 295

Results Messages

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
16 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.06	10 ELU (3)
17 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
18 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
19 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
20 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
21 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
22 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
23 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	9 ELU (2)
24 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
25 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
26 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	8 ELU (1)
27 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	10 ELU (3)
28 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.08	10 ELU (3)
29 Viga Secundária	IPe 120	S 275	32.22	109.17	0.07	8 ELU (1)
44 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.04	11 ELU (4)
45 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	11 ELU (4)
46 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	11 ELU (4)
47 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
48 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
49 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	8 ELU (1)
50 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	8 ELU (1)
51 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	9 ELU (2)
52 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	8 ELU (1)
53 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
54	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
55 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	10 ELU (3)
56 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	10 ELU (3)
57 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	10 ELU (3)
58 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	11 ELU (4)
59 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	11 ELU (4)
60 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	11 ELU (4)
61 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
62 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
63 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	8 ELU (1)
64 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	9 ELU (2)
65 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	9 ELU (2)
66 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.06	9 ELU (2)
67 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
68 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
69 Viga Secundária	IPe 120	S 275	27.53	93.28	0.05	10 ELU (3)

Figura 3.41 – Verificações das vigas secundárias IPE 120 a)

70	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	10 ELU (3)
71	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	10 ELU (3)
72	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	11 ELU (4)
73	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	11 ELU (4)
74	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	11 ELU (4)
75	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
76	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
77	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	8 ELU (1)
78	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	9 ELU (2)
79	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	9 ELU (2)
80	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	9 ELU (2)
81	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
82	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
83	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	10 ELU (3)
84	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	10 ELU (3)
85	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	10 ELU (3)
86	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	11 ELU (4)
87	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	11 ELU (4)
88	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	11 ELU (4)
89	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
90	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
91	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
92	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	9 ELU (2)
93	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	9 ELU (2)
94	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	9 ELU (2)
95	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
96	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	8 ELU (1)
97	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.05	10 ELU (3)
98	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	10 ELU (3)
99	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	27.53	93.28	0.06	10 ELU (3)
114	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	26.71	90.52	0.04	9 ELU (2)
115	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	26.71	90.52	0.05	11 ELU (4)
116	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	26.71	90.52	0.05	11 ELU (4)
117	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	26.71	90.52	0.05	8 ELU (1)
118	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	26.71	90.52	0.05	8 ELU (1)
119	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	26.71	90.52	0.05	8 ELU (1)
120	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	26.71	90.52	0.05	8 ELU (1)
295	Viga Secundária	OK	IPE 120	S 275	26.71	90.52	0.04	9 ELU (2)

Figura 3.42 – Verificações das vigas secundárias IPE 120 b)

Estado limite de serviço:

Para o ELS, é importante avaliar as deformações a que os perfis estão sujeitos. Para isso, é necessário comparar a deformação a que a estrutura está sujeita com a máxima permitida. A flecha máxima admissível para pavimentos em geral é dada pelo limite de $L/250$ (Ver Tabela 3.12).

Tabela 3.12 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (NP EN 1993-1-1, 2010)

Condições	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral.	$L/200$	$L/250$
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção.	$L/250$	$L/300$
Pavimentos em geral.	$L/250$	$L/300$
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis.	$L/250$	$L/350$
Pavimentos que suportem pilares (a menos que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último).	$L/400$	$L/500$
Quando δ_{max} possa afetar o aspeto do edifício.	$L/250$	-
Nota: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.		

Assim, a flecha máxima admissível para as vigas do pavimento é a seguinte:

- Vigas principais: $\delta_{m\acute{a}x} = 6,56\text{m}/250 = 0,02624 \text{ m} = 26,24 \text{ mm}$;
- Vigas secundárias: $\delta_{m\acute{a}x} = 1,58\text{m}/250 = 0,00632 \text{ m} = 6,32 \text{ mm}$.

Através dos menus “Tables” e “Member Deflections”, ou através de “Diagrams for Members” e “Nodal displacements”, é possível ver as deformações a que cada viga principal está sujeita, sendo que o máximo valor para o perfil HEA 200 é de 0,8 cm, ou seja, 8 mm (Ver Tabela 3.13 e Figura 3.43). Este valor foi obtido através da combinação quase-permanente e é menor que 26,24 mm, pelo que verifica o ELS de deformação vertical.

Tabela 3.13 – Deformações das vigas principais HEA 200 a)

Member/Case	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
372/ 12 (C)	0,0	-0,0	-0,7
372/ 13 (C)	0,0	0,0	-0,7
372/ 14 (C)	-0,0	-0,0	-0,7
372/ 15 (C)	-0,0	-0,0	-0,7
415/ 12 (C)	0,0	-0,0	-0,7
415/ 13 (C)	0,0	0,0	-0,7
415/ 14 (C)	-0,0	-0,0	-0,7
415/ 15 (C)	0,0	-0,0	-0,7
466/ 12 (C)	0,0	-0,0	-0,7
466/ 13 (C)	-0,0	0,0	-0,7
466/ 14 (C)	-0,0	-0,0	-0,7
466/ 15 (C)	0,0	-0,0	-0,7
499/ 12 (C)	0,0	-0,0	-0,7
499/ 13 (C)	0,0	0,0	-0,7
499/ 14 (C)	0,0	-0,0	-0,7
499/ 15 (C)	0,0	-0,0	-0,7
532/ 12 (C)	0,0	-0,0	-0,6
532/ 13 (C)	0,0	0,0	-0,6
532/ 14 (C)	-0,0	-0,0	-0,6
532/ 15 (C)	0,0	-0,0	-0,6

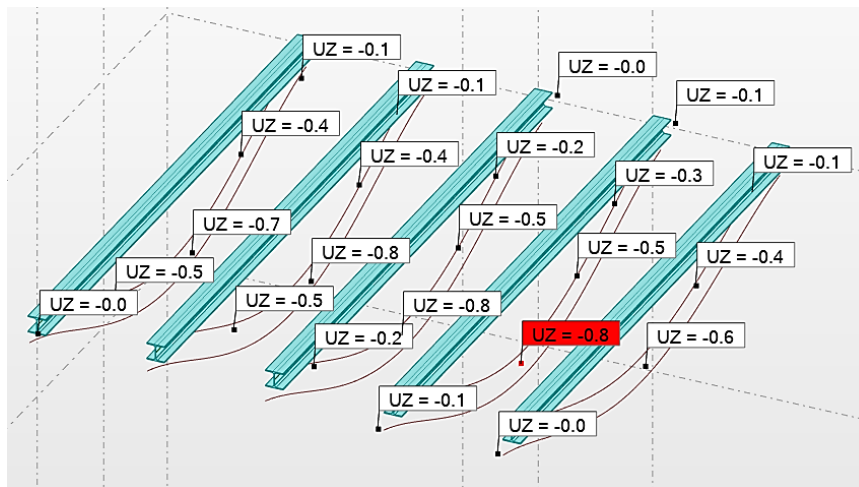


Figura 3.43 – Deformações das vigas principais HEA 200 b)

Como as verificações relativas ao ELS e ao ELU das vigas principais foram cumpridas, optou-se por se verificar se a secção inferior também cumpria, analisando-se assim os perfis com secção HEA 180. Como se pode ver na Figura 3.44, reduzindo a secção para HEA 180, verifica-se que a deformação aumentou, tomando o valor de 10 mm, no entanto, também cumpre o limite relativamente à flecha máxima permitida.

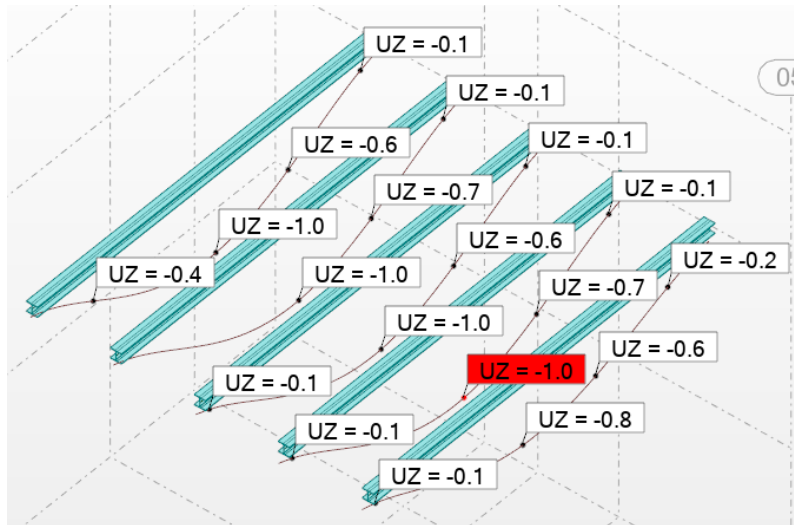


Figura 3.44 – Deformações das vigas principais HEA 180

Quanto às vigas secundárias, estas apresentam deslocamentos muito baixos, próximos de zero, pelo que cumpre relativamente ao ELS. Na Tabela 3.14 é possível ver os máximos deslocamentos e na Figura 3.45 é possível ver a nota de cálculo relativa ao ELS para o IPE 120, em que se verifica o deslocamento para a viga secundária mais esforçada e o respetivo limite.

Tabela 3.14 – Deformações das vigas secundárias IPE 120

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0,0	0,0	-0,0
Member	295	54	295
Case	12 (C)	15 (C)	12 (C)
MIN	-0,0	-0,0	-0,0
Member	69	87	27
Case	12 (C)	15 (C)	14 (C)

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.			
ANALYSIS TYPE: Member Verification			
CODE GROUP:			
MEMBER: 16 Viga Secundária 1_16		POINT: COORDINATE:	
SECTION PARAMETERS: IPE 120			
ht=12.0 cm	Ay=8.06 cm ²	Az=5.28 cm ²	Ax=13.21 cm ²
bf=6.4 cm	Iy=317.75 cm ⁴	Iz=27.67 cm ⁴	Ix=1.71 cm ⁴
tw=0.4 cm	Wely=52.96 cm ³	Welz=8.65 cm ³	
tf=0.6 cm			
LIMIT DISPLACEMENTS			
Deflections (LOCAL SYSTEM):			
uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 0.6 cm		Verified	
Governing Load Case: 15 ELS Caract. (4) (1+2+3)*1.00+7*0.60			
uz = 0.0 cm < uz max = L/250.00 = 0.6 cm		Verified	
Governing Load Case: 15 ELS Caract. (4) (1+2+3)*1.00+7*0.60			
Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed			
Section OK !!!			

Figura 3.45 – Nota de cálculo do IPE 120 para o ELS

Para concluir, embora o perfil HEA 180 também verifique para os dois estados limites, os valores do rácio e da deformação não diferem significativamente dos obtidos para o perfil HEA 200, pelo que a diferença económica também não seria significativa. Para além disso, como esta secção é muito utilizada na empresa para projetos do mesmo tipo e de forma a garantir espaço suficiente para a futura ligação entre perfis, adotou-se o HEA 200 como solução final. Quanto às vigas secundárias, estas também satisfazem os requisitos para os dois estados limites com uma boa margem, no entanto, também por razões de garantir espaço para a ligação, optou-se por se manter o perfil IPE 120. Para tornar a solução mais económica, poderia ser considerada a redução do número de travamentos nas vigas principais, aumentando o espaçamento entre as vigas secundárias, contudo, devido à necessidade de suporte para os painéis de OSB, como é demonstrado mais adiante, esta opção não é viável, confirmando que a solução adotada é a mais adequada.

3.7 DIMENSIONAMENTO DAS PLACAS DE OSB DO PISO 2

Sob os perfis metálicos do pavimento do Piso 2, são colocados painéis de *Oriented Strand Board* (OSB). As placas de OSB, tal como o nome indica, são constituídas por lascas finas de madeira, longas e orientadas, retiradas de árvores de crescimento rápido (Neves, 2018). Estas lascas têm dimensões retangulares, e geralmente 20 mm de largura, 0,5 mm de espessura e 50 a 70 mm de comprimento (Oliveira, 2013). As placas são geralmente constituídas por três

camadas, sendo que na camada interior as lascas possuem uma orientação aleatória, enquanto nas exteriores as lascas estão orientadas longitudinalmente ao painel (Ver Figura 3.46) (Correia, 2009).



Figura 3.46 – Painel de OSB (BANEMA, s.d)

Têm a função de revestimento estrutural e podem ser fabricadas em diversas dimensões, sendo que a sua espessura varia, geralmente, entre 9 e 30 mm. Os principais campos de aplicação são as coberturas e os pavimentos, devido à sua elevada resistência à flexão (Oliveira, 2013).

Este material destaca-se pelas vantagens que apresenta relativamente a outros, sendo elas:

- Baixo peso específico e elevada resistência, em comparação com soluções tradicionais. Indicado para obras de reabilitação, uma vez que devido ao seu baixo peso específico, transmite menor esforço para a estrutura existente;
- Características hidrófugas, ou seja, é capaz de resistir à penetração de água, que é uma característica muito importante, uma vez que estas placas podem estar sujeitas à humidade, como por exemplo em coberturas. Esta característica é obtida através da aglomeração das partículas sob calor e pressão, usando resinas e produtos químicos (Ferreira, 2017);
- Permite a aplicação de praticamente todo o tipo de revestimentos, como betão, cerâmica, telhas...;

- Favorável esteticamente quando se pretende obter o aspeto de madeira;
- Facilidade de envernizamento e de adoção de outras texturas;
- Podem ter um efeito retardador ao fogo, caso o fabricante adicione produtos químicos específicos (Ferreira, 2017);
- Facilidade de corte das placas, quer manualmente, quer com máquinas;
- Bom comportamento do ponto de vista ambiental, uma vez que cerca de 90% do tronco da árvore é convertido em OSB (Ferreira, 2015).

Um cuidado que se deve ter em relação a este material, é o facto de as placas de OSB deverem ser colocadas em repouso no local que são utilizadas, até que se adaptem às condições do local, nomeadamente relativamente à humidade e à temperatura. Isto deve-se ao facto de estas placas dilatarem ou contraírem conforme o teor de humidade aumente ou diminua (Ferreira, 2015).

Para o seu dimensionamento é necessário definir a classe do mesmo e este pode-se classificar em quatro classes, que se distinguem pela sua aplicação em diferentes ambientes, e com distintas propriedades mecânicas e físicas. Assim:

- OSB/1 – Painéis comuns para utilização interior e em condições secas;
- OSB/2 – Painéis para suporte de carga e utilização em condições secas;
- OSB/3 – Painéis para suporte de carga e utilização em condições húmidas;
- OSB/4 – Painéis de elevada resistência para suporte de carga e utilização em condições húmidas.

Apesar deste material ser colocado num pavimento interior, este piso é uma área técnica e um terraço coberto, pelo que se insere num ambiente interior não protegido, estando assim sujeito, de forma indireta, à humidade. Tendo em conta estas condições, e de forma a garantir maior durabilidade e resistência, adota-se a classe 3. Posto isto, procede-se ao dimensionamento das placas de OSB e para tal escolheu-se um OSB da classe 3, da marca Sonae Arouco, com a respetiva ficha técnica que se encontra no Anexo I (Sonae Arouco, 2024).

A própria ficha técnica fornece os valores da carga uniformemente distribuída que o painel de

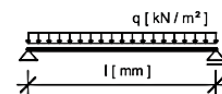
OSB consegue resistir, em função do vão adotado, ou seja, da distância entre perfis adotada e em função da espessura do painel. Assim, é necessário calcular a carga que está a atuar nos painéis. O vão adotado é de 50 cm, uma vez que é o espaçamento máximo adotado entre os perfis que dão apoio às placas. As cargas consideradas são as cargas referidas no capítulo 3.4, em que para as restantes cargas permanentes considera-se um valor de 2,5 kN/m² e para a sobrecarga um valor de 2,0 kN/m².

Importa avaliar a sua capacidade de carga relativamente ao estado limite de deflexão e, tal como a ficha técnica indica, os valores de carga que os painéis resistem são para carga de uso. Esta verificação é referente ao estado limite de serviço, e, por isso, considera-se a combinação quase-permanente, uma vez que esta permite verificar deformações e efeitos a longo prazo. Assim, $P_{Ed} = 0,15 + 2,5 + 0,3 \times 2,0 = 3,25 \text{ kN/m}^2$.

Tal como a ficha técnica indica, os valores das cargas a que as placas resistem, referem-se à duração de carga temporária, ou seja, a cargas com uma duração limitada e não contínua. Como neste caso temos carga permanente, e de forma a garantir a segurança, os valores indicados na Tabela 3.15 devem ser reduzidos em 50%. Tendo em conta isto, e que o máximo vão é de 50 cm, conclui-se que a espessura da placa de OSB deve ser de 22 mm. Embora um vão de 60 cm e uma espessura de 25 mm também fosse viável, opta-se pela solução anteriormente referida, uma vez que a arquitetura propôs 20 mm de espessura, estando os 22 mm mais perto deste valor.

Tabela 3.15 – Máxima carga que a placa de OSB resiste (Sonae Arouco, 2024).

ESPESSURA DO PAINEL	I [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



3.8 DIMENSIONAMENTO E PORMENORES DE LIGAÇÕES

O cálculo das ligações é imprescindível num projeto de estrutura metálica, e como tal, neste subcapítulo, pretende-se o dimensionamento e a pormenorização de dois tipos de ligação, das quais:

- A ligação entre dois perfis metálicos de diferentes tipos;
- A ligação entre um perfil metálico e uma viga de betão.

As ligações sugeridas seguidamente, são escolhidas tendo em vista obter uma solução que interfira o menos possível com a estabilidade e as propriedades de cada elemento, e que seja o menos complexa e o mais económica possível. É de realçar que, este é um processo iterativo, uma vez que, por exemplo, para a ligação entre os perfis metálicos, primeiramente é desenhado o pormenor da ligação conforme o que se considera mais adequado, depois é feito o dimensionamento e, por fim, o pormenor é ajustado conforme o dimensionamento.

3.8.1 Ligação entre perfis metálicos

A ligação que se aborda neste tópico é a ligação entre as vigas principais e as secundárias, ou seja, entre um perfil do tipo HEA 200 e um do tipo IPE 120. As ligações destes elementos estruturais são geralmente realizadas por dois tipos: através de ligações aparafusadas ou de ligações soldadas. Segue-se uma comparação entre os dois tipos de ligação, com o intuito de auxiliar na decisão da escolha da mais adequada (STARMODUL, 2024).

Ligações soldadas:

- Geralmente são utilizadas para a ligação de peças com geometria complexa, o que não é o caso;
- São utilizadas quando se pretende uma maior rigidez na ligação;
- Asseguram a continuidade entre duas ou mais peças. No entanto, na modelação optou-se por se considerar que não havia continuidade entre as vigas secundárias;
- Criam ligações pouco deformáveis, o que é uma desvantagem, pois as ligações devem ter a capacidade de se deformarem antes de atingirem a rotura;
- Fornecem um aspeto mais favorável na construção;
- Existe uma maior facilidade na preparação das peças;

- Têm a desvantagem de se criarem tensões devidas ao aquecimento e arrefecimento na zona da ligação.

Ligações aparafusadas:

- Os parafusos criam uma distribuição uniforme das cargas entre os diferentes pontos de contacto, criando uma menor tensão nos mesmos;
- Podem ser facilmente montadas e desmontadas, útil para projetos em que haja a necessidade de alteração ou manutenção. Com isto também há menor desperdício de material;
- São mais económicas em comparação com as ligações soldadas, uma vez que o equipamento utilizado para as ligações aparafusadas, é menos dispendioso;
- Fornecem menor rigidez na ligação, sendo necessário, por vezes, reforçar em algumas aplicações.

Por estas razões, adota-se a ligação aparafusada. Esta pode ser executada com o auxílio de parafusos, de rebites ou de cavilhas, e, neste caso, optou-se por se utilizar parafusos.

Esta é dimensionada recorrendo ao *Robot* e é composta por parafusos, em que se define o seu diâmetro nominal e a sua classe, e por uma chapa metálica, soldada ao perfil HEA e aparafusada ao perfil IPE. Como referido, é importante que haja deformações visíveis antes da falha, de forma a haver um aviso prévio e, para isso, a chapa utilizada é projetada para ser o ponto fraco da ligação e poder deformar-se antes do colapso (Silva, 2013).

Existem recomendações/regras para o dimensionamento de ligações aparafusadas, das quais:

- Relativamente aos parafusos, deve-se utilizar pelo menos dois, mesmo que um único parafuso seja suficiente em termos de resistência. Este critério é adotado para aumentar a segurança da ligação, assegurando que, no caso de falha de um dos parafusos, o outro possa suportar a carga para o qual foi dimensionado. Além disso, a utilização de dois parafusos permite uma melhor distribuição das cargas, reduzindo a concentração de tensões num único ponto;
- Na mesma ligação, não se deve utilizar parafusos com diâmetros diferentes (Félix, 2021);
- Não se pode utilizar, na mesma obra, parafusos com o mesmo diâmetro, mas de classe distinta (Félix, 2021);

- Para pré-dimensionamento, pode-se admitir para a espessura da chapa (Félix, 2021):
 - Espessura menor que 10 mm, para diâmetros de 12 e 16 mm;
 - Espessura entre 10 e 25 mm, para diâmetros de 16, 20 e 24 mm;
 - Espessura superior a 25 mm, para diâmetros de 24, 27 e 30 mm.
- Existem distâncias mínimas e máximas entre parafusos. As primeiras servem para controlar as tensões nos elementos na zona de ligação, e as últimas para impedir a corrosão dos elementos expostos e para evitar a encurvadura local. A Tabela 3.16 define estas distâncias e a Figura 3.47 mostra a representação dos símbolos das distâncias representadas na Tabela 3.16.

Tabela 3.16 – Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos (NP EN 1993-1-8, 2010)

Distâncias e entreeixos, ver a Figura 3.1	Mínimo	Máximo ^{1) 2) 3)}		
		Estruturas feitas de aços respeitando a EN 10025 com exceção dos aços respeitando a EN 10025-5		Estruturas feitas de aços conformes à EN 10025-5
		Aço exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas	Aço não exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas	Aço utilizado sem protecção
Distância à extremidade e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		O maior dos valores $8t$ ou 125 mm
Distância ao bordo lateral e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		O maior dos valores $8t$ ou 125 mm
Distância e_3 para furos ovalizados	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Distância e_4 para furos ovalizados	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Distância entre eixos p_1	$2,2d_0$	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t_{min}$ ou 175 mm
Distância entre eixos $p_{1,0}$		O menor dos valores $14t$ ou 200 mm		
Distância entre eixos $p_{1,i}$		O menor dos valores $28t$ ou 400 mm		
Distância entre eixos p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t_{min}$ ou 175 mm

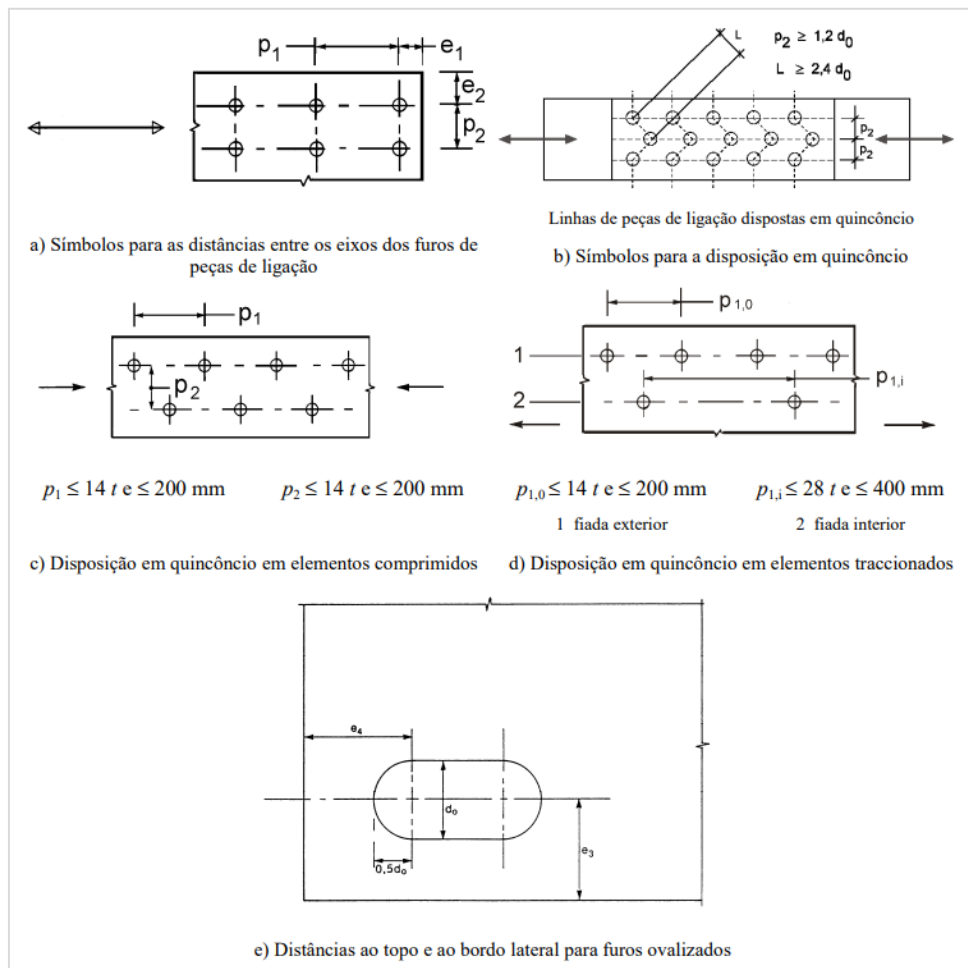


Figura 3.47 – Representação dos símbolos das distâncias (NP EN 1993-1-8, 2010)

A proposta inicial da ligação em estudo, teve em conta estas recomendações e o que se utiliza geralmente na empresa. Como tal, a ligação será composta por uma chapa metálica de 12 mm de espessura, por quatro parafusos de diâmetro nominal de 10 mm e de classe 8.8, e as medidas foram ajustadas tendo em conta o espaço disponível e os mínimos a cumprir (Ver Figura 3.48).

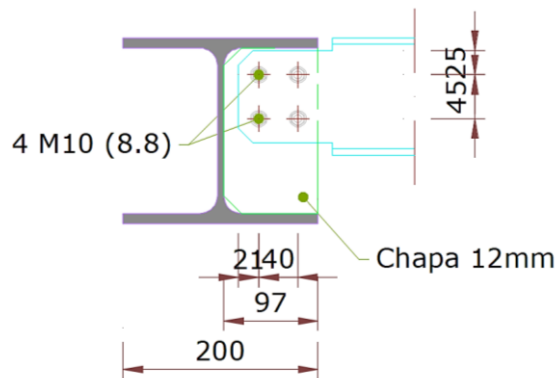


Figura 3.48 – Solução inicial da ligação

Para o dimensionamento desta, recorreu-se ao menu “*Steel Design*” e a “*Connections*”, e é realizado segundo a NP EN 1993-1-8, 2010, norma referente ao projeto de ligações em estruturas de aço.

De forma a dimensionar a ligação mais esforçada, recorreu-se às notas de cálculo com o intuito de se saber quais os perfis sujeitos a maiores esforços. Assim, a ligação foi dimensionada para os perfis selecionados na Figura 3.49.

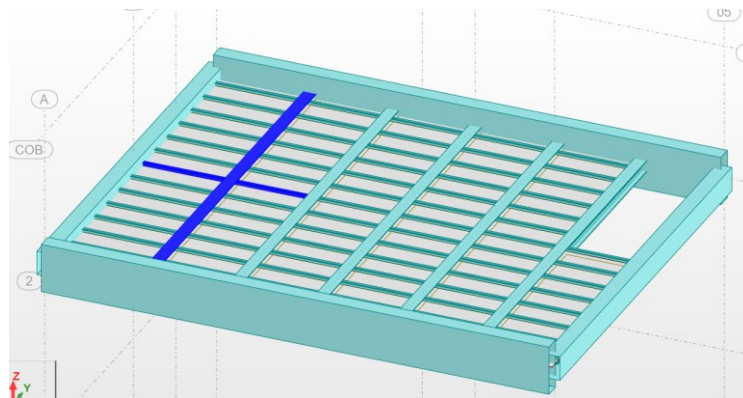


Figura 3.49 – Perfis mais esforçados para a ligação

Posto isto, seleciona-se estes dois elementos e recorre-se ao menu “*New connection for selected members*”. Neste, é necessário definir alguns parâmetros como o tipo de ligação, distâncias, geometria da chapa, diâmetro e classe dos parafusos, número de linhas e colunas de parafusos e distâncias entre eixos de parafusos e distâncias às extremidades e aos bordos, tal como na Tabela 3.16. Esta definição está representada na Figura 3.50 à Figura 3.53.

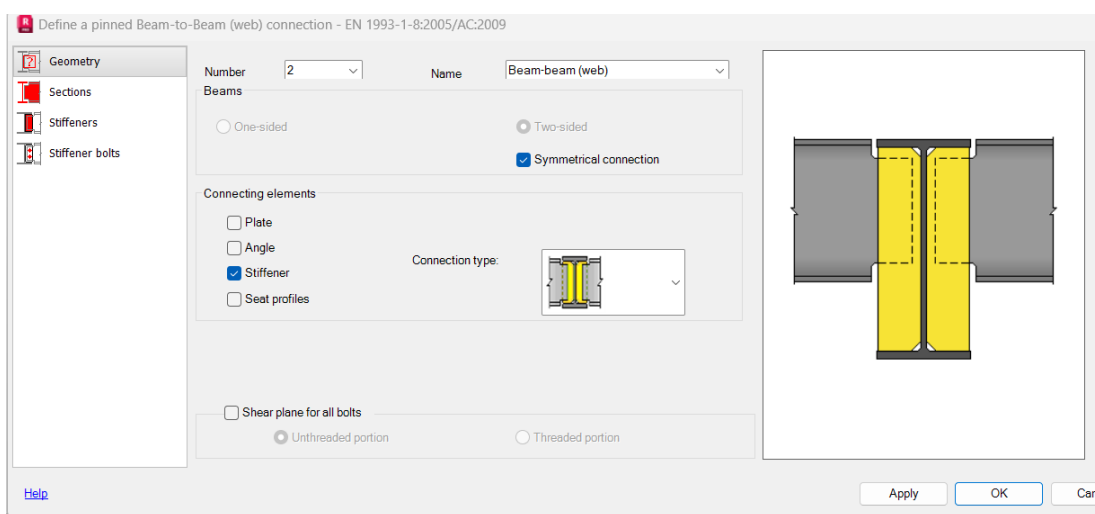


Figura 3.50 – Definição do tipo de ligação

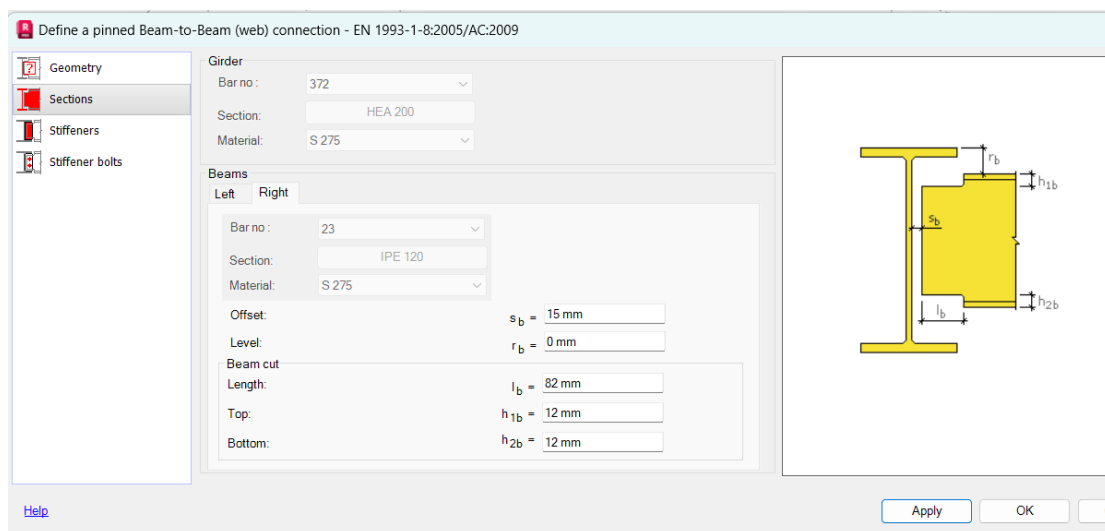


Figura 3.51 – Definição de distâncias da ligação

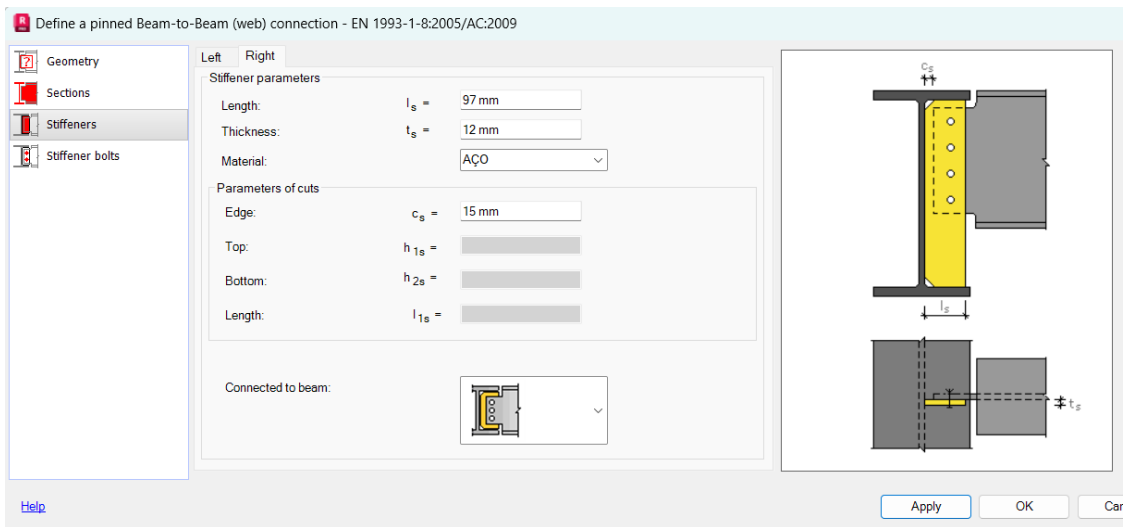


Figura 3.52 – Definição da geometria da chapa

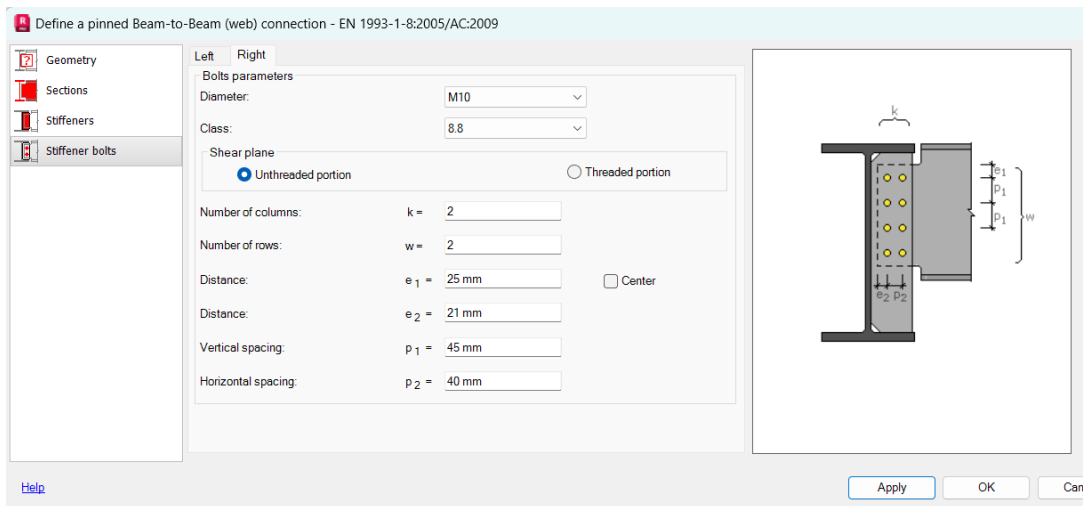



Figura 3.53 – Definição dos parafusos

Após esta definição, calculou-se a ligação e verificou-se que o rácio deu um valor muito pequeno, de 0,08, pelo que a ligação está sobredimensionada e se propõe uma nova solução. Esta passou a ter apenas **dois parafusos**, mas com **diâmetro nominal de 10 mm** e da **classe 8.8**, e reduziu-se a **espessura da chapa para 10 mm**. Optou-se por não se reduzir nem o diâmetro nominal de 10 mm, nem a classe dos parafusos 8.8, uma vez que, apesar das classes 8.8 e 10.9 serem mais utilizadas para parafusos de alta resistência, ou seja, para ligações a forças cíclicas suscetíveis de induzir fenómenos de fadiga, também é comum serem utilizadas neste tipo de ligação. Com esta nova solução, obteve-se no *Robot*, um rácio de 0,13, que, apesar de não ser muito superior ao rácio anteriormente obtido, já é mais adequado e, como

não se deve reduzir nenhum dos elementos anteriormente referidos, considera-se que a ligação está bem dimensionada (Ver Figura 3.54).

	Robot Structural Analysis Professional 2024	
	Calculation of the beam-to-beam (web) connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

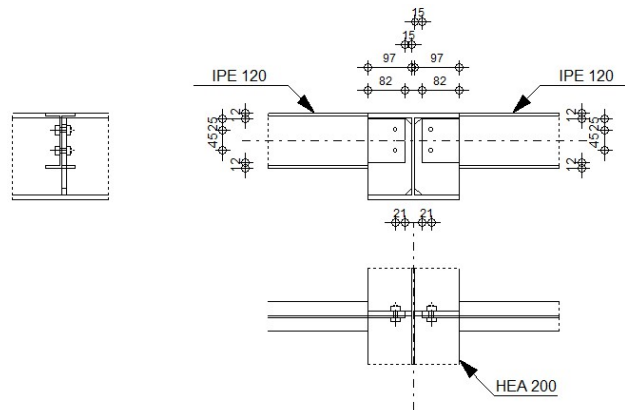


Figura 3.54 – Verificação da nova solução da ligação

Na Figura 3.55 é possível ver um esquema da solução final, extraído do *Robot*.

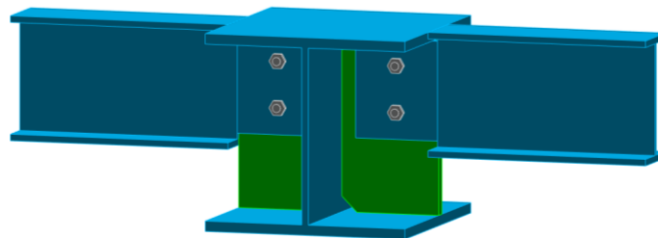


Figura 3.55 – Esquema da solução final

O *Robot* fornece um relatório final do dimensionamento da ligação. Neste, primeiramente, são apresentadas algumas características dos materiais da ligação, como por exemplo, a tensão de rotura à tração, f_{ub} , para os parafusos da classe 8.8, que neste caso é de 800 MPa. De seguida, são apresentadas as características geométricas, em que, pela Figura 3.54, se verifica que a ligação cumpre as distâncias mínimas e máximas da Tabela 3.16. Por fim, são apresentadas as verificações não só relativamente aos parafusos, mas sim a todos os elementos que compõem a ligação:

1. Capacidades resistentes dos parafusos:

Nesta é demonstrada a capacidade resistente dos parafusos que ligam a viga à chapa. É considerada quer a resistência ao corte, quer a resistência ao esmagamento. A resistência dos parafusos ao corte é avaliada na parte não roscada do parafuso e toma o valor de $F_{v,Rd} = 30,16$ kN. A resistência ao esmagamento do parafuso é verificada tanto para a direção X, como para a direção Z, e quer para o seu comportamento em relação à viga e em relação à chapa. No final, são apresentadas as forças a atuar nos parafusos, nomeadamente, a força devido ao esforço normal, à força de corte e à força devido ao momento fletor, na direção X e Z, bem como as forças totais em cada direção e a força resultante total no parafuso. Estas forças são comparadas com as resistentes e verifica-se que as três cumprem a verificação (Ver Figura 3.56 e Figura 3.57).

RESULTS

LEFT SIDE

BOLTS CONNECTING BEAM WITH STIFFENER

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd} = 30,16$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

Bolt bearing on the beam

Direction x				
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{bx} =$	0,64	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0,64 > 0,00	verified
$F_{b,Rd1x} =$	24,08	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z				
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{bz} =$	0,76	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0,76 > 0,00	verified
$F_{b,Rd1z} =$	28,67	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Figura 3.56 – Capacidade resistente do parafuso a)

Bolt bearing on the stiffener				
Direction x				
$k_{tx} =$	2,50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{tx} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{tx} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{tx} =$	0,64		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{tx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_{ur}, 1]$
$\alpha_{tx} > 0.0$			0,64 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2x} =$	32,45	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{tx} \cdot \alpha_{tx} \cdot f_u \cdot d^t \cdot t / M_2$
Direction z				
$k_{tz} =$	2,50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{tz} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{tz} > 0.0$			2,50 > 0,00	verified
$\alpha_{tz} =$	0,82		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{tz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_{ur}, 1]$
$\alpha_{tz} > 0.0$			0,82 > 0,00	verified
$F_{b,Rd2z} =$	41,73	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{tz} \cdot \alpha_{tz} \cdot f_u \cdot d^t \cdot t / M_2$
FORCES ACTING ON BOLTS IN THE STIFFENER - BEAM CONNECTION				
Bolt shear				
$e =$	39	[mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web	$M_0 = V_{b2,Ed} \cdot e$
$M_0 =$	0,10	[kN·m]	Real bending moment	$F_{Nx} = M_0 \cdot b_2 \cdot E_d / I_n$
$F_{Nx} =$	1,07	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force	$F_{Vz} = V_{b2,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	1,21	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Mx} = M_0 \cdot I_z / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mx} =$	2,12	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction	$F_{Mz} = M_0 \cdot I_x / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0,00	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{x,Ed} =$	3,19	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{z,Ed} =$	1,21	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Ed} =$	3,41	[kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdx} =$	24,08	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$F_{Rdz} =$	28,67	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$			13,191 < 24,08	verified (0,13)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$			11,211 < 28,67	verified (0,04)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$			3,41 < 30,16	verified (0,11)

Figura 3.57 – Capacidade resistente do parafuso b)

2. Verificação da rotura em bloco:

Este é um modo de falha que ocorre quando um bloco da ligação se destaca da viga principal devido à combinação de tensões de corte e de tração. Esta apresenta um rácio próximo de zero, tanto para a resistência da chapa, como para a da viga. Assim, garante-se que esta ligação tem resistência suficiente para não permitir uma rotura por bloco (Ver Figura 3.58).

VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

STIFFENER				
$A_{nt} =$	5,55	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	12,65	[cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	242,85	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nv} / M_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nt} / M_0$
$M_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$			12,431 < 242,85	verified (0,01)
BEAM				
$A_{nt} =$	0,68	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	2,35	[cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	49,11	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nv} / M_2 + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nt} / M_0$
$M_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$			12,431 < 49,11	verified (0,00)

Figura 3.58 – Verificação da rotura em bloco

3. Redução da resistência da chapa devido à presença de furos:

Numa ligação aparafusada ocorre uma redução da resistência da chapa devido à presença de furos, para posterior colocação dos parafusos, e esta redução deve ser tida em conta no dimensionamento da ligação. Verifica-se que esta cumpre com uma boa margem, o que

significa que mesmo com as aberturas, a secção da chapa é capaz de resistir ao momento fletor e ao corte (Ver Figura 3.59).

VERIFICATION OF STIFFENER WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	3,07	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	1,97	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			0,58 < 1,25	
$W_{net} =$	45,39	[cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	11,57	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_y \cdot \gamma_{M0}$
$ M_{ed} \leq M_{c,Rdnet}$			10,10 < 11,57	verified (0,01)
$A_v =$	17,00	[cm ²]	Effective section area for shear	$A_v = h_s \cdot t_s$
$A_{v,net} =$	14,80	[cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	217,89	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$
$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			12,43 < 217,89	verified (0,01)

Figura 3.59 – Redução da resistência da chapa pela presença de furos

4. Redução da resistência da viga devido à presença de furos:

Esta é idêntica à anterior, no entanto, é referente à viga que foi furada, ou seja, ao IPE 120 e também cumpre a verificação com uma boa margem (Ver Figura 3.60).

VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$A_t =$	1,35	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	0,87	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$			0,58 < 0,80	
$W_{net} =$	6,55	[cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	1,80	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_y \cdot \gamma_{M0}$
$ M_{ed} \leq M_{c,Rdnet}$			10,10 < 1,80	verified (0,05)
$A_v =$	4,22	[cm ²]	Effective section area for shear	
$A_{v,net} =$	3,26	[cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} =$	67,07	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}$
$V_{b2,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			12,43 < 67,07	verified (0,04)

Figura 3.60 – Redução da resistência da viga IPE 120 pela presença de furos

Posto isto, de forma a uniformizar o processo, adotou-se esta ligação para todos os perfis metálicos deste piso, uma vez que se dimensionou a ligação mais esforçada.

3.8.2 Ligação vigas metálicas – vigas de betão

Optou-se por se realizar as ligações entre as vigas metálicas e as vigas de betão através de uma chapa metálica e de buchas químicas da marca "Hilti". As buchas químicas são dispositivos de ancoragem que, além de unir duas partes distintas, permitem a transferência de esforços, assegurando o bom funcionamento da estrutura. Os esforços presentes nesta ligação são transferidos aos dispositivos de ancoragem através da chapa metálica (Azevedo,

2015). Estes esforços podem ser de vários tipos, nomeadamente, momentos fletores, esforços de tração, de compressão, de corte, ou ainda uma combinação dos mesmos.

Neste caso, optou-se por se apresentar o dimensionamento da ligação da viga metálica principal do Piso 2, HEA 200, com a viga de betão com secção de 25x80 cm. Para o dimensionamento das buchas químicas foi utilizado o programa de cálculo automático desenvolvido pela “Hilti”, o “*Hilti PROFIS Engineering*”. Este *software* permite calcular rapidamente uma solução de ancoragem, seguindo a EN 1992-4. Este é um *software* muito intuitivo, em que apenas se tem de inserir alguns dados tais como: o tipo de betão, as dimensões da viga de betão, o perfil metálico utilizado, as dimensões e o tipo de material da chapa e os esforços presentes na ligação, que neste caso, foram retirados do *Robot*. É possível ir ajustando estes dados de forma a cumprir as verificações e assim, obter o dimensionamento tanto da chapa metálica como da bucha química.

Tal como referido anteriormente, foi considerada a ligação “*Pinned*” para a ligação entre a viga metálica principal e a viga de betão, pelo que, não há momentos na extremidade da viga principal, ou seja, nesta ligação. A ligação está assim apenas sujeita ao esforço de corte, pelo que, recorrendo ao *Robot*, foi possível tirar este valor, que é de 32,69 kN para a combinação mais desfavorável.

Posto isto, foi possível realizar o dimensionamento desta ligação considerando os seguintes dados:

- Betão:
 - C25/30;
 - Espessura do betão, ou seja, largura da viga de betão = 250 mm;
 - Altura da viga de betão = 800 mm;
 - Comprimento da viga de betão = 1350 mm;
- Chapa:
 - Retangular com dimensões: 250 mm x 250 mm x 16 mm;
- Buchas químicas:
 - Do tipo “HIT-RE 500 V4 + HAS-U 5.8”;
 - Tamanho M16;

- Profundidade de embestimento = 200 mm;
- 4 buchas químicas.
- Perfil HEA 200;
- Esforço de corte $V_x = 32,69$ kN;
- A Figura 3.61 mostra as restantes dimensões consideradas para esta ligação.

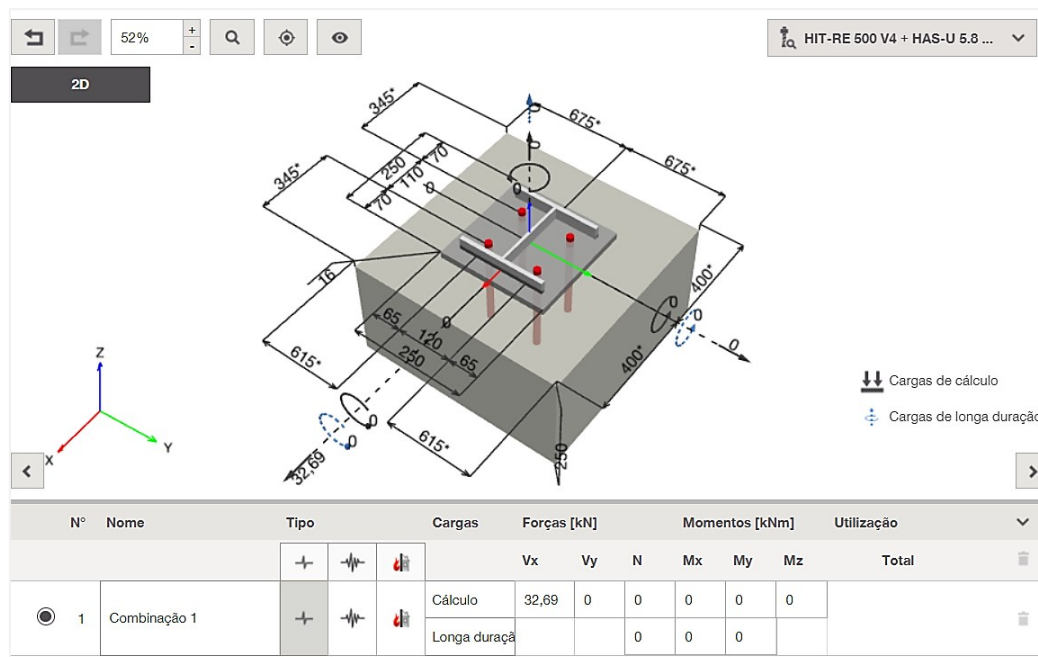


Figura 3.61 – Dimensões da ligação da viga principal à viga de betão

Esta ligação foi dimensionada pelo *software*, tendo-se verificado que cumpria com um rácio de 51%, que indica que há um aproveitamento de 51% da ligação. Este realizou diversas verificações para esta ligação e forneceu um relatório, que pode ser consultado no Anexo II.

4 PROJETO DE CONSTRUÇÃO DE ANEXO DE UMA HABITAÇÃO UNIFAMILIAR

Este caso de estudo, difere-se do anterior, pelas diferentes ações a atuar na estrutura, e pelas exigências a que está sujeita. Como tal, são abordados os seguintes tópicos:

- Descrição do edifício e análise da arquitetura;
- Apresentação da proposta da solução estrutural;
- Descrição dos materiais utilizados e considerações do projeto;
- Ações e combinações de ações consideradas;
- Modelação utilizando o *software Robot*;
- Dimensionamento de uma parede de betão armado que envolve uma piscina elevada;
- Dimensionamento da laje da piscina.

O foco deste caso de estudo é o dimensionamento dos elementos que constituem a piscina, uma vez que são os elementos mais esforçados, quer para o ELU, quer para o ELS.

4.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E ANÁLISE DA ARQUITETURA

Este projeto consiste na construção de um anexo de uma habitação unifamiliar, localizada na freguesia de Folgosa, no conselho da Maia.

A Figura 4.1 mostra um 3D proposto pela arquitetura.

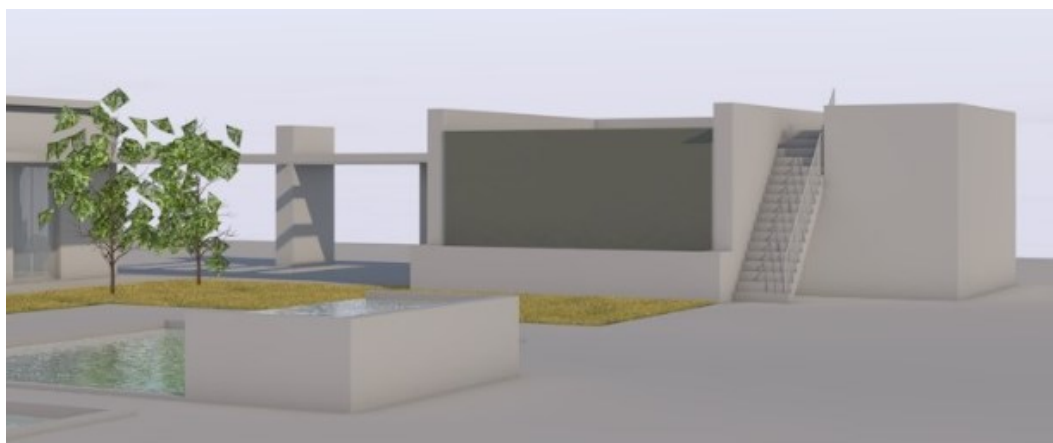


Figura 4.1 – 3D proposto pela arquitetura

A arquitetura propõe que o anexo seja constituído por dois pisos, um deles enterrado e por uma cobertura destinada a piscina. Para além disso, propõe que toda a estrutura seja em betão à vista.

O Piso -1 será destinado a uma garagem e a arrumos e, para além disso, terá umas escadas de acesso ao Piso 0 (Ver Figura 4.2).

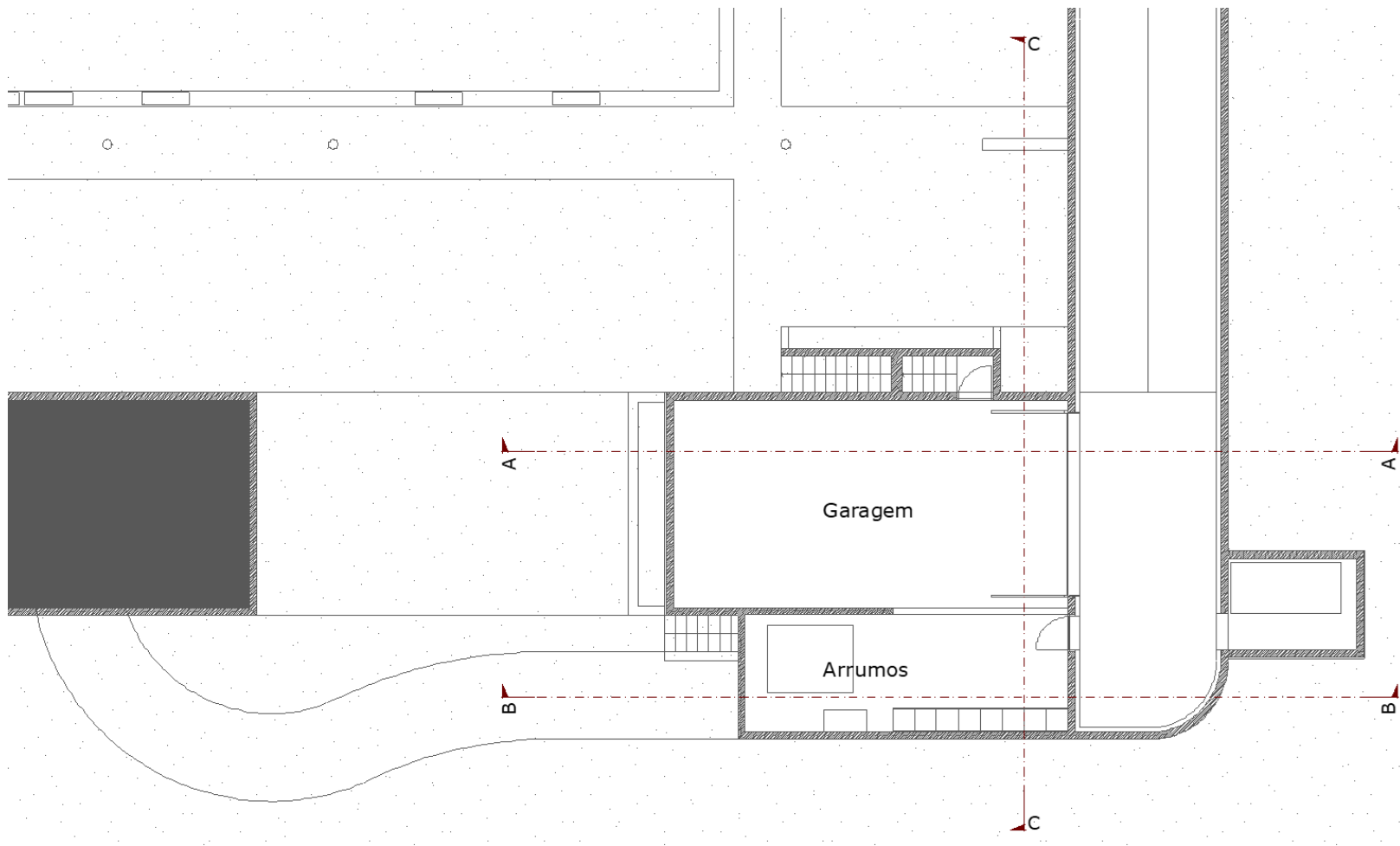


Figura 4.2 – Planta de arquitetura do Piso -1

O Piso 0 será composto por uma área técnica, por um tanque e por uma churrasqueira (Ver Figura 4.3).

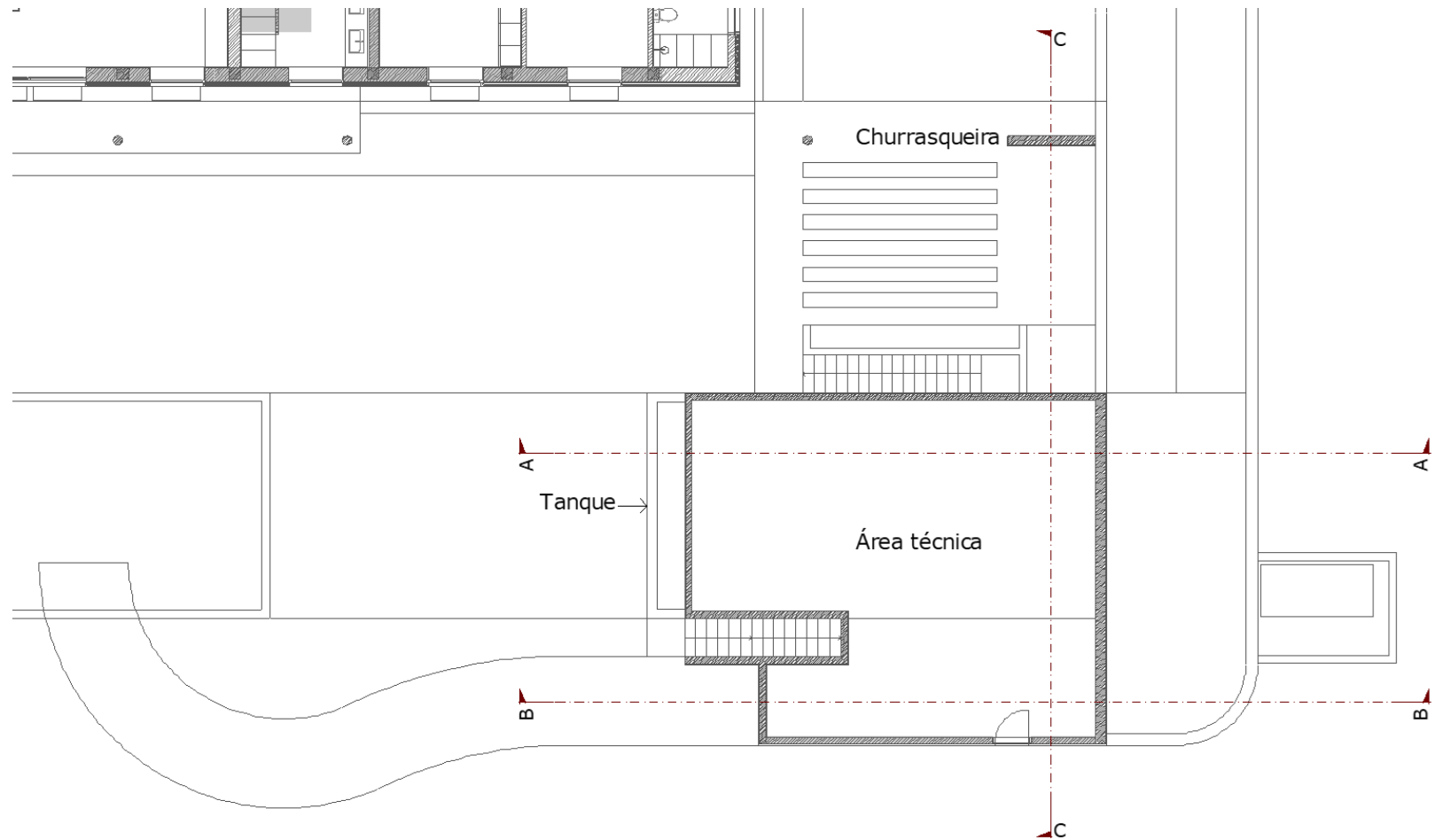


Figura 4.3 – Planta de arquitetura do Piso 0

A Cobertura será destinada a uma piscina, uma área de acesso à mesma e por um escorrega (Ver Figura 4.4).

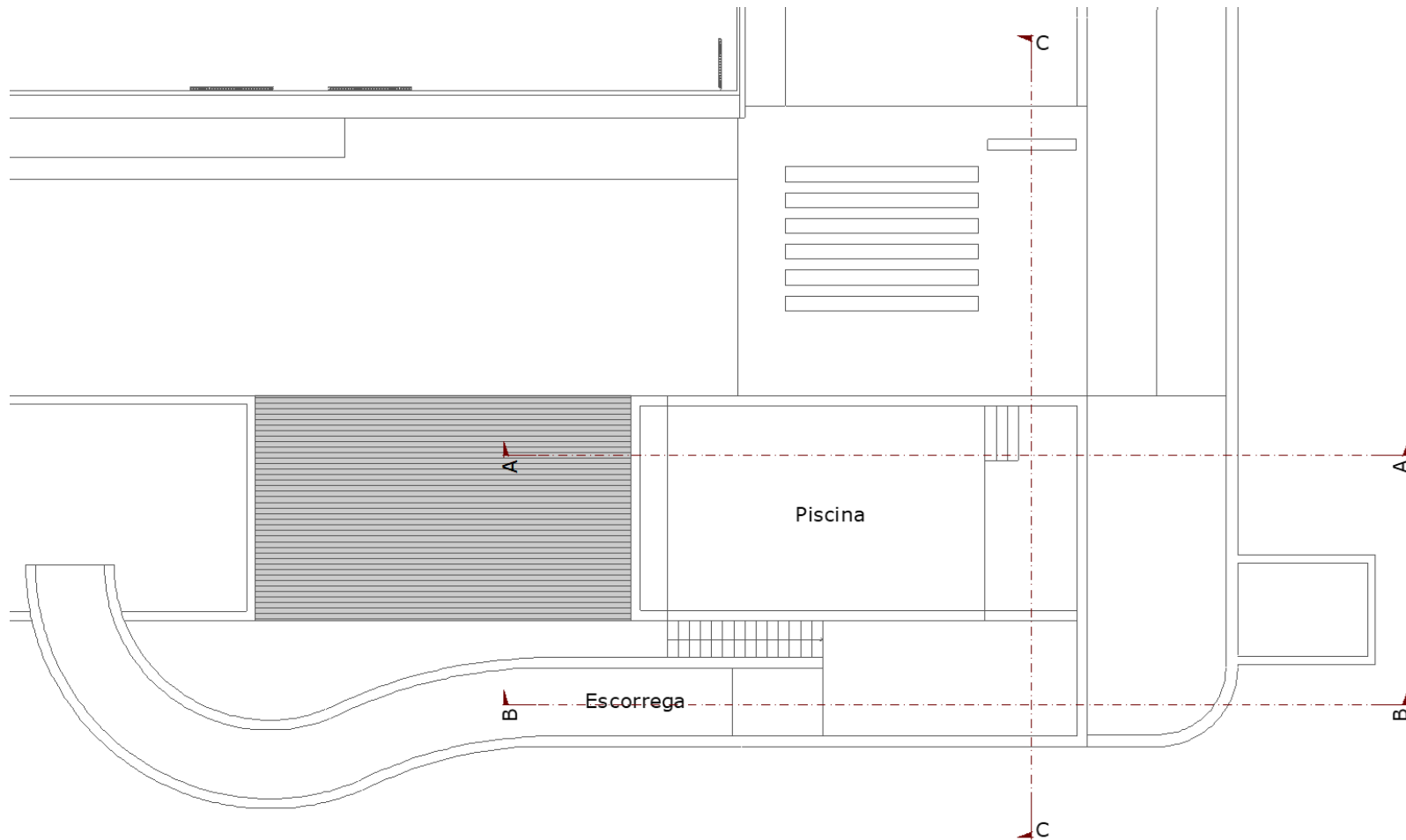


Figura 4.4 – Planta de arquitetura da Cobertura

Na Figura 4.5, Figura 4.6 e Figura 4.7 estão representados três cortes da arquitetura.

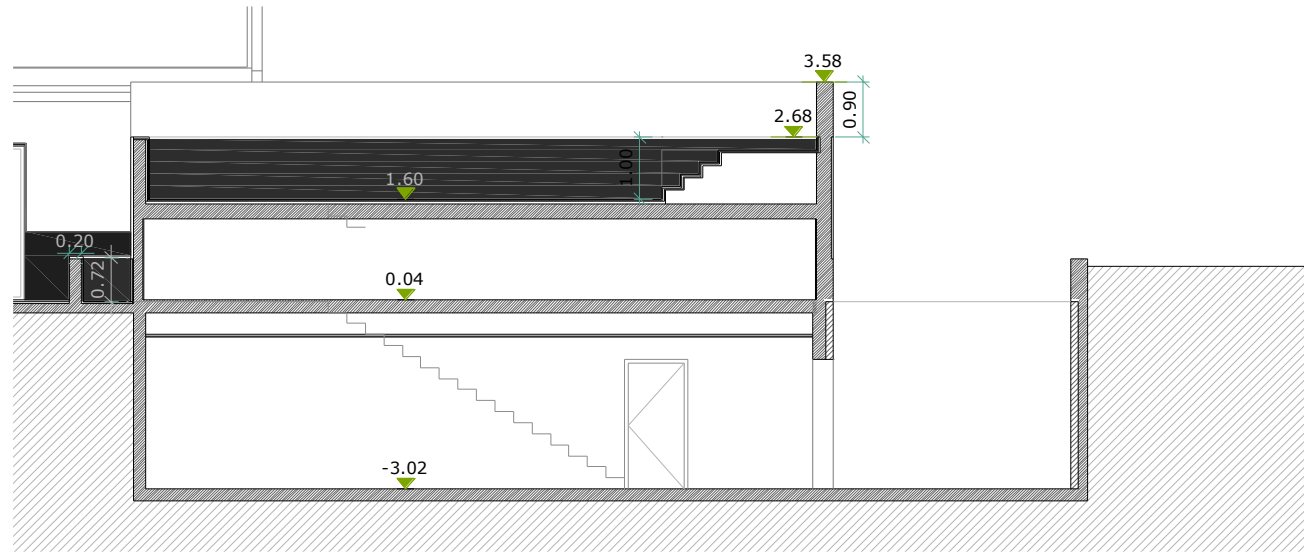


Figura 4.5 – Corte AA da arquitetura

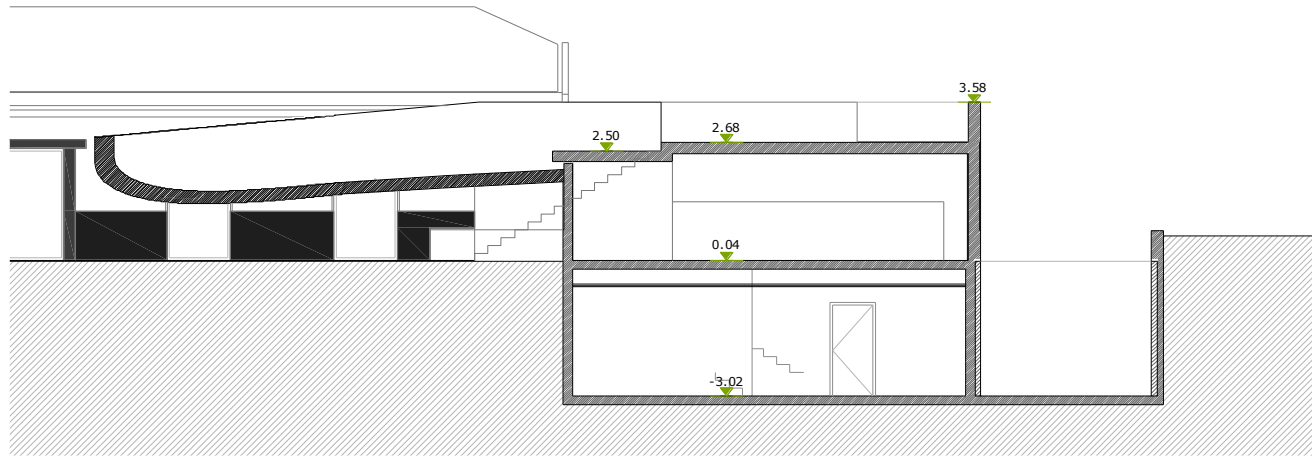


Figura 4.6 – Corte BB da arquitetura

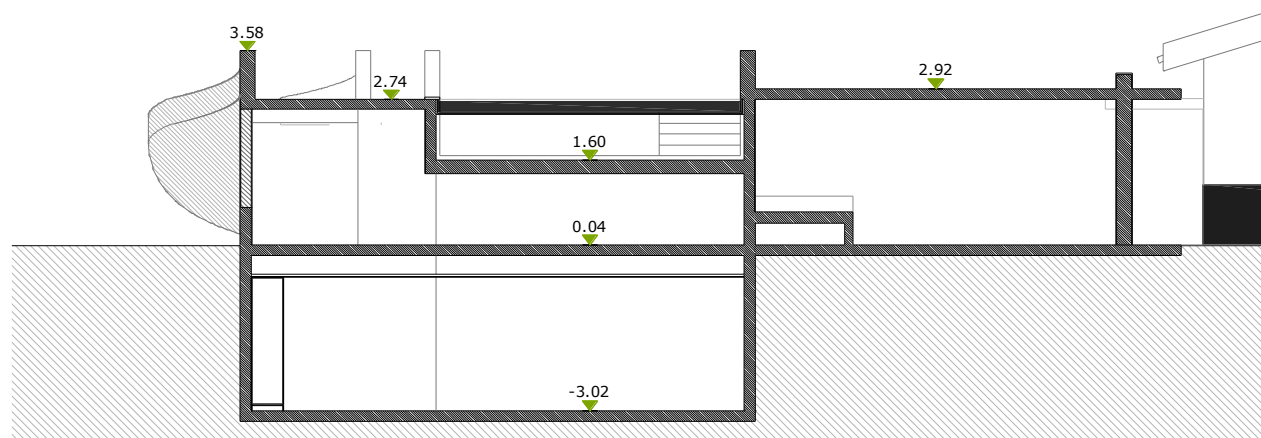


Figura 4.7 – Corte CC da arquitetura

4.2 PROPOSTA DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Apesar do foco ser os elementos que constituem a piscina, apresenta-se a solução estrutural de todo o anexo, uma vez que foi necessário a modelação total da estrutura.

Relativamente ao Piso -1 (Ver Figura 4.8):

- Para o pavimento, optou-se por pavimento térreo;
- As escadas de acesso ao Piso 0 serão em betão, tal como a restante estrutura;
- Optou-se por se colocar paredes de betão à vista, tal como proposto pela arquitetura. Como estas são enterradas, ou seja, estão em contacto com o solo, optou-se por se definir uma espessura mínima de 25 cm;
- Devido ao vão de entrada ser elevado, com cerca de 9,30 m, colocou-se um pilar com as dimensões propostas pela arquitetura, 20 cm x 50 cm;
- Colocou-se uma sapata contínua a abranger todas as paredes e uma sapata centrada no pilar, uma vez que os limites do terreno assim o permitem;
- Por fim, de forma a realizar a transição entre o pavimento interior e o exterior, dispôs-se de lintéis térreos;
- Apesar de na solução estrutural se colocar muros na rampa, não se inseriu estes na modelação, uma vez que não estão diretamente ligados à estrutura.

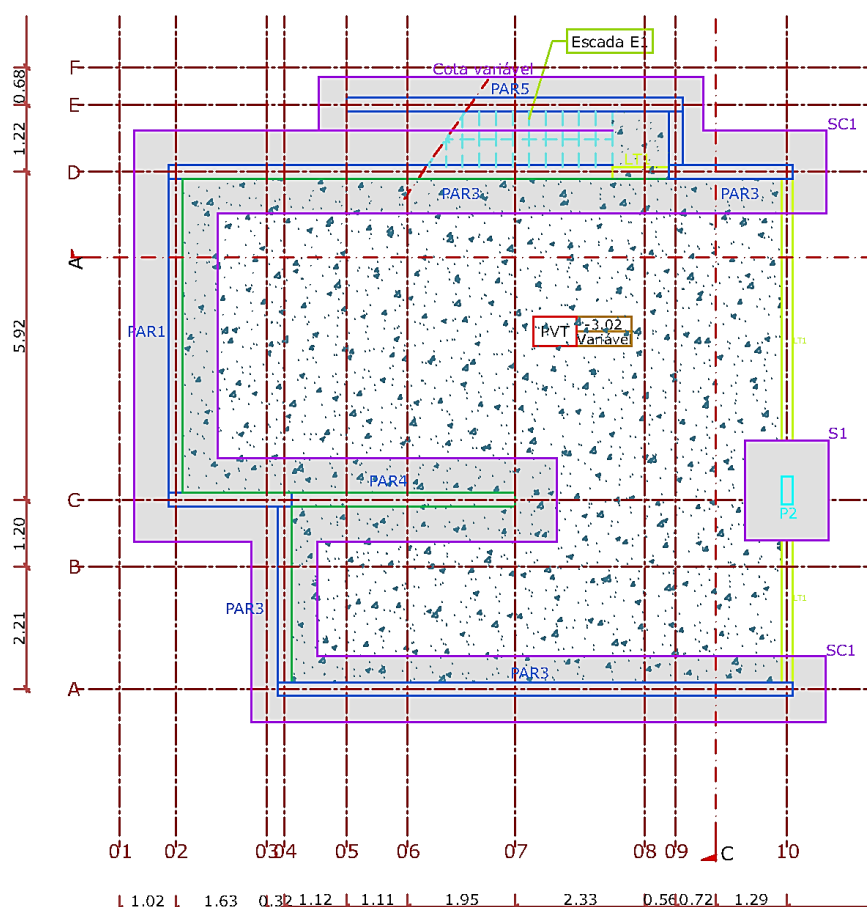


Figura 4.8 – Planta da solução estrutural do Piso -1

No Piso 0 (Ver Figura 4.9):

- Este piso também será em betão à vista, nomeadamente todas as paredes e a laje;
- Terá um tanque, também em betão à vista, composto por paredes de 72 cm de altura e uma laje. Este receberá a água proveniente da piscina da cobertura;
- Neste, também se iniciam as escadas de acesso ao piso superior;
- A arquitetura propôs que a espessura das paredes variasse em altura e a Figura 4.11 e a Figura 4.12, mostram dois cortes da solução estrutural, em que é possível verificar esta variação;
- Na zona da churrasqueira, propôs-se a colocação de um pilar circular, e uma parede de 2,4 m de comprimento, de apoio à cobertura da mesma. Para o pilar, propôs-se uma sapata centrada, e para a parede, uma sapata excêntrica, por limitações do terreno.

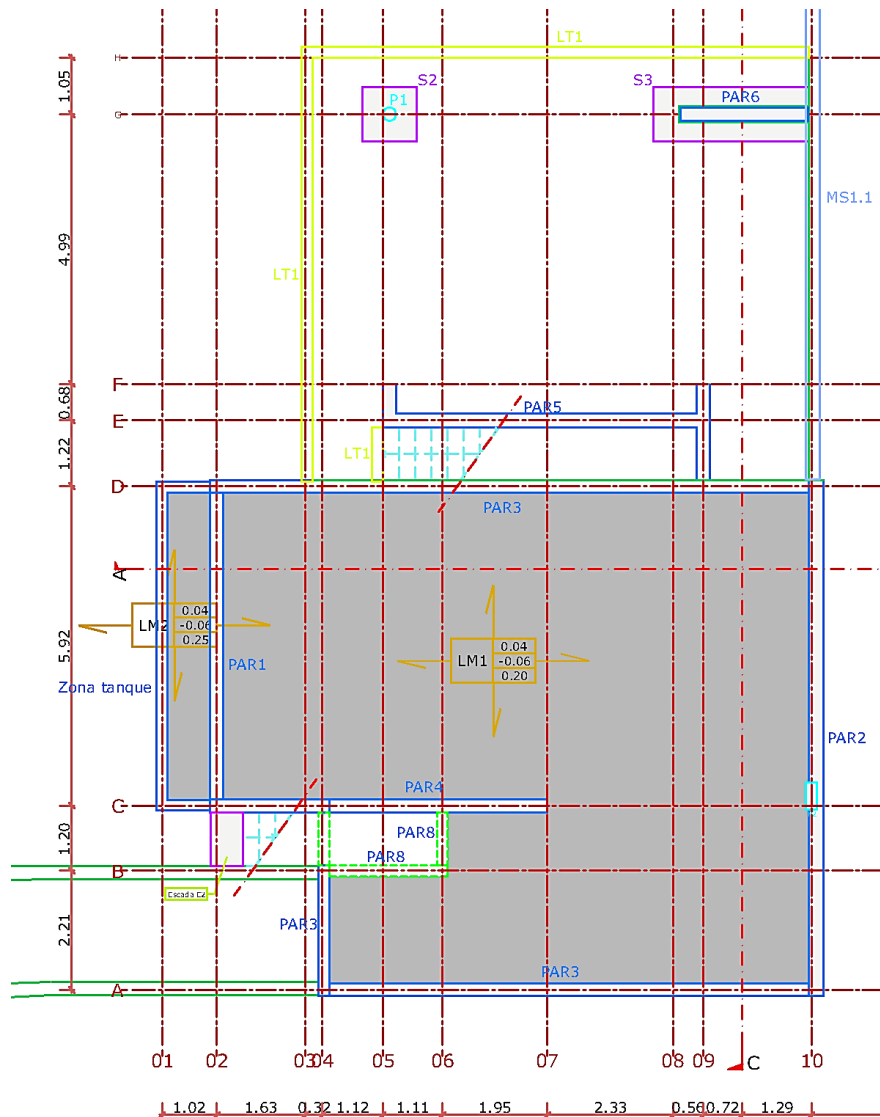


Figura 4.9 – Planta da solução estrutural do Piso 0

Na Cobertura (Ver Figura 4.10):

- Para a cobertura da churrasqueira, propôs-se uma laje maciça e vigas embebidas, tanto para delimitar a cobertura, como para realizar as aberturas propostas na arquitetura;
- A zona da piscina será delimitada por paredes em betão à vista e com diferentes espessuras, e também terá uma laje maciça na base da mesma;
- A laje de acesso à piscina e a de acesso ao escorrega, também serão lajes maciças.

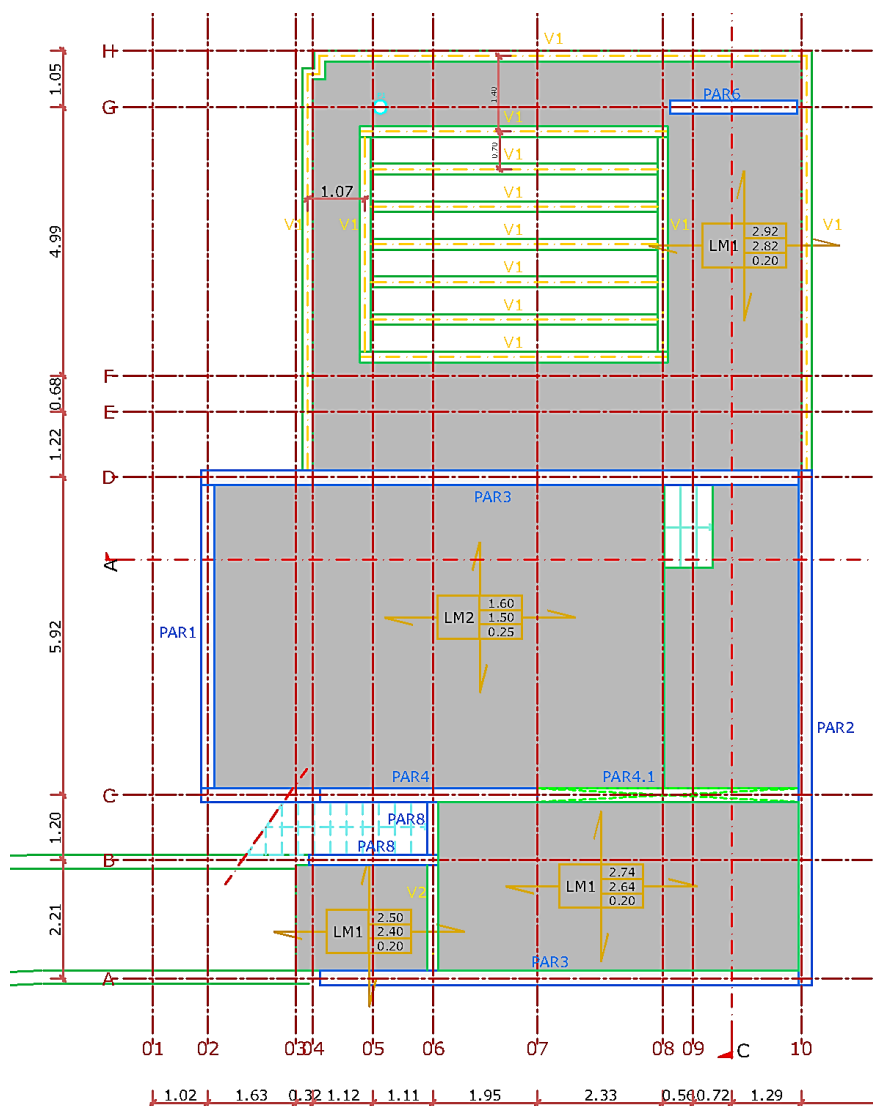


Figura 4.10 – Planta da solução estrutural da Cobertura

A Tabela 4.1 mostra as considerações de projeto para os elementos de betão. Como já visto, é essencial definir as classes de exposição, principalmente em elementos em betão à vista, de forma a determinar as medidas de proteção necessárias para garantir a durabilidade dos mesmos. Os elementos que estão em contacto com águas industriais que contêm cloretos, como é o caso dos elementos que formam a piscina e o tanque, são da classe de exposição XD2. O betão de regularização é da classe X0, o pavimento térreo, as sapatas e os lintéis da classe XC2 e, por fim, os restantes, que não estão em contacto com águas industriais, mas estão em contacto com a água da chuva, são da classe XC4, uma vez que estão sujeitos a ciclos de molhagem e secagem. Os elementos que são da classe de exposição XC4 e da XD2, devem ser, no mínimo, da classe de resistência C30/37.

Tabela 4.1 – Considerações de projeto para os elementos de betão

Elemento Estrutural	Exposição ambiental	Classe de Resistência	Teor máximo de cloretos	Máxima dimensão do agregado	Classe de abaixamento	Recobrimento nominal
Regularização	X0	C12/15	CL1.0	Dmáx20 mm	-	-
Pavimento térreo	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	30 mm
Sapatas	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	50 mm
Lintéis	XC2	C25/30	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	50 mm
Pilares	XC4	C30/37	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	40 mm
Vigas	XC4	C30/37	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	40 mm
Lajes	XC4	C30/37	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	35 mm
Restantes paredes	XC4	C30/37	CL0.4	Dmáx20 mm	S3	35 mm
Lajes da piscina	XD2	C30/37	CL0.2	Dmáx20 mm	S3	45 mm
Paredes da piscina	XD2	C30/37	CL0.2	Dmáx20 mm	S3	45 mm

4.4 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Uma vez que foi necessário realizar a modelação completa, seguidamente são apresentadas as ações e as combinações de ações a atuar em toda a estrutura.

Piso -1:

Neste, apenas foram consideradas as ações a atuar nas paredes, porque este piso terá pavimento térreo, ou seja, não é necessário dimensionar a laje de pavimento, não sendo necessário contabilizar as ações sobre esta:

- Impulso do terreno: as paredes enterradas estão sujeitas a uma carga triangular correspondente ao impulso das terras. Tendo em conta a falta de informação

relativamente ao tipo de solo existente e de acordo com a NP EN 1991-1-1, 2009, considerou-se um peso das terras de 20 kN/m³. Este valor, multiplicado pela altura de terras e pelo coeficiente de impulso, corresponde ao pico máximo do triângulo correspondente à ação das terras nas paredes, ou seja, $(20 \text{ kN/m}^3 \times 3,06 \text{ m} \times 0,5)/2 = 15,30 \text{ kN/m}^2$, como se pode ver na Figura 4.13;

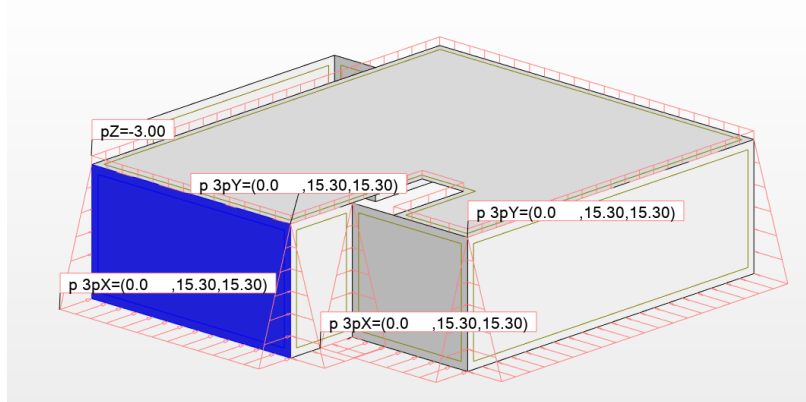


Figura 4.13 – Impulso de terras no *Robot*

- Peso próprio: o *Robot* atribui automaticamente este valor.

Piso 0:

- Sobrecarga: De acordo com o Quadro 6.2 da NP EN 1991-1-1, 2009, como o que se trata do pavimento de uma área técnica, ou seja, uma área que tem sobrecarga similar a escritórios, este insere-se na categoria B e, por isso, tem o valor de **3,0 kN/m²** (Ver Figura 4.14);

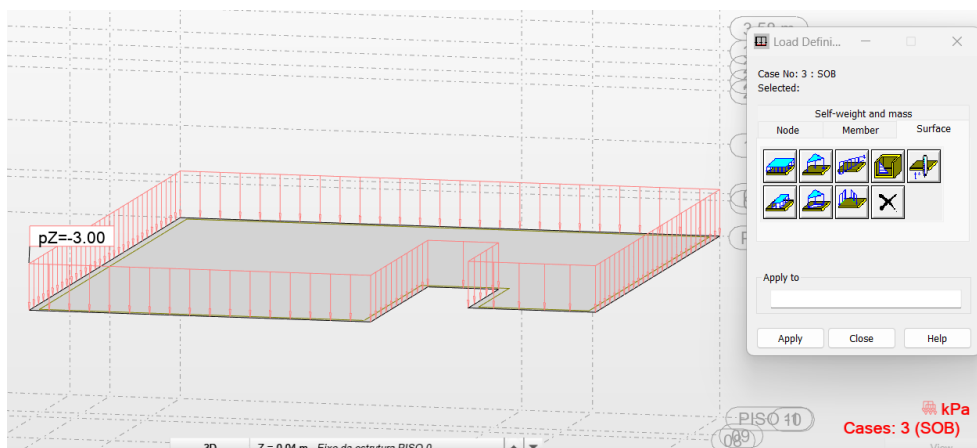


Figura 4.14 – Sobrecarga do Piso 0 no *Robot*

- Restantes cargas permanentes: devido a não haver muita informação

relativamente aos revestimentos e, tendo em conta outros projetos realizados durante o estágio, adotou-se o valor de **2,0 kN/m²**;

- Peso próprio: o *Robot* atribui automaticamente este valor.

Piscina:

- Impulso hidrostático: tendo em conta que a densidade da água é de 997 kg/m³ e que a piscina tem 11 m de comprimento, 5,60 m de largura e 1 m de altura, no caso mais desfavorável, o peso da água toma o valor de $11,5 \times 5,60 \times 1 \times 997 = 61415,2$ kg. Considerando 10 pessoas em simultâneo na piscina e uma estimativa de 75 kg de peso de cada uma, tem de se somar esta carga à anterior. Assim, a sobrecarga total toma o valor de $61415,2 \text{ kg} + 750 \text{ kg} = 62165,2 \text{ kN} = 621,6 \text{ kN}$. Dividindo a sobrecarga pela área de implantação, $621,6 / (11 \times 5,6) = 9,6 \text{ kN/m}^2$. Ou seja, as paredes da piscina estão sujeitas a uma carga triangular com o valor máximo de **10 kN/m²**, e a laje está sujeita a uma carga retangular com o mesmo valor, como se pode ver na Figura 4.15;

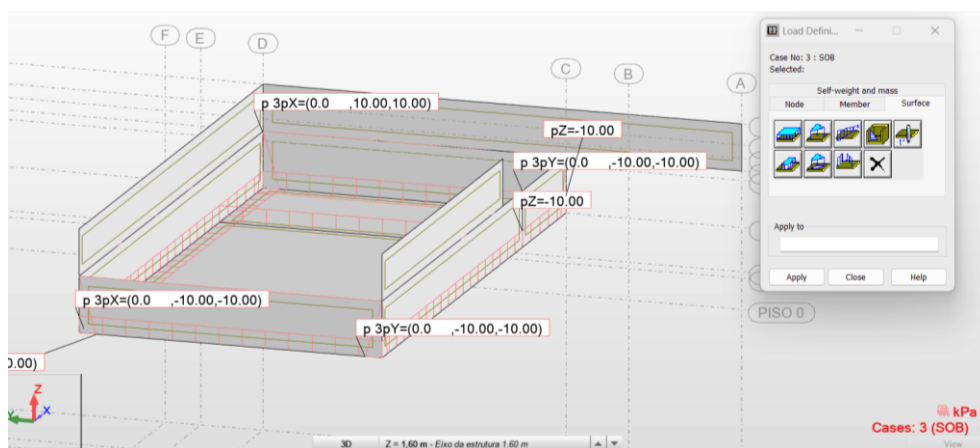


Figura 4.15 – Impulso da água no *Robot*

- Restantes cargas permanentes: considerou-se **2 kN/m²** em toda a laje. Para além disso, considerou-se também na zona das escadas uma carga uniforme de **20 kN/m²**, pois esta terá enchimento com betão ciclópico (Ver Figura 4.16);

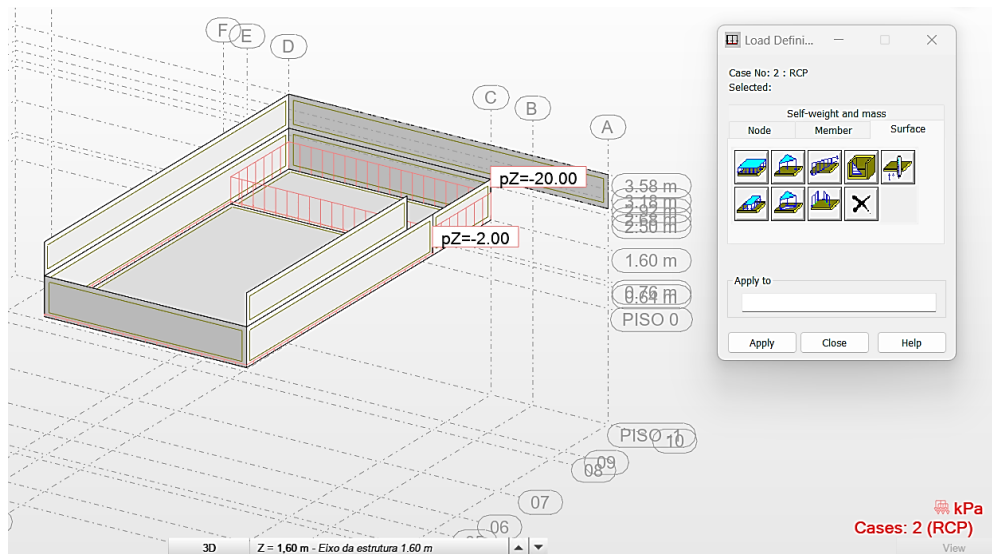


Figura 4.16 – Restantes cargas permanentes da piscina no Robot

- Peso próprio: o Robot atribui automaticamente este valor.

Cobertura, exceto na zona da piscina:

- Sobrecarga: De acordo com a NP EN 1991-1-1, 2009, considerou-se como sendo uma cobertura acessível e, por isso, insere-se na categoria I e tem o valor de **2,0 kN/m²** (Ver Figura 4.17);

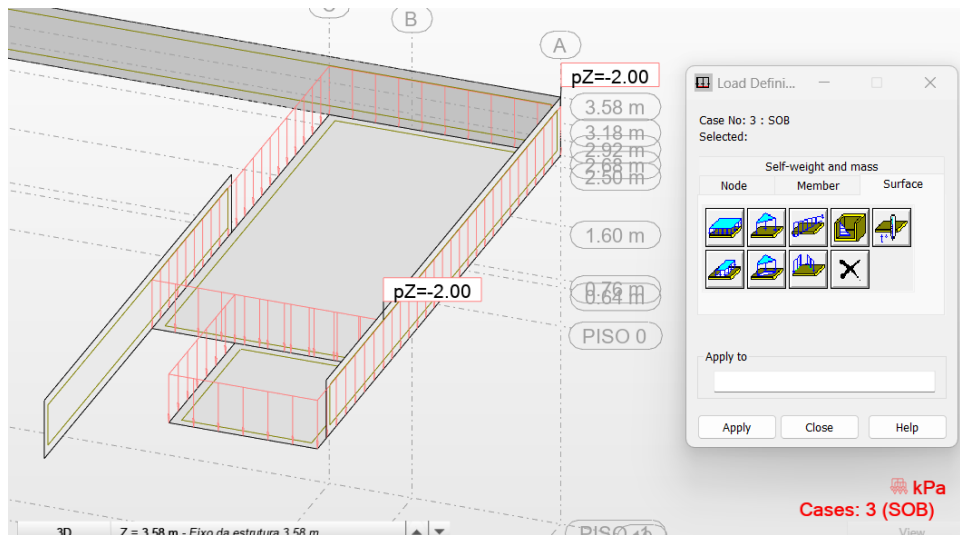


Figura 4.17 – Sobrecarga da Cobertura no Robot

- Restantes cargas permanentes: baseou-se no mesmo critério e adotou-se o valor de **2,0 kN/m²**;
- Peso próprio: o Robot atribui automaticamente este valor.

Vento:

O cálculo do vento para este projeto, seguiu o mesmo método do caso de estudo anterior, obtendo-se os seguintes valores:

- Pressão exterior na direção X:
 - $We (A,B,C) = 0,59 \times (-0,83) = -0,49 \text{ kPa}$;
 - $We (D) = 0,59 \times (+0,75) = 0,44 \text{ kPa}$;
 - $We (E) = 0,59 \times (-0,39) = -0,23 \text{ kPa}$.

- Pressão exterior na direção Y:
 - $We (A,B) = 0,59 \times (-1,00) = -0,59 \text{ kPa}$;
 - $We (D) = 0,59 \times (+0,76) = 0,45 \text{ kPa}$;
 - $We (E) = 0,59 \times (-0,42) = -0,25 \text{ kPa}$.

Considerou-se as mesmas combinações de ações que no projeto anterior.

4.5 MODELAÇÃO UTILIZANDO O *ROBOT*

Como visto anteriormente, o *Robot* é um *software* que proporciona uma análise avançada de estruturas tridimensionais e permite considerar diferentes tipos de cargas. Para além disso, permite efetuar, de forma detalhada e rigorosa, o dimensionamento para o ELU, a fissuração e a deformação de diversos elementos para o ELS, o que o torna bastante útil para o projeto em causa, uma vez que neste se pretende avaliar estes critérios nos elementos que constituem a piscina. Assim, optou-se por se utilizar este *software* com diversas funcionalidades adequadas a este tipo de projeto.

Primeiramente, definiu-se os eixos principais da estrutura, bem como as alturas da mesma, de acordo com o projeto de arquitetura (Ver Figura 4.18).

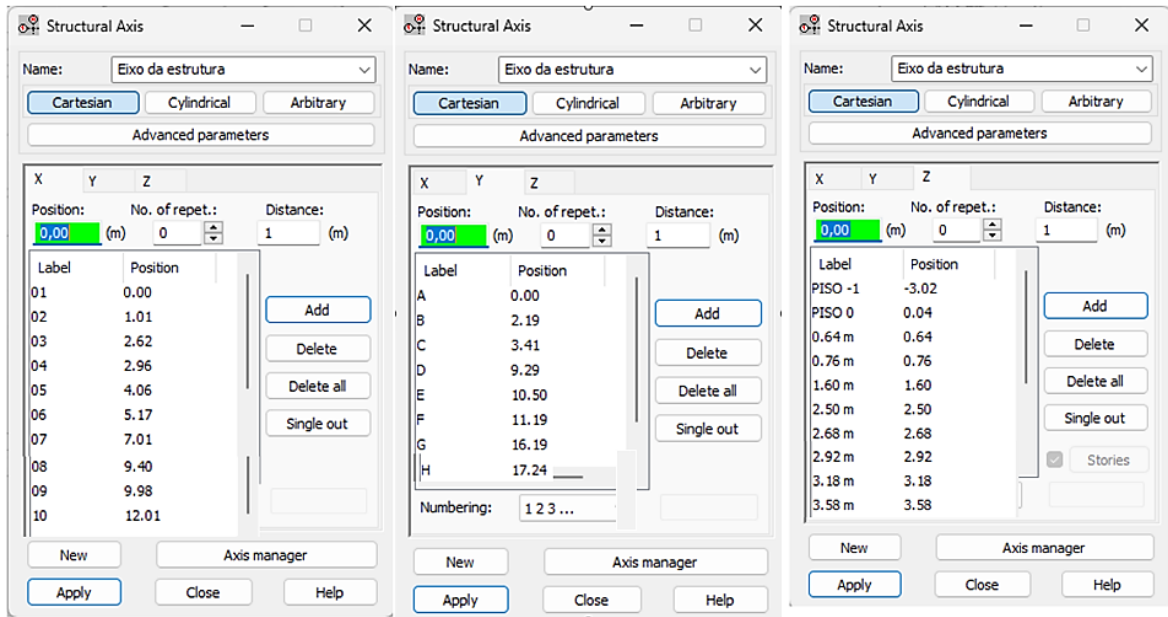


Figura 4.18 – Definição dos eixos no Robot

Após, atribuiu-se todos os elementos, com as respetivas secções e dimensões propostas na solução estrutural (Ver Figura 4.19 e Figura 4.20). Para além disso, também se definiu todos os apoios necessários.

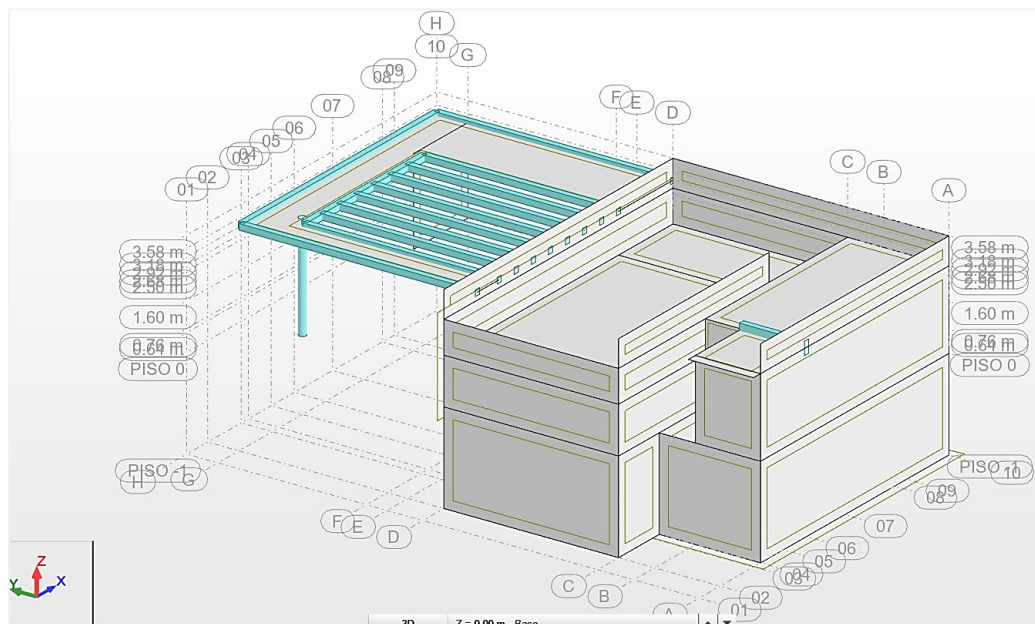


Figura 4.19 – Modelação no Robot (a)

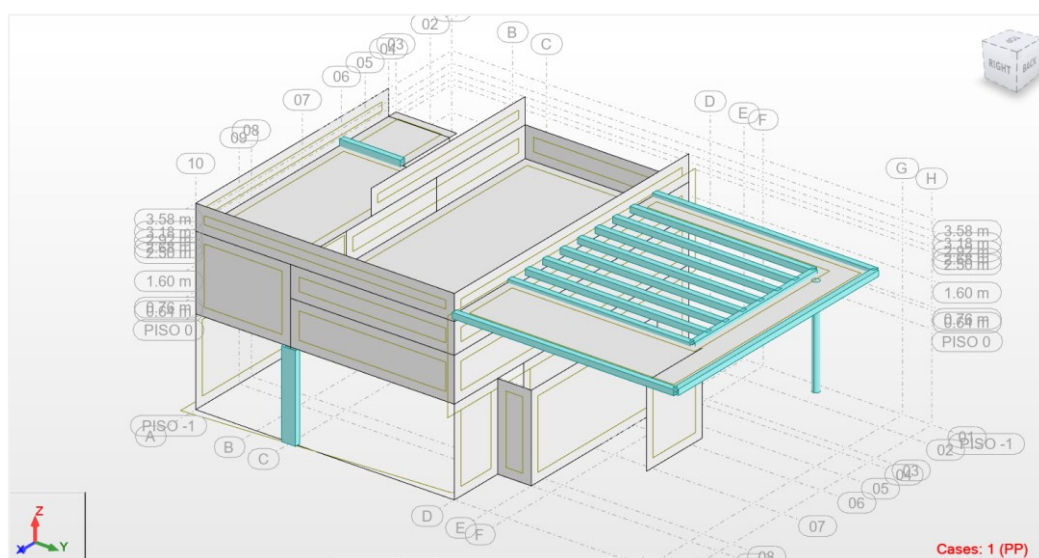


Figura 4.20 – Modelação no *Robot* (b)

Por fim, inseriu-se todas as ações e combinações de ações referidas no subcapítulo 4.4, de forma idêntica ao caso de estudo anterior.

É importante realçar que, de forma a facilitar a modelação, atribuiu-se 23 cm de espessura a todas as paredes, uma vez que este é o valor da espessura mínima das paredes que constituem a piscina, que são o foco deste caso de estudo, estando assim pelo lado da segurança. Para além disso, recomenda-se que a espessura das paredes seja igual ou superior a 10 cm, caso sejam pré-fabricadas e igual ou superior a 15 cm, caso sejam betonadas *in situ* e, como a espessura mínima adotada é de 23 cm, está em concordância com estes critérios (Félix et al., 2014).

Posto isto, é possível calcular toda a estrutura e proceder ao seu dimensionamento.

4.6 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DE BETÃO ARMADO À VISTA

Os elementos cuja largura da secção transversal, é igual ou superior a quatro vezes a sua espessura, são considerados como paredes, e, por isso, seguidamente, dimensiona-se como tal (NP EN 1992-1-1, 2010). Avaliou-se quer a resistência da mesma para o ELU, quer a deformação e a fendilhação para o ELS, e para isto, recorreu-se ao *Robot* e às folhas de cálculo.

4.6.1 Estados limites últimos

Neste subcapítulo, são dimensionadas as armaduras da parede mais esforçada, dado que o dimensionamento das restantes paredes segue um processo similar. A análise foi concentrada na parede mais esforçada, limitando-se ao estudo das armaduras para a secção da piscina, que é a mais exigente. Assim, primeiramente, é necessário analisar qual a mais esforçada, e prevê-se que seja uma parede que envolve a piscina, uma vez que está sujeita a maiores cargas devido ao impulso hidrostático. Analisando, por exemplo, a parede selecionada na Figura 4.21, que não está sujeita ao impulso hidrostático, é possível observar que esta apresenta valores relativamente pequenos dos momentos fletores, quer na direção X, quer na direção Y, utilizando as combinações para o ELU (Ver Figura 4.22 e Figura 4.23).

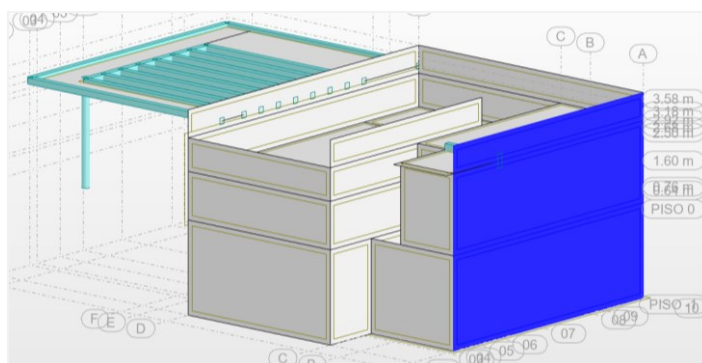


Figura 4.21 – Parede não sujeita ao impulso hidrostático

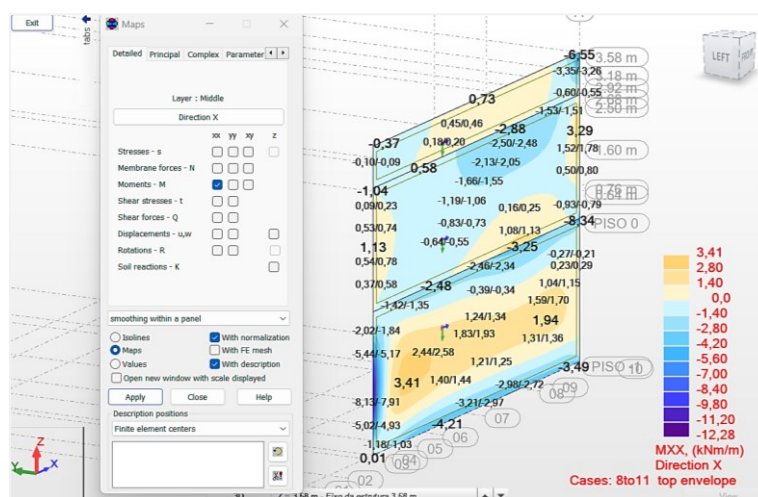


Figura 4.22 – Momentos fletores atuantes em X

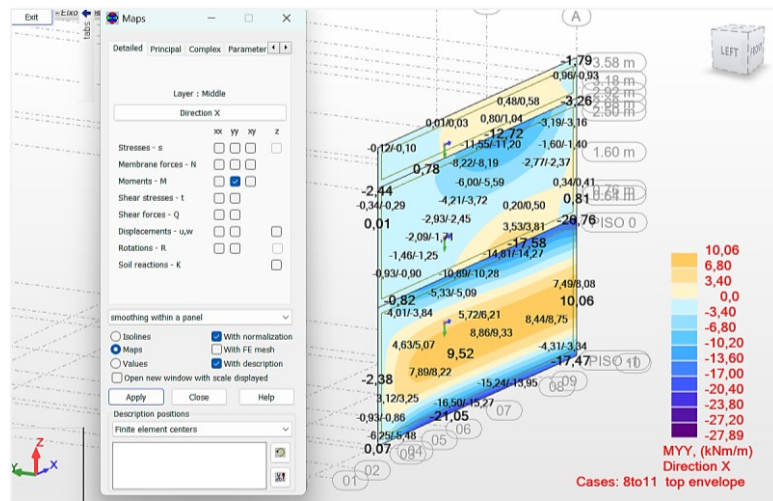


Figura 4.23 – Momentos fletores atuantes em Y

Após uma análise no *Robot*, conclui-se que, de entre as paredes que envolvem a piscina, a mais esforçada é a PAR3, que está identificada nas plantas da solução estrutural e na Figura 4.24.

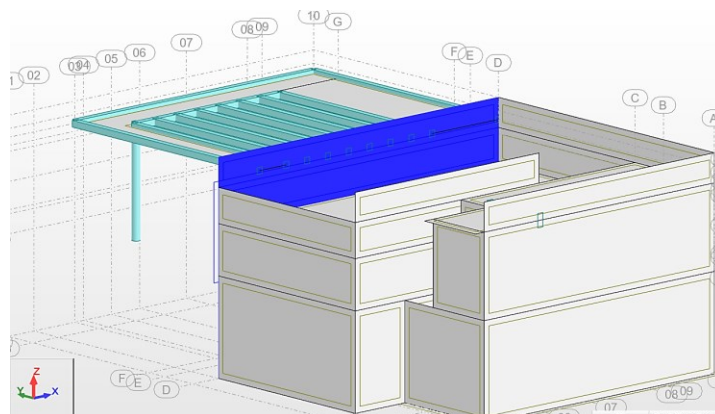


Figura 4.24 – PAR3, parede mais esforçada

Seguidamente, apresentam-se as armaduras que uma parede de betão armado pode ter e as que se aplicam à PAR3 em estudo, segundo (Félix, et al., 2014) e (NP EN 1992-1-1, 2010).

Armaduras verticais:

As paredes da piscina estão sujeitas ao impulso hidrostático, que atua perpendicularmente a estas, e toma o valor máximo na base da parede e valor nulo à superfície. Como esta força aumenta com a profundidade, geram-se momentos fletores. Assim, para a armadura vertical, importa olhar para os eixos locais da parede, e como se vê na Figura 4.25, os momentos a retirar para este dimensionamento, são os momentos em Y.

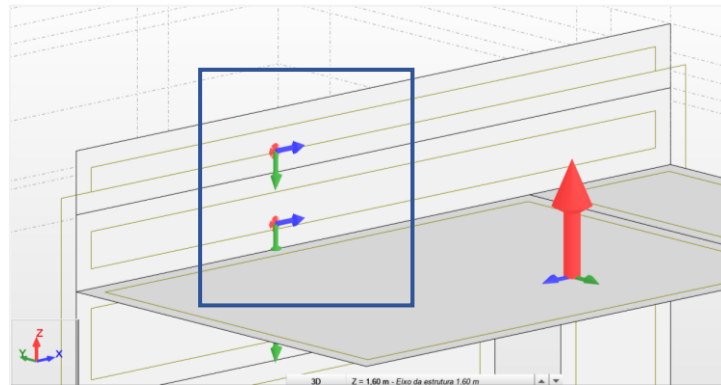


Figura 4.25 – Eixos locais da PAR3

Os momentos atuantes na PAR3, na direção Y, estão representados na Figura 4.26, e como se pode ver, na secção da piscina, ocorrem trações na face interior da parede, em contacto com a água, e compressões na face exterior. Dado que a parede da piscina funciona como uma consola e o impulso hidrostático é máximo junto à laje, dão-se as maiores compressões aqui. A armadura vertical deve estar distribuída em ambas as faces da parede e serve para resistir a estes momentos. Assim, foi adotada a mesma armadura quer para a face interior, quer para a face exterior, considerando um momento de 46,54 kN.m.

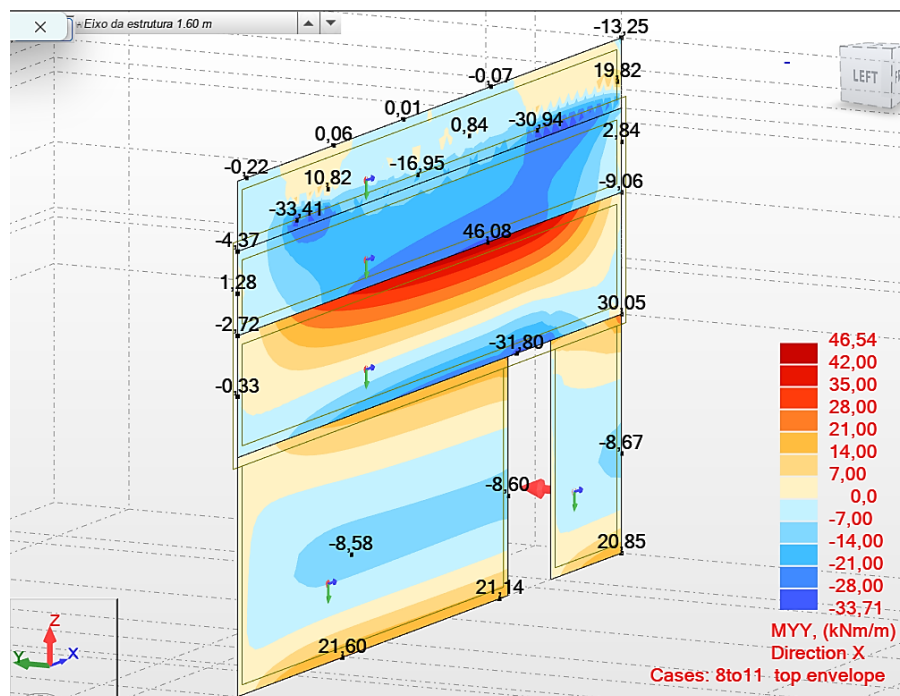


Figura 4.26 – Momentos atuantes em Y da PAR3

As paredes também podem sofrer flexão composta, caso estejam sujeitas, para além dos momentos fletores, a esforços axiais significativos. Observando a Figura 4.27, é possível ver que a secção da piscina está sujeita apenas a esforços axiais de compressão, que se devem sobretudo ao peso próprio e às cargas verticais aplicadas, não estando sujeita a esforços axiais de tração. Embora o esforço axial de compressão contribua para aumentar a resistência da secção, este toma um valor baixo, e por isso também foi considerado. Assim, apesar do esforço axial máximo de compressão ser de 210,79 kN, este é um “pico” de pouca extensão, pelo que, tendo em consideração os restantes valores, adotou-se um valor médio de 45 kN.

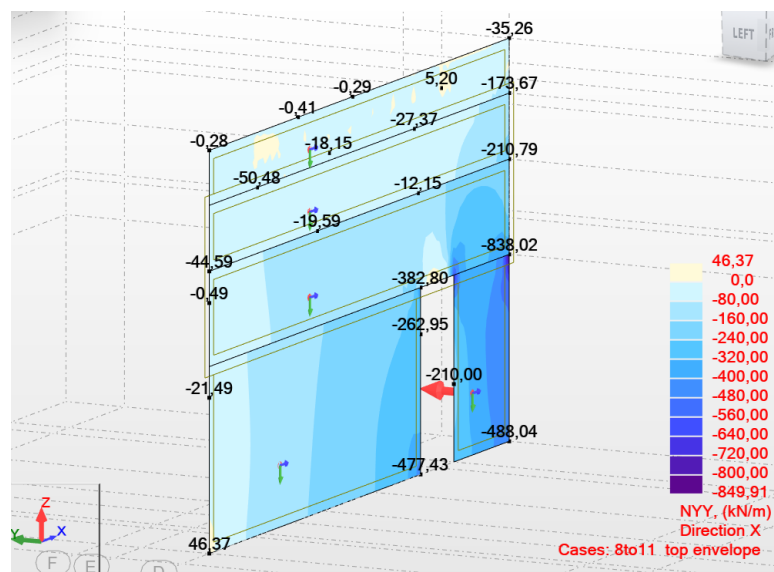


Figura 4.27 – Esforços axiais atuantes em Y da PAR3

Existem critérios a serem cumpridos, nomeadamente relativamente à armadura mínima, à armadura máxima e à distância entre dois varões verticais adjacentes, como se vê seguidamente.

A área da armadura vertical mínima é dada pela seguinte equação:

$$A_{s,vmin} = 0,002 \times A_C \tag{4.1}$$

onde:

A_C — é a área da secção de parede correspondente;

A área da armadura vertical máxima, exceto nas zonas de emendas por sobreposição é dada pela seguinte equação:

$$A_{s,vmáx} = 0,04 \times A_C \quad (4.2)$$

Relativamente à distância entre dois varões verticais adjacentes, esta deve ser igual ou inferior ao menor dos valores apresentados seguidamente:

$$\begin{cases} S_{v,min} = 3b \\ S_{v,min} = 400 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.3)$$

Na prática utiliza-se valores mais conservativos:

$$\begin{cases} S_{v,min} = 2b \\ S_{v,min} = 300 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.4)$$

Na Figura 4.28 é possível ver um corte vertical e um corte horizontal, respetivamente, de uma parede com as armaduras verticais, com as horizontais e os espaçamentos que esta deve ter. Como se vê, as armaduras verticais devem ser posicionadas interiormente relativamente às horizontais.

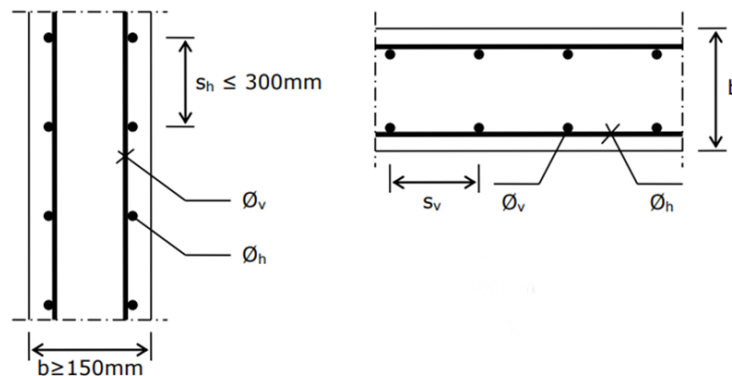


Figura 4.28 – Corte vertical e horizontal da parede (Félix, et al., 2014)

Posto isto, e tendo em conta os momentos, o esforço de compressão, a geometria da parede e as propriedades do betão e do aço, criou-se uma folha de cálculo em que se concluiu que é necessária uma armadura de **Ø10/0.125 (6,28 cm²/m)** (Ver Tabela 4.2).

Tabela 4.2 – Dimensionamento da armadura vertical à flexão composta

Flexão Composta			
N_{sd} [kN]	45	M_{sd} [kN.m]	46,54
b [m]	1	b [m]	1
h [m]	0,23	h [m]	0,23
d [m]	0,19	d [m]	0,19
fcd [kPa]	20000	fcd [kPa]	20000
fyd [kPa]	435000	fyd [kPa]	435000
ν	0,010	μ	0,0645
ω	0,05		
$A_{s,v}$ [m ² /m]	0,000529		
$A_{s,v}$ [cm ² /m]	5,29		
Solução escolhida	Ø10//0.125 (6,28cm²/m)		

Verificações	
$A_{sv,máx}$ [m ² /m]	0,0092
$A_{sv,máx}$ [cm ² /m]	92
$A_{sv,min}$ [m ² /m]	0,00046
$A_{sv,min}$ [cm ² /m]	4,6

$S_{máx}$ [m]	0,3
0,46	
0,3	

Também foi calculada a armadura vertical para a flexão simples, ou seja, considerando a hipótese de não levar em conta a contribuição do esforço axial de compressão, e verificou-se que a armadura necessária é semelhante à obtida, ao se considerar o esforço axial de compressão. Assim, a armadura adotada é adequada para os dois casos (Ver Tabela 4.3).

Tabela 4.3 – Dimensionamento da armadura vertical à flexão simples

Flexão Simples		
M_{sd} [kN.m]	46,54	
b [m]	1	
h [m]	0,23	
d [m]	0,19	
fcd [kPa]	20000	
fyd [kPa]	435000	
μ	0,0645	
ω	0,0660	
A_s [m ² /m]	0,000577	Solução escolhida
A_s [cm ² /m]	5,77	Ø10//0.125 (6,28cm²/m)

No Anexo III, encontra-se a tabela em que se consultou os valores de ν , μ e ω , bem como as fórmulas utilizadas.

Armaduras horizontais:

Estas devem ser colocadas em ambas as faces da parede, junto aos bordos livres e dispostas tal como representado na Figura 4.28, contribuindo para a segurança à encurvadura dos varões verticais. Para o seu dimensionamento, recorreu-se aos momentos na direção X, de

acordo com o eixo local da parede. A Figura 4.29 mostra os momentos nesta direção para a combinação mais condicionante, sendo que o momento máximo é 24,12 kN.m.

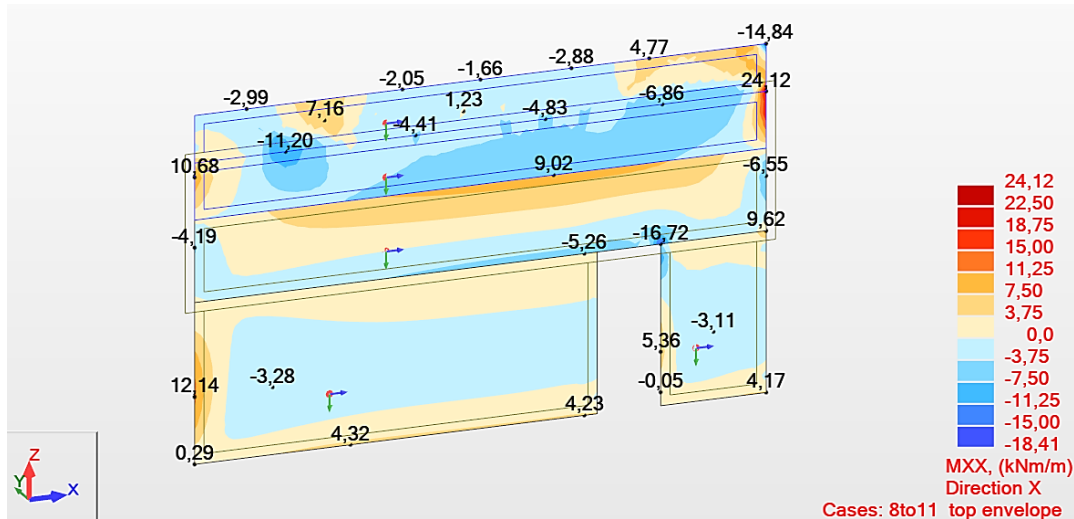


Figura 4.29 – Momentos atuantes em X da PAR3

A Figura 4.30 apresenta os esforços axiais atuantes em X da PAR3, em que é possível observar que, nesta direção, já se verificam esforços axiais de tração, sendo que tem alguns “picos” de pouca extensão e que o valor médio é de 60 kN.

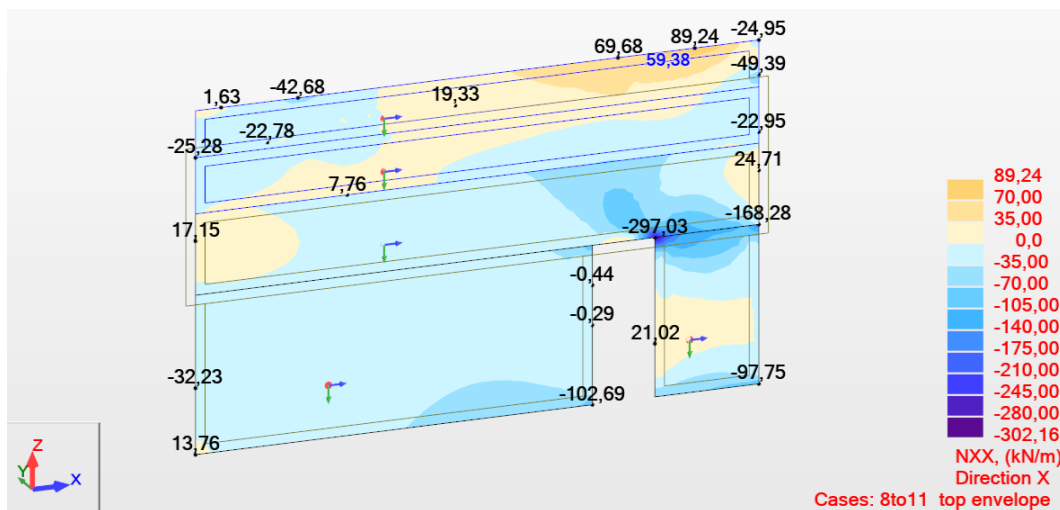


Figura 4.30 – Esforços axiais atuantes em X da PAR3

Também estas devem verificar disposições regulamentares, das quais:

A área das armaduras horizontais deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

$$\begin{cases} A_{s,hmin} = 0,25A_{s,v} \\ A_{s,hmin} = 0,001A_c \end{cases} \quad (4.5)$$

Também:

- A distância entre dois varões horizontais adjacentes não deve ser superior a 400 mm, geralmente limita-se este valor a 300 mm;
- A armadura horizontal deve ter um diâmetro igual ou superior a 25% do diâmetro dos varões da armadura vertical, com um mínimo de 6 mm.

Como se vê na Tabela 4.4, apesar do esforço axial de tração ter um valor considerável, o momento atuante nesta direção tem um valor baixo, pelo que não seria necessária armadura nesta direção. No entanto, como existem mínimos a cumprir, e a armadura mínima é 4,6 cm²/m, adotou-se a solução **Ø10//0.15 (5,24 cm²/m)**.

Tabela 4.4 – Dimensionamento da armadura horizontal à flexão composta

Flexão Composta			
N _{sd} [kN]	60	M _{sd} [kN.m]	24,12
b [m]	1	b [m]	1
h [m]	0,23	h [m]	0,23
d [m]	0,19	d [m]	0,19
fcd [kPa]	20000	fcd [kPa]	20000
fyd [kPa]	435000	fyd [kPa]	435000
ν	0,013	μ	0,0334
ω	0		
As,v [m ² /m]	0,000000		
As,v [cm ² /m]	0,00		
Solução escolhida	Ø10//0.15 (5,24cm²/m)		

Verificações		
As,hmin [m ² /m]	0,000157	
As,hmin [m ² /m]	0,00046	
As,hmin [m ² /m]	0,00046	
As,hmin [cm ² /m]	4,6	
Smáx [m]	0,3	
Øh,min	25%Øv	2,5
	6 mm	

Armaduras transversais:

Caso a parede esteja sujeita a esforço transversal elevado, ou seja, se o esforço transversal atuante for superior ao esforço transversal resistente da parede sem armadura de esforço transversal, $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, é necessária armadura de corte. E caso a área total da armadura vertical exceda 2%A_c, esta também é necessária. Estas podem ser dispensadas caso se utilize redes electro soldadas, ou caso os varões verticais tenham diâmetro igual, ou inferior, a 16 mm, e recobrimento superior a 2Ø. A armadura vertical deve ser corretamente cintada, utilizando estribos ou ganchos para o efeito. Os critérios para esta cintagem são idênticos aos definidos para os pilares, no que diz respeito a espaçamentos, diâmetro dos estribos, etc, exceto nas

zonas de ligação com vigas ou lajes, que são zonas mais críticas, e em que é necessário um reforço da armadura. Esta zona é delimitada por quatro vezes a espessura da parede (Félix et al. 2014).

O espaçamento entre as cintas deve cumprir os seguintes critérios:

$$\begin{cases} S_t \leq 15\phi_{l,min} \\ S_t \leq a_{min} \\ S_t \leq 300 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.6)$$

onde:

$\phi_{l,min}$ — é o diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

a_{min} — é a menor dimensão do pilar/parede.

O diâmetro desta deve cumprir o mesmo critério que enunciado para a armadura horizontal, ou seja:

$$\begin{cases} \phi_C \geq 0,25\phi_{v,máx} \\ \phi_C \geq 6 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.7)$$

A Figura 4.31 mostra um corte vertical e um corte horizontal da armadura transversal.

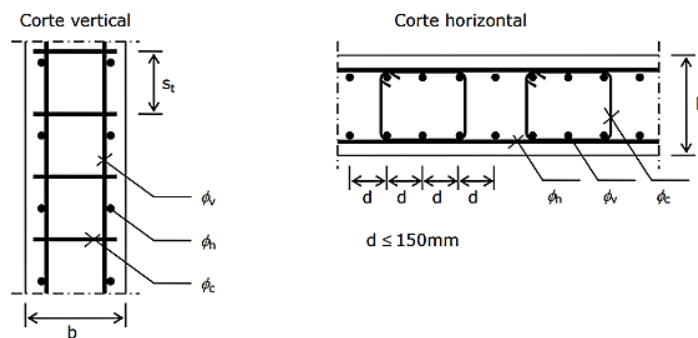


Figura 4.31 – Esquema da armadura transversal (Félix, et al., 2014)

A Figura 4.32 representa o mapa de esforço transversal da PAR3, em que se verifica que o esforço transversal máximo toma o valor de 283,38 kN, mas é num “pico” de pouca extensão, e, por isso, considera-se como sendo um valor residual, pelo que se considerou $V_{Ed} = 119,08$ kN.

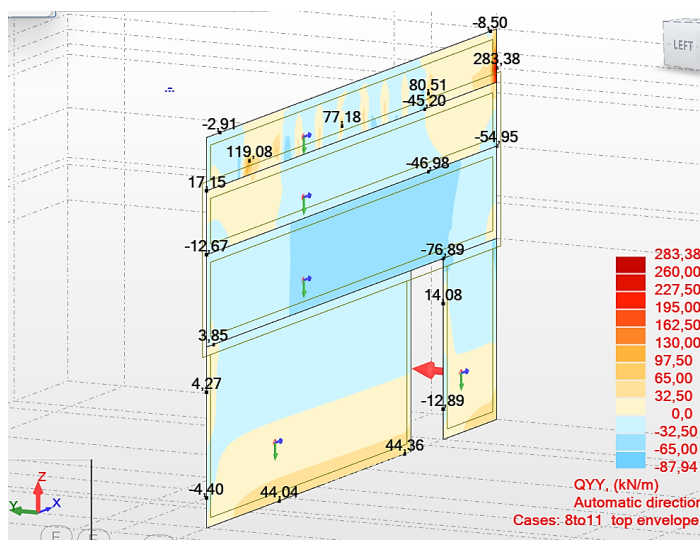


Figura 4.32 – Esforço transverso atuante da PAR3

Tendo em consideração as condições referidas anteriormente, o valor do esforço transverso atuante, e pela Tabela 4.5, é possível verificar que é necessária armadura de esforço transverso.

Tabela 4.5 – Necessidade de armadura transversal

Armadura transversal		
Dados:		
b [m]	1	
h [m]	0,23	
d [m]	0,19	
fck [MPa]	30	
fsyd [MPa]	435	
fcd [MPa]	20	
Verificação da necessidade de armadura de esforço transverso:		
As,v	6,28	Não é necessária armadura de esforço transverso
2%Ac [cm ²]	46	
Øv ≤ 16 mm	Sim	Pode-se dispensar a armadura de esforço transverso
recobrimento > 2Øv	Sim	
$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$	Não é necessária armadura de esforço transverso	
$V_{Ed} > V_{Rd,c}$	É necessária armadura de esforço transverso	
V_{ed} [kN]	119,08	É necessária armadura de esforço transverso
$V_{Rd,c}$ [kN]	99,24	
$V_{Rd,c,min}$ [kN]	105,04	
$k \leq 2,0$	2,026	
$\rho \leq 0,02$	0,00331	
Asl	6,28	

Na folha de cálculo representada na Tabela 4.6, é possível ver a armadura necessária, as verificações a cumprir e a solução final adotada de **Ø8//0.125(2 ramos)**.

Tabela 4.6 – Dimensionamento da armadura transversal

Armadura de esforço transverso necessária:

$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$	
A_{sw}/s [cm ² /m]	6,40
s [cm]	12,5
A_{sw} [cm ²]	0,80
$A_{varão}$	0,5
Nº ramos	1,60

cotgθ	2,5
tgθ	0,4

Solução de armadura adotada
Ø8//0.125 (2 ramos)

$V_{Rd,smáx}$ [kN]	622,68	V _{Ed} verifica o máximo
acw	1	
v	0,528	

Verificações

St,máx [mm]	150	150
	230	
	300	

Øc,min [mm]	25%Øv	2,5	6
		6	

Armaduras de bordo livre:

De acordo com (Félix et al., 2014), “Os bordos verticais das paredes devem ser protegidos por dois varões verticais, um em cada canto, e guarnecidos com estribos em forma de U, prolongados para o interior de um comprimento 2b, com o mínimo do comprimento de sobreposição l_0 .” (Ver Figura 4.33).

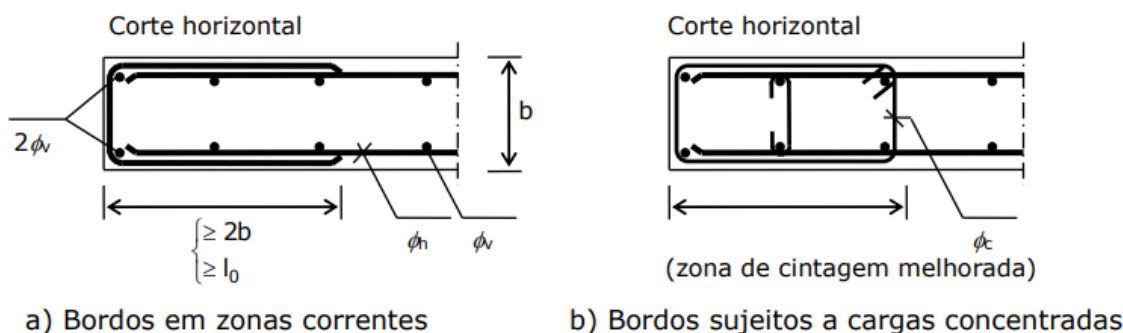


Figura 4.33 – Esquema da armadura de bordo livre (Félix, et al., 2014)

Caso as armaduras horizontais sejam interrompidas, como é no caso das zonas em que paredes se intersejam, ou das zonas dos cantos, estas devem ser corretamente amarradas

com o respetivo comprimento de amarração, l_{bd} , respeitando o mínimo, $l_{b,min}$. A Figura 4.34 mostra um esquema disto.

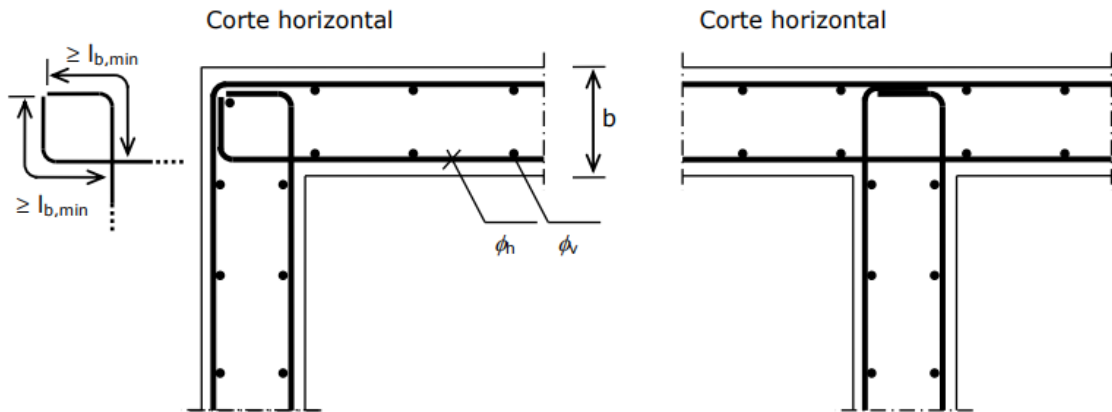


Figura 4.34 – Amarração da armadura horizontal nas zonas dos cantos (Félix, et al., 2014)

Por fim, na Figura 4.35, é apresentado um corte vertical da PAR3, que ilustra todas as armaduras presentes nesta. Esta também possui 2Ø12 no topo, por razões construtivas.

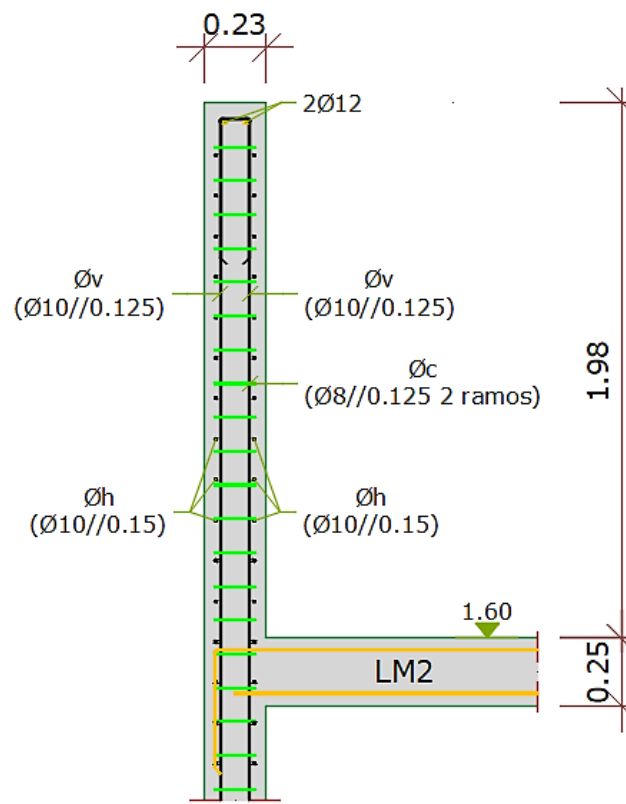


Figura 4.35 – Pormenor de corte vertical da PAR3

4.6.2 Estado limite de serviço

4.6.2.1 Controlo da fendilhação e estanquidade

Apesar da resistência da estrutura ser o critério predominante, o controlo da fendilhação também é muito importante para garantir um funcionamento correto da mesma, a sua durabilidade e para que o seu aspeto não seja inaceitável. Assim, neste subcapítulo é analisada a fendilhação de acordo com o ponto 7.3 da NP EN 1992-1-1, 2010. Este é um fenómeno corrente em estruturas de betão armado e pode-se dever:

- A ações diretas, como é o caso da flexão, do esforço transversal, da tração...;
- A deformações impostas, tais como: i) assentamentos diferenciais das fundações; ii) retração; iii) variação de temperatura, que não é objeto de estudo;
- À retração plástica ou a reações químicas expansivas internas do betão endurecido, que também não é objeto de estudo;
- Ao processo expansivo da corrosão das armaduras, do qual provoca o destacamento da camada de recobrimento do betão (Félix e Guedes, 2013).

Neste caso de estudo, também é imprescindível controlar a fendilhação para:

- Garantir a estanquidade, de forma a impedir a perda da água. O betão, por si só, não deve ser capaz de desempenhar esta função, mas em conjunto com um revestimento interior, consegue-se garantir. A arquitetura propôs o uso de uma pastilha cerâmica branca. O não controlo desta pode comprometer a funcionalidade da mesma e acrescer custos;
- Evitar a corrosão das armaduras, que pode acontecer devido à infiltração de agentes agressivos através das fendas. O facto de ser betão C30/37, ou seja, de ser um betão de boa qualidade e pouco poroso, ajuda a evitar a corrosão das mesmas. Um recobrimento adequado também ajuda nesta condição.

Sendo comum e inevitável o aparecimento das fendas, é necessário controlar a fendilhação, e para isso, limita-se o valor calculado, W_k , a um valor limite, $W_{máx}$, que tem em conta a natureza e a função da estrutura. Tanto as paredes como a laje da piscina são da classe de exposição XD2, pelo que o $W_{máx}$ poderia tomar o valor de 0,3 mm, como se vê na Tabela 4.7. No entanto, existe a EN 1992-3, 2006, que é uma norma que complementa a informação presente na NP EN 1992-1-1, 2010, acrescentando critérios mais rigorosos para o $W_{máx}$. Esta norma aplica-se

a estruturas de betão armado, destinadas à contenção de líquidos ou solos granulares, tais como reservatórios, piscinas, tanques, e como está em estudo uma piscina, deve-se recorrer a esta.

Tabela 4.7 – $W_{\text{máx}}$ em função da classe de exposição, em mm (NP EN 1992-1-1, 2010)

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 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
<p>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.</p> <p>NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.</p>		

Dependendo da estrutura em estudo, há diferentes estanquidades pretendidas, conforme se pretenda uma maior ou menor barreira à passagem dos fluidos. Assim, a EN 1992-3, 2006 divide as estruturas em quatro classes de estanquidade:

- Classe 0: É aceitável ou até mesmo irrelevante que ocorram fugas de fluido;
- Classe 1: Fugas são aceitáveis, desde que seja em pequena quantidade. Também são permitidas algumas manchas superficiais de humidade;
- Classe 2: São aceites fugas, mas devem ser limitadas ao mínimo. Devem ser evitadas fendas que atravessem toda a espessura dos elementos e deve-se limitar a existência de manchas para garantir uma boa aparência;
- Classe 3: Não são permitidas fugas.

Considerando uma classe de estanquidade 1 para a piscina, o $W_{\text{máx}}$ pode tomar os seguintes valores:

- Para $h_D/h \leq 5$, $W_{\text{máx}} = 0,2$ mm, em que h_D é a altura hidrostática e h é a espessura da parede;
- Para $5 < h_D/h < 35$, $W_{\text{máx}} = 0,225-0,005 h_D/h$;
- Para $h_D/h \geq 35$, $W_{\text{máx}} = 0,05$ mm.

Neste caso, $h_D/h = 1,00 \text{ m}/0,23 \text{ m} = 4,3 \leq 5$ e, por isso, $W_{\text{máx}} = 0,2 \text{ mm}$.

Caso não se recorresse à EN 1992-3, 2006, o $W_{\text{máx}}$ tomaria o valor de 0,3 mm, mas recorrendo, toma o valor de 0,2 mm, pelo que se comprova que o critério é mais exigente para este tipo de estruturas.

Cálculo da largura de fendas (Ponto 7.3.4 da NP EN 1992-1-1, 2010):

O valor de cálculo da largura de fendas pode ser obtido a partir da seguinte expressão:

$$w_k = S_{r,\text{máx}} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (6.8)$$

onde:

$S_{r,\text{máx}}$ — é a distância máxima entre fendas;

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

ε_{cm} — é a extensão média no betão entre fendas.

A distância máxima entre fendas é dada pela seguinte expressão:

$$S_{r,\text{máx}} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,\text{eff}}} \quad (6.9)$$

onde:

k_3 e k_4 — tomam os valores de 3,4 e 0,425 respetivamente;

c — é o recobrimento das armaduras longitudinais;

k_1 — é o coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes. Toma o valor de 0,8 para varões de alta aderência, e de 1,6 para armaduras de superfície lisa;

k_2 — é o coeficiente que tem em conta a distribuição de extensões. Toma o valor de 0,5 para flexão e de 1,0 para tração simples;

\emptyset — é o diâmetro dos varões.

A diferença entre a extensão média da armadura, e a extensão média do betão entre fendas, é obtida pela expressão:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.10)$$

onde:

σ_s — é a tensão na armadura de tração considerando a secção fendilhada;

k_t — é um coeficiente que é função da duração de carregamento. Toma o valor de 0,6 para ações de curta duração, e de 0,4 para longa duração;

$f_{ct,eff}$ — é o valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas. Toma o valor de f_{ctm} ;

$\rho_{p,eff}$ — $(A_s + \xi_1^2 A'_p)/A_{c,eff}$, em que $A_{c,eff}$ é a área da secção efetiva de betão tracionado dada por $b \times h_{c,eff}$. $h_{c,eff}$ toma o menor valor entre $\{2,5 \times (h-d); (h-x)/3; h/2\}$;

A'_p — é a área da secção das armaduras;

ξ_1 — é o coeficiente corrigido da resistência de aderência que toma o valor de $\sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$;

α_e — é a relação E_s/E_{cm} ;

E_s — é o valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado.

Após definir-se as armaduras da parede e utilizando as expressões referidas, foi desenvolvida uma folha de cálculo para determinar o valor da largura de fendas, e verificar se esta está de acordo com o seu limite. Esta foi utilizada para as duas direções, sendo que, para a direção Y, apenas se avaliou a fendilhação à flexão, uma vez que, conforme mencionado anteriormente, a parede está sujeita a esforços de tração mínimos nesta direção. Para a direção X, avaliou-se a fendilhação à flexão e à tração. Além disso, os efeitos de retração e de temperatura não foram analisados, pelo que a verificação foi limitada à fendilhação por flexão e tração. Para esta verificação foi utilizada a combinação quase-permanente de ações.

Para a direção Y foi verificada a fendilhação, uma vez que para um momento de 13,53 kN.m, e para a armadura vertical já calculada, se obteve uma largura de fendas de 0,113 mm, que respeita o limite máximo de 0,200 mm (Ver Tabela 4.8).

Tabela 4.8 – Verificação da fendilhação à flexão para a direção Y

Fendilhação (Flexão)								
Armadura	As [cm ² /m]	My,máx	Wk [mm]	Wmáx [mm]				
10	//0.125	6,28	13,53	0,113	0,200	Não fendilhada		
k ₃	c [mm]	k ₁	k ₂	k ₄	∅ [mm]	ρ _{p,eff}	Sr,max [mm]	
3,4	45	0,8	0,5	0,425	10	0,01007	322	
σ _s [MPa]	k _t	f _{ct,eff}	ρ _{p,eff}	α _e	E _s	E _{cm}	ε _{sm-ecm}	≥0,6(σ _s /E _s)
123	0,4	2,9	0,01007	6,36	210	33	-0,054295	0,000351
ρ (%)	b [m]	d [m]	ξ	Cs	σ _s [MPa]			
0,331	1	0,19	0,226	328	122,9			
As [m ² /m]	A'p	hc,eff [m]	Ac,eff [m ²]	ρ _{p,eff}				
0,000628	0	0,0624	0,0624	0,0101				
		2,5x(h-d)	0,100					
		(h-x)/3	0,062					
		h/2	0,115					
		h [m]	0,23					
		d [m]	0,19					
		x [m]	0,043					

O mesmo se obteve para a verificação da fendilhação à flexão para a direção X, em que se tinha momentos semelhantes e área de armadura não muito distinta, cumprindo também o limite máximo (Ver Tabela 4.9).

Tabela 4.9 – Verificação da fendilhação à flexão para a direção X

Fendilhação (Flexão)									
Armadura		As [cm ² /m]	M _{x,máx}	W _k [mm]	W _{máx} [mm]				
10	//0.15	5,24	14,22	0,132	0,200	Não fendilhada			
k ₃	c [mm]	k ₁	k ₂	k ₄	∅ [mm]	ρ _{p,eff}	S _{r,max} [mm]		
3,4	45	0,8	0,5	0,425	10	0,00826	359		
σ _s [MPa]	k _t	f _{ct,eff}	ρ _{p,eff}	α _e	E _s	E _{cm}	ε _{sm} -ε _{cm}	≥0,6(σ _s /E _s)	
129	0,4	2,9	0,008261	6,36	210	33	-0,066285	0,000369	
ρ (%)	b [m]	d [m]	ξ	C _s	σ _s [MPa]				
0,276	1	0,19	0,209	328	129,2				
As [m ² /m]	A'p	hc,eff [m]	Ac,eff [m ²]	ρ _{p,eff}					
0,000524	0	0,0634	0,0634	0,0083					
		2,5x(h-d)	0,100						
		(h-x)/3	0,063						
		h/2	0,115						
		h [m]	0,23						
		d [m]	0,19						
		x [m]	0,040						

Também se verificou a fendilhação à tração na direção X (Ver Tabela 4.10).

Tabela 4.10 – Verificação da fendilhação à tração para a direção X

Fendilhação (Tração)									
Armadura		As [cm ² /m]	N _{x,máx} [kN]	W _k [mm]	W _{máx} [mm]				
10	//0.15	5,24	50,52	0,044	0,200	Não fendilhada			
k ₃	c [mm]	k ₁	k ₂	k ₄	∅ [mm]	ρ _{p,eff}	S _{r,max} [mm]		
3,4	45	0,8	1	0,425	10	0,5240	159,49		
σ _s	k _t	f _{ct,eff}	ρ _{p,eff}	α _e	E _s	E _{cm}	ε _{sm} -ε _{cm}	≥0,6(σ _s /E _s)	
96,4	0,4	2,9	0,524	6,36	210	33	-0,0006	0,000	
As [m ² /m]	A'p	hc,eff [m]	Ac,eff [m ²]	ρ _{p,eff}					
0,000524	0	0,1000	0,0010	5,24E-01					
		2,5x(h-d)	0,1000						
		h/2	0,1150						
		h [m]	0,23						
		d [m]	0,19						

Para o desenvolvimento destas folhas de cálculo recorreu-se às tensões em serviço presentes no Anexo III.

4.6.2.2 Deformação

Avaliar a deformação num projeto estrutural é fundamental, pois esta não deve comprometer o funcionamento e a aparência da estrutura e, para tal, recorre-se ao ponto 7.4 da NP EN 1992-1-1, 2010. Para além de ser importante para evitar fissuras no elemento, também influencia o aspeto dos revestimentos, como por exemplo, quando se tem azulejos, que é um material pouco dúctil e, quando sujeito a deformações elevadas, pode partir ou descolar-se. O método utilizado para esta verificação consiste na comparação dos valores obtidos no *Robot*, com o valor limite definido pela NP EN 1992-1-1, 2010, no qual tem em conta alguns fatores tais como a natureza da estrutura, os acabamentos, as divisórias e a sua função. Em alguns casos, é necessária a aplicação de uma contra-flecha durante a execução da obra para minimizar deformações significativas, sendo esta limitada a $L/250$. Usualmente, limita-se a flecha máxima a $L/250$, no entanto, para paredes estruturais, como é o caso, este valor pode não ser suficiente, optando-se por um limite mais rigoroso de $L/500$ (Almeida, 2015).

A flecha elástica, obtida através do *Robot*, toma o valor máximo de 0,02 cm (Ver Figura 4.36).

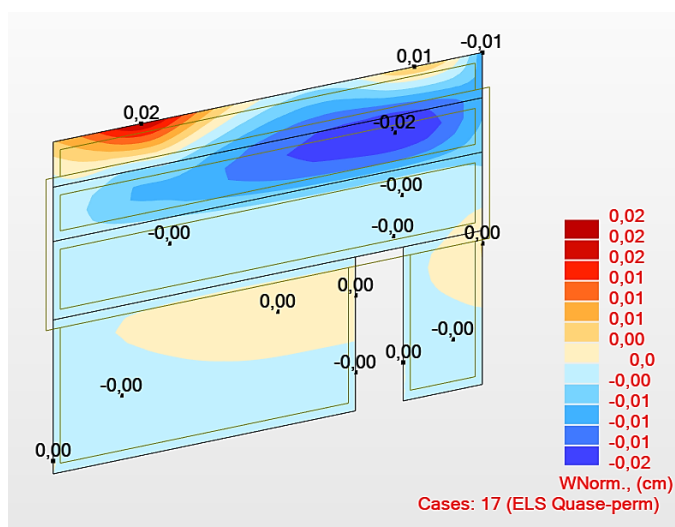


Figura 4.36 – Deformação elástica da PAR3

Na análise da deformação dos elementos de betão armado, utiliza-se a flecha a tempo infinito, que é, aproximadamente, 3 vezes a flecha elástica. Assim, para a PAR3, esta toma o valor de $0,02 \text{ cm} \times 3,0 = \mathbf{0,06 \text{ cm}}$. Como visto, optou-se por se estudar a secção da parede da zona da piscina, uma vez que é a mais esforçada. Tal pode-se confirmar também pela deformação, em que através da Figura 4.36, se pode ver que a maior deformação ocorre nesta zona. Tendo esta secção um vão de 1,98 m, o limite máximo toma o valor de $L/500 = 1,98/500 = 0,004 \text{ m} =$

0,4 cm. Desta forma, como a deformação máxima calculada é de 0,06 cm, e o máximo permitido é de 0,4 cm, verifica-se que a PAR3 cumpre a segurança relativamente à deformação.

4.7 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DA PISCINA

4.7.1 Estados limites últimos

Neste subcapítulo, são dimensionadas as armaduras para a laje da piscina, tendo em conta os esforços obtidos no *Robot*.

Esta é uma laje maciça, armada nas duas direções e encastrada nos quatro bordos, e adotou-se uma espessura de 25 cm, superior à espessura da laje do Piso 0, pelo facto de estar sujeita a cargas maiores. Apesar de se demonstrar, desde a Figura 4.38, até à Figura 4.41, os momentos individualmente, ou seja, momento em X negativo, em X positivo, em Y negativo e em Y positivo, o diagrama de momentos total para uma laje armada nas duas direções, e encastrada nos quatro lados, segue o exemplo da Figura 4.37.

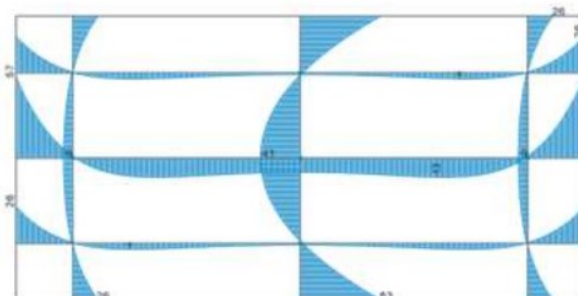


Figura 4.37 – Diagrama de momentos da laje maciça (Félix et al., 2014)

A Figura 4.38 mostra os momentos atuantes na laje na direção X, para o cálculo da armadura na face inferior, paralela a esta direção.

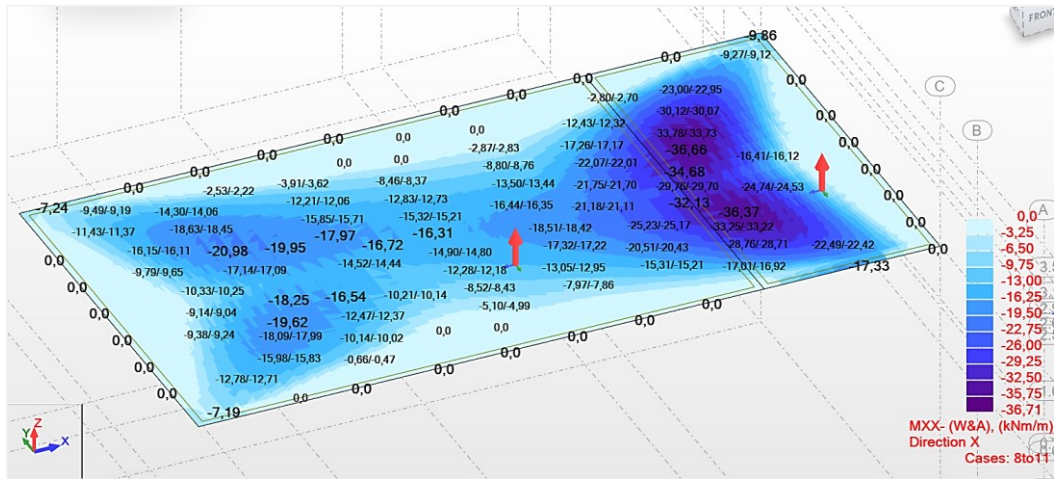


Figura 4.38 – Momentos atuantes negativos na direção X

A Figura 4.39 mostra os momentos atuantes na laje na direção X, para o cálculo da armadura na face superior, paralela a esta direção.

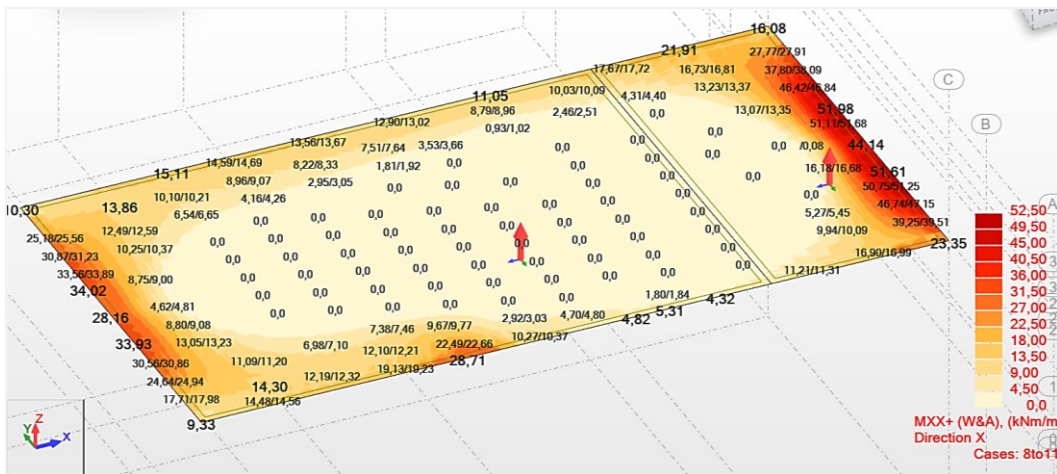


Figura 4.39 – Momentos atuantes positivos na direção X

A Figura 4.40 mostra os momentos atuantes na laje na direção Y, para o cálculo da armadura na face inferior, paralela a esta direção.

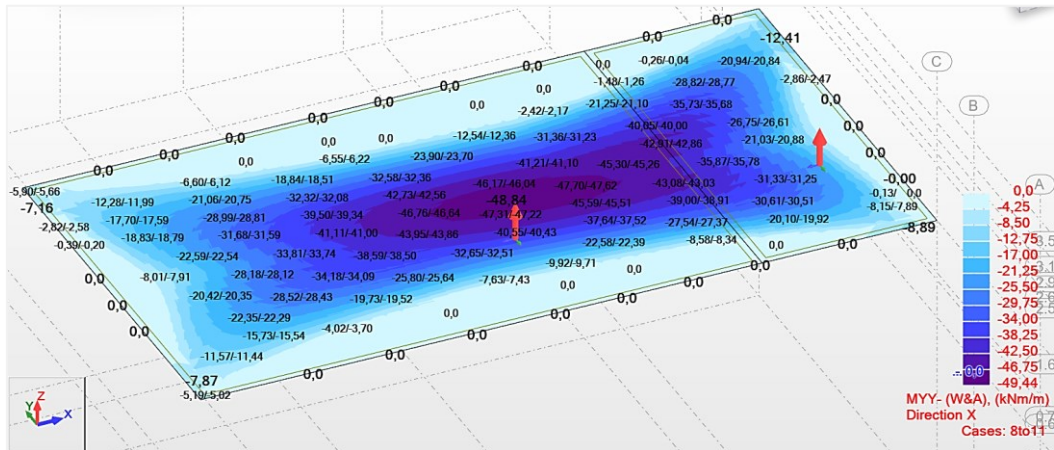


Figura 4.40 – Momentos atuantes negativos na direção Y

A Figura 4.41 mostra os momentos atuantes na laje na direção Y, para o cálculo da armadura na face superior, paralela a esta direção.

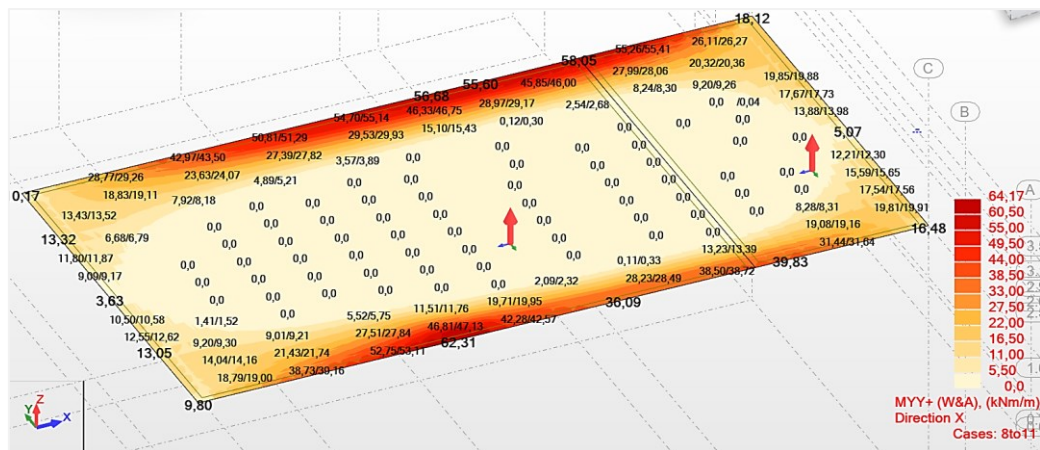


Figura 4.41 – Momentos atuantes positivos na direção Y

A armadura principal de uma laje armada nas duas direções é geralmente disposta em malha retangular. De forma a simplificar o processo, criou-se a Tabela 4.11, que permite determinar a resistência das malhas usuais de armaduras em termos de momentos para um betão C30/37. Por razões construtivas, adota-se o diâmetro mínimo de 10 mm e o espaçamento mínimo de 10 cm.

Tabela 4.11 – Malha de armaduras e momentos resistentes

Laje	Armadura	Resiste a um momento de:
h=0,25 m	#φ10//0.20 (3,93 cm ²)	34 kN.m
	#φ10//0.15 (5,24 cm ²)	46 kN.m
	#φ12//0.20 (5,65 cm ²)	49 kN.m
	#φ12//0.15 (7,54 cm ²)	66 kN.m
	#φ10//0.10 (7,85 cm ²)	68 kN.m
	#φ16//0.20 (10,05 cm ²)	86 kN.m
	#φ12//0.10 (11,31 cm ²)	98 kN.m
	#φ16//0.15 (13,40 cm ²)	113 kN.m
	#φ16//0.10 (20,11 cm ²)	164 kN.m

A folha de cálculo que permitiu chegar aos valores da Tabela 4.11, está representada na Tabela 4.12, e foi elaborada de acordo com a NP EN 1992-1-1, 2010. Para além disso, também foram realizadas as verificações regulamentares, de acordo com a mesma norma, e foram calculadas as restantes armaduras, nomeadamente: a armadura mínima, a armadura máxima o espaçamento máximo da armadura principal (Ver Tabela 4.13).

Tabela 4.12 – Folha de cálculo das malhas de armaduras e dos momentos resistentes

M+ [kN.m]	164,00	
b [m]	1	
h [m]	0,25	
d [m]	0,21	
fcd [kPa]	20000	
fyd [kPa]	435000	
μ	0,186	
ω	0,208	[cm ²]
As [m²]	0,002008	20,08

Tabela 4.13 – Armadura mínima, máxima e espaçamento máximo

Armadura mínima			Armadura máxima	
As,min	[cm ²]	Maior valor	As,máx	[cm ²]
0,000317	3,17	3,17 cm²	0,01	100
0,000273	2,73			
fctm	2900			
fyk	500000			
Espaçamento armadura principal				
Smáx		Menor valor		
2h	500	250 mm		
250 mm				

Posto isto, e tendo em conta os momentos atuantes na laje apresentados anteriormente, optou-se pelas seguintes malhas de armaduras:

- $M_{x,máx}^- = 36,71 \text{ kN.m} \Rightarrow \#010//0.15$ (malha de armadura inferior na direção X);
- $M_{x,máx}^+ = 52,50 \text{ kN.m} \Rightarrow \#012//0.15$ (malha de armadura superior na direção X);
- $M_{y,máx}^- = 49,44 \text{ kN.m} \Rightarrow \#012//0.15$ (malha de armadura inferior na direção Y);
- $M_{y,máx}^+ = 64,17 \text{ kN.m} \Rightarrow \#012//0.15$ (malha de armadura superior na direção Y).

Geralmente, não é necessário colocar armadura transversal nas lajes maciças, no entanto é feita a verificação da mesma. Como se vê na Figura 4.42, o máximo valor de esforço transversal é 52,52 kN e a Tabela 4.14 mostra esta verificação, em que se pode observar que o esforço transversal atuante é menor que o resistente, e por isso, não é necessária armadura transversal.

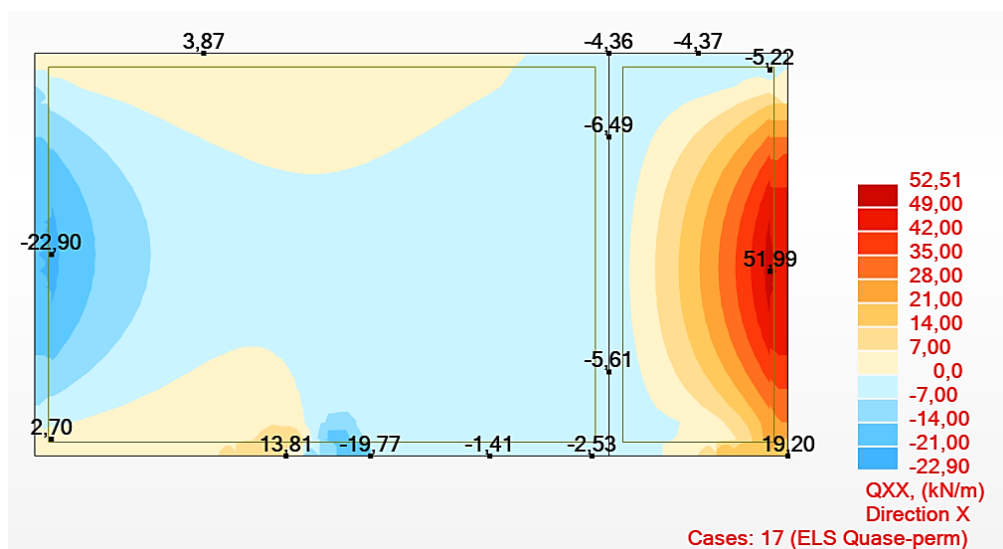


Figura 4.42 – Esforço transverso da laje da piscina

Tabela 4.14 – Verificação da necessidade de armadura transversal para a laje da piscina

Armadura transversal				
Dados:				
b [m]	1			
h [m]	0,25			
d [m]	0,21			
fck [MPa]	30			
fsyd [MPa]	435			
fcd [MPa]	20			
Verificação da necessidade de armadura de esforço transverso:				
As,v	5,24	Não é necessária armadura de esforço transverso		
2%Ac [cm ²]	50			
Øv ≤ 16 mm	Sim	Pode-se dispensar a armadura de esforço transverso		
recobrimento > 2Øv	Sim			
V _{Ed} ≤ V _{Rd,c}	Não é necessária armadura de esforço transverso			
V _{Ed} ≥ V _{Rd,c}	É necessária armadura de esforço transverso			
V _{ed} [kN]	52,51	Não é necessária armadura de esforço transverso	k ≤ 2,0	1,976
V _{Rd,c} [kN]	97,40		ρ ≤ 0,02	0,00250
V _{Rd,c,min} [kN]	111,81		Asl	5,24

Para além disso, também é necessário considerar os comprimentos de amarração, quer das armaduras inferiores, quer das superiores. Para a amarração das armaduras inferiores em apoios extremos de encastramento, geralmente, é suficiente limitar este valor ao comprimento de amarração mínimo, $l_{b,min}$, como se vê na Figura 4.43. Para varões

tracionados, como é o caso da armadura inferior, o $l_{b,min}$, toma o maior dos seguintes valores: $0,3 \times l_{b,req}$, em que $l_{b,req}$, é o comprimento de amarração de referência; 10ϕ e 100 mm. Assim, $l_{b,min}$ toma o valor de 120 mm, **12cm**.

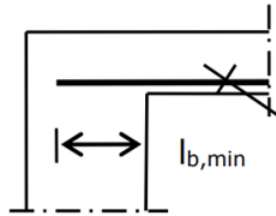


Figura 4.43 – Amarração de armadura inferior em apoio de encastramento (Félix et al., 2014)

Já na armadura superior, corresponde ao somatório de duas componentes: o comprimento de amarração, “ l_{bd} ”, e o menor dos valores entre a largura do apoio ou duas vezes a altura útil da laje, “ a ” (Ver Figura 4.44). O comprimento de amarração, pode ser retirado de forma simplificada da Tabela 4.15, que tendo em conta que o valor característico da tensão de cedência à tração do aço, f_{yk} , é 500 MPa, que o valor característico da tensão de rotura do betão, f_{ck} , é de 30 MPa, e que a armadura superior, de compressão, está em boas condições de aderência, o l_{bd} , toma o valor de 35ϕ , ou seja, de 420 mm, **42 cm**. Já o “ a ” toma o valor de **23 cm**.

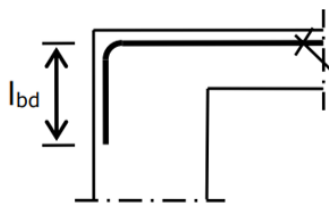


Figura 4.44 – Amarração de armadura superior em apoio de encastramento (Félix et al., 2014)

Tabela 4.15 – Comprimento de amarração equivalente (Félix, 2013)

f_{yk} [MPa]	(*)	f_{ck} [MPa]								
		12	16	20	25	30	35	40	45	50
400	A	55Ø	45Ø	35Ø	30Ø	30Ø	25Ø	25Ø	20Ø	20Ø
	B	75Ø	60Ø	55Ø	45Ø	40Ø	35Ø	35Ø	30Ø	30Ø
500	A	65Ø	55Ø	45Ø	40Ø	35Ø	30Ø	30Ø	25Ø	25Ø
	B	95Ø	80Ø	65Ø	60Ø	50Ø	45Ø	40Ø	40Ø	35Ø
600	A	80Ø	65Ø	55Ø	50Ø	45Ø	40Ø	35Ø	35Ø	30Ø
	B	115Ø	95Ø	80Ø	70Ø	60Ø	55Ø	50Ø	45Ø	45Ø

(*) A – Condições de boa aderência; B – Condições de fraca aderência.

Para amarrações curvas em tração estes valores podem ser multiplicados por $\alpha_1 = 0.7$

Posto isto, é possível desenhar as armaduras inferiores e superiores da laje nas duas direções, como se vê na Figura 4.45 e na Figura 4.46.

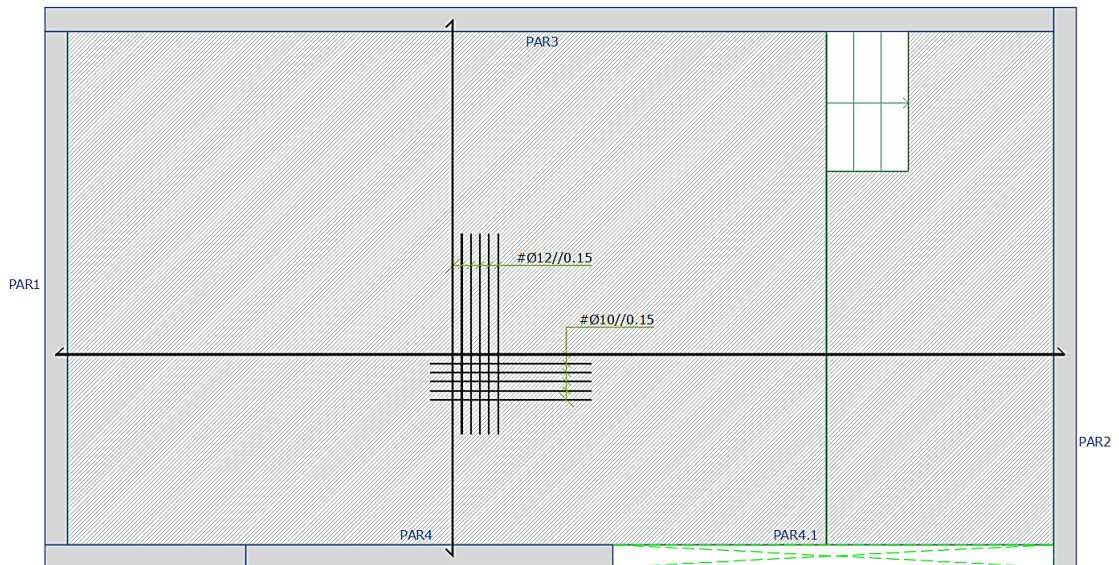


Figura 4.45 – Planta malha de armaduras inferiores em X e em Y

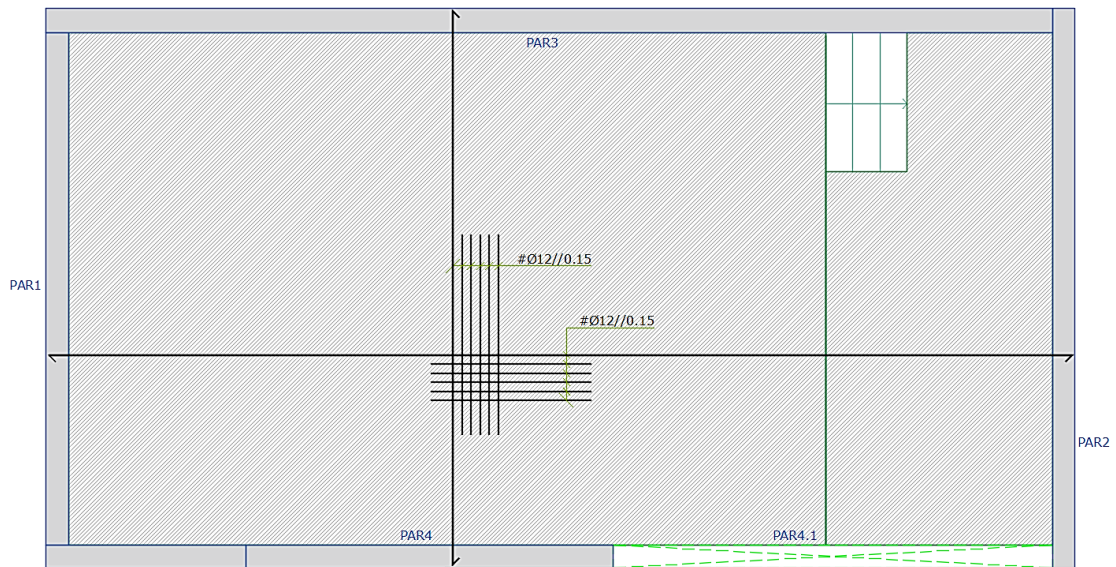


Figura 4.46 – Planta malha de armaduras superiores em X e em Y

4.7.2 Estados limites de serviço

4.7.2.1 Fendilhação

Para a fendilhação da laje da piscina, seguiu-se o mesmo método que para a PAR3, tendo-se verificado a fendilhação à flexão para a direção X e Y, e a fendilhação à tração, também para as duas direções, como se vê da Tabela 4.16 à Tabela 4.19.

Tabela 4.16 – Verificação da fendilhação à flexão para a direção X

Fendilhação (Flexão)								
Armadura	As [cm ² /m]	Mx,máx	Wk [mm]	Wmáx [mm]				
10	//0.15	5,24	17,47	0,184	0,200	Não fendilhada		
k ₃	c [mm]	k ₁	k ₂	k ₄	Ø [mm]	ρp,eff	Sr,max [mm]	
3,4	45	0,8	0,5	0,425	10	0,00756	378	
σ _s [MPa]	k _t	f _{ct,eff}	ρp,eff	α _e	E _s	E _{cm}	ε _{sm} -ε _{cm}	≥0,6(σ _s /E _s)
170,0	0,4	2,9	0,007558	6,36	210	33	0,000044	0,000486
ρ (%)	b [m]	d [m]	ξ	C _s	σ _s [MPa]			
0,250	1	0,21	0,2	429,24	170,0			
As [m ² /m]	A'p	hc,eff [m]	Ac,eff [m ²]	ρp,eff				
0,000524	0	0,0693	0,0693	0,0076				
		2,5x(h-d)	0,100					
		(h-x)/3	0,069					
		h/2	0,125					
		h [m]	0,25					
		d [m]	0,21					
		x [m]	0,042					

Tabela 4.17 – Verificação da fendilhação à flexão para a direção Y

Fendilhação (Flexão)								
Armadura	As [cm ² /m]	Mx,máx	Wk [mm]	Wmáx [mm]				
12	//0.15	7,54	26,81	0,175	0,200	Não fendilhada		
k ₃	c [mm]	k ₁	k ₂	k ₄	Ø [mm]	ρp,eff	Sr,max [mm]	
3,4	45	0,8	0,5	0,425	12	0,01127	334	
σ _s [MPa]	k _t	f _{ct,eff}	ρp,eff	α _e	E _s	E _{cm}	ε _{sm} -ε _{cm}	≥0,6(σ _s /E _s)
183	0,4	2,9	0,011273	6,36	210	33	0,000346	0,000523
ρ (%)	b [m]	d [m]	ξ	C _s	σ _s [MPa]			
0,359	1	0,21	0,235	301	183,0			
As [m ² /m]	A'p	hc,eff [m]	Ac,eff [m ²]	ρp,eff				
0,000754	0	0,0669	0,0669	0,0113				
		2,5x(h-d)	0,100					
		(h-x)/3	0,067					
		h/2	0,125					
		h [m]	0,25					
		d [m]	0,21					
		x [m]	0,049					

Tabela 4.18 – Verificação da fendilhação à tração para a direção X

Fendilhação (Tração)									
Armadura		As [cm ² /m]	Nx,máx [kN]	Wk [mm]	Wmáx [mm]				
10	//0.15	5,24	176,37	0,153	0,200	Não fendilhada			
k ₃	c [mm]	k ₁	k ₂	k ₄	∅ [mm]	ρ _{p,eff}	Sr,max [mm]		
3,4	45	0,8	1	0,425	10	0,5240	159,49		
σ _s	k _t	f _{ct,eff}	ρ _{p,eff}	α _e	E _s	E _{cm}	ε _{sm-ε_{cm}}	≥0,6(σ _s /E _s)	
336,6	0,4	2,9	0,524	6,36	210	33	0,0005	0,001	
As [m ² /m]	A'p	hc,eff [m]	Ac,eff [m ²]	ρ _{p,eff}					
0,000524	0	0,1000	0,0010	5,24E-01					
		2,5x(h-d)	0,1000						
		h/2	0,1250						
		h [m]	0,25						
		d [m]	0,21						

Tabela 4.19 – Verificação da fendilhação à tração para a direção Y

Fendilhação (Tração)									
Armadura		As [cm ² /m]	Nx,máx [kN]	Wk [mm]	Wmáx [mm]				
12	//0.15	7,54	46,96	0,028	0,200	Não fendilhada			
k ₃	c [mm]	k ₁	k ₂	k ₄	∅ [mm]	ρ _{p,eff}	Sr,max [mm]		
3,4	45	0,8	1	0,425	12	0,7540	158,41		
σ _s	k _t	f _{ct,eff}	ρ _{p,eff}	α _e	E _s	E _{cm}	ε _{sm-ε_{cm}}	≥0,6(σ _s /E _s)	
62,3	0,4	2,9	0,754	6,36	210	33	-0,0005	0,000	
As [m ² /m]	A'p	hc,eff [m]	Ac,eff [m ²]	ρ _{p,eff}					
0,000754	0	0,1000	0,0010	7,54E-01					
		2,5x(h-d)	0,1000						
		h/2	0,1250						
		h [m]	0,25						
		d [m]	0,21						

4.7.2.2 Deformação

A análise da deformação da laje da piscina é particularmente relevante devido à tendência atual de se utilizar elementos estruturais com vãos cada vez maiores, para criar espaços mais amplos. No entanto, é essencial garantir que isto não comprometa nem o aspeto, nem o funcionamento da estrutura. Assim, a avaliação da deformação da laje da piscina torna-se crucial, uma vez que esta não possui apoios intermédios, apenas está apoiada nos quatro

bordos. Esta análise segue o mesmo método da análise da PAR3, mas com a particularidade de que o limite de deformação é diferente, estabelecendo-se como $L/250$. O menor vão da laje é de 5,92 m, pelo que o limite toma o valor de 0,024 m = **2,4 cm**.

Através da Figura 4.47, é possível ver que a deformação elástica toma o valor de 0,16 cm, obtendo-se uma flecha máxima a tempo infinito de **0,48 cm**, que é menor que o limite máximo, pelo que está verificada a deformação.

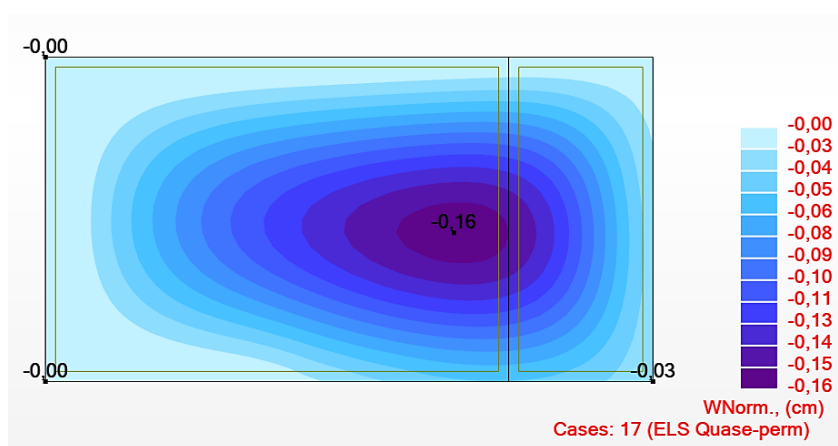


Figura 4.47 – Deformação elástica da laje da piscina

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conclui-se, com este relatório, que os objetivos estabelecidos foram alcançados, dado que se pretendia abordar os pormenores mais importantes de cada projeto, ou por vezes menos abordados ao longo do percurso académico, relativos a dois projetos estruturais de habitações unifamiliares. Este trabalho serviu não só para consolidar os conhecimentos adquiridos durante a licenciatura e o mestrado em Engenharia Civil, mas também para desenvolver novas competências, bem como facilitar a adaptação da autora ao ambiente empresarial, uma vez que será uma mais-valia para o futuro. Para além disso, foi muito benéfico para perceber toda a organização e todos os processos que envolvem um projeto estrutural.

Embora o estágio tenha apresentado alguns desafios, revelou-se uma experiência extremamente enriquecedora, proporcionando motivação adicional à autora que sempre se interessou por esta área, e reforçando a autoconfiança da mesma, ao permitir a sua integração no mundo de trabalho. Para além disso, contribuiu para o desenvolvimento de competências essenciais, como o trabalho em equipa, a comunicação, a responsabilidade, a gestão do tempo e a capacidade de adaptação a novas situações, sendo, portanto, um crescimento tanto a nível pessoal, quanto profissional.

A elaboração deste relatório exigiu planeamento e uma constante reavaliação da organização, e seleção da informação relevante, o que representou um desafio. A escolha dos projetos a abordar também foi cautelosa, pois foi necessário optar pelos mais pertinentes e que abordassem temas menos explorados.

Na componente prática, foi possível aprofundar o uso de *softwares* como o *Robot* e o *CYPECAD*, ferramentas cada vez mais utilizadas para otimizar tempo e recursos em projetos estruturais. No entanto, mesmo com rotinas automatizadas, é fundamental que o projetista mantenha um espírito crítico para garantir a viabilidade do projeto. Nesse sentido, foram também desenvolvidas metodologias complementares, como a criação de folhas de cálculo para validação e melhoria da precisão dos projetos.

Apesar dos objetivos serem cumpridos, o estágio não esteve isento de dificuldades. A primeira foi a utilização do *software Robot*, que, embora já conhecido pela autora, revelou-se pouco intuitivo e requereu muita prática. Outra dificuldade foi a análise dos projetos de arquitetura, principalmente os de reabilitação, onde é necessário conciliar os elementos a manter, a demolir e a construir, propondo soluções estruturais compatíveis. A definição das soluções estruturais, devido à falta de experiência, também foi desafiante, bem como a visualização prática dos projetos, já que a autora não teve até ao momento uma participação significativa em obra, o que dificultou a compreensão do processo construtivo real. Além disso, embora este trabalho apresente apenas uma parte do que foi desenvolvido, foi igualmente desafiante criar folhas de cálculo autonomamente, tarefa incentivada pelo orientador de estágio, mas que se revelou uma mais-valia. Estas dificuldades são, em grande parte, fruto da falta de experiência, mas que, com a prática, serão superadas.

Num projeto estrutural, é essencial considerar uma variedade de fatores e conciliá-los de forma a obter a solução mais viável e eficiente. Por exemplo, no primeiro caso de estudo, relacionado com o dimensionamento de um pavimento metálico, as soluções propostas, apesar de não serem as mais económicas, revelaram-se as mais adequadas, considerando outros aspetos fundamentais da estrutural global, como por exemplo, o espaço necessário para realizar as ligações. Além disso, é crucial ter em consideração os desafios práticos encontrados durante a fase de execução de obra, revelando que, em qualquer projeto estrutural, se deve equilibrar a economia, com a uniformização das soluções, de modo a minimizar erros e custos adicionais. Outro aspeto relevante é a importância do estudo das ações e das respetivas combinações, dado que cada projeto tem as suas particularidades e está sujeito a diferentes exigências. No primeiro caso de estudo, foi analisado o dimensionamento de uma habitação unifamiliar sujeita a cargas comuns, no entanto, a utilização de diferentes materiais ao longo da estrutura distingue esta solução de outras em que seria projetada utilizando o mesmo material. Já no segundo caso, apesar da estrutura ser toda composta pelo mesmo material, está sujeita a cargas menos comuns, como o impulso hidrostático e o peso das terras.

A exigência no dimensionamento de elementos estruturais de uma piscina, demonstrada no segundo caso de estudo, também merece destaque. A parede da piscina, por exemplo, está sujeita ao impulso hidrostático que cria uma carga triangular variando em função da altura da parede, diferente de uma laje comum sujeita a cargas uniformemente distribuídas ou concentradas. O controlo da fendilhação também surge como exigência especial neste tipo de

elementos, uma vez que o objetivo é limitar o aparecimento de fendas, e assim, limitar vazamentos.

Este trabalho também permitiu a compreensão de alguns dos diversos tipos de ligação existentes em projetos estruturais. Embora tenham sido abordadas apenas duas ligações, destaca-se, por exemplo, a ligação entre a viga de coroamento e a parede de pedra existente, que segue um processo de dimensionamento diferente, em que é realizada recorrendo a varões selados com argamassa anti retrátil. Em projetos de reabilitação, em particular, a consideração de diferentes ligações é crucial uma vez que são parte integrante do comportamento global da estrutura.

Em síntese, cada projeto estrutural é único devido à variedade de materiais, ações, tipos de ligação e outros fatores que influenciam o seu comportamento. Esta diversidade impõe a necessidade de um estudo detalhado para garantir que as soluções adotadas sejam viáveis, tanto economicamente, como tecnicamente.

Para o futuro, pretende-se a participação em projetos estruturais de maior dimensão, complexidade e responsabilidade, continuando a evolução tanto a nível pessoal, como profissional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, Alexandra Barros - Projeto de Estruturas de um Edifício. Porto: [s.n.], 2015. Tese de mestrado.
- AZEVEDO, Ana Luísa - Dimensionamento de ligações aço-betão segundo a prEN1992-4:2013. Porto: [s.n.], 2015. Tese de mestrado.
- BANEMA – OSB [Em linha]. Lisboa: s.d. [Consult. 6 Jun. 2024]. Disponível na <https://banema.pt/pt/osb>
- Coreconcept – Projetos [Em linha]. Maia: 2022. [Consult. 25 Maio. 2024]. Disponível na <https://www.coreconcept.pt/projetos/>
- CORREIA, Emanuel André – Análise e Dimensionamento de Estruturas de Madeira. Porto: [s.n.], 2009. Tese de mestrado.
- EN 1992-3. 2006, Eurocode 2 – Design of concrete structures : Liquid retaining and containment structures. Belgium : European Committee for Electrotechnical Standardization.
- FÉLIX, Carlos – Disposições Construtivas Relativas a Armaduras – Apontamentos 12 [Em linha]. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Out. 2013. [Consult. 15 Jul. 2024]. Disponível em Moodle ISEP, Estruturas de Betão Armado.
- FÉLIX, Carlos – Ligações com Parafusos – Apontamentos [Em linha]. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Out. 2021. [Consult. 17 Jun. 2024]. Disponível em Moodle ISEP, Construções de Aço e Mistas.
- FÉLIX, Carlos ; GUEDES, Paulo – Estados Limites de Utilização – Apontamentos 11 [Em linha]. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Set. 2013. [Consult. 15 Jul. 2024]. Disponível em Moodle ISEP, Estruturas de Betão Armado.
- FÉLIX, Carlos ; GUEDES, Paulo ; NEVES, Trigo – Disposições Construtivas Relativas a Elementos Estruturais – Apontamentos 13 [Em linha]. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Fev. 2014. [Consult. 15 Jul. 2024]. Disponível em Moodle ISEP, Estruturas de Betão Armado.
- FERREIRA, André Filipe – Reabilitação da Envolvente e Estrutura do Edifício da Piscina de Vila Nova de Cerveira. Porto: [s.n.], 2015. Tese de mestrado.
- FERREIRA, Tiago Luís – Reabilitação de Edifícios: Pavimentos Leves. Porto: [s.n.], 2017. Tese de mestrado.

MENDES, Pedro ; PEDRO, José – Dimensionamento de Estruturas de Edifícios e Estruturas Especiais. **In** Ensino da Ciência e da Tecnologia. 1ª Edição. Lisboa : Editora Universitária do Instituto Superior Técnico, 2020. 978-989-8481-74-0. Vol.1

NEVES, João Miguel – Ampliação de Edifícios Antigos em Altura: Solução Estrutural em Madeira. Porto: [s.n.], 2018. Tese de mestrado.

NP EN 1990. 2009, Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1991-1-1. 2009, Eurocódigo 1 – Acções em estruturas : Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1991-1-4. 2010, Eurocódigo 1 – Acções em estruturas : Acções gerais, Acções do vento. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1992-1-1. 2010, Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão : Regras gerais e regras para edifícios. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1993-1-1. 2010, Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço : Regras gerais e regras para edifícios. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1993-1-8. 2010, Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço : Projecto de ligações. Portugal : Instituto Português da Qualidade.

NP EN 206-1. 2007, Betão – Parte 1 : Especificação, desempenho, produção e conformidade. Portugal : Instituto Português da Qualidade. OLIVEIRA, Lisa Ana – Exigências Funcionais em Pavimentos de Madeira. Porto: [s.n.], 2013. Tese de mestrado.

Obras360 – Fichas técnicas – ROOFMATE WALLMATE FLOORMATE [Em linha]. [Consult. 10 Abr. 2024]. Disponível na <https://www.obras360.pt>

SILVA, Felipe Guerrero - Análise comparativa do Desempenho de Diferentes Programas de Cálculo Automático de Estruturas: Aplicação ao Caso de um Edifício em Concreto Armado. Porto: [s.n.], 2016. Tese de mestrado.

SILVA, Hélder Manuel – Otimização de Estruturas Metálicas Modelares Recorrendo a Perfis Mistos. Braga: [s.n.], 2013. Tese de mestrado.

SIMÕES, Rui – Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas. **In** Construção Metálica e Mista. 3ª Edição. Maia : Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2014. 978-989-95605-9-8. Vol.1

Sonae Arouco – OSB [Em linha]. 2024. [Consult. 6 Jun. 2024]. Disponível na <https://www.sonaearouco.com/pt/configuration/matrix/sub-categories-list/core-technical-osb/>

STARMODUL – Vantagens da Utilização de Juntas Metálicas aparafusadas versus soldadura – Uma comparação [Em linha]. Catalunha: 2024. [Consult. 3 Ago. 2024]. Disponível na <https://starmodul.com/pt-pt/vantagens-da-utilizacao-de-juntas-metalicas-aparafusadas-versus-soldadura-uma-comparacao/>

ANEXO I – FICHA TÉCNICA OSB



OSB 3 ECOBOARD

O painel OSB universal

DESCRIÇÃO

O OSB 3 ECOBOARD é um painel estrutural de elevado desempenho, altamente técnico, fabricado a partir de aparas longas de madeira cortadas de troncos de pequeno diâmetro e aglomeradas com uma cola resistente à humidade, curada sob ação de pressão e calor, num processo contínuo. Os painéis OSB são constituídos por três camadas com orientações a 90º das aparas. As aparas das camadas externas são orientadas no sentido longitudinal, enquanto as da camada interna são alinhadas no sentido transversal.

Está disponível em vários formatos com um perfil macho-fêmea nos 4 lados ou com topos planos, com superfície Contiface (tratada não lixada) ou numa versão com a superfície lixada.

O OSB 3 ECOBOARD apresenta resultados excelentes no setor da construção, podendo ser utilizado como painel multiútil para finalidades estruturais e para suporte de carga em coberturas, paredes e pavimentos. Pode utilizar-se como camada hermética ou barreira de vapor numa construção permeável ao vapor, sendo assim desnecessário usar-se uma membrana adicional.

- Painel aglomerado de partículas de madeira tipo OSB/3 de acordo com as normas EN 300 e EN 13986
- Painel OSB para usos estruturais em ambientes húmidos (classe de serviço 1 e 2)
- Resistência e estabilidade elevadas
- Usado como camada hermética ou barreira de vapor
- Não prejudicial à saúde – estudos independentes comprovam que é seguro usar com géneros alimentícios
- Superfície Contiface resistente à abrasão e repelente de sujidade e água
- Produzido com cola isenta de formaldeído e resistente à humidade
- Elevada qualidade confirmada por inspeções externas regulares
- Matéria-prima exclusivamente proveniente de florestas e indústrias da madeira geridas de forma responsável

APLICAÇÕES

- Construção de pavimentos
- Revestimento de paredes
- Elementos de parede e painéis de telhado estruturais
- Construção habitacional, industrial e de cofragens
- Embalagens de transporte

PROPRIEDADES



DURABILIDADE



VERSATILIDADE



HIDRÓFUGO



MUITO RESISTENTE À UMIDADE



ESTRUTURAL



PAVIMENTO



REVESTIMENTO



CONSTRUÇÃO

OSB 3 ECOBOARD

O painel OSB universal

CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS

PROPRIEDADES	UNIDADE	GAMA DE ESPESSURAS (mm)			
		6 - 10	> 10 - < 18	18 - 25	> 25 - 32
Densidade	Kg/m ³	≥ 600			
Condutividade térmica λ _k	W/(m*K)	0,13			
Emissão de formaldeído	Classe	E1 - cola isenta de formaldeído (< 0,03 ppm)			
Reação ao fogo	Classe	D-s2, d0 *1			
Inchamento (24 horas)	%	15			
Varição no comprimento por cada 1% de alteração do seu teor de humidade	%	0,03			
Resistência à flexão - eixo principal	N/mm ²	22	20	18	16
Resistência à flexão - eixo secundário	N/mm ²	11	10	9	8
Módulo de elasticidade - eixo principal	N/mm ²	3500	3500	3500	3500
Módulo de elasticidade - eixo secundário	N/mm ²	1400	1400	1400	1400
Resistência à tração	N/mm ²	0,34	0,32	0,30	0,29
Resistência à tração após teste cíclico	N/mm ²	0,15	0,13	0,12	0,06

CARACTERÍSTICAS GERAIS*2

PROPRIEDADE	UNIDADE	ESPESSURA (mm)	FLEXÃO f _m		TENSÃO f _t		COMPRESSÃO f _c		CISALHAMENTO f _v	ESFORÇO DE CORTE f _r
			ou 0	⊥ ou 90	ou 0	⊥ ou 90	ou 0	⊥ ou 90		
Valores de Resistência	N/mm ²	6 - 10	18,0	9,0	9,9	7,2	15,9	12,9	6,8	1,0
		> 10 - 18	16,4	8,2	9,4	7,0	15,4	12,7		
		> 18 - 25	14,8	7,4	9,0	6,8	14,8	12,4		
PROPRIEDADE	UNIDADE	ESPESSURA (mm)	FLEXÃO E _n		TENSÃO E _t		COMPRESSÃO E _c		CISALHAMENTO G _v	ESFORÇO DE CORTE G _r
			ou 0	⊥ ou 90	ou 0	⊥ ou 90	ou 0	⊥ ou 90		
Valores de Rigidez	N/mm ²	6 - 25	4930	1980	3800	3000	3800	3000	1080	50

*1 Para espessuras iguais ou superiores a 9 mm; para espessuras entre 6 e 9 mm: reação ao fogo (Classe E);

*2 De acordo com a norma EN 12369-1.

OSB 3 ECOBOARD

O painel OSB universal

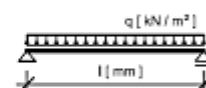
DIMENSIONAMENTO DE CARGA - DEFLEXÃO MÁXIMA DE 1/300 DO VÃO

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)

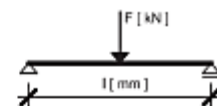


ESPESSURA DO PAINEL	l [mm] - VÃO (DISTÂNCIA ENTRE APOIOS)												
	400	417	500	600	625	700	800	833	900	950	1000	1100	1250
12 mm	2,77	2,44	1,38	0,77	0,67	0,46							
15 mm	5,46	4,81	2,75	1,56	1,37	0,95	0,61	0,53	0,40				
18 mm	9,48	8,36	4,80	2,74	2,41	1,69	1,10	0,96	0,74	0,61	0,51		
22 mm	17,37	15,32	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/m²] 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

ANEXO II – LIGAÇÃO HILTI



Hilti PROFIS Engineering 3.1.3


www.hilti.pt

Empresa:		Página:	1
Endereço:		Projectista:	
Telefone Fax:		E-mail:	
Cálculo:	HILTI	Data:	24/09/2024
Sub Projecto Pos. N.º:			

Comentários do projectista:

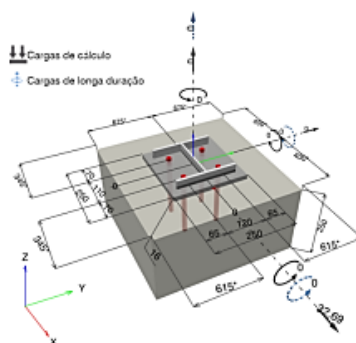
1 Projeto de ancoragens

1.1 Dados de Cálculo

Tipo e dimensão da ancoragem:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 5.8 M16	
Período de retorno (vida útil em anos):	50	
Número do item:	2223869 HAS-U 5.8 M16x260 (Inserir) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (resina química)	
Inserir item # alternativo:	2390209 HAS 5.8 M16x260	
Texto de prescrição:	Hilti HAS-U 5.8 ou HAS Varão roscado com HIT-RE 500 V4 Químico de injeção com 200 mm embebedimento hef, M16, Aço galvanizado, Furo com perfurador instalação por ETA 20/0541	
Prof. efectiva de ancoragem:	$h_{ef,act} = 200,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,lim} = - \text{ mm}$)	
Material:	5.8	
Homologação N.º:	ETA 20/0541	
Publicados Válidos:	09/06/2023 -	
Verificação:	método de cálculo EN 1992-4, Química	
Afastamento da chapa:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (sem afastamento da chapa); $t = 16,0 \text{ mm}$	
Chapa de fixação ^{CBFEM} :	$l_x \times l_y \times t = 250,0 \text{ mm} \times 250,0 \text{ mm} \times 16,0 \text{ mm}$;	
Perfil:	IPBi/HEA, IPBi 200 / HE 200 A; (L x W x T x FT) = 190,0 mm x 200,0 mm x 6,5 mm x 10,0 mm	
Material Base:	não fendilhado betão, C25/30, $f_{c,sp} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 250,0 \text{ mm}$, Temp. curto/longo: 0/0 °C, Fator de segurança parcial do material a definir pelo utilizador $\gamma_c = 1,500$	
Instalação:	Furo com perfurador electropneumático, Condições de instalação: seco	
Armadura:	Sem armadura ou com armadura com espaçamento $\geq 150 \text{ mm}$ (qq Ø) ou $\geq 100 \text{ mm}$ (Ø $\leq 10 \text{ mm}$) sem armadura de bordo longitudinal	

^{CBFEM} - O cálculo da ancoragem é efetuado com base num componente do Método de Elementos Finitos (CBFEM)

Geometria [mm] & Carga [kN, kNm]



A introdução de dados e resultados deve ser verificada de modo a corresponder às condições existentes e assegurar a sua plausibilidade!
PROFIS Engineering (c) 2003-2024, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti é uma marca registrada da Hilti AG, Schaan



Hilti PROFIS Engineering 3.1.3

www.hilti.pt

Empresa:		Página:	2
Endereço:		Projectista:	
Telefone Fax:		E-mail:	
Cálculo:	HILTI	Data:	24/09/2024
Sub Projecto Pos. N.º:			

1.1.1 Combinação de cargas

Caso	Descrição	Forças [kN] / Momentos [kNm]	Sísmico	FogMáx. Util. da Ancoragem [%]
1	Combinação 1	N = 0,000; V _x = 32,690; V _y = 0,000; M _x = 0,000; M _y = 0,000; M _z = 0,000; N _{súv} = 0,000; M _{x,súv} = 0,000; M _{y,súv} = 0,000;	Não	não 51

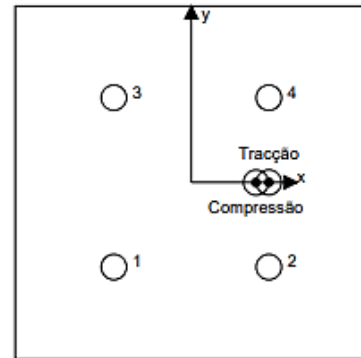
1.2 Combinação de Carga/Resultantes

Reações nas ancoragens [kN]

Tracção: (+Tracção;-Compressão)

Ancoragem	Tracção	Carga de corte	Corte em x	Corte em y
1	0,000	8,164	8,164	0,012
2	1,034	8,181	8,181	-0,030
3	0,000	8,164	8,164	-0,012
4	1,034	8,181	8,181	0,030

Força de tração resultante em (x/y)=(55,0/-0,0): 2,068 [kN]
Força de compressão resultante em (x/y)=(45,9/-0,1): 2,121 [kN]



As forças nas ancoragens são calculadas com base num componente do Método de Elementos Finitos (CBFEM)



Hilti PROFIS Engineering 3.1.3

www.hilti.pt

Empresa:		Página:	3
Endereço:		Projectista:	
Telefone Fax:		E-mail:	
Cálculo:	HILTI	Data:	24/09/2024
Sub Projecto Pos. N.º:			

1.3 Análise à Tracção (EN 1992-4, Secção 7.2.1)

	Carga [kN]	Capacidade [kN]	Utilização β _N [%]	Estado
Rotura do aço*	1,034	52,333	2	OK
Rotura combinada por arranque (pull-out) - cone de betão**	2,068	145,534	2	OK
Rotura por cone de betão**	2,068	245,131	1	OK
Rotura por fendilhação (splitting)**	2,068	99,983	3	OK

* ancoragem mais solicitada **grupo de ancoragens (ancoragens à tração)

1.3.1 Rotura do aço

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad \text{EN 1992-4, tabela 7.1}$$

N _{Rk,s} [kN]	γ _{Ms}	N _{Rd,s} [kN]	N _{Ed} [kN]
78,500	1,500	52,333	1,034

1.3.2 Rotura combinada por arranque (pull-out) - cone de betão

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad \text{EN 1992-4, tabela 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}}\right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{tk}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ref,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{trm} [mm]	$f_{c,ctf}$ [N/mm ²]
289 708	231 918	17,00	481,6	240,8	345,0	25,00
ψ_c	$\tau_{Rk,ref}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	17,38	11,000	15,47	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
174,759	218,301	1,500	145,534	2,068		

ID do Grupo de Ancoragens
2, 4

1.3.3 Rotura por cone de betão

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad \text{EN 1992-4, tabela 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{tk}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 2,0 - \frac{z}{1,5 \cdot h_{ef}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,ctf}$ [N/mm ²]		
432 000	360 000	300,0	600,0	25,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	z [mm]
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	9,1
$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
1,970	11,000	155,563	1,500	245,131	2,068	

ID do Grupo de Ancoragens
2, 4

1.3.4 Ruptura por fendilhação (splitting)

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad \text{EN 1992-4, tabela 7.1}$$

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{h,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.23)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = \min(N_{Rk,c}^0, N_{Rk,c}^0) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,sp} \cdot s_{cr,sp} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N1}}{s_{cr,sp}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N2}}{s_{cr,sp}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3} \leq \max\left\{1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5 \cdot c_1}{h_{min}}\right)^{2/3}\right\} \leq 2,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.24)}$$

$A_{c,N} [mm^2]$	$A_{c,N}^0 [mm^2]$	$c_{cr,sp} [mm]$	$s_{cr,sp} [mm]$	$h_{min} [mm]$	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cs1} [N/mm^2]$
816 128	817 216	452,0	904,0	236,0	1,039	25,00
$e_{c1,N} [mm]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [mm]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0,0	1,000	0,0	1,000	0,929	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0 [kN]$	γ_{Msp}	$N_{Rd,sp} [kN]$	$N_{Ed} [kN]$			
155,563	1,500	99,983	2,068			

ID do Grupo de Ancoragens

2, 4

1.4 Análise ao Corta (EN 1992-4, Secção 7.2.2)

	Carga [kN]	Capacidade [kN]	Utilização β_v [%]	Estado
Rotura do aço (sem braço de binário)*	8,181	37,728	22	OK
Cedência do aço (com braço de binário)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rotura por efeito de alavanca (pryout)**	32,690	294,534	12	OK
Rotura do bordo de betão na direção x+**	32,690	64,990	51	OK

* ancoragem mais solicitada **grupo de ancoragens (ancoragens relevantes)

1.4.1 Ruptura do aço (sem braço de binário)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad \text{EN 1992-4, tabela 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_y \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0 [kN]$	k_y	$V_{Rk,s} [kN]$	γ_{Ms}	$V_{Rd,s} [kN]$	$V_{Ed} [kN]$
47,160	1,000	47,160	1,250	37,728	8,181

1.4.2 Ruptura por efeito de alavanca (cone de betão)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc,p}} \quad \text{EN 1992-4, tabela 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_B \cdot \min\{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [mm^2]$	$A_{c,N}^0 [mm^2]$	$c_{cr,N} [mm]$	$s_{cr,N} [mm]$	k_B	$f_{c,cs1} [N/mm^2]$	
511 200	360 000	300,0	600,0	2,000	25,00	
$e_{c1,V} [mm]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V} [mm]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0 [kN]$	$\gamma_{Mc,p}$	$V_{Rd,cp} [kN]$	$V_{Ed} [kN]$		
11,000	155,563	1,500	294,534	32,690		

ID do Grupo de Ancoragens

1-4

1.4.3 Rotura do bordo de betão na direção x+

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad \text{EN 1992-4, tabela 7.2}$$

$$V_{Rk,c} = k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{re,V} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_D \cdot d_{nom} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ctk}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1} \right) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0,2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_D	α	β	f_{ctk} [N/mm ²]	
192,0	16,00	2,400	0,075	0,054	25,00	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]				
345,0	288 750	535 612				
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	α_V [°]	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,439	0,11	1,000	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
125,685	1,0	1,500	64,990	32,690		

ID do Grupo de Ancoragens

2, 4

1.5 Combinação de Cargas de Tração e Corte (EN 1992-4, seção 7.2.3)

Cedência do aço

β_N	β_V	α	Utilização $\beta_{N,V}$ [%]	Estado
0,020	0,217	2,000	5	OK

$$\beta_N^c + \beta_V^c \leq 1,0$$

Cedência do betão

β_N	β_V	α	Utilização $\beta_{N,V}$ [%]	Estado
0,021	0,503	1,500	36	OK

$$\beta_N^c + \beta_V^c \leq 1,0$$

1.6 Avisos

- Os métodos de cálculo de ancoragens no PROFIS Engineering requerem chapas de fixação rígidas de acordo com as normas em vigor (ETAG 001 / Anexo C, EOTA TR029, etc.). Isto significa que a redistribuição de carga nas ancoragens devido a deformações elásticas da chapa de fixação não são consideradas - a chapa de fixação é assumida como suficientemente rígida, para não ser deformada quando sujeita à carga de cálculo. O PROFIS Engineering calcula a espessura mínima da chapa de fixação necessária com CBFEM para limitar a tensão da chapa de fixação com base nas suposições explicadas acima. A prova de que a suposição da chapa de fixação rígida é válida não é realizada por PROFIS Engineering. Os dados inseridos e resultados devem ser verificados para concordância com as condições existentes e para a plausibilidade!
- É necessária a verificação da transferência das cargas para o material base de acordo com EN 1992-4, Anexo A!
- O cálculo é válido apenas se o furo na chapa não for superior ao valor apresentado na Tabela 6.1 da EN 1992-4! Para diâmetros superiores de furo na chapa a fixar ver secção 6.2.2 da EN 1992-4!
- A lista suplementar neste relatório é apenas para informação do utilizador. Em qualquer caso, as instruções para utilização disponibilizadas com o produto têm de ser cumpridas para garantir a correta instalação.
- Para a determinação da λ_{raw} { $\psi_{re, v}$ } (rotura do bordo do betão), o recobrimento mínimo de betão definido nos detalhes de instalação é usado como o recobrimento de betão do reforço de armadura do bordo.
- A tensão de aderência característica depende das temperaturas a curto e longo prazo.
- Não é necessária armadura de bordo para evitar a rotura por fendilhação
- Os métodos de cálculo de ancoragens no PROFIS Engineering exigem chapas de fixação rígidas, conforme as normas vigentes (AS 5216:2021, ETAG 001/Anexo C, EOTA TR029, etc.). Isto significa que a chapa de fixação deve ser suficientemente rígida para evitar a redistribuição de carga às ancoragens devido a deslocamentos elásticos / plásticos. O utilizador aceita que a chapa de fixação é considerada praticamente como rígida por julgamento de engenharia.*
- As resistências características de aderência dependem do período de retorno (vida útil em anos): 50

1.7 Pormenores da Instalação

Chapa de fixação, aço: S 275; E = 210 000,00 N/mm²; f_{yk} = 275,00 N/mm²

Perfil: IPBi/HEA, IPBI 200 / HE 200 A; (L x W x T x FT) = 190,0 mm x 200,0 mm x 6,5 mm x 10,0 mm

Diâmetro do furo na chapa: d_f = 18,0 mm

Espessura da chapa (introduzir): 16,0 mm

Sistema de perfuração: Martelo eletropneumático

Limpeza: É necessária uma limpeza cuidada do furo (Limpeza Premium)

Tipo e dimensão da ancoragem: HIT-RE 500 V4 + HAS-U 5.8 M16

Número do item: 2223869 HAS-U 5.8 M16x260 (Inserir) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (resina química)

Inserir item # alternativo: 2390209 HAS 5.8 M16x260

Binário de aperto máximo de instalação: 80 Nm

Diâmetro do furo no material base: 18,0 mm

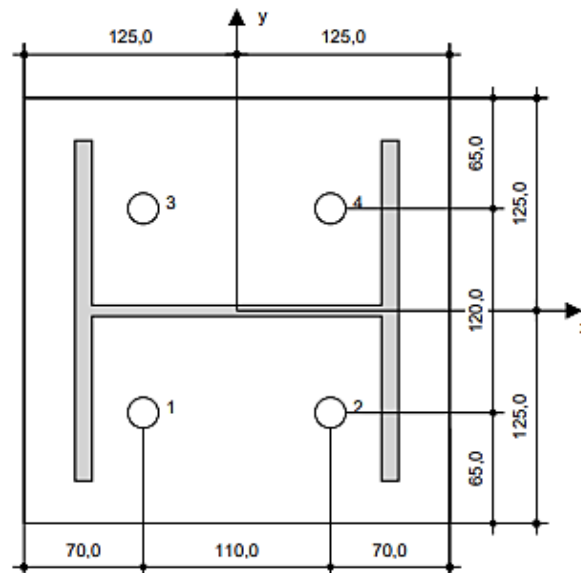
Profundidade do furo: 200,0 mm

Espessura mínima do material base: 236,0 mm

Hilti HAS-U 5.8 ou HAS Varão roscado com HIT-RE 500 V4 Químico de injeção com 200 mm embecimento hef, M16, Aço galvanizado, Furo com perfurador instalação por ETA 20/0541

1.7.1 Acessórios recomendados

Perfuração	Limpeza	Configuração
<ul style="list-style-type: none"> • Martelo perfurador • Broca de tamanho adequado 	<ul style="list-style-type: none"> • Ar comprimido com os acessórios necessários para limpeza desde o fundo do furo • Escova de arame de diâmetro adequado 	<ul style="list-style-type: none"> • Dispensador incluindo cassete e misturador • Chave dinamométrica



Coordenadas das ancoragens [mm]

Ancoragem	x	y	c_x	c_{xx}	c_y	c_{yy}
1	-55,0	-60,0	345,0	455,0	615,0	735,0
2	55,0	-60,0	455,0	345,0	615,0	735,0
3	-55,0	60,0	345,0	455,0	735,0	615,0
4	55,0	60,0	455,0	345,0	735,0	615,0

A introdução de dados e resultados deve ser verificada de modo a corresponder às condições existentes e assegurar a sua plausibilidade!
 PROFIS Engineering (c) 2003-2024, Hilti AG, FL-9494 Schaan. Hilti é uma marca registrada da Hilti AG, Schaan

2 Verificação da rigidez da chapa de fixação

2.1 Inserir dados

Chapa de fixação:	Forma: Retangular $l_x \times l_y \times t = 250,0 \text{ mm} \times 250,0 \text{ mm} \times 16,0 \text{ mm}$ Cálculo: Verificação da rigidez da chapa de fixação Material: S 275; $F_y = 275,00 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_{lim} = 5,00\%$
Tipo e dimensão da ancoragem:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 5.8 M16, $h_{ef} = 200,0 \text{ mm}$
Rigidez da ancoragem:	A ancoragem é calculada considerando valores de rigidez determinados a partir de curvas de deslocamento de carga, testadas em um laboratório independente. Por favor, note que nenhuma substituição simples de ancoragem é possível, uma vez que a rigidez de ancoragem tem um grande impacto sobre os resultados de distribuição de carga.
Método de cálculo:	Cálculo baseado na EN baseado em MEF
Instalação com chapa afastada:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Sem afastamento); $t = 16,0 \text{ mm}$
Perfil:	IPBI 200 / HE 200 A; $(L \times W \times T \times FT) = 190,0 \text{ mm} \times 200,0 \text{ mm} \times 6,5 \text{ mm} \times 10,0 \text{ mm}$ Material: S 275; $F_y = 275,00 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_{lim} = 5,00\%$ Excentricidade x: 0,0 mm Excentricidade y: 0,0 mm
Material Base:	Betão não fendilhado; C25/30; $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 250,0 \text{ mm}$; $E = 31\,000,00 \text{ N/mm}^2$; $G = 12\,916,67 \text{ N/mm}^2$; $\nu = 0,20$
Soldaduras (perfil para chapa de fixação):	Tipo de redistribuição: Plástico Material: S 235
Tamanho da grelha:	Número de elementos no bordo: 8 Tamanho mínimo do elemento: 10,0 mm Tamanho máximo do elemento: 50,0 mm

2.2 Classificação da chapa de fixação

Os resultados abaixo são exibidos para a combinação de carga mais desfavorável: Combinação 1

Forças de tração na ancoragem	Chapa de fixação rígida equivalente (FEM)	Chapa de fixação flexível (FEM)
Ancoragem 1	0,000 kN	0,000 kN
Ancoragem 2	0,065 kN	1,034 kN
Ancoragem 3	0,000 kN	0,000 kN
Ancoragem 4	0,065 kN	1,034 kN

Utilizador aceitou considerar a chapa de fixação como rígida por seu julgamento engenharia. Isto significa que as diretrizes de cálculo de ancoragens podem ser aplicadas.

2.3 Avisos

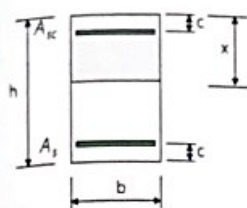
- Usando a função de cálculo flexível do PROFIS Engineering, pode estar a atuar fora dos códigos de cálculo aplicáveis e a chapa de fixação especificada pode não se comportar como rígida. Por favor, validar os resultados com um profissional de cálculo ou um engenheiro de estruturas para assegurar que a especificação é adequada à jurisdição e requerimentos do projeto.
- A ancoragem é calculada considerando valores de rigidez determinados a partir de curvas de deslocamento de carga, testadas em um laboratório independente. Por favor, note que nenhuma substituição simples de ancoragem é possível, uma vez que a rigidez de ancoragem tem um grande impacto sobre os resultados de distribuição de carga.

3 Resumo dos resultados

Ancoragens	Combinação de cargas	Máx. utilização	Status
	Combinação 1	51%	VÁLIDO

O cálculo da fixação cumpre o regulamento em vigor!

ANEXO III – ELEMENTOS DE CONSULTA



$$\mu = \frac{M_{ed}}{bh^2f_c} \quad v = \frac{N_{ed}}{bhf_c} \quad a = \frac{x}{h} \quad \zeta = \frac{c}{h}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{sd}}{bhf_c} \quad \omega_c = \frac{A_c f_{sd}}{bhf_c} \quad \beta = \frac{A_c}{A_s} \quad f_c = \eta f_{cd}$$

$$f_{cd} \leq 50$$

$$f_{td} = 500$$

$$\zeta = 0,1$$

$$\beta = 0,5$$

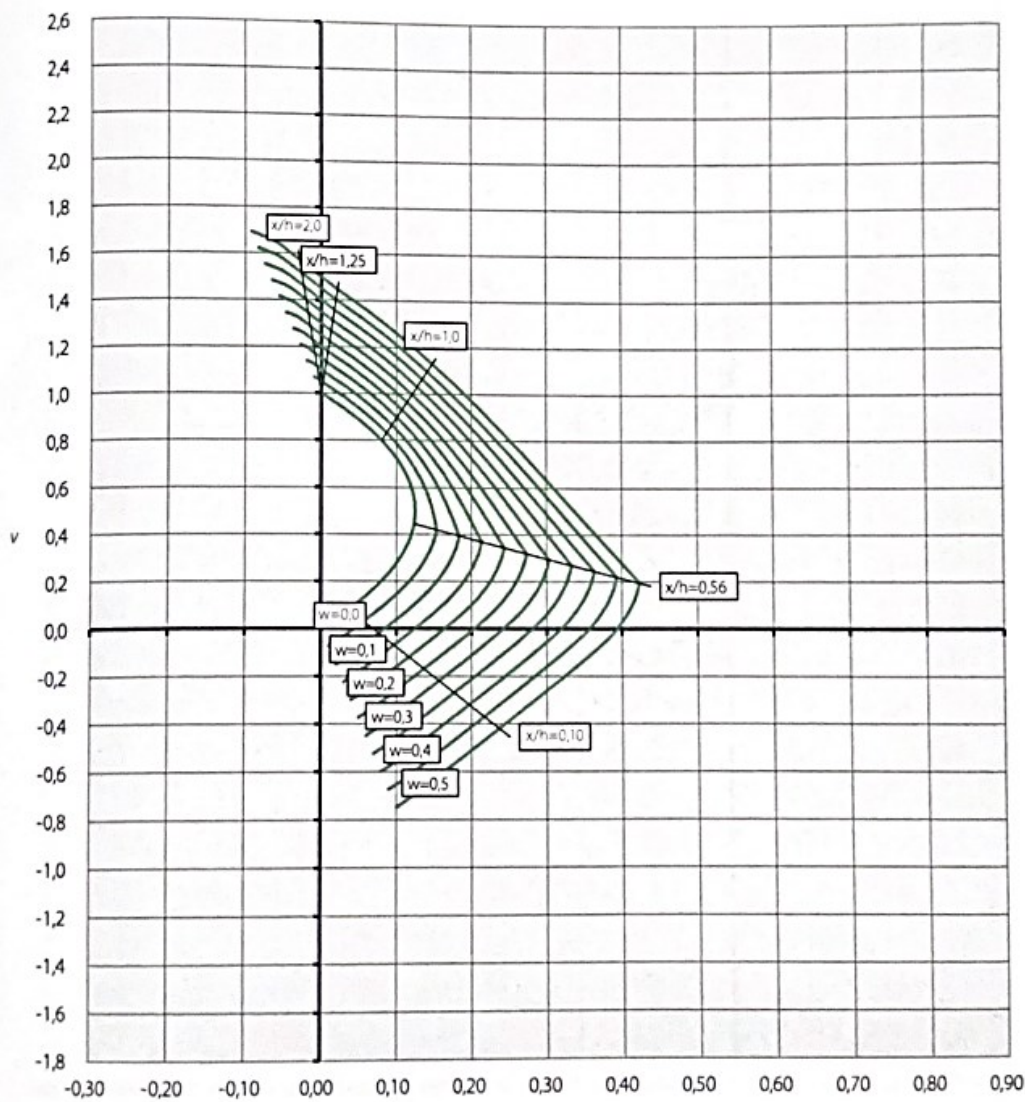
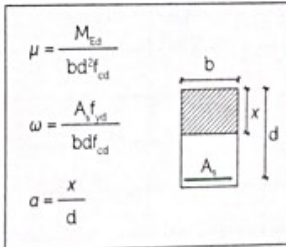


Tabela de dimensionamento de secções retangulares em flexão simples

μ	≤50		55		60		70		80		90	
	ω	α	ω	α	ω	α	ω	α	ω	α	ω	α
0.005	0.005	0.006	0.005	0.007	0.005	0.007	0.005	0.008	0.005	0.008	0.005	0.009
0.010	0.010	0.012	0.010	0.014	0.010	0.014	0.010	0.016	0.010	0.017	0.010	0.017
0.015	0.015	0.019	0.015	0.020	0.015	0.022	0.015	0.024	0.015	0.025	0.015	0.026
0.020	0.020	0.025	0.020	0.027	0.020	0.029	0.020	0.032	0.020	0.034	0.020	0.035
0.025	0.025	0.031	0.025	0.034	0.025	0.036	0.025	0.040	0.025	0.042	0.025	0.044
0.030	0.030	0.038	0.030	0.041	0.031	0.044	0.031	0.048	0.031	0.051	0.031	0.052
0.035	0.036	0.044	0.036	0.048	0.036	0.051	0.036	0.056	0.036	0.060	0.036	0.061
0.040	0.041	0.050	0.041	0.055	0.041	0.059	0.041	0.064	0.041	0.068	0.041	0.070
0.045	0.046	0.057	0.046	0.062	0.046	0.066	0.046	0.073	0.046	0.077	0.046	0.079
0.050	0.051	0.063	0.051	0.069	0.051	0.074	0.052	0.081	0.052	0.086	0.052	0.088
0.055	0.057	0.070	0.057	0.076	0.057	0.082	0.057	0.089	0.057	0.095	0.057	0.098
0.060	0.062	0.077	0.062	0.084	0.062	0.089	0.062	0.098	0.062	0.104	0.062	0.107
0.065	0.067	0.083	0.067	0.091	0.067	0.097	0.068	0.106	0.068	0.113	0.068	0.116
0.070	0.073	0.090	0.073	0.098	0.073	0.105	0.073	0.115	0.073	0.122	0.073	0.126
0.075	0.078	0.097	0.078	0.105	0.078	0.113	0.079	0.123	0.079	0.131	0.079	0.135
0.080	0.084	0.103	0.084	0.113	0.084	0.121	0.084	0.132	0.084	0.140	0.084	0.145
0.085	0.089	0.110	0.089	0.120	0.089	0.129	0.090	0.141	0.090	0.150	0.090	0.154
0.090	0.095	0.117	0.095	0.128	0.095	0.137	0.095	0.149	0.095	0.159	0.096	0.164
0.095	0.100	0.124	0.100	0.135	0.100	0.145	0.101	0.158	0.101	0.169	0.101	0.173
0.100	0.106	0.131	0.106	0.143	0.106	0.153	0.106	0.167	0.107	0.178	0.107	0.183
0.105	0.111	0.138	0.112	0.150	0.112	0.161	0.112	0.176	0.112	0.188	0.113	0.193
0.110	0.117	0.145	0.117	0.158	0.117	0.169	0.118	0.185	0.118	0.197	0.118	0.203
0.115	0.123	0.152	0.123	0.166	0.123	0.177	0.124	0.194	0.124	0.207	0.124	0.213
0.120	0.128	0.159	0.129	0.174	0.129	0.186	0.130	0.203	0.130	0.217	0.130	0.223
0.125	0.134	0.166	0.135	0.181	0.135	0.194	0.135	0.213	0.136	0.227	0.136	0.234
0.130	0.140	0.173	0.140	0.189	0.141	0.203	0.141	0.222	0.142	0.237	0.142	0.244
0.135	0.146	0.180	0.146	0.197	0.147	0.211	0.147	0.231	0.148	0.247	0.148	0.254
0.140	0.152	0.188	0.152	0.205	0.153	0.220	0.153	0.241	0.154	0.257	0.154	0.265
0.145	0.158	0.195	0.158	0.213	0.159	0.228	0.159	0.250	0.160	0.267	0.161	0.275
0.150	0.164	0.202	0.164	0.221	0.165	0.237	0.166	0.260	0.166	0.278	0.167	0.286
0.155	0.170	0.210	0.170	0.230	0.171	0.246	0.172	0.270	0.173	0.288	0.173	0.297
0.160	0.176	0.217	0.176	0.238	0.177	0.255	0.178	0.279	0.179	0.299	0.179	0.308
0.165	0.182	0.225	0.183	0.246	0.183	0.264	0.184	0.289	0.185	0.309	0.186	0.319
0.170	0.188	0.232	0.189	0.255	0.189	0.273	0.191	0.299	0.192	0.320		
0.175	0.194	0.240	0.195	0.263	0.196	0.282	0.197	0.309				
0.180	0.201	0.248	0.201	0.271	0.202	0.291	0.204	0.319				
0.185	0.207	0.256	0.208	0.280	0.209	0.300	0.210	0.330				
0.190	0.213	0.264	0.214	0.289	0.215	0.310						
0.195	0.220	0.272	0.221	0.298	0.222	0.319						
0.200	0.226	0.280	0.227	0.306	0.228	0.328						
0.205	0.233	0.288	0.234	0.315	0.235	0.338						
0.210	0.239	0.296	0.241	0.324								
0.215	0.246	0.304	0.247	0.333								
0.220	0.253	0.312	0.254	0.342								
0.225	0.260	0.321	0.261	0.352								
0.230	0.266	0.329										
0.235	0.273	0.338										
0.240	0.280	0.346										
0.245	0.287	0.355										
0.250	0.295	0.364										
0.255	0.302	0.373										
0.260	0.309	0.382										
0.265	0.316	0.391										
0.270	0.324	0.400										
0.275	0.331	0.409										
0.280	0.339	0.419										
0.285	0.347	0.428										
0.290	0.355	0.438										
0.295	0.363	0.448										
0.300	0.371	0.458										



$\alpha_e = 10$

$\alpha e = E_s/E_c$

ρ (%)	α	C_c	C_s	ζ
0,10	0,132	15,87	1045,94	0,956
0,12	0,143	14,65	875,16	0,952
0,14	0,154	13,70	752,91	0,949
0,16	0,164	12,93	661,05	0,945
0,18	0,173	12,30	589,47	0,942
0,20	0,181	11,76	532,10	0,940
0,22	0,189	11,30	485,09	0,937
0,24	0,196	10,90	445,86	0,935
0,26	0,204	10,54	412,61	0,932
0,28	0,210	10,23	384,07	0,930
0,30	0,217	9,94	359,30	0,928
0,32	0,223	9,69	337,59	0,926
0,34	0,229	9,46	318,42	0,924
0,36	0,235	9,24	301,36	0,922
0,38	0,240	9,05	286,07	0,920
0,40	0,246	8,87	272,30	0,918
0,42	0,251	8,70	259,82	0,916
0,44	0,256	8,54	248,47	0,915
0,46	0,261	8,40	238,09	0,913
0,48	0,266	8,26	228,56	0,911
0,50	0,270	8,14	219,79	0,910
0,52	0,275	8,02	211,69	0,908
0,54	0,279	7,90	204,18	0,907
0,56	0,283	7,80	197,19	0,906
0,58	0,287	7,69	190,69	0,904
0,60	0,292	7,60	184,61	0,903
0,62	0,296	7,51	178,92	0,901
0,64	0,299	7,42	173,58	0,900
0,66	0,303	7,34	168,55	0,899
0,68	0,307	7,26	163,82	0,898
0,70	0,311	7,18	159,36	0,896
0,72	0,314	7,11	155,14	0,895
0,74	0,318	7,04	151,14	0,894
0,76	0,321	6,97	147,36	0,893
0,78	0,325	6,91	143,76	0,892
0,80	0,328	6,85	140,34	0,891
0,82	0,331	6,79	137,08	0,890
0,84	0,334	6,73	133,98	0,889
0,86	0,338	6,68	131,02	0,887
0,88	0,341	6,62	128,19	0,886
0,90	0,344	6,57	125,49	0,885
0,92	0,347	6,52	122,90	0,884
0,94	0,350	6,47	120,42	0,883
0,96	0,353	6,43	118,04	0,882
0,98	0,355	6,38	115,76	0,882
1,00	0,358	6,34	113,56	0,881
1,02	0,361	6,30	111,45	0,880
1,04	0,364	6,26	109,42	0,879

ρ (%)	α	C_c	C_s	ζ
1,06	0,366	6,22	107,47	0,878
1,08	0,369	6,18	105,58	0,877
1,10	0,372	6,14	103,77	0,876
1,12	0,374	6,10	102,02	0,875
1,14	0,377	6,07	100,32	0,874
1,16	0,379	6,03	98,69	0,874
1,18	0,382	6,00	97,11	0,873
1,20	0,384	5,97	95,58	0,872
1,22	0,387	5,94	94,10	0,871
1,24	0,389	5,90	92,67	0,870
1,26	0,392	5,87	91,28	0,869
1,28	0,394	5,84	89,93	0,869
1,30	0,396	5,82	88,63	0,868
1,32	0,398	5,79	87,36	0,867
1,34	0,401	5,76	86,13	0,866
1,36	0,403	5,73	84,94	0,866
1,38	0,405	5,71	83,78	0,865
1,40	0,407	5,68	82,65	0,864
1,42	0,410	5,66	81,56	0,863
1,44	0,412	5,63	80,49	0,863
1,46	0,414	5,61	79,45	0,862
1,48	0,416	5,58	78,44	0,861
1,50	0,418	5,56	77,46	0,861
1,52	0,420	5,54	76,50	0,860
1,54	0,422	5,52	75,56	0,859
1,56	0,424	5,49	74,65	0,859
1,58	0,426	5,47	73,76	0,858
1,60	0,428	5,45	72,90	0,857
1,62	0,430	5,43	72,05	0,857
1,64	0,432	5,41	71,23	0,856
1,66	0,434	5,39	70,42	0,855
1,68	0,436	5,37	69,63	0,855
1,70	0,437	5,35	68,86	0,854
1,72	0,439	5,33	68,11	0,854
1,74	0,441	5,32	67,38	0,853
1,76	0,443	5,30	66,66	0,852
1,78	0,445	5,28	65,96	0,852
1,80	0,446	5,26	65,27	0,851
1,82	0,448	5,25	64,60	0,851
1,84	0,450	5,23	63,94	0,850
1,86	0,452	5,21	63,29	0,849
1,88	0,453	5,20	62,66	0,849
1,90	0,455	5,18	62,04	0,848
1,92	0,457	5,17	61,44	0,848
1,94	0,458	5,15	60,84	0,847
1,96	0,460	5,13	60,26	0,847
1,98	0,462	5,12	59,69	0,846
2,00	0,463	5,11	59,13	0,846

$\alpha = x/d$

$\rho = A_s/bd \quad \zeta = z/d$

$\sigma_s = C_s \frac{M}{bd^2}$

$\sigma_c = C_c \frac{M}{bd^2}$