



Projeto de Estabilidade de um Edifício em Betão Armado

ANDRÉ FILIPE SILVA TEIXEIRA

julho de 2026

Projeto de Estabilidade de um Edifício em Betão Armado

André Filipe Silva Teixeira

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

Orientador: Isabel Maria Alvim Teles

Júri:

Presidente:

Professora Maria do Rosário Oliveira, Professora Adjunta, ISEP

Vogais:

Professor Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira, Professor Adjunto, ISEP

Professora 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, 10 de Julho de 2026

André Filipe Silva Teixeira

Resumo

Este documento constitui o relatório final da unidade curricular de Projeto, detalhando o desenvolvimento do projeto de estabilidade de um edifício em betão armado. O documento descreve as várias fases do processo: desde a conceção da solução estrutural e pré-dimensionamento até à modelação computacional, dimensionamento final e elaboração das peças escritas e desenhadas. Para a execução deste trabalho, mobilizaram-se competências transversais adquiridas no percurso académico — com particular enfoque na área das estruturas — aliando o uso de ferramentas de cálculo automático (Robot Structural Analysis) aos métodos de verificação analítica tradicionais.

Palavras-chave: Robot Structural Analysis, Pré-dimensionamento, Betão Armado

Abstract

This document constitutes the final report for the Project course unit, detailing the development of the structural stability project for a reinforced concrete building. The report describes the various stages of the process: from the conception of the structural solution and preliminary sizing to computational modeling, final design, and the preparation of written and drawn documentation. For the execution of this work, transversal skills acquired throughout the academic path were mobilized — with a particular focus on the field of structures — combining the use of automated calculation tools (Robot Structural Analysis) with traditional analytical verification methods.

Keywords: Robot Structural Analysis, Preliminary Sizing, Reinforced Concrete

Agradecimentos

À minha mãe, meu irmão e minha namorada pelo o apoio incondicional.

Aos meus colegas e amigos pelo espírito de entreaajuda e pelos momentos partilhados.

Também à minha orientadora, Engenheira Isabel Maria Alvim Teles, pela orientação, rigor técnico e disponibilidade demonstrada ao longo do projeto.

Índice de Texto

1	Introdução	1
1.1	Considerações Iniciais.....	1
1.2	Descrição do Trabalho	1
1.3	Projeto de Arquitetura	1
2	Projeto de Estruturas.....	5
2.1	Solução Estrutural	5
2.2	Bases do Projeto.....	6
2.3	Tempo de Vida Útil do Projeto	7
2.4	Classe de Exposição	7
2.5	Ações de Cálculo	7
2.5.1	Ações Permanentes	8
2.5.2	Ações Variáveis	9
2.5.2.1	Sobrecargas de Utilização.....	10
2.5.2.2	Vento	10
2.5.3	Sismo	17
3	Modelação no Robot	25
3.1	Betão Fendilhado	25
3.2	Lajes e Paredes.....	26
3.3	Vigas e Pilares.....	27
3.4	Escadas Circulares	28
3.5	Condições de Apoio.....	30
3.6	Ações no Robot	30
3.7	Combinações de Ações.....	31
3.7.1	Estado Limite Último	32
3.7.2	Estado Limite Serviço	33
4	Análise Estrutural.....	35

4.1	Disposições Construtivas	36
4.1.1	Recobrimento de Armaduras	36
4.1.2	Distância mínima entre varões	37
4.1.3	Diâmetro mínimo de dobragem de varões.....	37
4.1.4	Comprimentos de amarração dos varões.....	38
4.1.5	Comprimento de emenda de armaduras	40
4.2	Verificação do Estado Limite Último.....	41
4.2.1	Dimensionamento das Lajes.....	41
4.2.2	Dimensionamento das Vigas	46
4.2.3	Dimensionamento dos Pilares e Paredes.....	49
4.2.4	Dimensionamento das Sapatas	52
4.3	Verificação do Estado Limite de Serviço	55
4.3.1	Deformação.....	55
4.3.2	Fendilhação	56
5	Considerações Finais.....	61

Índice de Figuras

Figura 1-1 - Planta da arquitetura do Piso 0	2
Figura 1-2 - Planta da arquitetura do Piso 1	3
Figura 1-3 - Planta da arquitetura da Cobertura.....	3
Figura 1-4 – Arquitetura - Corte A do edifício.....	4
Figura 1-5 – Arquitetura - Corte B do edifício	4
Figura 2-1 – Modelo da estrutura no programa Robot (Vista 1)	5
Figura 2-2 - Modelo da estrutura no programa Robot (Vista 2)	6
Figura 2-3 – NP EN 1991-1-1-4, Ações em estruturas – Ações do vento: Representação do coeficiente de exposição $C_e(z)$ para $C_o=1,0$ e $K_1=1,0$	11
Figura 2-4 - NP EN 1991-1-1-4, Ações em estruturas – Ações do vento: Altura de referência em função de h e b	12
Figura 2-5 - NP EN 1991-1-1-4, Ações em estruturas – Ações do vento: Zonas de cálculo do C_{pe}	13
Figura 2-6 – Representação do vento na direção x	13
Figura 2-7 - NP EN 1991-1-1-4, Ações em estruturas – Ações do vento: Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior	14
Figura 2-8 – Representação do vento na direção Y	14
Figura 2-9 – Vento na direção $x+$	15
Figura 2-10 – Vento na direção $x-$	16
Figura 2-11 – Vento na direção $y+$	16
Figura 2-12 – Vento na direção $y-$	17
Figura 2-13 – Parâmetros do espectro de resposta horizontal	18
Figura 2-14 – Definição da ação sísmica tipo 1	19
Figura 2-15 - Definição da ação sísmica tipo 2.....	20
Figura 2-16 - Espectro de resposta horizontal $S_e(T)$	20
Figura 2-17 - Espectro de resposta horizontal $S_d(T)$	21
Figura 2-18 – Espectro de cálculo $S_d(T)$ resposta horizontal, obtido no Robot	21
Figura 2-19 – Modo de vibração 1 (direção Y)	23
Figura 2-20 - Modo de vibração 3 (direção X).....	23
Figura 3-1 – Definição da secção da laje maciça	26
Figura 3-2 – Definição da secção da parede	26

Figura 3-3 – Secção Maps no Robot Structural Analysis.....	26
Figura 3-4 – Definição das propriedades da secção das vigas	27
Figura 3-5 - Definição das propriedades da secção dos pilares	28
Figura 3-6 - Secção Diagrams for members no Robot Structural Analysis.....	28
Figura 3-7 – Definição da polyline no contorno das escadas no Robot	29
Figura 3-8 – Modelação final das escadas circulares	29
Figura 3-9 – Modelação dos apoios dos pilares	30
Figura 3-10 - Modelação dos apoios das paredes.....	30
Figura 3-11- Exemplo de cargas atuantes na laje de cobertura.....	31
Figura 4-1 – Laje da cobertura – Momentos para cálculo da armadura superior paralela a X..	42
Figura 4-2 - Laje da cobertura – Momentos para cálculo da armadura superior paralela a Y ..	43
Figura 4-3 - Laje da cobertura – Momentos para cálculo da armadura inferior paralela a X....	43
Figura 4-4 - Laje da cobertura – Momentos para cálculo da armadura inferior paralela a Y	44
Figura 4-5 - Laje do Piso 1 – Momentos para cálculo da armadura superior paralela a X	44
Figura 4-6 - Laje do Piso 1 – Momentos para cálculo da armadura superior paralela a Y.....	45
Figura 4-7 - Laje do Piso 1 – Momentos para cálculo da armadura inferior paralela a X.....	45
Figura 4-8 - Laje do Piso 1 – Momentos para cálculo da armadura inferior paralela a Y	46
Figura 4-9 - Momentos atuantes nas vigas da Cobertura	48
Figura 4-10 - Momentos atuantes nas vigas do Piso 1	48
Figura 4-11 - Mapa de deformações instantâneas da laje de cobertura (com $E/2$) (mm).....	56
Figura 4-12 - Mapa de deformações instantâneas a longo prazo da laje do 1º Piso (com $E/2$) (mm).....	56
Figura 4-13 - NP EN 1992-1-1, Projeto de estruturas de betão - Regras gerais e regras para edifícios: Valores recomendados W_{max}	57
Figura 4-14 - Mapa de largura das fendas da cobertura a longo prazo na direção X-.....	57
Figura 4-15 - Mapa de largura das fendas da cobertura a longo prazo na direção Y-.....	58
Figura 4-16 - Mapa de largura das fendas da cobertura a longo prazo na direção X+	58
Figura 4-17 - Mapa de largura das fendas da cobertura a longo prazo na direção Y+	58
Figura 4-18 - Mapa de largura das fendas do 1º Piso a longo prazo na direção X-	59
Figura 4-19 - Mapa de largura das fendas do 1º Piso a longo prazo na direção Y-	59
Figura 4-20 - Mapa de largura das fendas do 1º Piso a longo prazo na direção X+.....	59
Figura 4-21 - Mapa de largura das fendas do 1º Piso a longo prazo na direção Y+.....	60

Índice de Tabelas

Tabela 2-1 – Tabela de cargas permanentes na zona interior do piso 1	8
Tabela 2-2 – Tabela de cargas permanentes na zona das escadas	9
Tabela 2-3 – Tabela de cargas permanentes na zona exterior da cobertura	9
Tabela 2-4 – Modos de vibração, frequências e percentagens de participação de massa	22
Tabela 4-1 - NP EN 1992-1-1, Projeto de estruturas de betão - Regras gerais e regras para edifícios: Diâmetro mínimo do mandril a fim de evitar danificar a armadura	37
Tabela 4-2 – Comprimentos de amarração dos varões (boas condições)	39
Tabela 4-3 – Comprimentos de amarração dos varões (outros casos).....	40
Tabela 4-4 - Comprimentos de emendas das armaduras	41
Tabela 4-5 - Folha de cálculo de Vigas à flexão.....	49
Tabela 4-6 - Folha de cálculo de Vigas ao esforço transverso	49
Tabela 4-7 - Folha de cálculo de Pilares	52
Tabela 4-8 – Folha de cálculo de uma sapata	55

1 Introdução

1.1 Considerações Iniciais

Este trabalho detalha o desenvolvimento do projeto de estabilidade de um edifício administrativo localizado em Vila do Conde. O objetivo principal consistiu na definição de uma solução estrutural que assegurasse a segurança regulamentar, respeitando integralmente as condicionantes de arquitetura.

O documento descreve as etapas fundamentais do processo — desde a conceção e pré-dimensionamento até ao cálculo final (incluindo a análise sísmica) e detalhes construtivos — consolidando as competências adquiridas ao longo do percurso académico no ISEP.

Dada a relevância das ferramentas digitais na engenharia moderna, utilizou-se o programa informático de cálculo Robot Structural Analysis para a modelação e análise estrutural, garantindo a verificação rigorosa dos Estados Limites Últimos (ELU) e de Utilização (ELS).

1.2 Descrição do Trabalho

O presente documento encontra-se estruturado nos seguintes capítulos:

Capítulo 1 – Introdução

Capítulo 2 – Projeto de Estruturas

Capítulo 3 – Sismo

Capítulo 4 – Modelação no Robot

Capítulo 5 – Análise Estrutural

Capítulo 6 – Considerações Finais

1.3 Projeto de Arquitetura

Para a execução deste trabalho foi utilizado um projeto de Arquitetura de um edifício administrativo. O edifício em questão possui três níveis: um piso térreo, o 1º piso e a cobertura e tem uma área de implantação de 572 m². É constituído por 2 blocos retangulares com aproximadamente 16.9 m x 14.9 m unidos no meio por um bloco com circulações verticais (escada e elevadores) com dimensão em planta de 6.75 m x 9.64 m.

INTRODUÇÃO

O Piso 0 está implantado à cota 0,00 m e inclui zonas como ginásio, balneários, salas de EPI e SADI (Sala de Apoio à Decisão e Informação), além de espaços administrativos (sala *open space* e de reuniões) e áreas de apoio. O pé-direito livre é variável, sendo condicionado pela instalação de tetos falsos: estabelece-se em 3,00 m no ginásio, e reduz-se para 2,50 m nos balneários e instalações sanitárias. Para comunicação vertical existem dois núcleos de escadas, uma caixa de elevador e um monta-cargas.

O Piso 1, localizado à cota 4,20 m, tem zonas como o átrio, instalações sanitárias, cantina, salas de reuniões e espaços de trabalho em *open space*. Este piso apresenta um pé-direito livre de 3,30 m até ao teto falso.

A cobertura é não acessível e encontra-se à cota 8,40 m, possuindo uma platibanda de 0.95 m de altura.

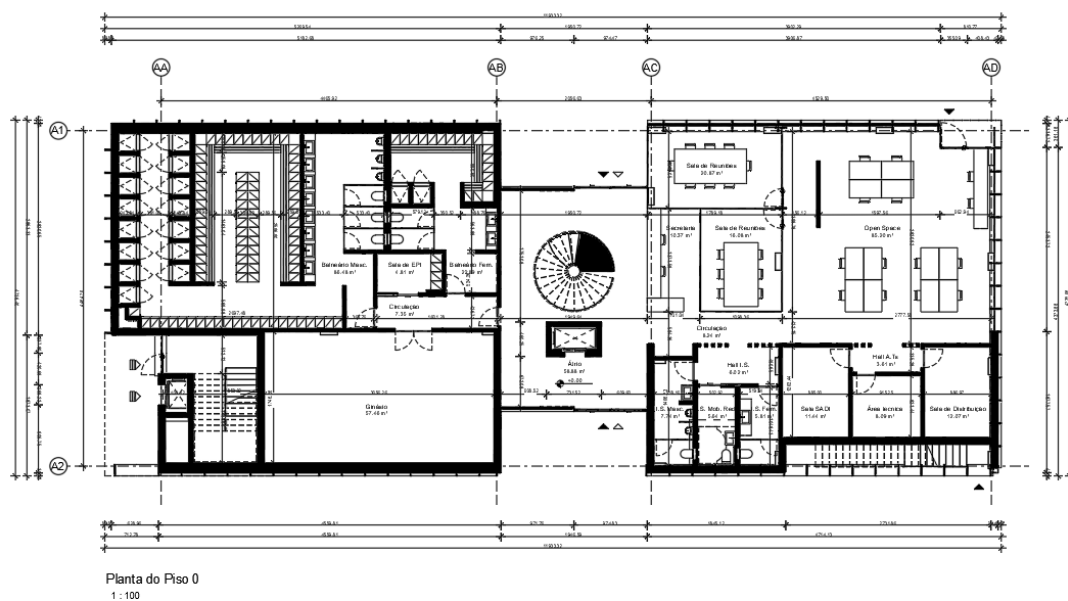
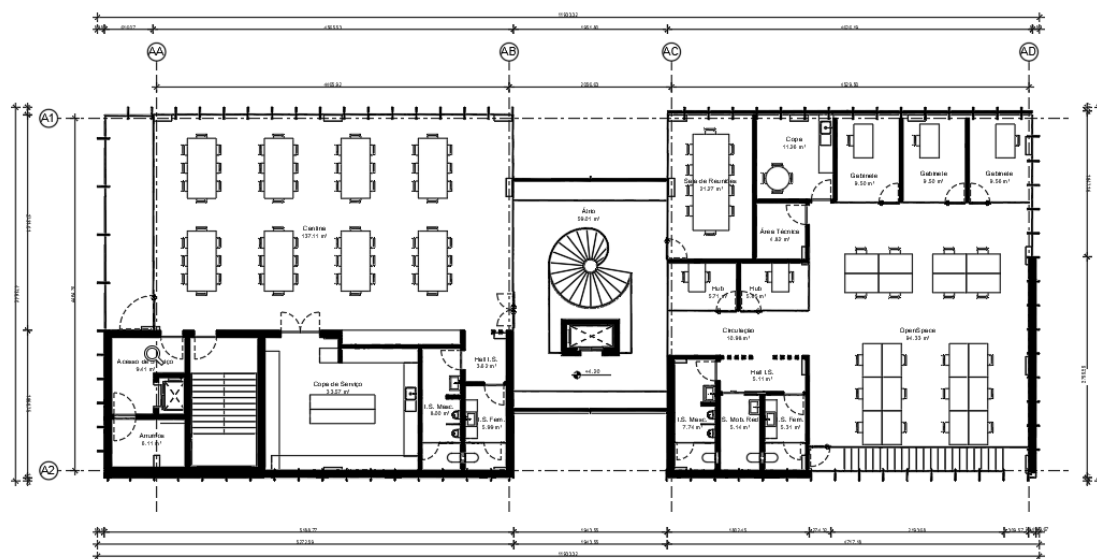


Figura 1-1 - Planta da arquitetura do Piso 0



Planta Piso 1
1 : 100

Figura 1-2 - Planta da arquitetura do Piso 1

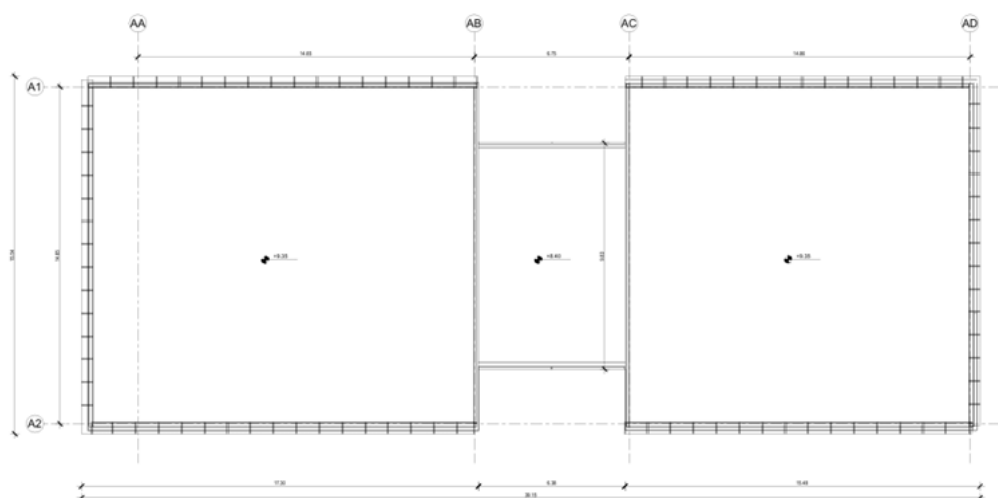


Figura 1-3 - Planta da arquitetura da Cobertura

INTRODUÇÃO



Figura 1-4 – Arquitetura - Corte A do edifício

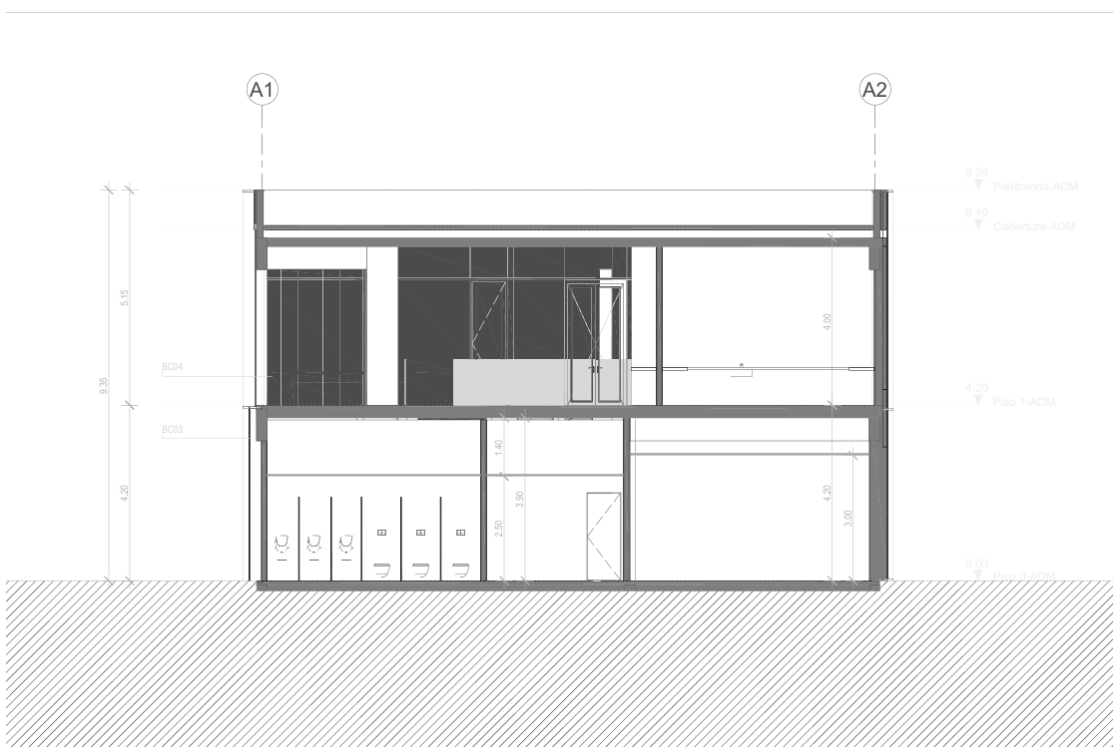


Figura 1-5 – Arquitetura - Corte B do edifício

2 Projeto de Estruturas

2.1 Solução Estrutural

A definição da estrutura teve como ponto de partida uma análise detalhada do projeto de arquitetura, procurando garantir que a disposição dos elementos estruturais respeitasse as condicionantes estéticas e funcionais. O desenvolvimento da solução focou-se no equilíbrio entre três pilares fundamentais: segurança, conforto dos utilizadores e viabilidade económica, sendo este último um fator decisivo na tomada de decisão.

Dada a geometria retangular do edifício, optou-se por uma estruturação baseada em pórticos paralelos. A conceção baseou-se numa malha ortogonal de eixos que definem o esqueleto da estrutura.

As lajes do 1º piso e da cobertura vão ser lajes maciças.

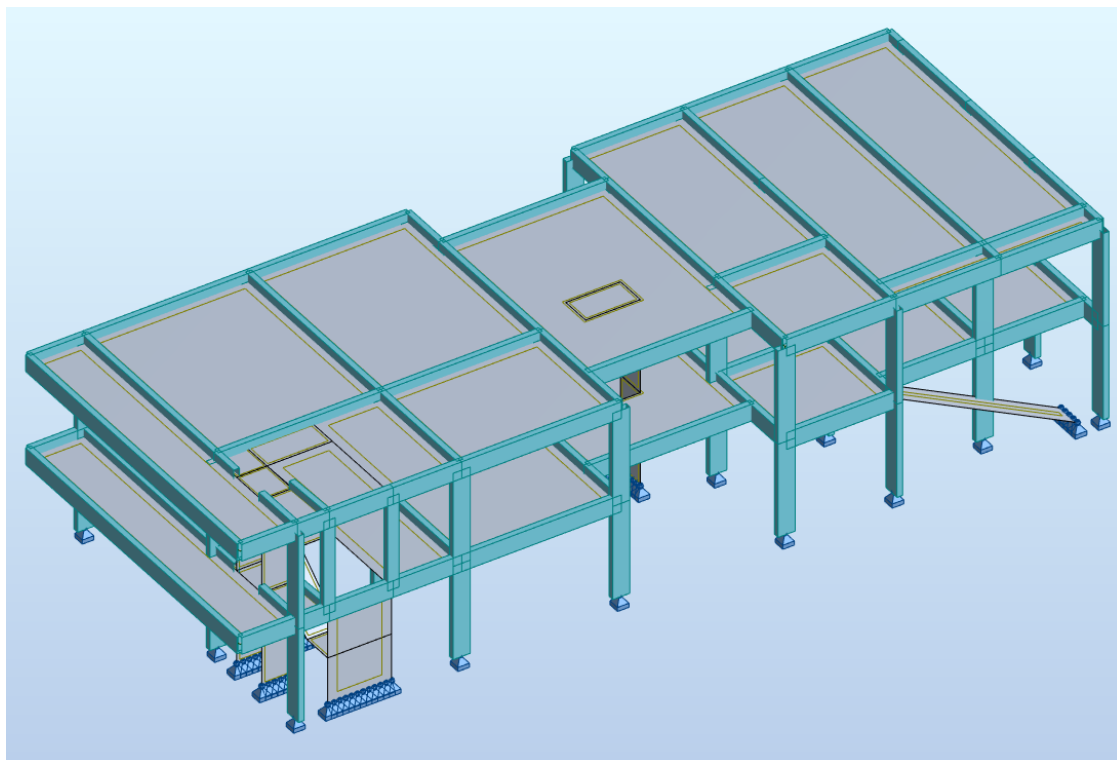


Figura 2-1 – Modelo da estrutura no programa Robot (Vista 1)

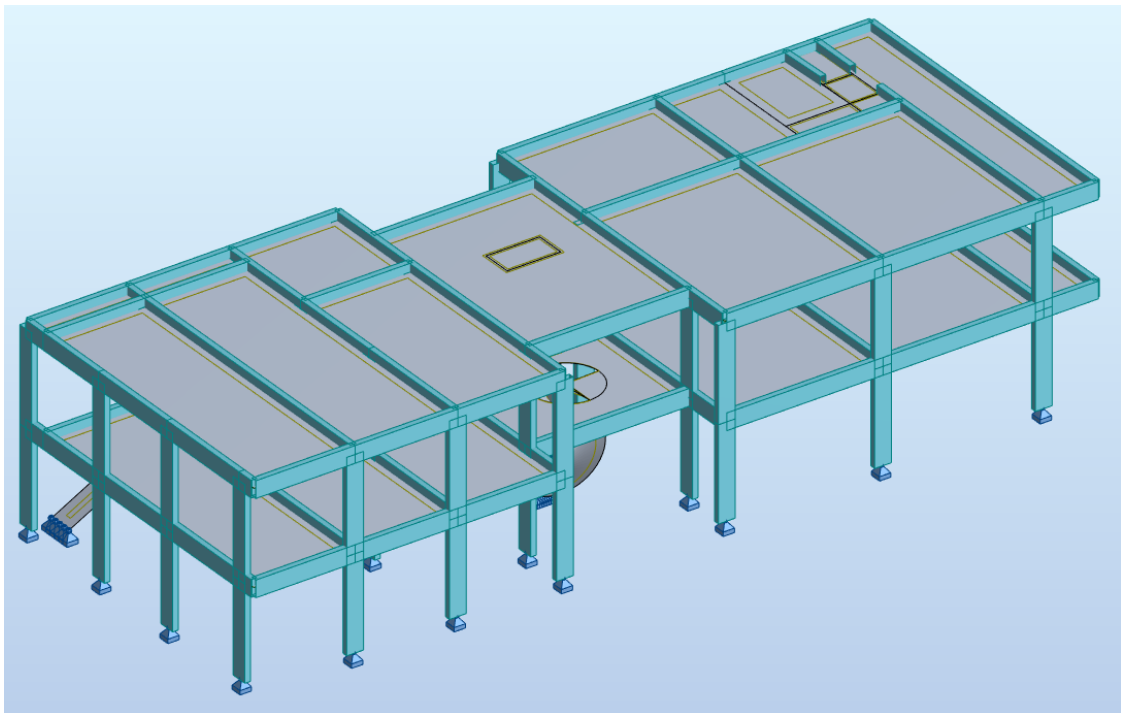


Figura 2-2 - Modelo da estrutura no programa Robot (Vista 2)

2.2 Bases do Projeto

A definição do sistema estrutural e a seleção dos materiais de construção não são decisões arbitrárias: devem cumprir exigências normativas fundamentais que variam consoante o contexto do empreendimento. Entre os fatores determinantes, destacam-se a vida útil pretendida para a estrutura e a localização geográfica, que é decisiva para o cálculo das forças da natureza, como o vento e o sismo. Adicionalmente, a classe de exposição ambiental define a qualidade e durabilidade do betão a especificar para a obra, enquanto o tipo de ocupação do edifício estabelece as sobrecargas de utilização que a estrutura terá de suportar.

Os regulamentos que serviram de base para a elaboração do projeto foram os seguintes:

- Eurocódigo 1, Parte 1-4
- Eurocódigo 2, Parte 1-1
- Eurocódigo 7, Parte 1
- Eurocódigo 8, Parte 1
- REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

2.3 Tempo de Vida Útil do Projeto

A longevidade prevista para uma estrutura é definida em função da sua utilização final, conforme estipulado no Quadro 2.1 do Eurocódigo 0. No caso presente, tratando-se de um edifício de serviços, o período de vida útil de projeto fixado foi de 50 anos. Este referencial temporal enquadra o edifício na classe estrutural S4, parâmetro que irá condicionar as exigências de durabilidade e os recobrimentos das armaduras.

2.4 Classe de Exposição

As condições de exposição ambiental definem os agentes químicos e físicos a que a estrutura será submetida, para além das solicitações de natureza mecânica. De acordo com a classificação do Quadro 4.1 do Eurocódigo 2, adotou-se a classe de exposição XC3. Esta classe refere-se à corrosão induzida por carbonatação em ambientes com humidade moderada, sendo a escolha adequada para estruturas de betão armado protegidas da chuva direta, mas expostas à humidade exterior, garantindo assim a durabilidade necessária para o tempo de vida útil definido.

2.5 Ações de Cálculo

A etapa que antecede o pré-dimensionamento consiste na quantificação rigorosa das ações incidentes na estrutura. De acordo com a sua natureza, as ações podem ser categorizadas como:

- Ações Diretas: Correspondem ao sistema de forças externas aplicadas diretamente sobre os elementos estruturais.
- Ações Indiretas: Referem-se a deformações ou acelerações impostas à estrutura, resultantes de fenómenos como variações térmicas e higrométricas, assentamentos diferenciais de fundações ou a ação sísmica.

Quanto à sua variação no tempo, as ações são classificadas em permanentes, variáveis e acidentais.

No âmbito deste projeto, as ações permanentes subdividem-se em:

- **Peso Próprio:** Refere-se à massa dos elementos estruturais. Adotou-se o valor de 25 kN/m³ para o peso volúmico do betão armado.
- **Restantes Cargas Permanentes (RCP):** Incluem o peso de todos os componentes não estruturais que integram o edifício, nomeadamente: revestimentos de piso, divisórias interiores, panos de fachada, elementos de impermeabilização.

Apresenta-se, de seguida, a discriminação destas cargas por cada nível do edifício.

2.5.1 Ações Permanentes

- **Piso 1**

Pé direito: 3.30 m

Tabela 2-1 – Tabela de cargas permanentes na zona interior do piso 1

Material	Espessura (cm)	Peso
Parede divisória simples + reboco	2,5 + 10 + 2,5	2,1 kN/m ²
Pedra natural	2,5	0,65 kN/m ²
Betonilha	7,5	1,5 kN/m ²
Manta Acústica	4,0	0,25 kN/m ²
Fachada de Vidro (Vidro Duplo + caixa de ar + Estrutura de Alumínio)	6 + 12 + 6	2,30 kN/m ²
Fachada (Pedra + Caixa de ar + Tijolo Furado)	4 + 25 + 11	7,15 kN/m ²

- Escadas**

Tabela 2-2 – Tabela de cargas permanentes na zona das escadas

Material	Espessura (cm)	Altura Escadas	Peso
Degraus	8,5	17	2,1 kN/m ²
Pedra natural	3		1,00 kN/m ²
Guarda-corpos	-		0,50 kN/m ²
Reboco	1,5		0,30 kN/m ²

- Cobertura**

Tabela 2-3 – Tabela de cargas permanentes na zona exterior da cobertura

Material	Espessura (cm)	Peso
Godo + Geotêxtil	6	1,10 kN/m ²
Betão de regularização	8	1,70 kN/m ²
Telas de Impermeabilização	1	0,15 kN/m ²
Isolamento Térmico	5	0,05 kN/m ²
Painéis Solares + Estrutura	-	0,25 kN/m ²
Reboco	2	0,40 kN/m ²
Teto Falso	1,25	0,25 kN/m ²

2.5.2 Ações Variáveis

As ações variáveis designam as cargas cuja oscilação de intensidade ao longo do tempo é significativa. Enquadram-se nesta categoria as sobrecargas de utilização, a ação do vento e a ação sísmica.

2.5.2.1 Sobrecargas de Utilização

Os valores característicos das sobrecargas são determinados com base na tipologia da área em análise, seguindo as diretrizes do Eurocódigo 1 (Quadro 6.1). Estas categorias variam consoante o uso específico de cada espaço, estando as zonas deste edifício distribuídas da seguinte forma:

- Piso 1 – Escritórios $Q_k=3 \text{ kN/m}^2$
- Cobertura não acessível (Categoria H) $Q_k=0.4 \text{ kN/m}^2$
- Escadas $Q_k=3 \text{ kN/m}^2$

2.5.2.2 Vento

A quantificação da ação do vento foi realizada em conformidade com o Eurocódigo 1 – Parte 1-4.

Para efeitos de determinação da velocidade básica de referência ($v_{b,0}$), o território nacional encontra-se dividido em duas regiões distintas: Zona A e Zona B. Uma vez que a estrutura em análise se localiza a mais de 5 km da costa, esta enquadra-se na Zona A. Para esta localização, o valor regulamentar da velocidade básica de referência do vento é de 27 m/s.

O cálculo do valor de referência da velocidade do vento, v_b , é efetuado através da seguinte expressão:

$$V_b = V_{b,0} \times C_{dir} \times C_{season} \quad (2.1)$$

$$C_{dir} = 1.0$$

$$C_{season} = 1.0$$

$$V_b = V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Relativamente à rugosidade do terreno, este enquadra-se na Categoria II. Esta classificação define áreas caracterizadas por vegetação rasteira (como pastagens) e a presença de obstáculos isolados, tais como árvores ou edificações, cuja distância de separação entre si é, no mínimo, equivalente a 20 vezes a sua respetiva altura.

O edifício tem as seguintes dimensões: 37.5 m (x), 14.15 m (y), 8.4 m (z).

Categoria do Terreno II – zona de pouca habitação com vegetação rasteira e $z=8.4\text{m}$. Pela

análise da figura 4.2 do Eurocódigo 1-1-4, determina-se que o valor do coeficiente de exposição é de 2.35.

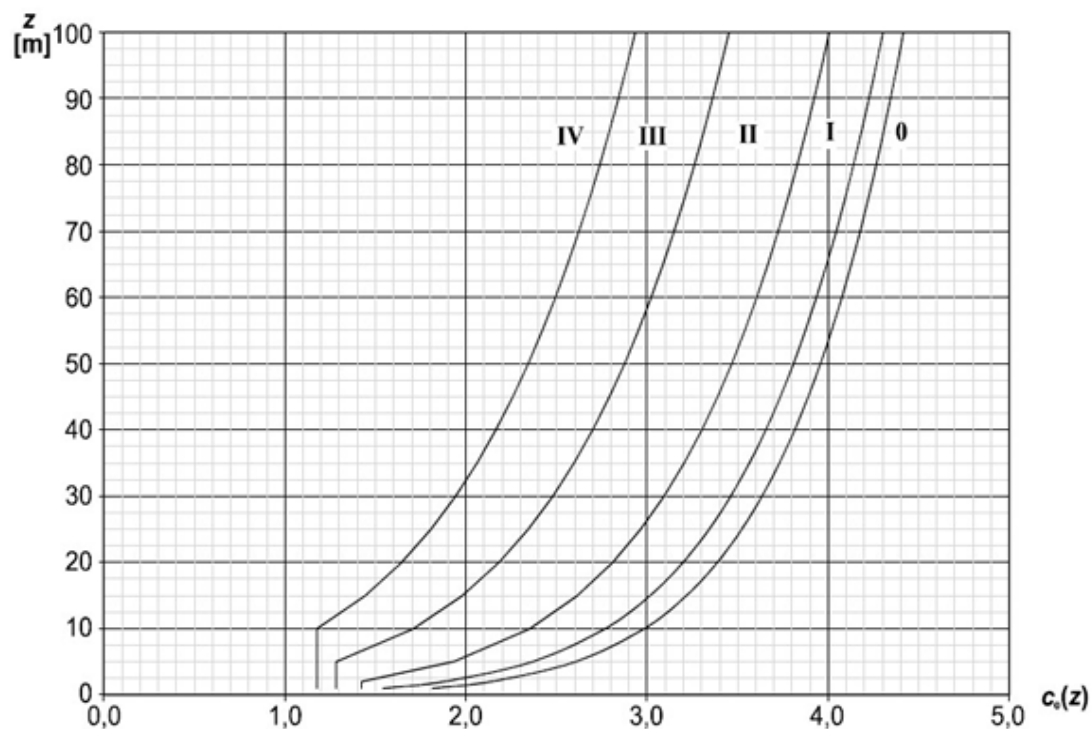


Figura 2-3 – NP EN 1991-1-1-4, Ações em estruturas – Ações do vento: Representação do coeficiente de exposição $C_e(z)$ para $C_0=1,0$ e $K_1=1,0$

Pressão dinâmica de pico:

$$q_p = q_b \times C_e(z) \quad (2.2)$$

$$q_p = 455,625 \times 2,35 = 1070,72 \text{ Pa} = 1,07 \text{ kPa}$$

q_p – pressão dinâmica de pico

q_b – pressão dinâmica de referência

$C_e(z)$ – coeficiente de exposição

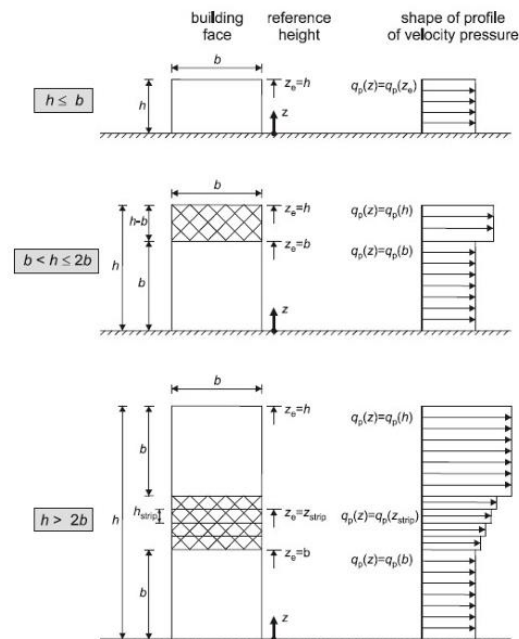


Figura 2-4 - NP EN 1991-1-1-4, Ações em estruturas – Ações do vento: Altura de referência em função de h e b

A definição dos coeficientes de pressão exterior é influenciada pelas dimensões da fachada ou do componente sob carga. Diferenciam-se os coeficientes locais ($C_{pe,1}$), aplicados a áreas de 1 m^2 , dos coeficientes globais $C_{pe,10}$, destinados a superfícies de 10 m^2 . Visto que o cálculo incide sobre fachadas exteriores com dimensões superiores a 10 m^2 , adotaram-se os coeficientes globais. Este processo exigiu a delimitação prévia das respectivas zonas de pressão na estrutura.

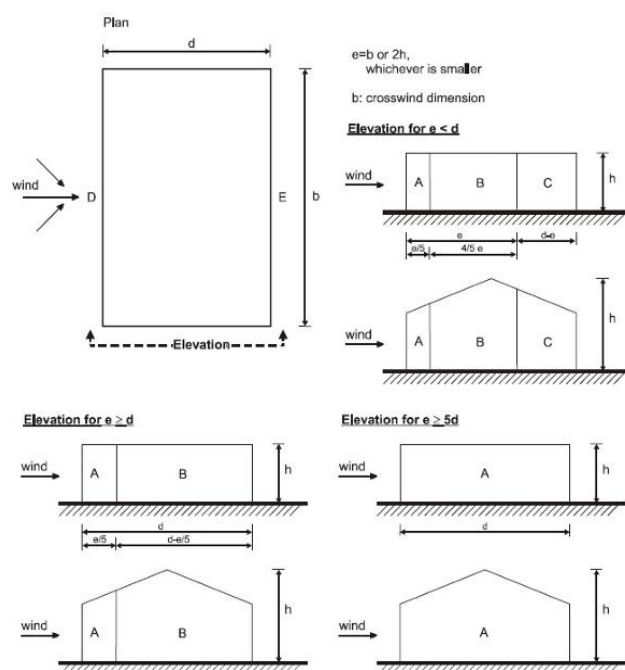


Figura 2-5 - NP EN 1991-1-1-4, Ações em estruturas – Ações do vento: Zonas de cálculo do C_{pe}

- Vento na direção x**

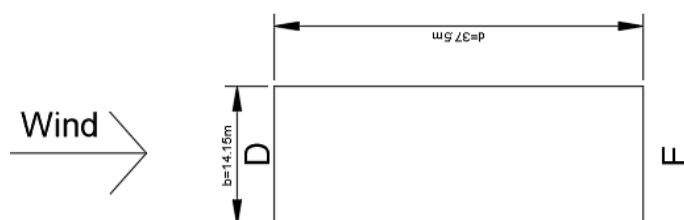


Figura 2-6 – Representação do vento na direção x

$$e = 2 * 8,40 = 16,80m \vee e = 37,5m$$

$$e = 37,5m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{8,40}{37,50} = 0,224$$

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
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	

Figura 2-7 - NP EN 1991-1-1-4, Ações em estruturas – Ações do vento: Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior

$$C_{pe,10} = +0,7 \text{ Fachada D}$$

$$C_{pe,10} = -0,3 \text{ Fachada E}$$

$$C_{pe,10} = 0,70 + 0,3 = 1,0$$

$$W_{e,x} = 1,00 \times 1,07 = 1,07 \text{ kN/m}^2$$

- Piso 1 (Z=4,20 m)

$$W_{e,x} = \left(\left(\frac{4,20}{2} \right) + \left(\frac{8,40 - 4,20}{2} \right) \right) \times 1,07 = 4,28 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura (Z=8 m)

$$W_{e,x} = \left(\frac{8,40 - 4,20}{2} \right) \times 1,07 = 2,05 \text{ kN/m}^2$$

- Vento na direção Y

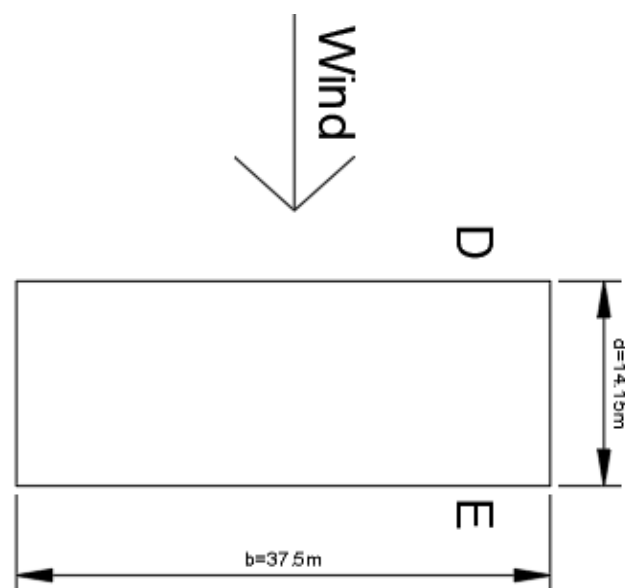


Figura 2-8 – Representação do vento na direção Y

$$e = 2 * 8,40 = 16,80m \vee e = 14,15m$$

$$e = 16,80m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{8,40}{14,15} = 0,59$$

$$C_{pe,10} = +0,75 \text{ Fachada D}$$

$$C_{pe,10} = -0,4 \text{ Fachada E}$$

$$C_{pe,10} = 0,75 + 0,4 = 1,15$$

$$W_{e,x} = 1,15 \times 1,07 = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

- Piso 1 (Z=4,20 m)

$$W_{e,x} = \left(\left(\frac{4,20}{2} \right) + \left(\frac{8,40 - 4,20}{2} \right) \right) \times 1,23 = 4,93 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura (Z=8 m)

$$W_{e,x} = \left(\frac{8,40 - 4,20}{2} \right) \times 1,23 = 2,34 \text{ kN/m}^2$$

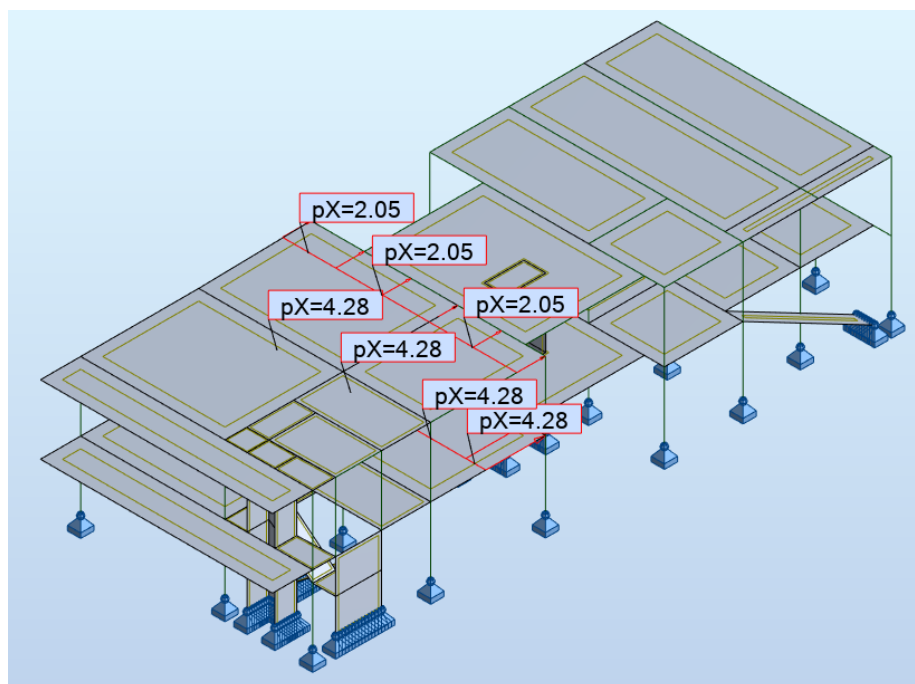


Figura 2-9 – Vento na direção x+

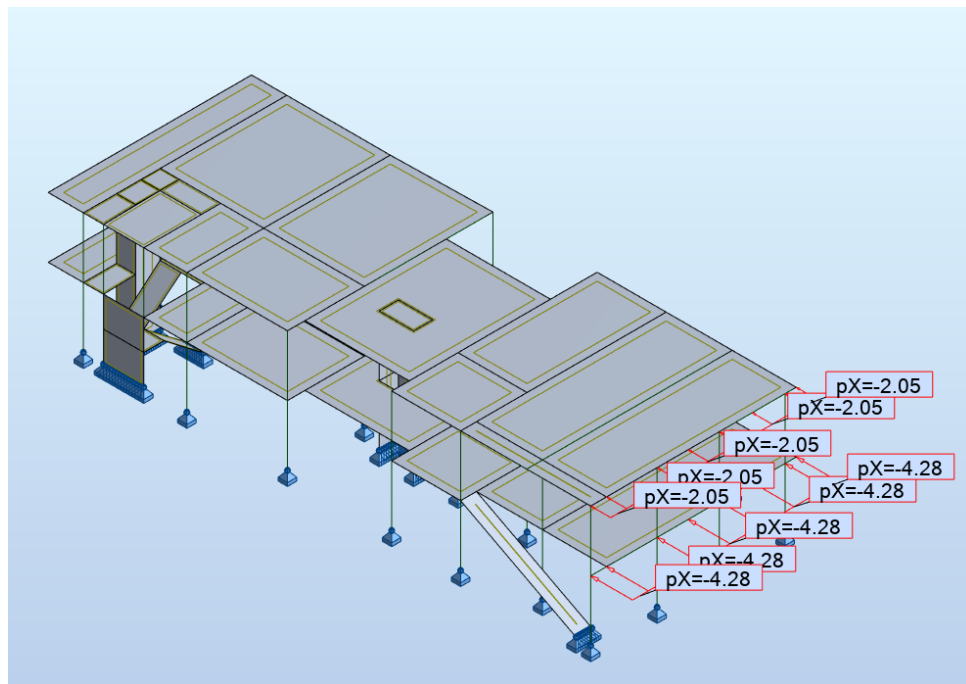


Figura 2-10 – Vento na direção x-

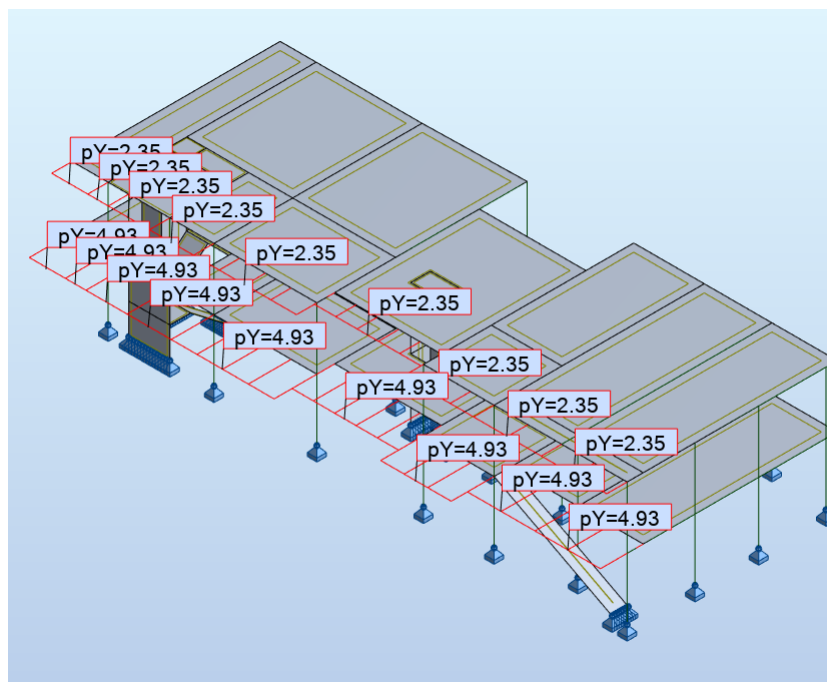


Figura 2-11 – Vento na direção y+

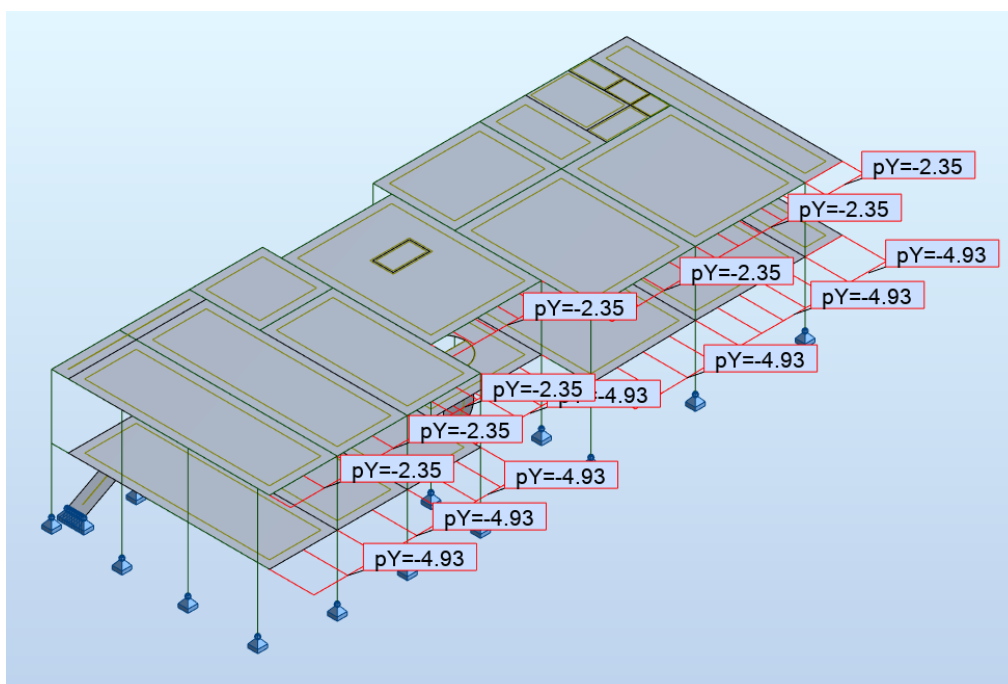


Figura 2-12 – Vento na direção y-

2.5.3 Sismo

As placas tectónicas movem-se continuamente, e a localização de Portugal, próxima da fronteira entre as placas Eurasiática e Africana, torna o estudo sísmico essencial. Num sismo, as vibrações do solo transmitem-se às fundações e propagam-se verticalmente pela estrutura, gerando acelerações horizontais que afetam a massa do edifício, concentrada ao nível dos pisos.

Devido ao potencial destrutivo e imprevisível deste fenómeno, o projeto estrutural deve seguir as diretrizes do Eurocódigo 8 para garantir segurança e limitar os danos. Estes princípios incluem a simplicidade, simetria, rigidez bi-direcional, resistência à torção e a correta ação de diafragma dos pavimentos sobre fundações adequadas. No caso específico deste edifício, classificado como de importância II (edifício corrente) e fundado num terreno de tipo A, é obrigatório calcular os parâmetros do espectro de resposta horizontal para as ações sísmicas de tipo 1 e 2, ajustando a estrutura às características geológicas do local.

Os parâmetros, para a zona de Vila do Conde, são os seguintes:

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona	1.6	Zona	2.5
agr	0,35	agr	0,8
Y1	1	Y1	1
ag	0,35	ag	0,8
Smax	1	Smax	1
S	1	S	1
Tb	0,1	Tb	0,1
Tc	0,6	Tc	0,25
Td	2	Td	2
η	1	η	1

Figura 2-13 – Parâmetros do espectro de resposta horizontal

É necessário calcular o coeficiente de comportamento q_0 . Este coeficiente determina a capacidade da estrutura de dissipar a energia.

$$q = q_0 \times q_w \geq 1,5 \quad (2.3)$$

q_0 - valor básico do coeficiente de comportamento, utiliza-se a expressão $q_0 = 3 \cdot (\alpha_u / \alpha_1)$ aplicada a edifícios com sistemas estruturais de pórticos, mistos ou baseados em paredes acopladas. Este cálculo depende diretamente do fator de majoração (α_u / α_1) , que reflete a capacidade de redistribuição de esforços da estrutura. Caso não seja efetuada uma análise numérica explícita para determinar este rácio, a regulamentação permite a adoção de um valor simplificado. Assim, para construções com múltiplos pisos e vários vãos, sejam elas constituídas por pórticos ou sistemas mistos equivalentes, pode assumir-se regulamentarmente o valor aproximado de 1,3 para este quociente.

q_w - fator de reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, considerado igual a 1 neste projeto.

$$q = 3 \times 1,3 \times 1 = 3,9$$

O espectro de cálculo $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

A determinação dos espectros de resposta foi realizada através de uma folha de cálculo concebida no âmbito da unidade curricular de Dinâmica de Estruturas. Com base nos parâmetros anteriormente expostos, esta ferramenta permite obter tanto os espectros elásticos como os de dimensionamento, que servem de base para a modelação e análise no software de cálculo automático.

Figura 2-14 – Definição da ação sísmica tipo 1

NP EN 1998-1:2010/A1 2013 - Parameters

Case: Seismic-POR NP EN 1998-1:2010/A1 2013 Direction_X

☐ Auxiliary case

Type

☐ 1 ☒ 2 Land Type ☒ Continent ☐ Azores

Zone

☐ 2.1 ☐ 2.2 ☐ 2.3 ☐ 2.4 ☒ 2.5

Importance Class

☐ I ☒ II ☐ III ☐ IV

Terrain

☒ A ☐ B ☐ C ☐ D ☐ E

☐ User-defined agr

agr 0,8 (m/s²)

Spectrum ☒ Design ☐ Elastic

Direction ☒ Horizontal ☐ Vertical

Behavior factor: 3,9

Figura 2-15 - Definição da ação sísmica tipo 2

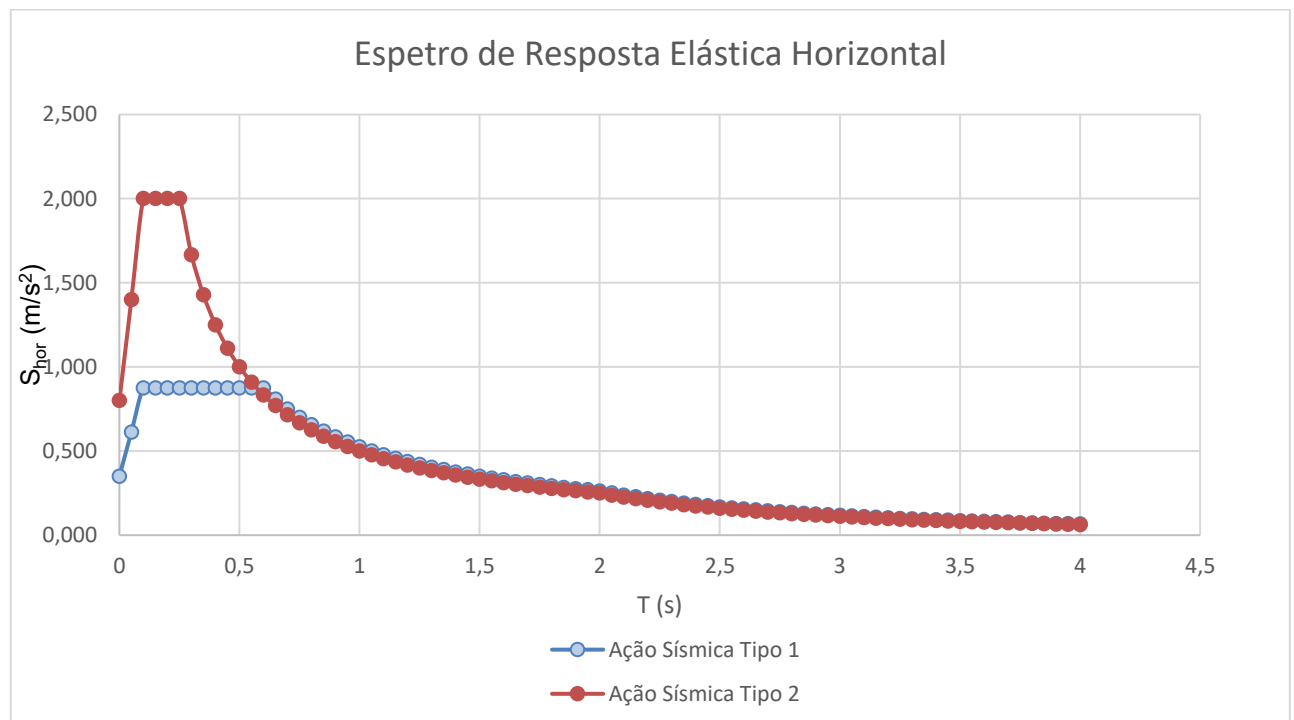
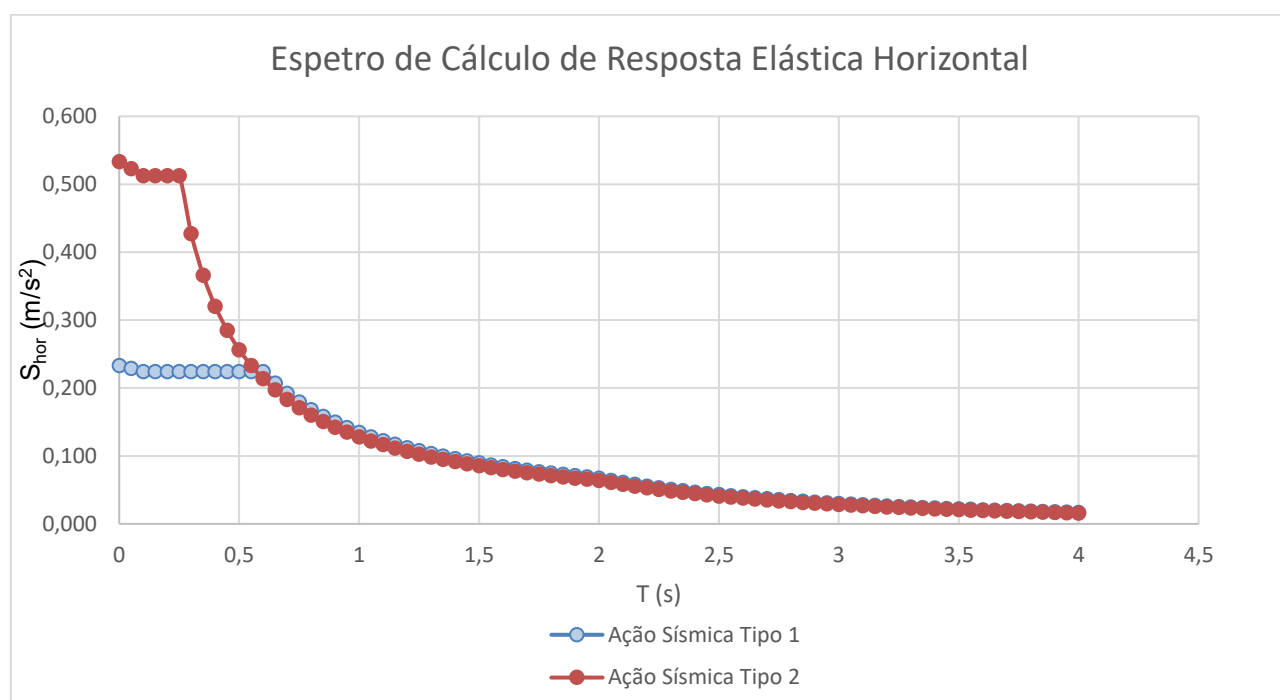
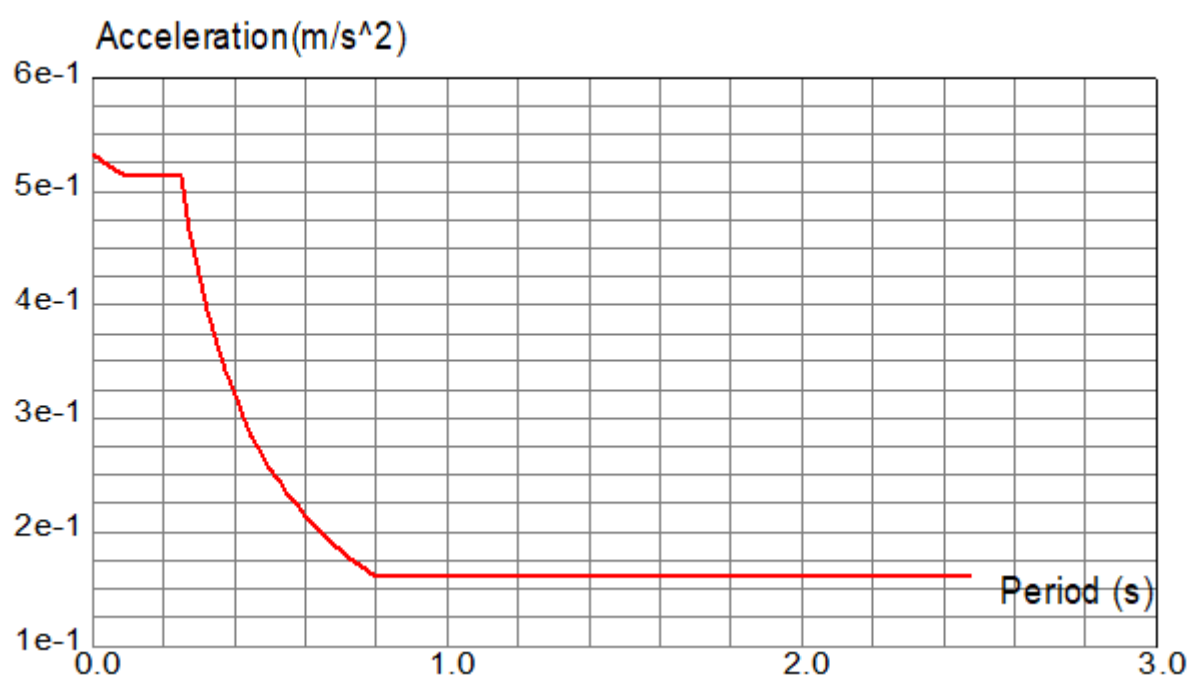


Figura 2-16 - Espectro de resposta horizontal $S_e(T)$

Figura 2-17 - Espectro de resposta horizontal $S_d(T)$ Figura 2-18 – Espectro de cálculo $S_d(T)$ resposta horizontal, obtido no Robot

No software Robot Structural Analysis, foram configuradas as ações sísmicas de Tipo 1 e Tipo 2 para análise. Após a análise dos resultados obtidos, verificou-se que a ação de Tipo 2 era a mais condicionante para a estrutura, uma vez que induzia um esforço transversal na base

(corte basal) superior. Por questões de eficiência computacional e dado o tempo exigido para o processamento destas análises, optou-se por integrar apenas a ação sísmica de Tipo 2 nas combinações de ações finais, por ser a que condiciona o dimensionamento.

Tabela 2-4 – Modos de vibração, frequências e percentagens de participação de massa

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
402/ 1	1,49	0,67	7,39	51,65	0,0	7,39	51,65	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 2	2,15	0,46	28,68	86,03	0,0	21,29	34,39	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 3	2,79	0,36	78,53	87,29	0,0	49,85	1,26	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 4	5,26	0,19	78,55	90,76	0,0	0,02	3,47	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 5	6,59	0,15	80,66	97,44	0,0	2,11	6,68	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 6	7,86	0,13	96,92	98,04	0,0	16,26	0,60	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 7	8,89	0,11	96,93	98,06	0,0	0,01	0,02	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 8	10,89	0,09	97,00	98,06	0,0	0,07	0,00	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 9	11,75	0,09	97,01	98,09	0,0	0,01	0,03	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0
402/ 10	14,04	0,07	97,02	98,09	0,0	0,01	0,00	0,0	2432068,89	2432068,89	0,0

Para a análise modal, optou-se pela consideração de 10 modos de vibração, uma vez que este número permitiu alcançar uma participação de massa de 98% na direção Y e de 97% na direção X, cumprindo os critérios de representatividade.

De acordo com os dados apresentados na tabela e nas figuras, observa-se que o primeiro modo de vibração é o mais significativo na direção Y, mobilizando 51% da massa, enquanto o terceiro modo é o predominante na direção X, com uma participação de 49%.

Através do software, foram calculadas as componentes da ação sísmica nos eixos X e Y de forma independente. No dimensionamento dos elementos estruturais, as combinações que incluem a ação sísmica consideram o efeito concomitante nas duas direções ortogonais; para tal, utiliza-se a regra de combinação de 100% da ação numa direção somada a (ou subtraída de) 30% da ação na direção perpendicular, conforme se detalha em seguida:

Sismo X + 0,30 Sismo Y

Sismo X - 0,30 Sismo Y

Sismo Y + 0,30 Sismo X

Sismo Y - 0,30 Sismo X

ou - Sismo X + 0,30 Sismo Y

ou - Sismo X - 0,30 Sismo Y

ou - Sismo Y + 0,30 Sismo X

ou - Sismo Y - 0,30 Sismo X

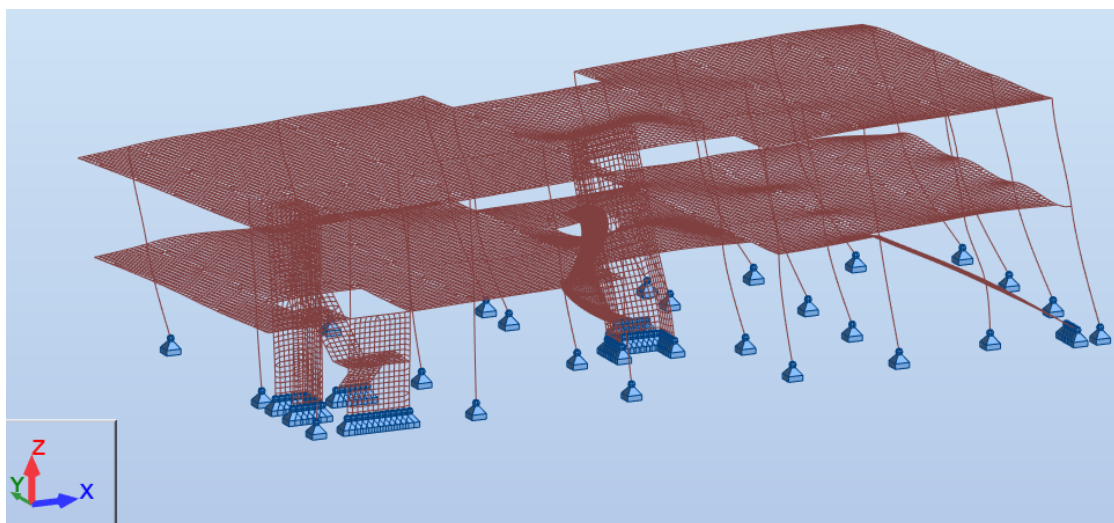


Figura 2-19 – Modo de vibração 1 (direção Y)

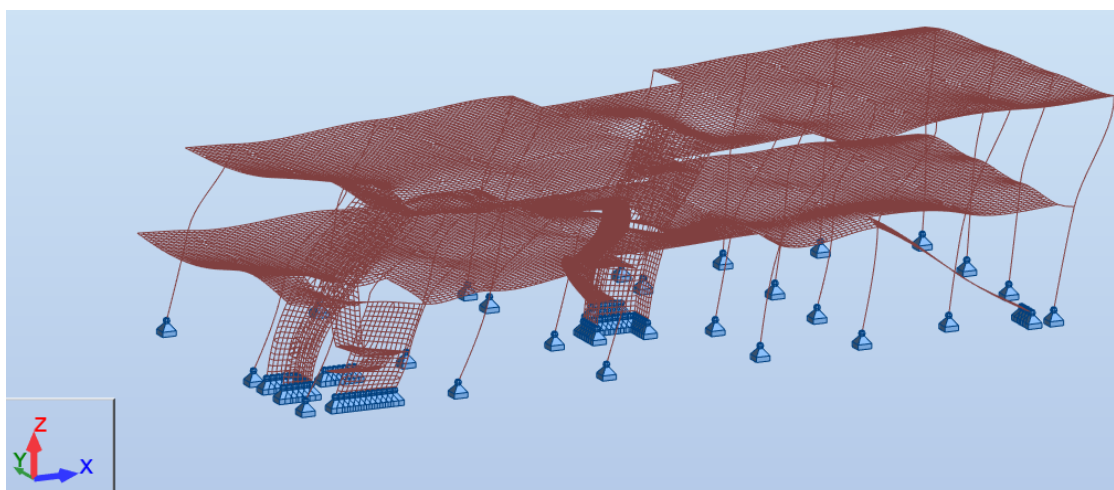


Figura 2-20 - Modo de vibração 3 (direção X)

3 Modelação no Robot

O recurso a ferramentas de computação avançada é, atualmente, indispensável na elaboração de projetos de estruturas. Neste trabalho, utilizou-se o programa informático Robot Structural Analysis para a modelação e análise.

Embora os métodos de cálculo manuais permitam aferir os esforços nos elementos, as exigências do setor — nomeadamente a rapidez de resposta e a flexibilidade perante revisões no projeto — tornam o cálculo automático essencial. Além disso, a análise rigorosa da ação dinâmica apenas é viável através destas ferramentas.

Este capítulo descreve a simulação dos elementos estruturais, procurando a máxima fidelidade ao comportamento real da obra, apresentando-se aqui o modelo final após as iterativas otimizações de geometria e posicionamento.

3.1 Betão Fendilhado

De modo a simular o betão fendilhado, dividiu-se por dois o módulo de elasticidade do material. A modelação considerando o betão fendilhado é essencial para refletir o comportamento mecânico real da estrutura, uma vez que a baixa resistência do material à tração conduz inevitavelmente à fissuração sob cargas de serviço. Embora esta abordagem reduza a rigidez teórica e majore os deslocamentos calculados, ela permite uma previsão realista das deformações, garantindo a proteção de elementos não estruturais e o cumprimento rigoroso dos Estados Limites de Serviço. Adicionalmente, a consideração do estado fendilhado é determinante para a correta redistribuição de esforços em sistemas hiperestáticos e para a definição precisa do período fundamental em análises sísmicas. Ao seguir as diretrizes normativas do Eurocódigo 2, assegura que o modelo digital não é uma idealização otimista, mas sim uma representação fidedigna que salvaguarda a durabilidade e a segurança da obra.

3.2 Lajes e Paredes

Para modelação das lajes e paredes recorreu-se a elementos finitos do tipo Shell. A laje e as paredes têm uma espessura de 25 cm.

Os esforços nas lajes e paredes são obtidos na opção Maps, onde é possível obter os momentos fletores nas lajes e paredes para as envolventes das combinações definidas no Robot.

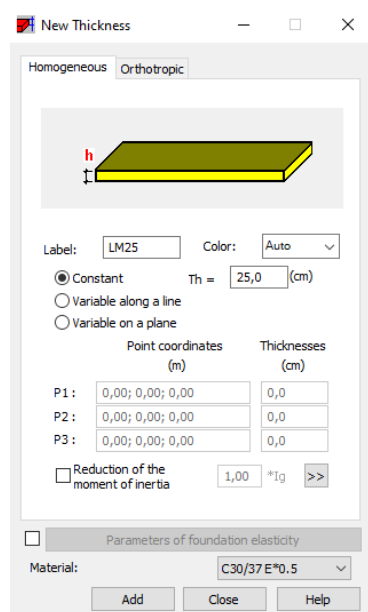


Figura 3-1 – Definição da secção da laje maciça

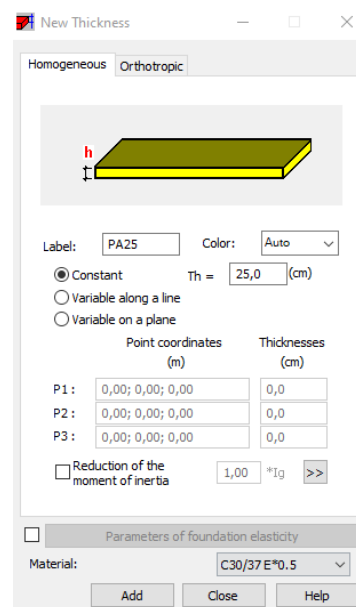


Figura 3-2 – Definição da secção da parede

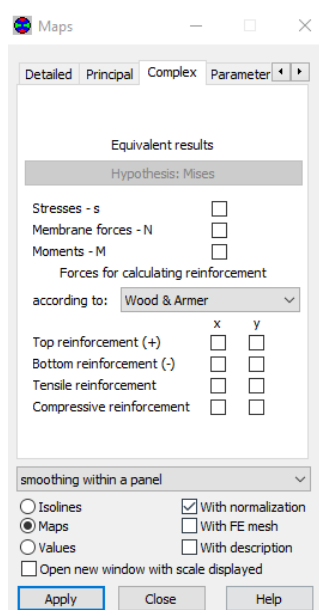


Figura 3-3 – Secção Maps no Robot Structural Analysis

3.3 Vigas e Pilares

Os elementos lineares, como vigas e pilares, foram modelados como elementos de barra (frame). Para o efeito, procedeu-se à caracterização geométrica e mecânica de cada secção, definindo-se a respetiva nomenclatura, propriedades do material e dimensões transversais.

A extração dos resultados e a análise dos esforços nestes elementos foram efetuadas através da ferramenta 'Diagrams for Members', que permite a consulta seletiva dos diferentes diagramas de esforços.

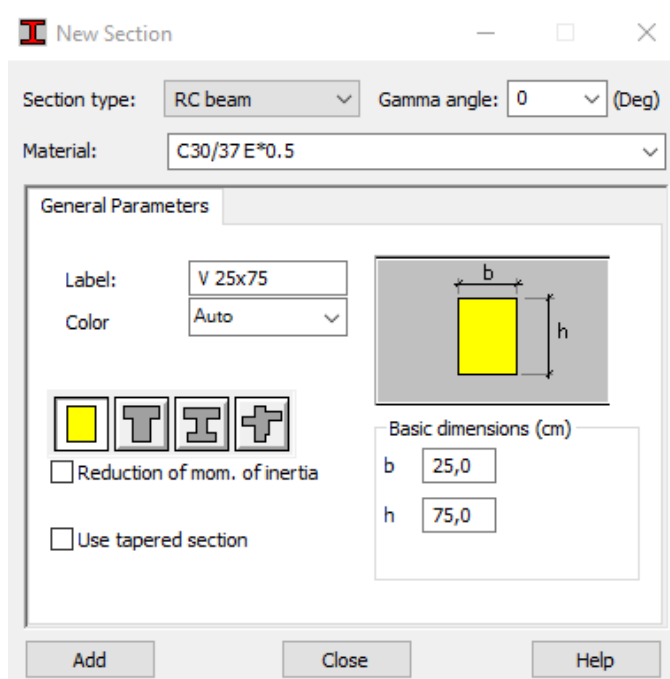


Figura 3-4 – Definição das propriedades da secção das vigas

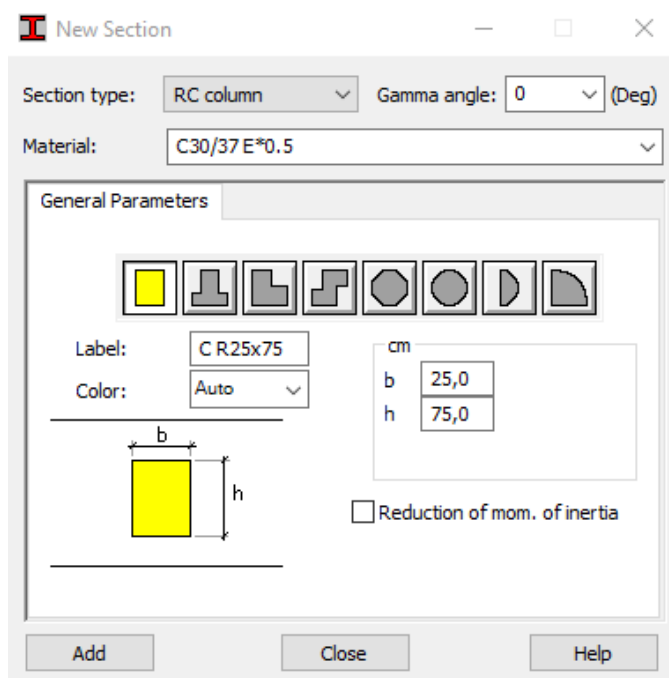


Figura 3-5 - Definição das propriedades da secção dos pilares

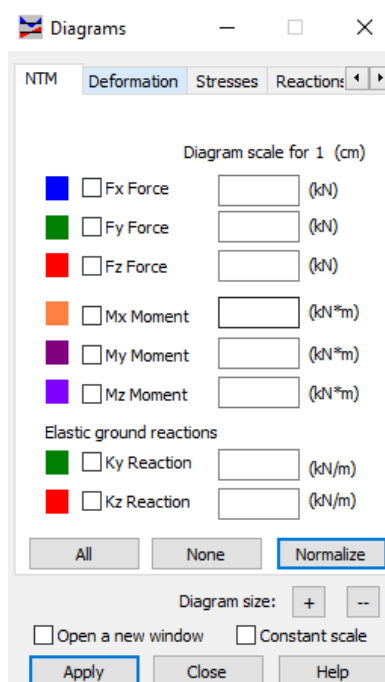


Figura 3-6 - Secção Diagrams for members no Robot Structural Analysis

3.4 Escadas Circulares

O edifício dispõe no centro de umas escadas circulares que foram modeladas como painéis

(Shell) no Robot, utilizando a funcionalidade do *arc* para fazer a *polyline* da escada.

O apoio na base das escadas foi modelado como simplesmente apoiado (Pinned).

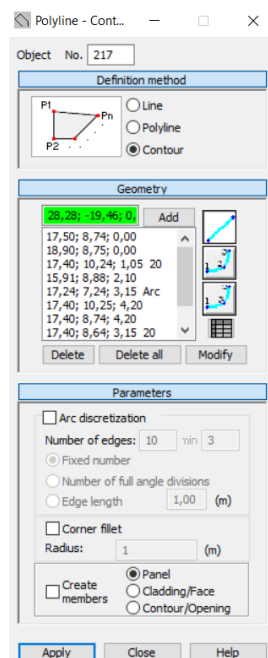


Figura 3-7 – Definição da *polyline* no contorno das escadas no Robot

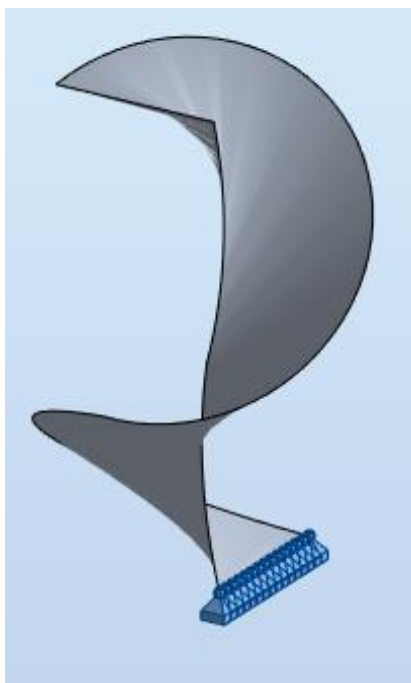


Figura 3-8 – Modelação final das escadas circulares

3.5 Condições de Apoio

Os pilares e as paredes foram definidos como apoiados na base, ou seja, *pinned* nos pilares e *linear pinned* nas paredes.

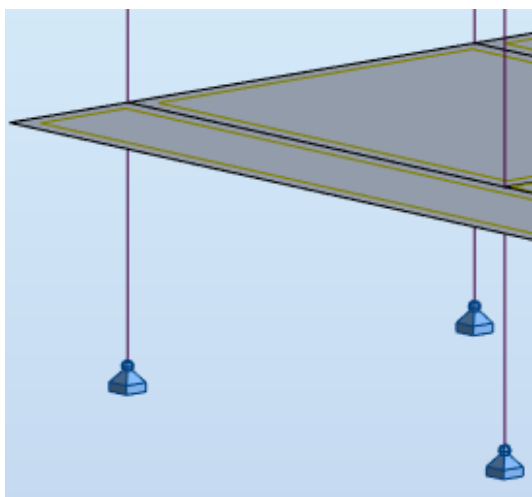


Figura 3-9 – Modelação dos apoios dos pilares

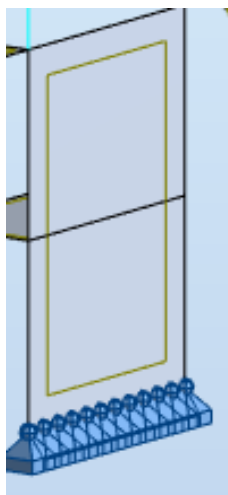


Figura 3-10 - Modelação dos apoios das paredes

3.6 Ações no Robot

A definição das ações permanentes no ROBOT englobou o peso próprio (PP), as restantes cargas permanentes (RCP) — segmentadas por localização: 1º Piso, Escadas e cobertura — bem como peso das fachadas. Salienta-se que o peso próprio é computado automaticamente

pelo Robot com base na geometria e massa volúmica dos materiais definidos. Com exceção das fachadas, aplicadas como cargas lineares, e do peso próprio, as restantes ações permanentes foram modeladas como cargas uniformemente distribuídas nos painéis.

No que concerne às ações variáveis, estas refletem as sobrecargas de utilização previstas para cada área (escritórios, escadas e cobertura), tendo sido aplicadas como cargas de superfície. Quanto à ação do vento, esta foi considerada segundo as direções X e Y (em ambos os sentidos: $\pm X$ e $\pm Y$). Para simular a ação do vento, foi aplicada uma carga linear uniforme ao nível de cada piso, nas direções x e y, correspondente à resultante do vento a atuar nas fachadas acima e abaixo do Piso, conforme já ilustrado em Capítulo anterior.

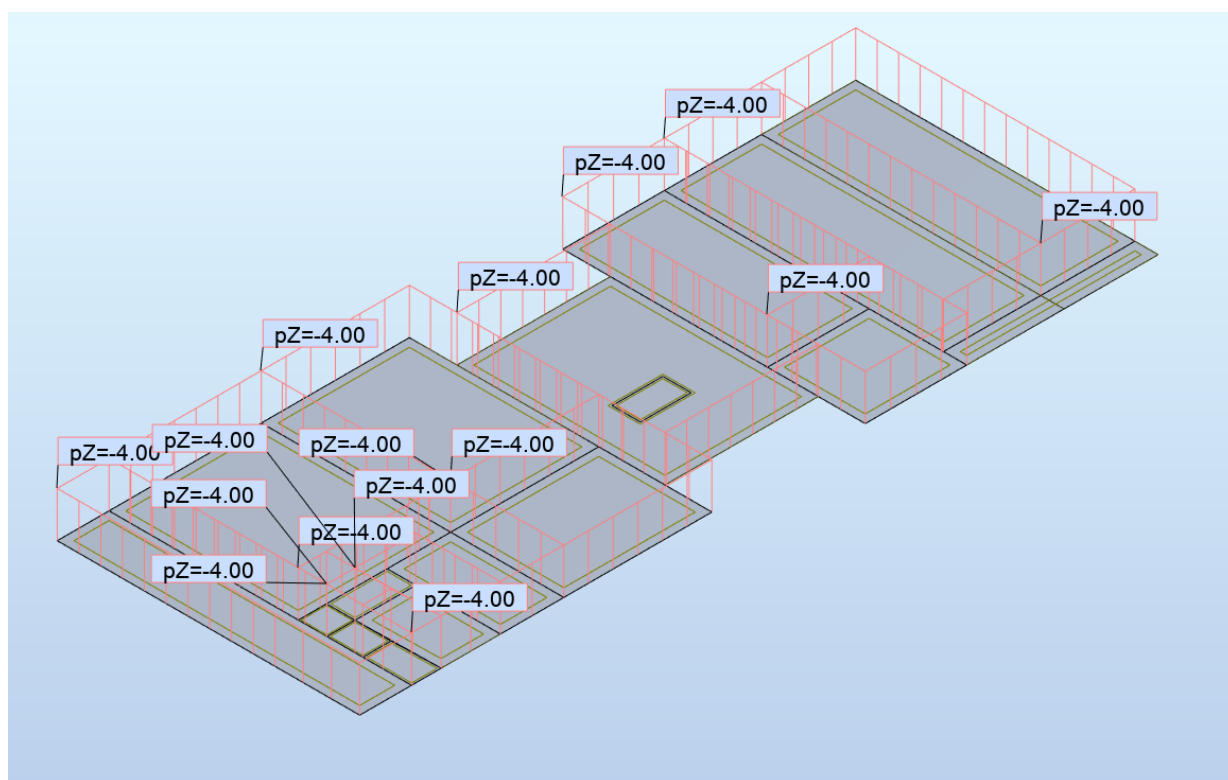


Figura 3-11- Exemplo de cargas atuantes na laje de cobertura

3.7 Combinações de Ações

Apesar de o programa Robot criar automaticamente as combinações, optou-se por criá-las manualmente, para controlar o processo. Seguidamente listam-se as combinações utilizadas.

3.7.1 Estado Limite Último

$$101 - 1,00 \times G$$

$$102 - 1,35 \times G$$

$$103 - 1,35 \times G + 1,50 \times Q$$

$$104 - 1,35 \times G + 1,50 \times Q + 0,90 \times V_{x+}$$

$$105 - 1,35 \times G + 1,50 \times Q + 0,90 \times V_{x-}$$

$$106 - 1,35 \times G + 1,50 \times Q + 0,90 \times V_{y+}$$

$$107 - 1,35 \times G + 1,50 \times Q + 0,90 \times V_{y-}$$

$$121 - 1,35 \times G + 1,50 \times V_{x+}$$

$$122 - 1,35 \times G + 1,50 \times V_{x-}$$

$$123 - 1,35 \times G + 1,50 \times V_{y+}$$

$$124 - 1,35 \times G + 1,50 \times V_{y-}$$

$$125 - 1,00 \times G + 1,50 \times V_{x+}$$

$$126 - 1,00 \times G + 1,50 \times V_{x-}$$

$$127 - 1,00 \times G + 1,50 \times V_{y+}$$

$$128 - 1,00 \times G + 1,50 \times V_{y-}$$

$$129 - 1,35 \times G + 1,05 \times Q + 1,50 \times V_{x+}$$

$$130 - 1,35 \times G + 1,05 \times Q + 1,50 \times V_{x-}$$

$$131 - 1,35 \times G + 1,05 \times Q + 1,50 \times V_{y+}$$

$$132 - 1,35 \times G + 1,05 \times Q + 1,50 \times V_{y-}$$

$$405 - 1,00 \times S_x + 0,30 \times S_y$$

$$406 - 1,00 \times S_x - 0,30 \times S_y$$

$$407 - 0,30 \times S_x + 1,00 \times S_y$$

$$408 - 0,30 \times S_x - 1,00 \times S_y$$

$$409 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q + 1,00 \times S_x + 0,30 \times S_y$$

$$410 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q - 1,00 \times S_x - 0,30 \times S_y$$

$$411 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q + 1,00 \times S_x - 0,30 \times S_y$$

$$412 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q - 1,00 \times S_x + 0,30 \times S_y$$

$$413 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q + 0,30 \times S_x + 1,00 \times S_y$$

$$414 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q - 0,30 \times S_x - 1,00 \times S_y$$

$$415 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q + 0,30 \times S_x - 1,00 \times S_y$$

$$416 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q - 0,30 \times S_x + 1,00 \times S_y$$

3.7.2 Estado Limite Serviço

Combinação característica:

$$201 - 1,00 \times G + 1,00 \times Q + 0,60 \times V_{x+}$$

$$202 - 1,00 \times G + 1,00 \times Q + 0,60 \times V_{x-}$$

$$203 - 1,00 \times G + 1,00 \times Q + 0,60 \times V_{y+}$$

$$204 - 1,00 \times G + 1,00 \times Q + 0,60 \times V_{y-}$$

$$205 - 1,00 \times G + 0,60 \times Q + 1,00 \times V_{x+}$$

$$206 - 1,00 \times G + 0,60 \times Q + 1,00 \times V_{x-}$$

$$207 - 1,00 \times G + 0,60 \times Q + 1,00 \times V_{y+}$$

$$208 - 1,00 \times G + 0,60 \times Q + 1,00 \times V_{y-}$$

Combinação frequente:

$$301 - 1,00 \times G + 0,50 \times Q$$

$$302 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q + 0,20 \times V_{x-}$$

$$303 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q + 0,20 \times V_{y+}$$

$$304 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q + 0,20 \times V_{y-}$$

$$305 - 1,00 \times G + 0,30 \times Q + 0,20 \times V_{x+}$$

Combinação quase-permanente:

MODELAÇÃO NO ROBOT

$$501 - 1,00 \times G + 0.30 \times Q$$

4 Análise Estrutural

Neste capítulo procede-se à análise dos componentes estruturais, seguindo estritamente as diretrizes de segurança estipuladas no Eurocódigo 2. Esta análise divide-se em Estados Limites de Utilização (ELU) — focados na funcionalidade, conforto dos utilizadores e integridade estética — e Estados Limites Últimos (ELU), que visam garantir a estabilidade global e a salvaguarda de vidas humanas. Importa notar que a modelação no Robot foi precedida por um pré-dimensionamento estratégico.

Esta etapa preliminar permitiu estimar geometrias que, idealmente, cumpririam os requisitos normativos, minimizando alterações significativas durante o cálculo final.

Pré-dimensionamento da laje

O pré-dimensionamento das lajes maciças fundamentou-se na análise do momento reduzido (μ), calculado através da seguinte expressão:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (4.1)$$

Tendo em conta que o sistema estrutural do edifício prevê o apoio das lajes em dois bordos, adotou-se o método convencional de lajes simplesmente apoiadas para a determinação dos momentos fletores atuantes.

Nesta análise, considerou-se o cenário mais conservador e condicionante, correspondente ao vão maior. De forma a garantir uma solução económica e viável, com taxas de armadura equilibradas, procurou-se que os valores do momento reduzido se encontrassem no intervalo entre 0,10 e 0,15. Com base nestes pressupostos e critérios de segurança, fixou-se uma espessura regulamentar de 25 cm para as lajes em questão.

Pré-dimensionamento das vigas

Para o pré-dimensionamento das vigas, adotou-se uma metodologia análoga à aplicada nas lajes, ajustando-se, contudo, o intervalo do momento reduzido ideal para valores compreendidos entre 0,20 e 0,25. Procede-se a uma análise individualizada de cada elemento linear, sendo que a definição da largura da base de cada viga foi condicionada pela espessura das respetivas alvenarias, assegurando assim a compatibilidade geométrica entre

os elementos estruturais e as paredes.

Pré-dimensionamento de pilares e paredes

O pré-dimensionamento dos pilares tem início na delimitação das respectivas áreas de influência. Esta metodologia permite quantificar o total das cargas gravíticas que convergem para cada elemento vertical, servindo de base para o cálculo do esforço axial acumulado. Para a definição da secção transversal do pilar, aplicou-se a seguinte expressão:

$$A = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} \quad (4.2)$$

As paredes dos núcleos foram pré-dimensionadas com 20cm, de acordo com a planta de arquitetura.

4.1 Disposições Construtivas

4.1.1 Recobrimento de Armaduras

Define-se o recobrimento das armaduras como a distância mínima entre a face externa do varão de aço e a superfície de betão mais adjacente, devendo este parâmetro estar explicitamente indicado nas peças desenhadas do projeto. A sua definição é estritamente condicionada pela classe de exposição ambiental da estrutura, desempenhando um papel crucial na durabilidade do edifício ao assegurar a proteção do aço contra fenómenos de oxidação e corrosão.

A expressão utilizada para determinar o recobrimento é a seguinte:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.3)$$

Onde:

$$c_{min} = \max c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm \quad (4.4)$$

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

$$c_{min,dur} = 25mm$$

$$c_{min,b} = \emptyset \text{varão} \quad (4.5)$$

O $\Delta c_{dur,y}$, $\Delta c_{dur,st}$ e o $\Delta c_{dur,add}$, por recomendação do Eurocódigo 2, é igual a 0.

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

4.1.2 Distância mínima entre varões

O espaçamento entre os varões deve ser suficiente para garantir que o betão flua livremente e seja devidamente compactado, sem criar vazios, assegurando assim a ligação correta (aderência) entre o aço e o betão. Para tal, a distância livre deve respeitar o maior dos seguintes limites:

$$K_1 \times \varnothing \text{ varão}$$

$$d_g + K_2$$

$$20 \text{ mm}$$

$K_1 = 1 \text{ mm}$ e $K_2 = 5 \text{ mm}$, valores recomendados pelo Eurocódigo 2. D_g é a dimensão máxima do agregado.

A distância mínima entre varões é de 25 mm.

4.1.3 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

Para evitar que o aço sofra microfissuras e que o betão esmague sob a pressão da curva, o varão deve ser dobrado com um raio suficientemente grande. O diâmetro de curvatura deve assegurar que nem o metal se danifica, nem o betão colapsa na zona interior da dobra.

O diâmetro mínimo do mandril é obtido através do Eurocódigo 2:

Tabela 4-1 - NP EN 1992-1-1, Projeto de estruturas de betão - Regras gerais e regras para edifícios:

Diâmetro mínimo do mandril a fim de evitar danificar a armadura

Diâmetro do varão	Diâmetro mínimo do mandril
$\varnothing \leq 16 \text{ mm}$	$4\varnothing$
$\varnothing > 16 \text{ mm}$	$7\varnothing$

4.1.4 Comprimentos de amarração dos varões

Para que as tensões passem do aço para o betão de forma eficaz, os varões precisam de estar devidamente ancorados. O cálculo da extensão dessa amarração deve basear-se na classe do aço e na capacidade de aderência da superfície do varão ao betão.

O comprimento de amarração é determinado através da seguinte expressão:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (4.6)$$

Onde:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (4.7)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{500}{1.15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (4.8)$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ (boas condições de aderência)}$$

$$\eta_1 = 0,7 \text{ (para todos os outros casos)}$$

$$\eta_2 = 0,7$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (4.9)$$

$$\alpha_{ct} = 1,5$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{ctk,0,05} = 2,0$$

Considerando os varões comprimidos, caso mais desfavorável:

$$l_{b,min} \geq \max 0,6 \times l_{b,rqd}; 10 \times \phi; 100mm \quad (4.10)$$

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

Tabela 4-2 – Comprimentos de amarração dos varões (boas condições)

Φ (mm)	$l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{b,min}$ (mm)	l_{bd} (mm)	$l_{bd,adopt}$ (mm)
8	290	174	203	300
10	362	217	254	400
12	435	261	304	450
16	580	348	406	600
20	725	435	507	750
25	906	543	634	950

Tabela 4-3 – Comprimentos de amarração dos varões (outros casos)

Φ (mm)	$l_{b,rqd}$ (mm)	$l_{b,min}$ (mm)	l_{bd} (mm)	$l_{bd,adopt}$ (mm)
8	414	248	290	300
10	518	311	362	400
12	621	373	435	450
16	828	497	580	600
20	1035	621	725	750
25	1294	776	906	950

4.1.5 Comprimento de emenda de armaduras

Para transferir as tensões entre dois varões, podem utilizar-se juntas por sobreposição, uniões soldadas ou conectores mecânicos. No caso das sobreposições, a extensão necessária do contacto entre varões é calculada com base na seguinte expressão:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (4.11)$$

Onde:

$$l_{0,min} = \max 0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15 \times \Phi; 200mm \quad (4.12)$$

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_6 = 1,5$$

Tabela 4-4 - Comprimentos de emendas das armaduras

Φ (mm)	$l_{b,reqd}$ (mm)	$l_{0,min}$ (mm)	l_0 (mm)	$l_{0,adopt}$ (mm)
8	290	200	435	450
10	362	200	543	550
12	435	200	652	700
16	580	261	870	900
20	725	326	1087	1100
25	906	408	1359	1400

4.2 Verificação do Estado Limite Último

4.2.1 Dimensionamento das Lajes

O processo de cálculo para armadura longitudinal de uma laje tem em conta as fórmulas para determinar o momento reduzido (μ), e a taxa mecânica de armadura (ω).

A principal particularidade técnica é a adoção de uma faixa de 1 metros para a largura (b), permitindo que o dimensionamento seja projetado para cada metro de largura da laje.

A armadura máxima e mínima é determinada pelas seguintes expressões:

$$A_{S,min} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk} \times b \times d} \\ 0.0013 * A_C \end{cases} \quad (4.13)$$

$$A_{S,max} = 0.04 \times A_C \quad (4.14)$$

b – Largura da secção

M_{Ed} – Momento fletor máximo atuante

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência à tração do aço nas armaduras

d – Altura útil da secção

A_c – Área da secção

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração

A resistência da laje ao esforço transversal é obtida pelo maior dos valores:

$$V_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0.12 \times k \times (100 \times \rho l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \\ 0.0035 \times k^{\frac{2}{3}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d \end{cases} \quad (4.15)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (4.16)$$

$$\rho l = \frac{A_s}{b \times d} \quad (4.17)$$

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

ρl – Taxa de armadura de esforço transversal

De seguida, os momentos atuantes nas lajes irão ser apresentados nas próximas figuras:

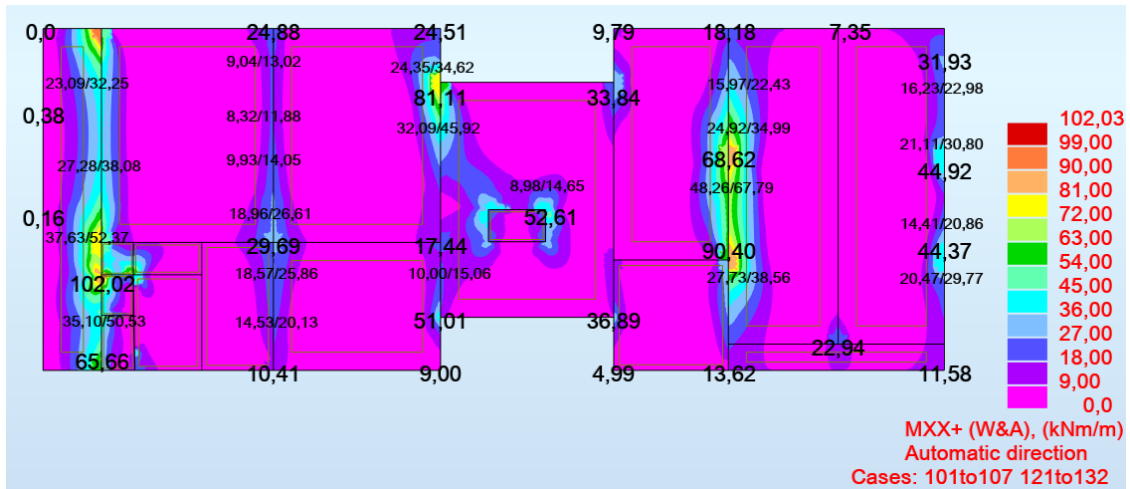


Figura 4-1 – Laje da cobertura – Momentos para cálculo da armadura superior paralela a X

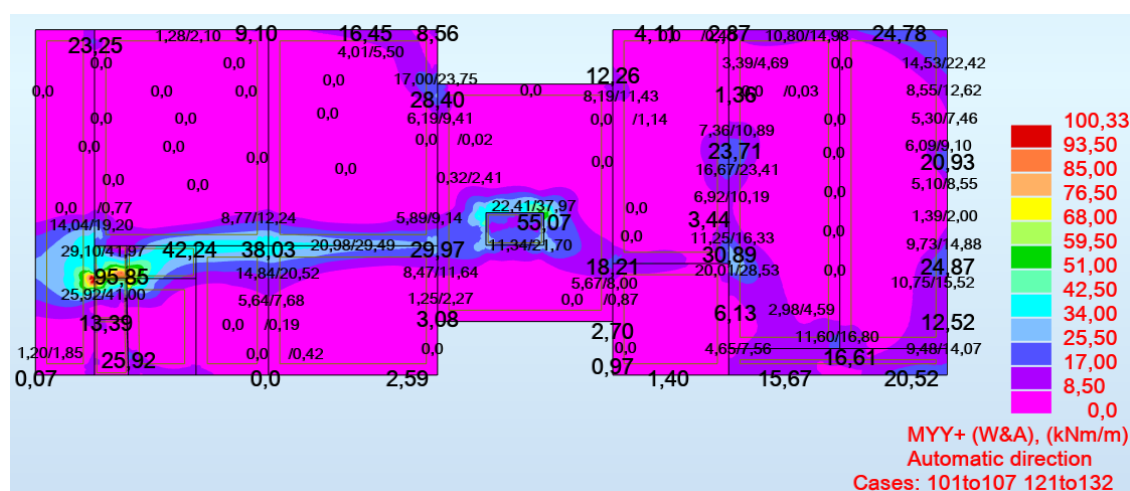


Figura 4-2 - Laje da cobertura – Momentos para cálculo da armadura superior paralela a Y

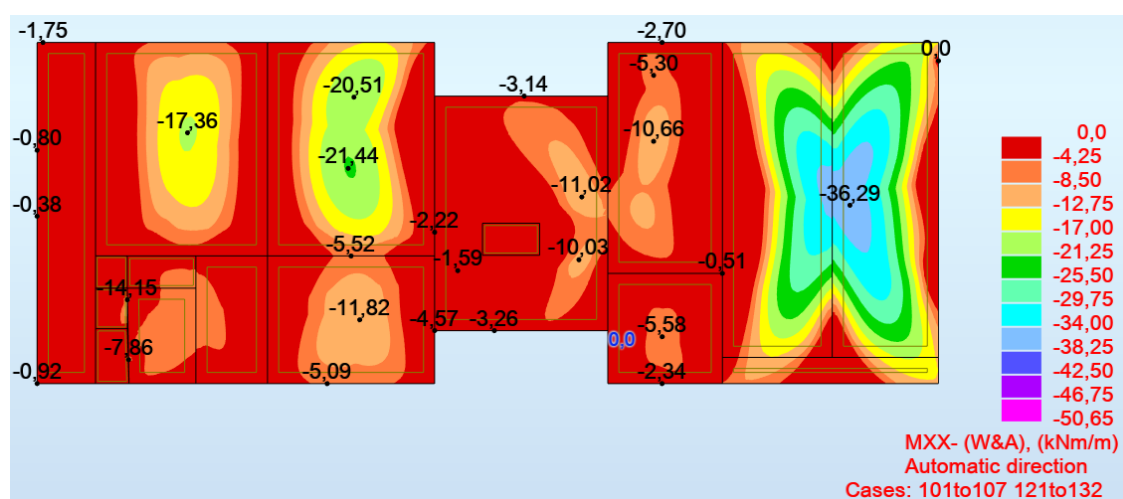


Figura 4-3 - Laje da cobertura – Momentos para cálculo da armadura inferior paralela a X

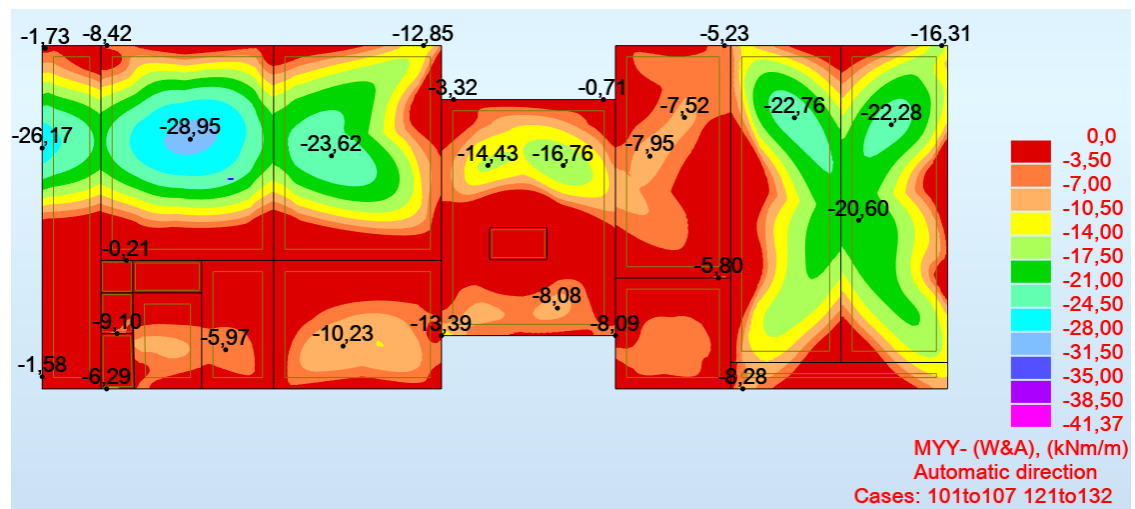


Figura 4-4 - Laje da cobertura – Momentos para cálculo da armadura inferior paralela a Y

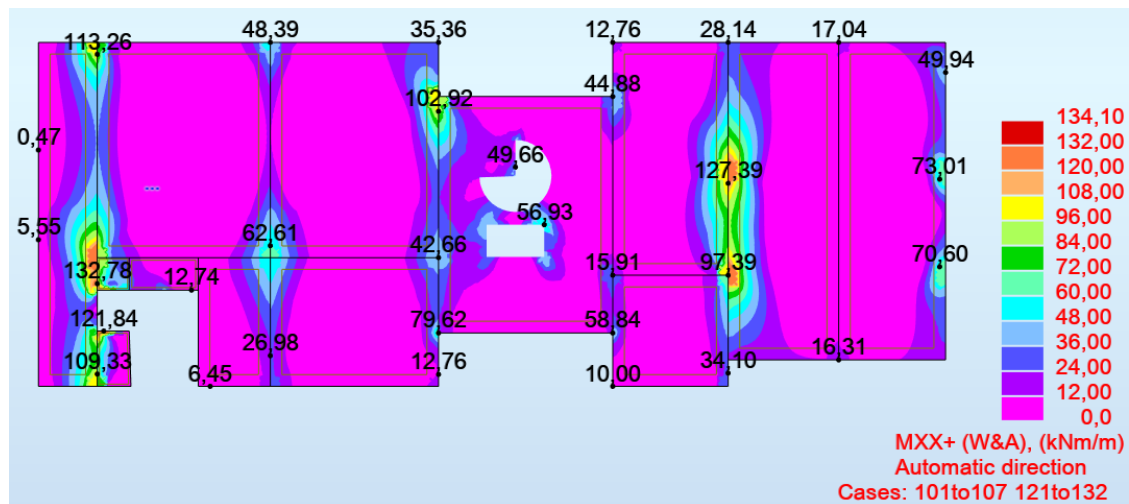


Figura 4-5 - Laje do Piso 1 – Momentos para cálculo da armadura superior paralela a X

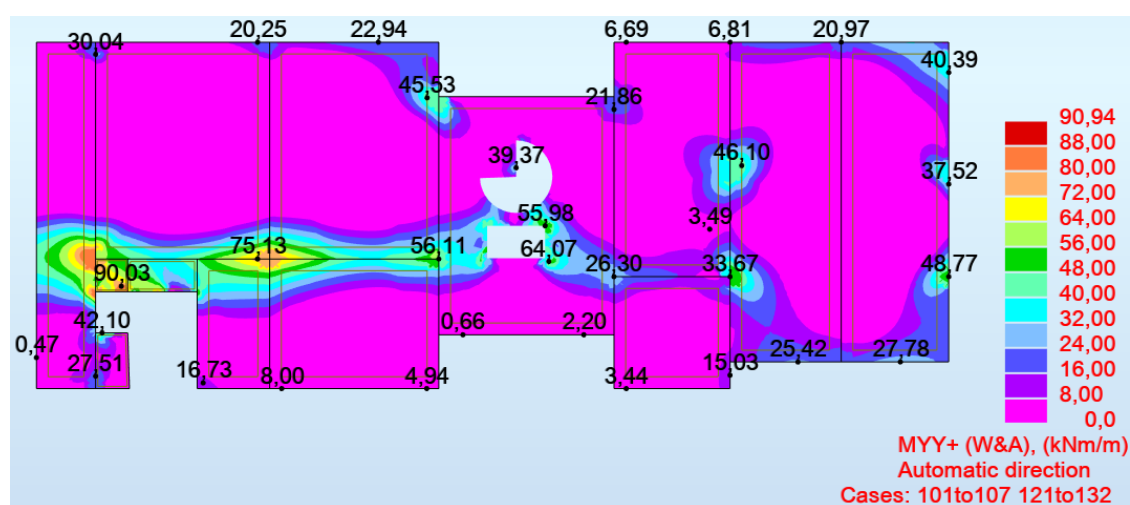


Figura 4-6 - Laje do Piso 1 – Momentos para cálculo da armadura superior paralela a Y

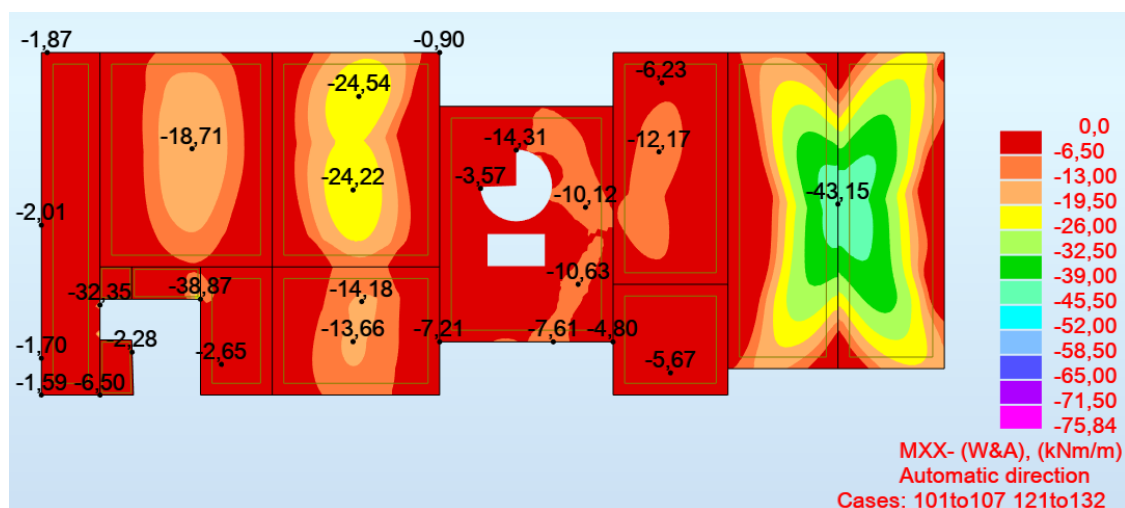


Figura 4-7 - Laje do Piso 1 – Momentos para cálculo da armadura inferior paralela a X

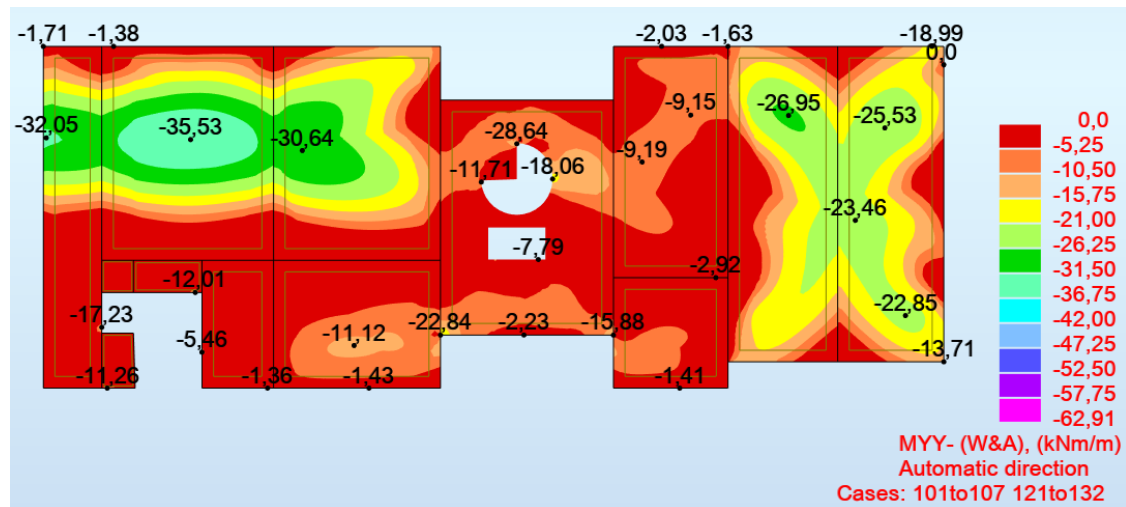


Figura 4-8 - Laje do Piso 1 – Momentos para cálculo da armadura inferior paralela a Y

4.2.2 Dimensionamento das Vigas

O cálculo estrutural de uma viga tem como objetivo a definição das armaduras longitudinais e transversais.

A armadura longitudinal é dimensionada para resistir aos esforços de flexão traduzidos pelos momentos fletores positivos e negativos. Primeiramente, o momento reduzido é calculado pela seguinte fórmula:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (4.18)$$

De seguida é determinado a percentagem mecânica de armadura através da seguinte fórmula:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (4.19)$$

f_{yd} – Valor da resistência do aço

As armaduras máximas e mínimas são determinadas pelas expressões apresentadas no capítulo anterior.

Prossegue-se com a verificação da segurança ao esforço transversal, cujo procedimento se inicia pela determinação do esforço transversal máximo resistente de cálculo ($V_{Rd,max}$), de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cm} \times b_w \times z \times v \times f_{cd} \times \left(\frac{1}{\cot g(\theta) + \tan(\theta)} \right) \quad (4.20)$$

α_{cm} - Coeficiente que quantifica a influência das tensões normais de compressão na capacidade resistente do banzo comprimido da secção

$$z = 0.9 \times d \quad (4.21)$$

v - Coeficiente de eficácia que traduz a perda de resistência do betão quando este se encontra fendilhado devido à ação do esforço transversal

$$v = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (4.22)$$

θ - Inclinação das escoras de compressão de betão em relação ao eixo longitudinal da viga

A resistência ao esforço transversal da viga é obtida pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{yd} \times \cot \theta \quad (4.23)$$

A_{sw} - Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal

s - Espaçamentos dos estribos

A armadura mínima é determinada através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \rho_{min} \times b_w \times \sin(\theta) \quad (4.24)$$

ρ_{min} - Taxa de armadura mínima

$$\rho_{min} = 0.08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4.25)$$

O espaçamento longitudinal das armaduras de esforço transversal é determinado através da seguinte expressão:

$$S_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot \theta) \quad (4.26)$$

O espaçamento transversal das armaduras de esforço transversal é determinado através da seguinte expressão:

$$S_{t,max} \leq \begin{cases} 0.75 \times d \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.27)$$

Os momentos atuantes nas vigas estão apresentados nas figuras seguintes.

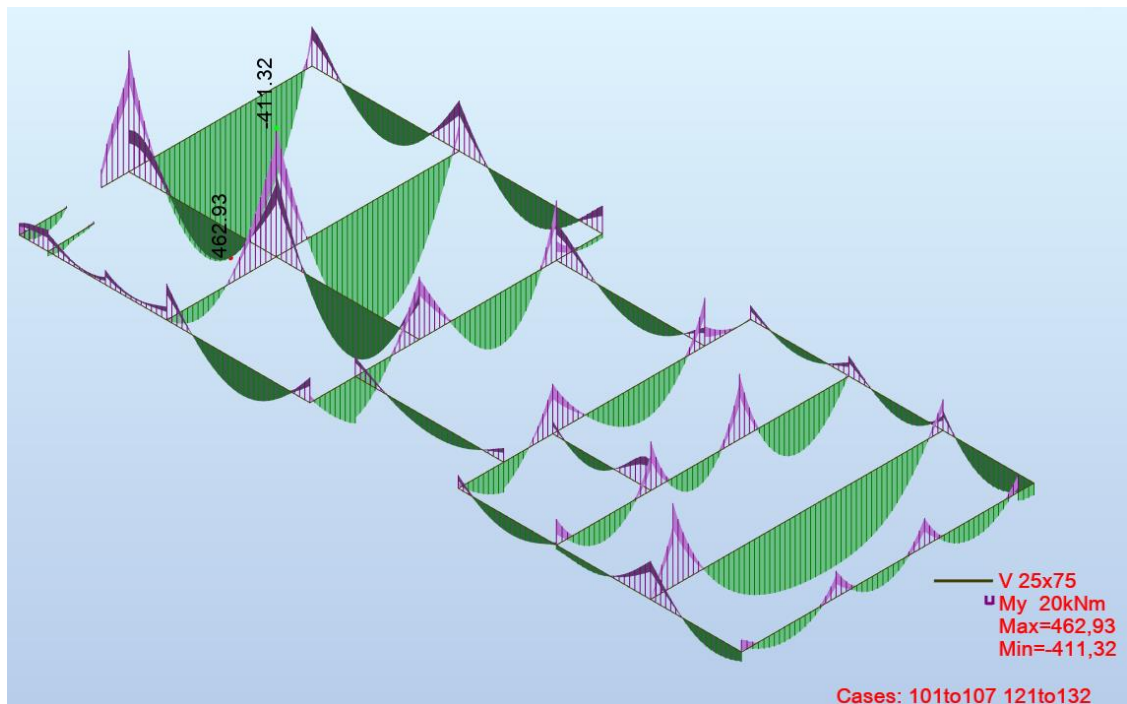


Figura 4-9 - Momentos atuantes nas vigas da Cobertura

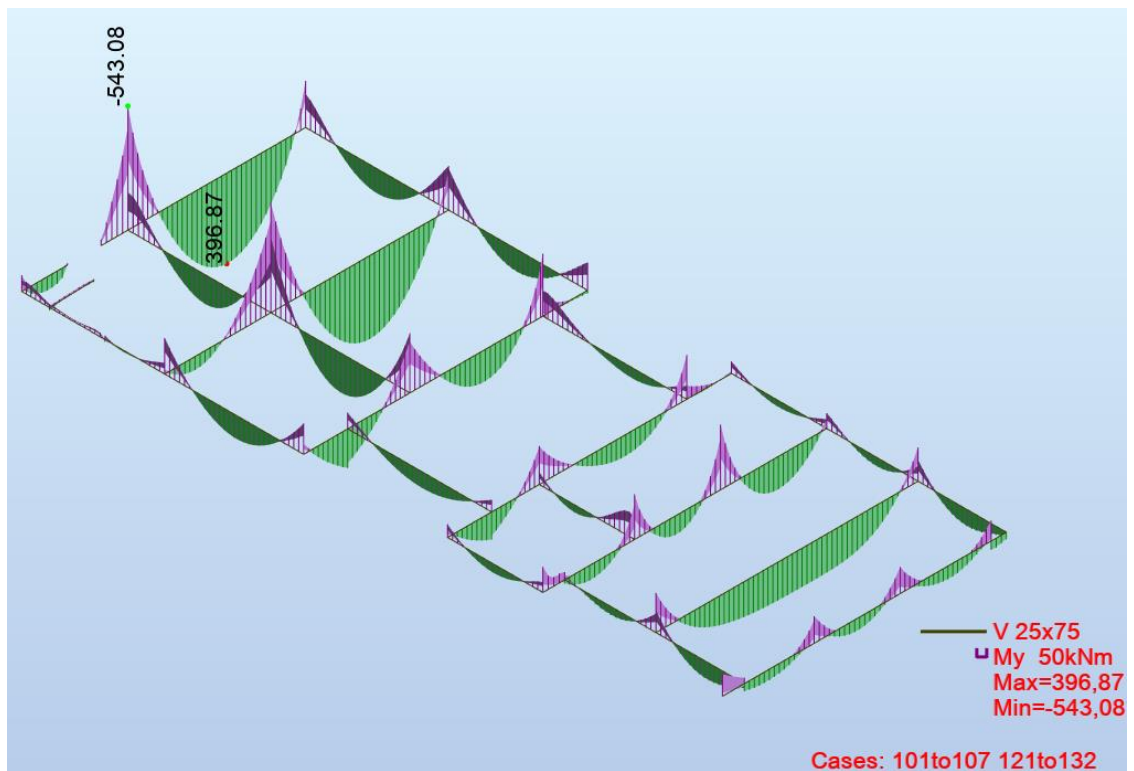


Figura 4-10 - Momentos atuantes nas vigas do Piso 1

O dimensionamento foi processado mediante o recurso a ferramentas de cálculo automático, permitindo uma sistematização eficiente e uma análise clara dos resultados obtidos.

Apresentam-se, de seguida, as folhas de cálculo detalhadas das vigas da estrutura.

Tabela 4-5 - Folha de cálculo de Vigas à flexão

Piso	Designação	Geometria			Esforços Atuantes			Flexão						
		b (m)	h (m)	d (m)	Mmáx+ (kN.m)	Mmáx- (kN.m)	Vmáx (kN)	Asmin (cm ²)	μ +	w+	As,req+ (cm ²)	μ -	w-	As,req- (cm ²)
Cobertura	V1.2	0,25	0,75	0,715	229,33	36,51	91,21	2,70	0,09	0,10	7,81	0,01	0,01	2,70
Cobertura	V2.2	0,25	0,75	0,715	376,41	332,22	387,1	2,70	0,15	0,16	13,21	0,13	0,14	11,50
Cobertura	V3.2	0,25	0,75	0,715	397,57	411,46	308,35	2,70	0,16	0,17	14,02	0,16	0,18	14,56
Cobertura	V4.2	0,25	0,75	0,715	169,8	202,85	309,73	2,70	0,07	0,07	5,65	0,08	0,08	6,84
Cobertura	V5.2	0,25	0,75	0,715	125,07	158,17	218,6	2,70	0,05	0,05	4,17	0,06	0,06	5,25
Cobertura	V6.2	0,25	0,75	0,715	153,5	207,8	291,16	2,70	0,06	0,06	5,10	0,08	0,09	7,44
Cobertura	V7.2	0,25	0,75	0,715	71,82	93,94	133,02	2,70	0,03	0,03	2,70	0,04	0,04	3,10
Cobertura	V8.2	0,25	0,75	0,715	103,7	287,33	160,09	2,70	0,04	0,04	3,42	0,11	0,12	9,85
Cobertura	V9.2	0,25	0,75	0,715	61,79	118,29	69,6	2,70	0,02	0,03	2,70	0,05	0,05	3,91
Cobertura	V10.2	0,25	0,75	0,715	180,58	271,12	233,33	2,70	0,07	0,07	6,05	0,11	0,11	9,23
Cobertura	V11.2	0,25	0,75	0,715	36,1	97,4	78,67	2,70	0,01	0,01	2,70	0,04	0,04	3,21
Cobertura	V12.2	0,25	0,75	0,715	45	62,82	48,57	2,70	0,02	0,01	2,70	0,02	0,03	2,70
Cobertura	V13.2	0,25	0,75	0,715	77,28	60,52	110,67	2,70	0,03	0,03	2,70	0,02	0,02	2,70
Cobertura	V14.2	0,25	0,75	0,715	102,12	173,23	100,98	2,70	0,04	0,04	3,37	0,07	0,07	5,78
Cobertura	V15.2	0,25	0,75	0,715	233,91	238,27	2,03	2,70	0,09	0,10	7,93	0,09	0,10	8,07
Cobertura	V16.2	0,25	0,75	0,715	27,88	6,34	30,29	2,70	0,01	0,01	2,70	0,00	0,00	2,70

Tabela 4-6 - Folha de cálculo de Vigas ao esforço transversal

Piso	Designação	Geometria			Esforços Atuantes			Corte					
		b (m)	h (m)	d (m)	Mmáx+ (kN.m)	Mmáx- (kN.m)	Vmáx (kN)	Asw/s,min (cm ²)	Vrd,s min (kN)	Vrd,c (kN)	Vrd,máx (kN)	Asw/s, req (cm ² /m)	SLmáx (m)
Cobertura	V1.2	0,25	0,75	0,715	229,33	36,51	91,21	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54
Cobertura	V2.2	0,25	0,75	0,715	376,41	332,22	387,1	2,19	61,33	97,61	614,48	5,53	0,54
Cobertura	V3.2	0,25	0,75	0,715	397,57	411,46	308,35	2,19	61,33	97,61	614,48	4,41	0,54
Cobertura	V4.2	0,25	0,75	0,715	169,8	202,85	309,73	2,19	61,33	97,61	614,48	4,43	0,54
Cobertura	V5.2	0,25	0,75	0,715	125,07	158,17	218,6	2,19	61,33	97,61	614,48	3,12	0,54
Cobertura	V6.2	0,25	0,75	0,715	153,5	207,8	291,16	2,19	61,33	97,61	614,48	4,16	0,54
Cobertura	V7.2	0,25	0,75	0,715	71,82	93,94	133,02	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54
Cobertura	V8.2	0,25	0,75	0,715	103,7	287,33	160,09	2,19	61,33	97,61	614,48	2,29	0,54
Cobertura	V9.2	0,25	0,75	0,715	61,79	118,29	69,6	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54
Cobertura	V10.2	0,25	0,75	0,715	180,58	271,12	233,33	2,19	61,33	97,61	614,48	3,33	0,54
Cobertura	V11.2	0,25	0,75	0,715	36,1	97,4	78,67	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54
Cobertura	V12.2	0,25	0,75	0,715	45	62,82	48,57	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54
Cobertura	V13.2	0,25	0,75	0,715	77,28	60,52	110,67	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54
Cobertura	V14.2	0,25	0,75	0,715	102,12	173,23	100,98	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54
Cobertura	V15.2	0,25	0,75	0,715	233,91	238,27	2,03	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54
Cobertura	V16.2	0,25	0,75	0,715	27,88	6,34	30,29	2,19	61,33	97,61	614,48	2,19	0,54

4.2.3 Dimensionamento dos Pilares e Paredes

O Robot Structural Analysis realiza o dimensionamento dos elementos à compressão em conformidade com as metodologias dos Eurocódigos 2 e 8. No entanto, importa notar que a formação académica no ISEP privilegiou a aplicação do REBAP. De acordo com este regulamento, a análise do fenómeno de encurvadura exige a identificação da secção crítica dos elementos verticais, a qual varia consoante a tipologia da estrutura: de nós fixos ou nós móveis. No primeiro caso, as excentricidades de segunda ordem são contabilizadas sensivelmente a meia altura do pilar, dada a restrição nas extremidades; já nas estruturas de nós móveis, a secção crítica localiza-se nos extremos.

Segundo os critérios do REBAP, a classificação de uma estrutura como sendo de nós fixos depende da verificação da seguinte expressão:

$$h_{total} \times \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}} \leq \eta \quad (4.28)$$

h_{total} – Altura total do edifício

I – Momento inércia dos pilares

E – Módulo de elasticidade do betão

$$\eta = \begin{cases} 0.2 + 0.1 \times n, & \text{para } n \leq 4 \\ 0.6, & \text{para } n > 4 \end{cases} \quad (4.29)$$

Depois calcula-se a esbelteza nas duas direções:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (4.30)$$

l_0 – Comprimento efetivo

i – Raio de giração

O cálculo da encurvadura pode ser dispensado se:

$$\lambda \leq 35$$

$$\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \geq 3.5 \times h \quad (4.31)$$

Se for necessário considerar os efeitos de encurvadura, são usadas as seguintes expressões:

$$ea \geq \begin{cases} \frac{l_0}{300} \\ 0.02 \end{cases} \quad (4.32)$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10} \quad (4.33)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta \quad (4.34)$$

$$\eta \leq \begin{cases} \frac{0.4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{Ed}} \\ 1 \end{cases} \quad (4.35)$$

A excentricidade total é determinada pelo somatório das componentes accidental e de segunda ordem.

Após a consideração dos efeitos de instabilidade (encurvadura) nas secções críticas, procede-se ao dimensionamento das armaduras para cada um dos três pontos fundamentais, recorrendo às seguintes expressões:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b_x \times b_y \times f_{cd}} \quad (4.36)$$

$$\mu_x = \frac{M_{Ed,x}}{b_x \times b_y^2 \times f_{cd}} \quad (4.37)$$

$$\mu_x = \frac{M_{Ed,x}}{b_x^2 \times b_y \times f_{cd}} \quad (4.38)$$

A percentagem de armadura é calculada pela seguinte fórmula:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b_x \times b_y \times f_{cd}} \quad (4.39)$$

A armadura máxima e mínima, e os espaçamentos são obtidos pelas seguintes expressões:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} \frac{0.1 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0.002 \times A_c \end{cases} \quad (4.40)$$

$$A_{s,max} \leq 0.04 \times A_c \quad (4.41)$$

$$s_{max} = 30 \text{ cm}$$

As armaduras transversais devem respeitar as seguintes condições:

$$\theta \geq \begin{cases} 6 \text{ mm} \\ \frac{\theta_l}{4} \end{cases} \quad (4.42)$$

$$s_{lt,max} \geq \begin{cases} 15 \times \Phi_{min} \\ \text{lado menor} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.43)$$

O dimensionamento dos pilares foi igualmente sistematizado através de uma folha de cálculo customizada, garantindo a convergência dos resultados de pré-dimensionamento. De seguida é apresentado o procedimento de cálculo aplicado aos pilares tipo da estrutura.

Tabela 4-7 - Folha de cálculo de Pilares

Pilar/Comb	Geometria		Esforços Atuantes			Armaduras		
	B (m)	H (m)	Nsd (kN)	Msd,y (kN.m)	Msd,z (kN.m)	As,min (cm ²)	As,adopt (cm ²)	ρ (%)
P1/101	0,25	0,75	203,4	-13,6	-3,0	3,75	24	1,28
P1/102	0,25	0,75	274,6	-18,4	-4,1	3,75	24	1,28
P1/103	0,25	0,75	305,4	-22,6	-4,7	3,75	24	1,28
P1/104	0,25	0,75	298,8	-21,6	-4,9	3,75	24	1,28
P1/105	0,25	0,75	311,8	-23,6	-4,6	3,75	24	1,28
P1/106	0,25	0,75	286,8	-19,6	-4,9	3,75	24	1,28
P1/107	0,25	0,75	323,9	-25,6	-4,6	3,75	24	1,28
P1/121	0,25	0,75	263,6	-16,6	-4,3	3,75	24	1,28
P1/122	0,25	0,75	285,3	-20,0	-3,9	3,75	24	1,28
P1/123	0,25	0,75	243,8	-13,3	-4,3	3,75	24	1,28
P1/124	0,25	0,75	305,6	-23,3	-3,8	3,75	24	1,28
P1/125	0,25	0,75	192,4	-11,9	-3,2	3,75	24	1,28
P1/126	0,25	0,75	214,1	-15,3	-2,8	3,75	24	1,28
P1/127	0,25	0,75	172,6	-8,6	-3,2	3,75	24	1,28
P1/128	0,25	0,75	234,4	-18,6	-2,8	3,75	24	1,28
P1/129	0,25	0,75	283,2	-19,7	-4,7	3,75	24	1,28
P1/130	0,25	0,75	304,9	-23,1	-4,3	3,75	24	1,28
P1/131	0,25	0,75	263,4	-16,4	-4,7	3,75	24	1,28
P1/132	0,25	0,75	325,2	-26,4	-4,3	3,75	24	1,28

4.2.4 Dimensionamento das Sapatas

O dimensionamento de sapatas abrange as vertentes geotécnica e estrutural. Para o caso específico de sapatas centradas sujeitas a flexão composta desviada, o procedimento de cálculo começa pela determinação das excentricidades em ambos os eixos, utilizando a seguinte metodologia:

$$e = \frac{M}{V + P} \quad (4.44)$$

M – Momento fletor

V – Carga vertical

P – Peso próprio da sapata

De seguida é preciso verificar que a resultante de ações se encontra dentro ou fora do núcleo central, através da seguinte expressão:

$$\frac{e_y}{B_y} + \frac{e_z}{B_z} \leq \frac{1}{6} \quad (4.45)$$

B_y e B_z – dimensões da sapata, nos eixos y e z;

Caso esta verificação se confirme, a resultante das forças estará situada dentro do núcleo central de inércia.

As tensões em cada vértice da sapata podem ser calculadas através da seguinte fórmula:

$$\sigma_i = \frac{V + P}{B_y \times B_z} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e_y}{B_y} \times \frac{6 \times e_z}{B_z} \right) \quad (4.46)$$

i – Cantos da sapata de 1 a 4;

Deve-se, igualmente, observar o limite da tensão admissível do terreno. É fundamental que a tensão aplicada na base da sapata não ultrapasse este patamar, sendo esta verificação efetuada por meio da expressão:

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm} \quad (4.47)$$

Para o terreno em causa, adotou-se uma tensão admissível (σ_{adm}) de 350 kPa. Concluída a análise geotécnica, avança-se para o dimensionamento estrutural, onde a verificação ao esforço transversal principia com a determinação da resultante das tensões na base da sapata em ambos os eixos. A excentricidade (ou posição) desta resultante é calculada por:

$$X = \frac{B - b_0}{2} - d \quad (4.49)$$

B – Dimensão da sapata na respetiva direção;

b_0 – Dimensão do pilar;

Os valores das resultantes obtidos nestas secções não devem ultrapassar a resistência de cálculo ao esforço transversal da secção:

$$V_{Rd,c} = 0.12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \quad (4.50)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (4.51)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \quad (4.52)$$

$$V_{Rd,c} < v_{min} \times b_w \times d \quad (4.53)$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (4.54)$$

Seguidamente, procede-se à verificação da segurança em relação à flexão. Definidos os momentos atuantes, determinam-se a armadura longitudinal e a respetiva taxa mecânica de armadura, seguindo a metodologia aplicada no dimensionamento das lajes. É imperativo que a armadura cumpra as disposições regulamentares em vigor.

Finalmente, efetua-se a verificação ao punçoamento, partindo da determinação do valor de cálculo da tensão atuante:

$$V_{Ed} = \frac{\beta \times V_{Ed,red}}{u_i \times d} \quad (4.55)$$

u_i – Valor do perímetro de controlo;

β -Coeficiente de excentricidade de aplicação da carga;

$$\beta = 1 + 1.8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (4.56)$$

Este valor tem de ser menor que o valor de cálculo da máxima tensão resistente:

$$V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} \quad (4.57)$$

$$v = 0.6 \times \left(\frac{1 - f_{ck}}{200}\right) \quad (4.58)$$

Também tem de ser menor que o valor de cálculo da tensão resistente:

$$V_{Rd,c} = 0.12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times \frac{2 \times d}{a} \quad (4.59)$$

$$V_{Rd,c} \geq v_{min} \times \frac{2 \times d}{a} \quad (4.60)$$

a – Distância da face do pilar ao perímetro de controlo;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (4.61)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \quad (4.62)$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b \times d} \quad (4.63)$$

$$\rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{b \times d} \quad (4.64)$$

Foi também utilizado uma folha de cálculo de modo a otimizar o processo de

dimensionamento das sapatas.

Tabela 4-8 – Folha de cálculo de uma sapata

Sapata/Comb	Geometria			Esforços Atuantes				Tensões no solo			Armaduras	
	d (m)	A (m)	B (m)	Nsd (kN)	Msd,x (kN.m)	Msd,y (kN.m)	Nsd,calc (kN)	σmax (MPa)	σmin (MPa)	σref (MPa)	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)
2/101	0,565	3	2,5	115,4	68,6	6,9	301,03	66,56	13,83	53,38	1,56	9,63
2/102	0,565	3	2,5	155,8	92,6	9,3	341,43	81,15	9,88	63,33	1,85	9,63
2/103	0,565	3	2,5	157,6	101,6	10,3	343,23	84,90	6,44	65,26	1,91	9,63
2/104	0,565	3	2,5	152,6	99,8	11	338,23	83,82	6,22	64,42	1,89	9,63
2/105	0,565	3	2,5	162,5	103,5	9,7	348,13	80,44	6,61	66,09	1,94	9,63
2/106	0,565	3	2,5	144,3	82,4	10,1	329,93	86,42	11,89	60,16	1,76	9,63
2/107	0,565	3	2,5	170,9	120,9	10,6	356,53	85,04	1,76	70,54	2,07	9,63
2/121	0,565	3	2,5	147,4	89,6	10,4	333,03	79,01	9,53	61,95	1,81	9,63
2/122	0,565	3	2,5	163,9	95,7	8,2	349,53	73,16	10,15	64,71	1,90	9,63
2/123	0,565	3	2,5	133,6	60,6	8,9	319,23	83,95	18,30	54,72	1,60	9,63
2/124	0,565	3	2,5	178	124,9	9,7	363,63	80,54	1,51	72,04	2,11	9,63
2/125	0,565	3	2,5	107	65,6	8	292,63	64,70	13,16	51,90	1,52	9,63
2/126	0,565	3	2,5	123,5	17,7	5,8	309,13	57,89	14,47	54,87	1,61	9,63
2/127	0,565	3	2,5	93,2	36,6	6,5	278,83	69,88	22,20	44,72	1,31	9,63
2/128	0,565	3	2,5	137,6	100,8	7,3	323,23	79,37	5,27	62,03	1,82	9,63
2/129	0,565	3	2,5	146,3	95,2	11	331,93	80,91	7,09	62,86	1,84	9,63
2/130	0,565	3	2,5	162,8	101,4	8,9	348,43	75,42	7,73	65,62	1,92	9,63
2/131	0,565	3	2,5	132,5	66,2	9,5	318,13	90,44	15,59	55,54	1,63	9,63
2/132	0,565	3	2,5	176,9	130,5	10,4	362,53	82,77	15,59	73,14	2,14	9,63

4.3 Verificação do Estado Limite de Serviço

4.3.1 Deformação

Em conformidade com o ponto 7.4.1 do Eurocódigo 2, a deformação de um elemento estrutural deve ser controlada para não comprometer a funcionalidade da estrutura. Atendendo à tipologia do edifício, aos seus acabamentos e divisórias, torna-se imperativo fixar valores limite para as deformações, garantindo a compatibilidade com elementos não estruturais, tais como envidraçados e revestimentos. No caso específico deste edifício, dotado de cobertura plana, o controlo da flecha é fundamental para prevenir a estagnação de águas pluviais.

Para a combinação de ações quase permanentes, o EC2 estabelece dois limites regulamentares para a flecha (calculada face aos apoios), designadamente:

$$\frac{L}{250}, \text{ para flechas a tempo infinito} \quad (4.44)$$

$$\frac{L}{500}, \text{ para flechas suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura} \quad (4.45)$$

Para mitigar deformações excessivas, é prática comum a aplicação de contra flechas durante a fase construtiva. Contudo, em conformidade com o ponto 7.4.1(4) do Eurocódigo 2, este valor não deve exceder o limite de $L/250$. No âmbito desta verificação, as flechas instantâneas foram obtidas através do software de cálculo e confrontadas com os limites normativos,

verificando-se o seu cumprimento integral. Para a estimativa das flechas a tempo infinito, aplicou-se um coeficiente de majoração de 3.0 sobre os valores instantâneos. Como foi considerado metade do módulo de elasticidade (por causa do cálculo do sismo) as deformações instantâneas estão a dar o dobro, pelo que só se vai multiplicar por 1.5. Esta abordagem simplificada, geralmente conservadora e a favor da segurança, confirmou que as deformações de longo prazo respeitam igualmente os limites regulamentares.

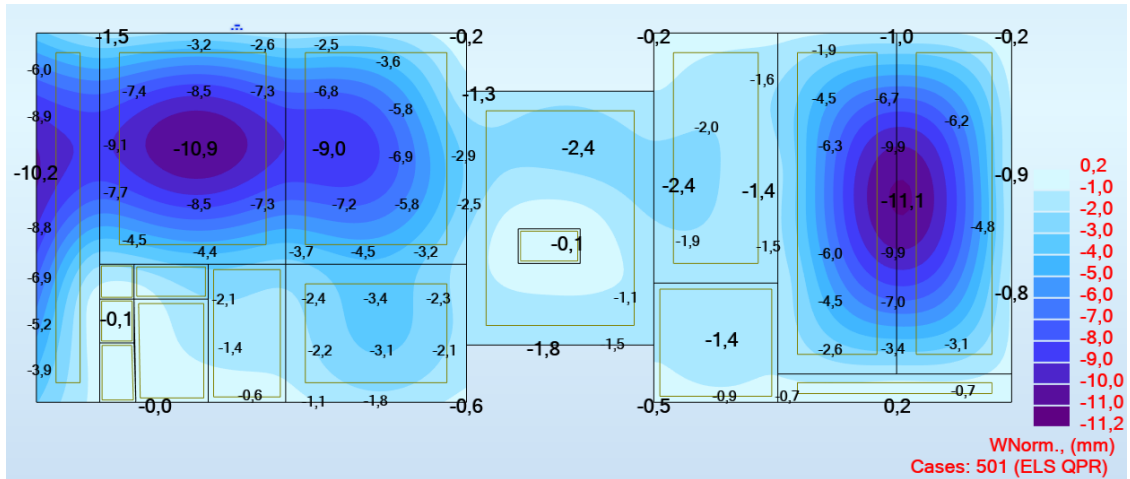


Figura 4-11 - Mapa de deformações instantâneas da laje de cobertura (com $E/2$) (mm)

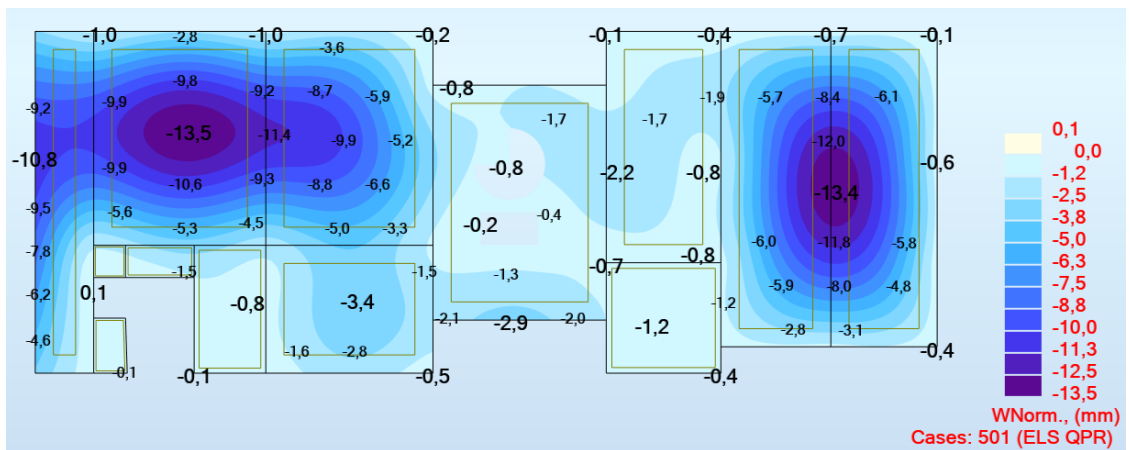


Figura 4-12 - Mapa de deformações instantâneas a longo prazo da laje do 1º Piso (com $E/2$) (mm)

4.3.2 Fendilhação

No âmbito dos Estados Limites de Serviço, é fundamental proceder ao controlo da fendilhação. Segundo as diretrizes do Eurocódigo 2, a abertura de fendas deve ser contida

para não comprometer a funcionalidade, a durabilidade ou a estética da estrutura. Note-se que a fendilhação é um fenómeno inerente às estruturas de betão armado quando solicitadas por esforços de flexão, corte, torção ou tração e resultantes de ações diretas.

O critério de verificação impõe que a largura calculada das fendas (w_k) não ultrapasse o valor limite regulamentar ($w_{\max}$), definido em função da natureza da obra. Para a classe de exposição XC3, o limite estabelecido é de 0,3 mm. A estimativa das aberturas de fendas nas lajes foi realizada através do software *Robot Structural Analysis*. A análise revelou que as zonas críticas se concentram em descontinuidades geométricas, como aberturas. Em pontos muito específicos onde $w_k > w_{\max}$, será prevista a aplicação de armadura de reforço, respeitando as boas práticas de construção.

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 ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.

NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de ações.

Figura 4-13 - NP EN 1992-1-1, Projeto de estruturas de betão - Regras gerais e regras para edifícios:

Valores recomendados $w_{\max}$

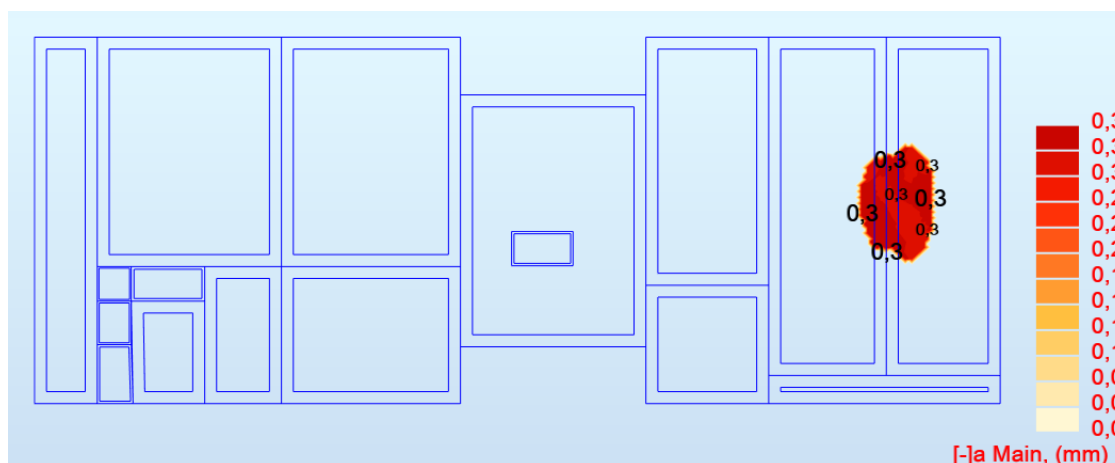


Figura 4-14 - Mapa de largura das fendas da cobertura a longo prazo na direção X-

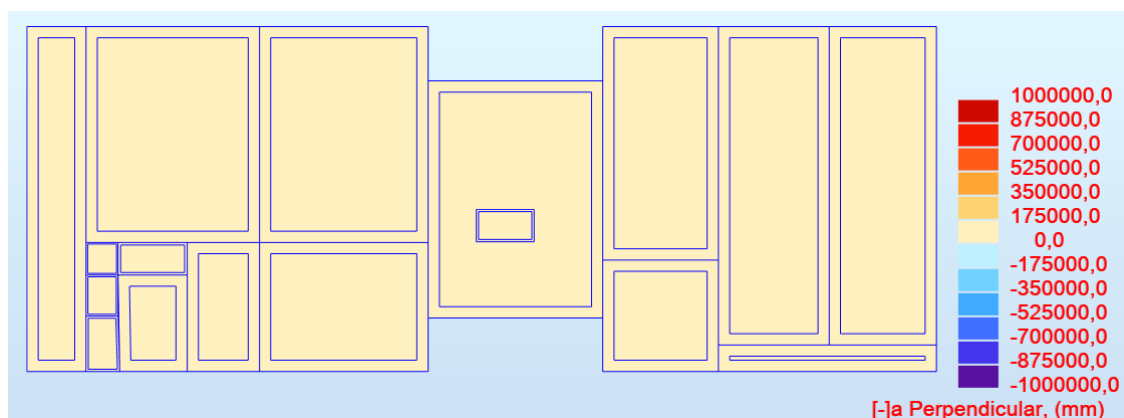


Figura 4-15 - Mapa de largura das fendas da cobertura a longo prazo na direção Y-

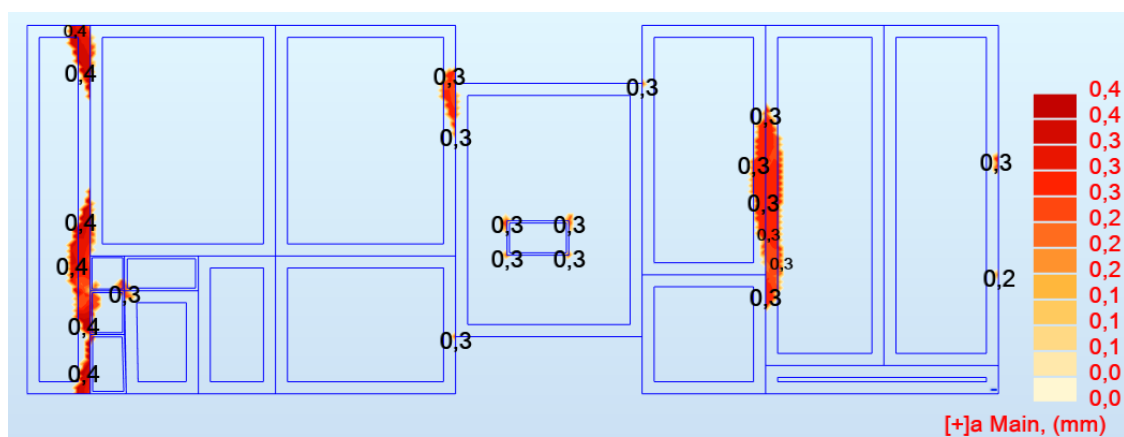


Figura 4-16 - Mapa de largura das fendas da cobertura a longo prazo na direção X+

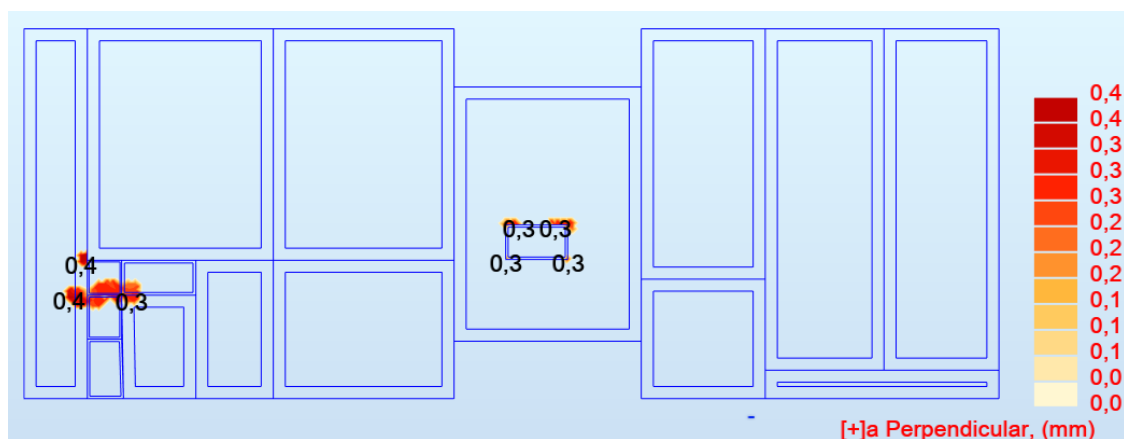


Figura 4-17 - Mapa de largura das fendas da cobertura a longo prazo na direção Y+

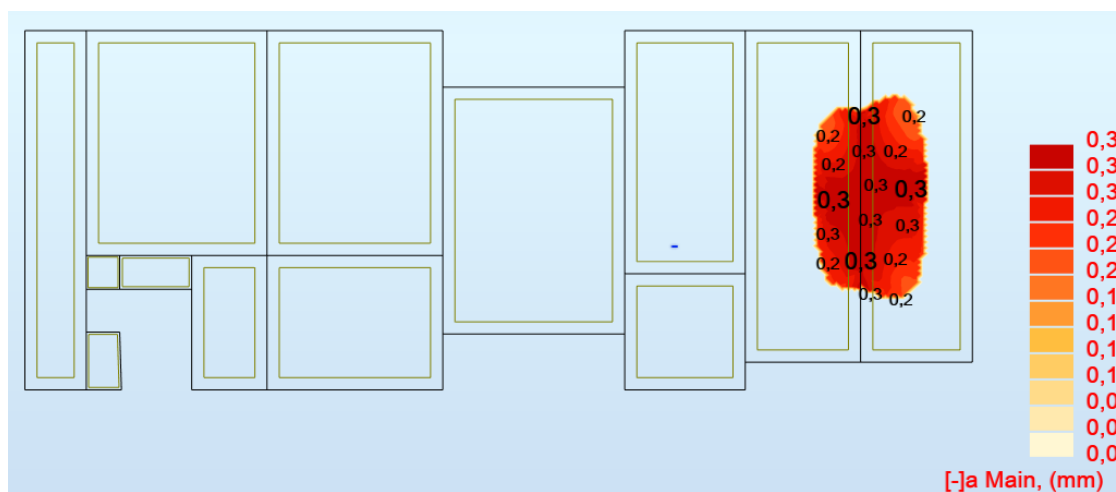


Figura 4-18 - Mapa de largura das fendas do 1º Piso a longo prazo na direção X-

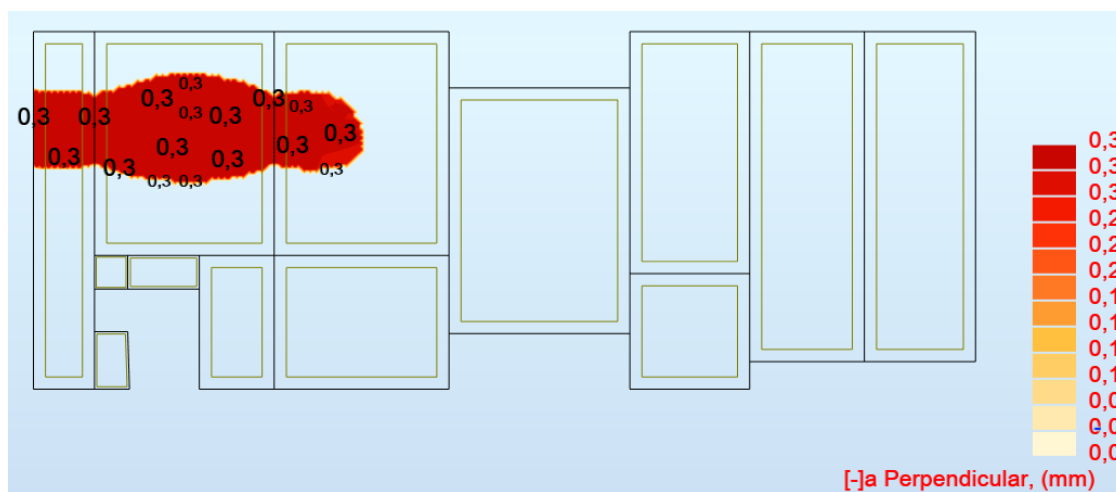


Figura 4-19 - Mapa de largura das fendas do 1º Piso a longo prazo na direção Y-

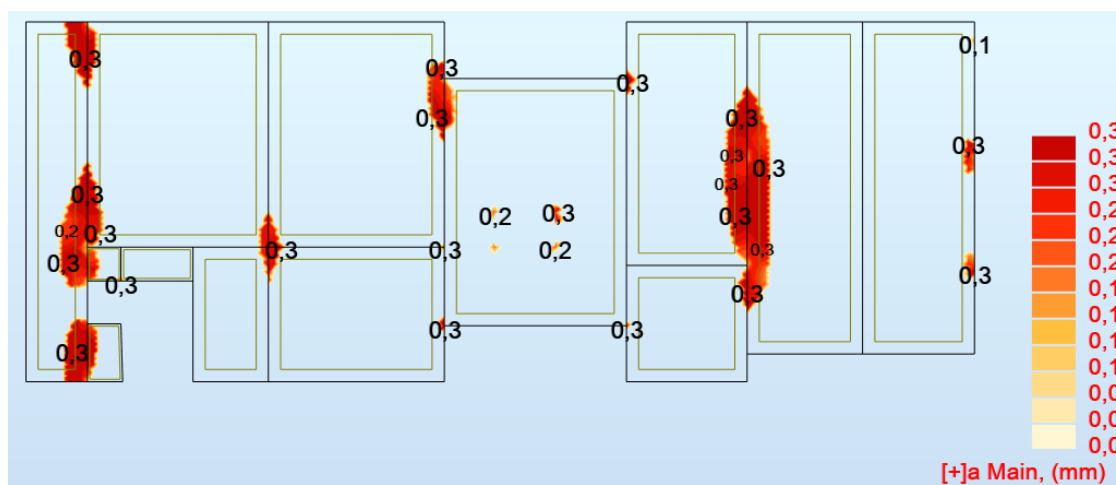


Figura 4-20 - Mapa de largura das fendas do 1º Piso a longo prazo na direção X+

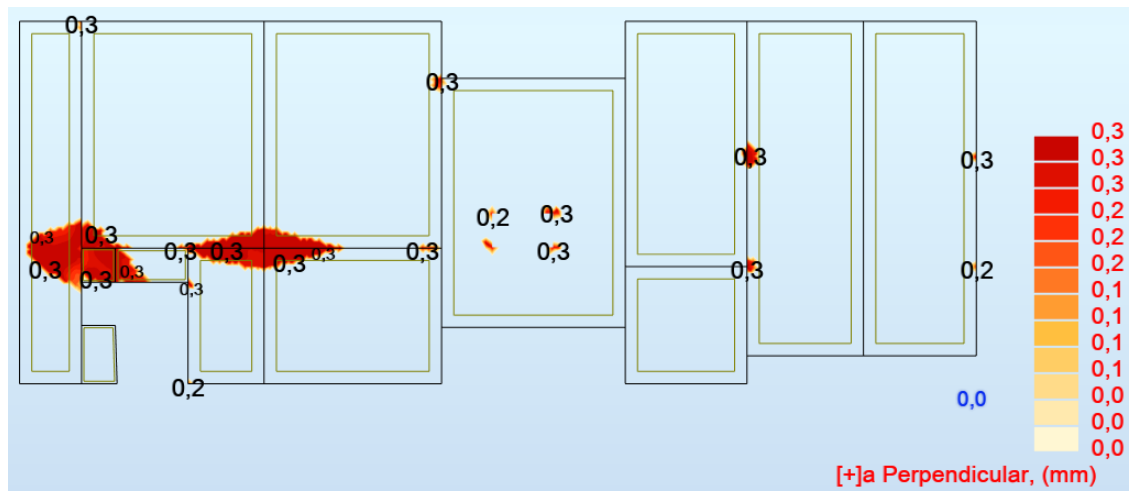


Figura 4-21 - Mapa de largura das fendas do 1º Piso a longo prazo na direção Y+

5 Considerações Finais

A elaboração deste projeto constituiu uma oportunidade fundamental para a consolidação de competências adquiridas durante o ciclo académico. A aplicação prática destes conceitos abrangeu todas as etapas do desenvolvimento estrutural, desde o pré-dimensionamento até à pormenorização das peças desenhadas. Adicionalmente, o projeto evidenciou o papel vital do software de cálculo automático. Ficou demonstrado que o uso destas ferramentas exige um julgamento crítico e experiência por parte do projetista, mas reforçou-se também a necessidade de uma supervisão técnica e atenta e experiente.

Por fim, identificou-se potencial de otimização no fluxo de trabalho, nomeadamente na integração direta entre os esforços obtidos no Robot e o dimensionamento de armaduras, processo que nesta fase foi realizado com recurso a folhas de cálculo externas.

Paralelamente, o projeto permitiu o desenvolvimento de competências na elaboração de peças desenhadas de estabilidade, recorrendo ao AutoCAD como ferramenta fundamental. O domínio deste software revelou-se crucial para garantir a interoperabilidade com os projetos de arquitetura, facilitando a correta compatibilização entre os elementos estruturais e o desenho arquitetónico.

A natureza prática deste trabalho constitui uma mais-valia significativa, servindo como uma base de consulta robusta para o início da atividade profissional, dada a sua estreita semelhança com os procedimentos adotados no mercado de trabalho.

Tendo em consideração o grande dinamismo da evolução das ferramentas informáticas de cálculo estrutural e até dos regulamentos aplicáveis à Engenharia Civil, a prática profissional futura deverá estar sempre alicerçada na formação contínua.

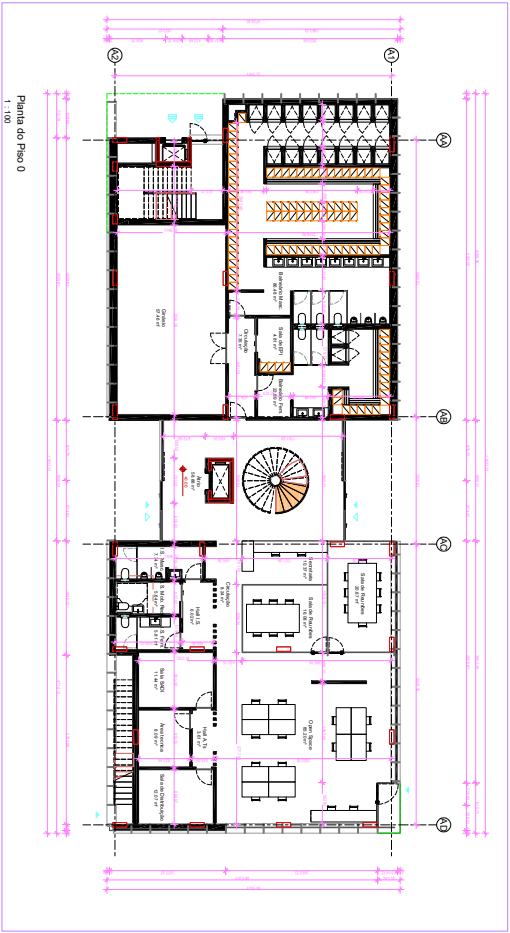
Com o intuito de acompanhar esta vanguarda tecnológica, fixa-se como objetivo a curto/médio prazo a realização de formações especializadas em softwares avançados que otimizem e automatizem o fluxo de trabalho do projetista. O foco centrar-se-á na transição definitiva para ambientes BIM (Building Information Modeling), através de ferramentas como o Revit Structure, e na exploração de programação aplicada à engenharia (como o Dynamo ou Python), visando a geração paramétrica de armaduras e a interligação nativa entre o modelo de cálculo e o desenho final. Esta especialização contínua será o vetor fundamental para

garantir soluções estruturais mais eficientes, céleres e competitivas no mercado atual.

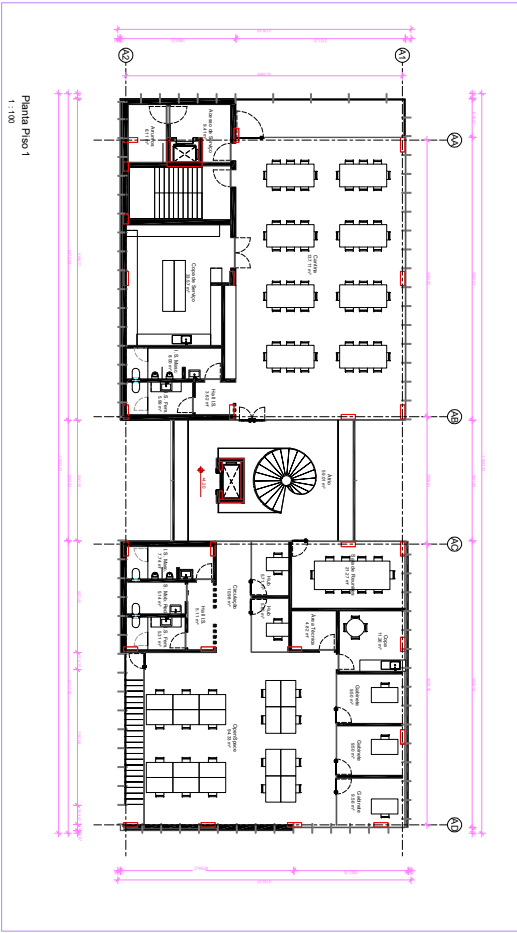
Referências

1. NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifício. Instituto Português de Qualidade, 2010
2. NP EN 1991-1-1 – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1: Ações gerais. Pesos Volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2009
3. NP EN 1991-1-4 – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1-4: Ações gerais, Ações do Vento. Instituto Português da Qualidade, 2010
4. NP EN 1997-1 – Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico, Parte 1: Regras gerais. Instituto Português da Qualidade, 2010
5. NP EN 1997-8 – Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas, e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2010
6. REBAP. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Imprensa Nacional, 2010

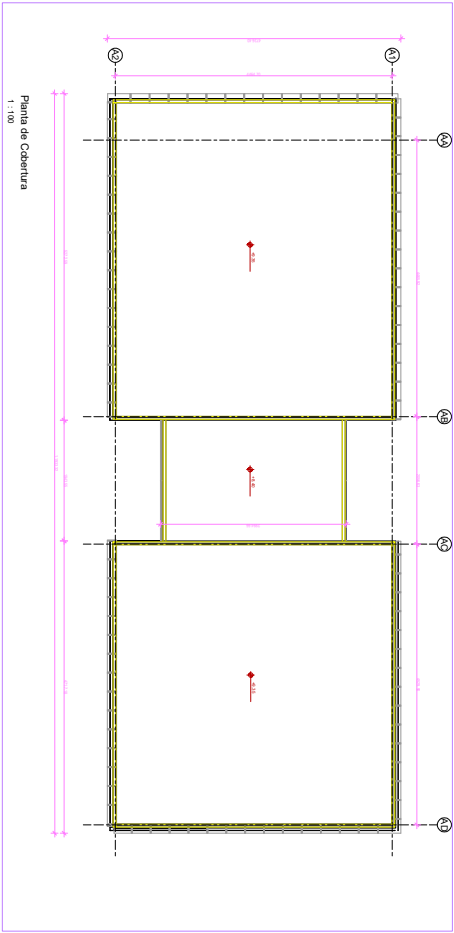
Anexo 1 – Projeto de Arquitetura



Planta do Piso 0
1:100



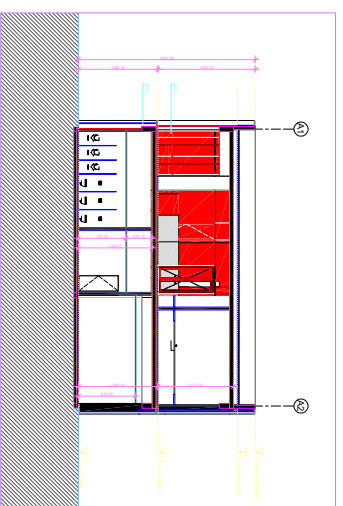
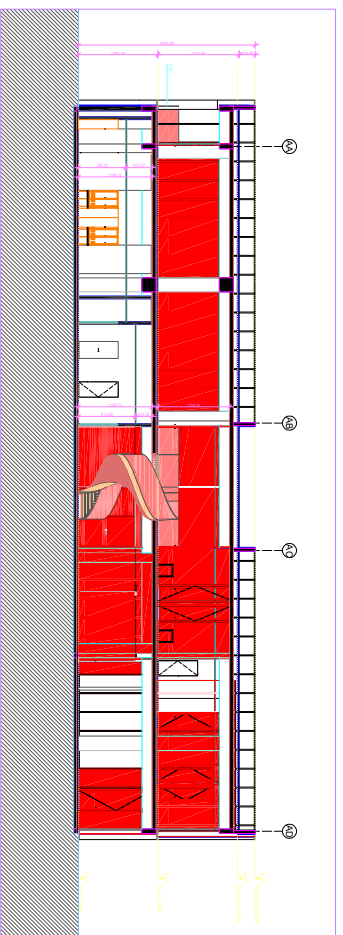
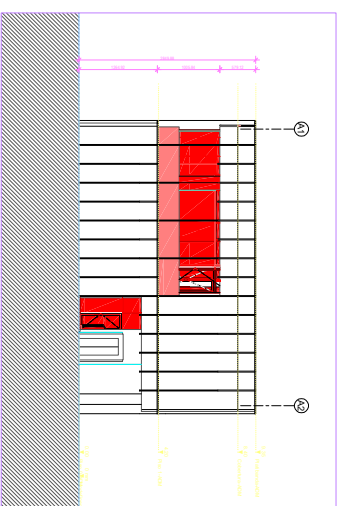
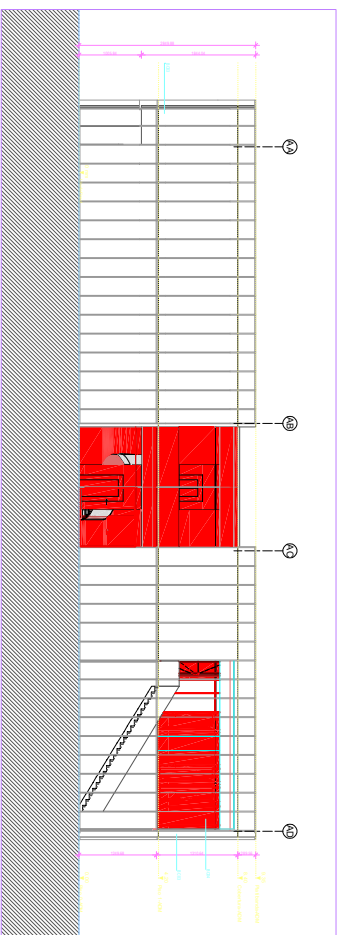
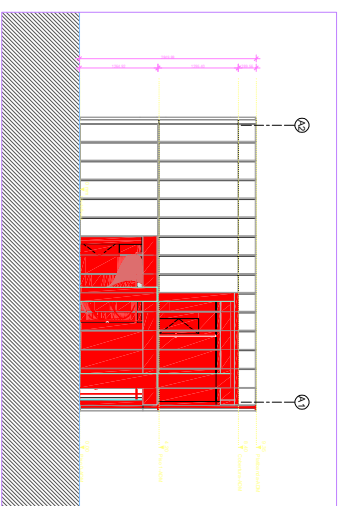
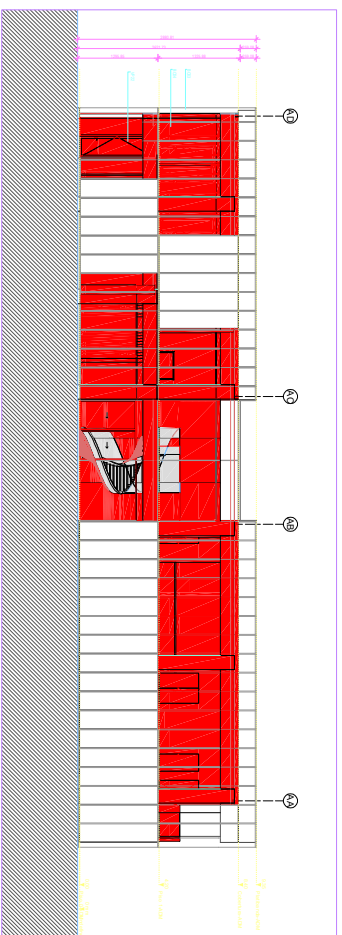
Planta Piso 1
1:100



Planta de Cobertura
1:100

QUADRO DE ÁREAS DO EDIFÍCIO	
ÁREA CONSTRUIDA	2.111,47 m²
ÁREA ÚTIL	1.814,47 m²
ÁREA DE PAVIMENTO	1.814,47 m²
ÁREA DE COBERTURA	1.814,47 m²

001-ARQ-001	
0	



QUADRO DE ÁREAS DO EDIFÍCIO	
Área a ser utilizada	370,7 m ²
Área	1114,8 m ²
Área útil	2
Cobertura	3,33 km

[illegible]

001-ARQ-002	0
-------------	---

Anexo 2 – Projeto de Estruturas

Lista de Peças Desenhadas

Desenho	Título do Documento
001-EST-001	Planta Estrutural Fundações e Piso 0
001-EST-002	Planta Estrutural Piso 1 e Cobertura
001-EST-003	Fundações, Vigas de Fundação, Pilares e Paredes Geometria e Armaduras
001-EST-004	Escadas e Vigas. Pormenores
001-EST-005	Armaduras Inferiores e Superiores das Lajes do Piso 1
001-EST-006	Armaduras Inferiores e Superiores das Lajes da Cobertura

BETNO [NP EN 205-1]

3

RE OBRIMENTOS

X — Elements to Editorial Notebooks

LVA - Large LA artery
LTV - Large T vessels

- Este documento deve ser interpretado

10

Category	IMP EN 2004
----------	-------------

10

Elevados enfermos ou em...

BETNO [NP EN 205-1]

3

RE OBRIMENTOS

X — Elements to Editorial Notebooks

LVA - Large LA artery
LTV - Large T vessels

- Este documento deve ser interpretado

10

Category	IMP EN 2004
----------	-------------

10

Elevados enfermos ou em...



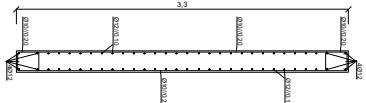
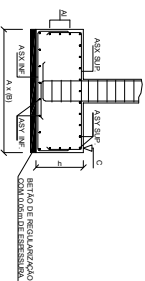
Executive :	4-500	Discretion :
-------------	-------	--------------

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100
101
102
103
104
105
106
107
108
109
110
111
112
113
114
115
116
117
118
119
120
121
122
123
124
125
126
127
128
129
130
131
132
133
134
135
136
137
138
139
140
141
142
143
144
145
146
147
148
149
150
151
152
153
154
155
156
157
158
159
160
161
162
163
164
165
166
167
168
169
170
171
172
173
174
175
176
177
178
179
180
181
182
183
184
185
186
187
188
189
190
191
192
193
194
195
196
197
198
199
200
201
202
203
204
205
206
207
208
209
210
211
212
213
214
215
216
217
218
219
220
221
222
223
224
225
226
227
228
229
230
231
232
233
234
235
236
237
238
239
240
241
242
243
244
245
246
247
248
249
250
251
252
253
254
255
256
257
258
259
260
261
262
263
264
265
266
267
268
269
270
271
272
273
274
275
276
277
278
279
280
281
282
283
284
285
286
287
288
289
290
291
292
293
294
295
296
297
298
299
300
301
302
303
304
305
306
307
308
309
310
311
312
313
314
315
316
317
318
319
320
321
322
323
324
325
326
327
328
329
330
331
332
333
334
335
336
337
338
339
340
341
342
343
344
345
346
347
348
349
350
351
352
353
354
355
356
357
358
359
360
361
362
363
364
365
366
367
368
369
370
371
372
373
374
375
376
377
378
379
380
381
382
383
384
385
386
387
388
389
390
391
392
393
394
395
396
397
398
399
400
401
402
403
404
405
406
407
408
409
410
411
412
413
414
415
416
417
418
419
420
421
422
423
424
425
426
427
428
429
430
431
432
433
434
435
436
437
438
439
440
441
442
443
444
445
446
447
448
449
450
451
452
453
454
455
456
457
458
459
460
461
462
463
464
465
466
467
468
469
470
471
472
473
474
475
476
477
478
479
480
481
482
483
484
485
486
487
488
489
490
491
492
493
494
495
496
497
498
499
500
501
502
503
504
505
506
507
508
509
510
511
512
513
514
515
516
517
518
519
520
521
522
523
524
525
526
527
528
529
530
531
532
533
534
535
536
537
538
539
540
541
542
543
544
545
546
547
548
549
550
551
552
553
554
555
556
557
558
559
560
561
562
563
564
565
566
567
568
569
570
571
572
573
574
575
576
577
578
579
580
581
582
583
584
585
586
587
588
589
590
591
592
593
594
595
596
597
598
599
600
601
602
603
604
605
606
607
608
609
610
611
612
613
614
615
616
617
618
619
620
621
622
623
624
625
626
627
628
629
630
631
632
633
634
635
636
637
638
639
640
641
642
643
644
645
646
647
648
649
650
651
652
653
654
655
656
657
658
659
660
661
662
663
664
665
666
667
668
669
670
671
672
673
674
675
676
677
678
679
680
681
682
683
684
685
686
687
688
689
690
691
692
693
694
695
696
697
698
699
700
701
702
703
704
705
706
707
708
709
710
711
712
713
714
715
716
717
718
719
720
721
722
723
724
725
726
727
728
729
730
731
732
733
734
735
736
737
738
739
740
741
742
743
744
745
746
747
748
749
750
751
752
753
754
755
756
757
758
759
760
761
762
763
764
765
766
767
768
769
770
771
772
773
774
775
776
777
778
779
780
781
782
783
784
785
786
787
788
789
790
791
792
793
794
795
796
797
798
799
800
801
802
803
804
805
806
807
808
809
810
811
812
813
814
815
816
817
818
819
820
821
822
823
824
825
826
827
828
829
830
831
832
833
834
835
836
837
838
839
840
84

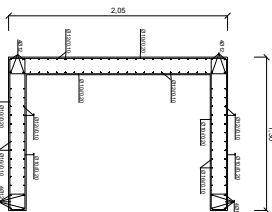
1101

QUADRO DE VARIÁVEIS DE FUNÇÃO

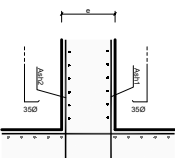
b (m)	h (m)	A1	A2	A3	Enrrio
Vf 1 0,25	0,75	3,012	3,012	200 kN/m²	08.10.1

[illegible]

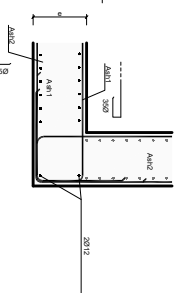
ESCALA: 1/1



Corte horizont



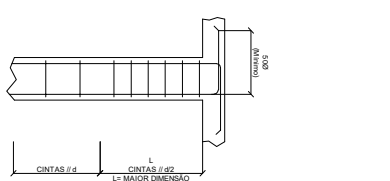
Corte horizontal



ESCALA: 1

conductor

ESCALA: S/ESCA

INTERNET: <http://www.fishbase.org>

E - Escola
VF - Vila de Fundação

NOTAS GERAIS

- A implantação e as intervenções de conservação, incluindo a criação de reservas, devem ser planejadas e previstas face aos projetos de Arquitetura. Especialistas e pesquisadores especializados em conservação devem ser envolvidos desde o início do planejamento.

ESPECIFICAÇÕES

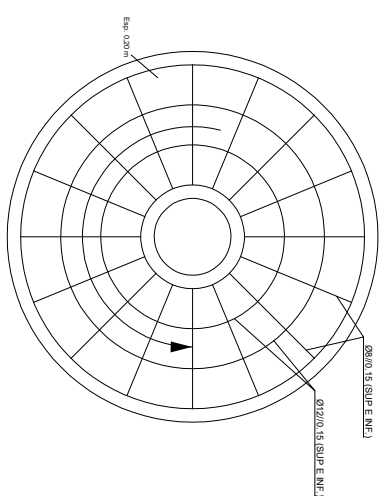
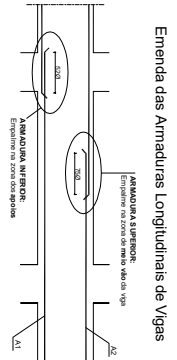
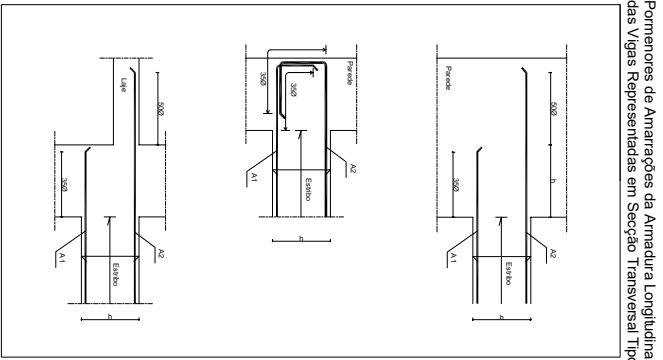
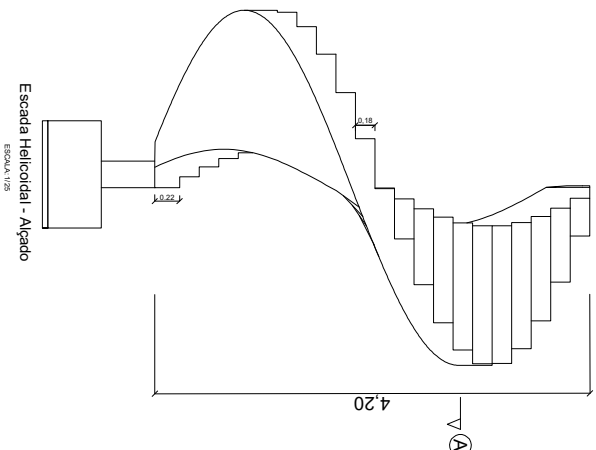
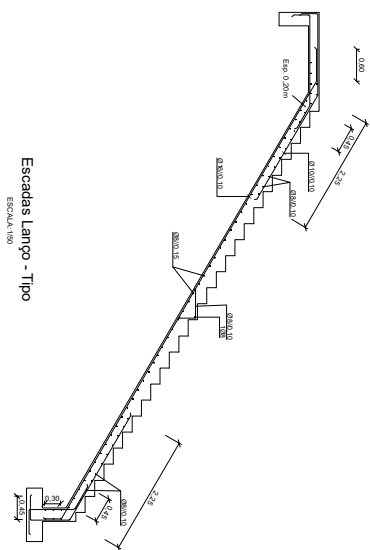
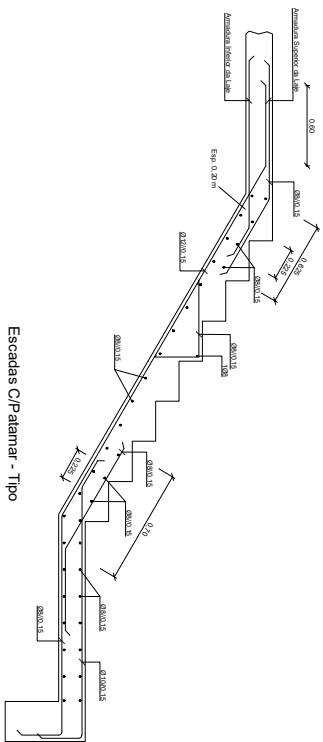
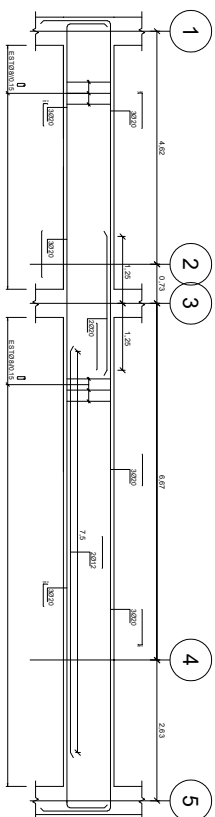
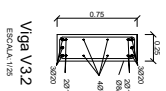
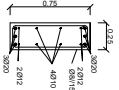
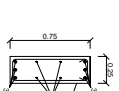
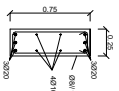
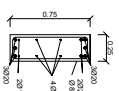
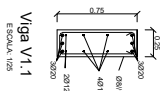
COFRAGENS

Production of emissions and/or turbidity - Classen A2

LEGENDA

PROJETO DE EXECUÇÃO

Geometria e Armaduras

MATERIAIS ESTRUTURAIS[illegible]

ESPECIFICAÇÕES

COFRAGENS
 Elementos enfiados ou em contacto com o terreno - Classe A1
 Elementos enfiados em fundo aparente vivente do terreno - Classe A2
 Relembros elementos enfiados - Classe A2

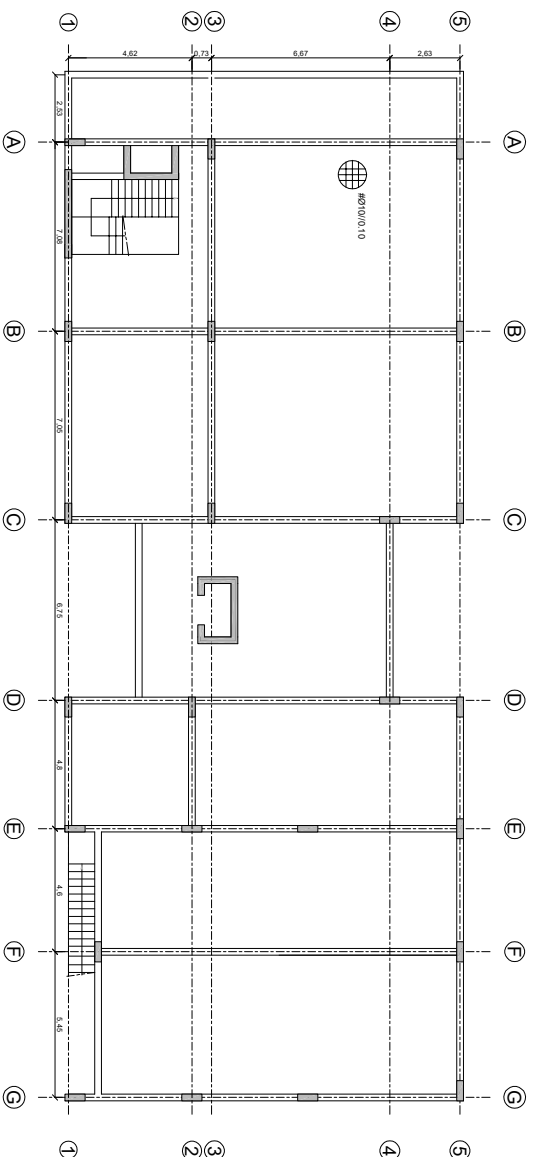
LEGENDA

Tipode life	
Esposura a delinque	
Cita da bipe	

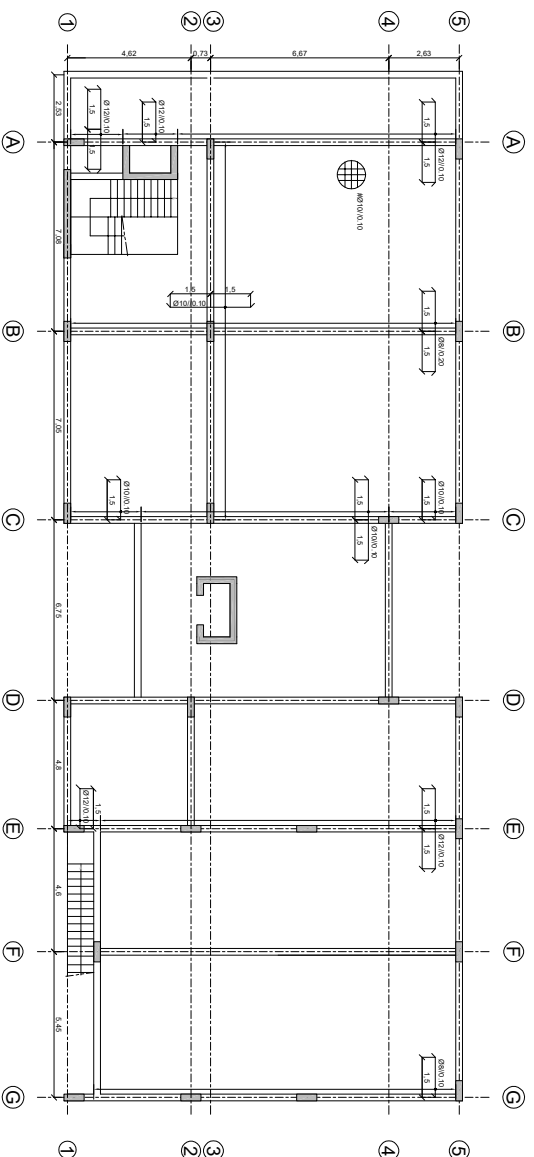
M2
0.25
8.40

[illegible]

AMARRAÇÃO DE ARMADURAS	
Repre. simplificado em Planta	Apagado
ARMADURA INTERNA	2 x h 200 300 h = altura da laje ARMADURA EM TORÇÃO
ARMADURA SUPERIOR	2 x h 300



PLANTA DE 1º PISO
ARMADURAS INFERIORES
ESCALA: 1:100



PLANTA DE 1º PISO
ARMADURAS SUPERIORES

MATERIAIS ESTRUTURAIS

[illegible]

NOTAS GERAIS

- Estudo do contexto onde se vier a praticar em conformidade com os projetos de Arquitetura e das realidades específicas;
- A validação de todas as coisas em termos da intenção assumida pelo E. projetante, derivada sua origem com o projeto de Arquitetura;
- A importância as dimensões de cores, larguras na file, tipos, massas e pesos com o intuito de se praticar aos projetos de Arquitetura, E. especificadas a qualquer E. projetante;

ESPECIFICAÇÃO

Categorias	[NºP EN2006-5-2007]	- Edifícios (categorias 4-9)
VIA ÚTIL	[NºP EN2006-5-2007]	- 50 anos
Classe Estrutural	[NºP EN1992-5-5-2010]	- S4
Classe de Exatidão	[NºP EN 13520-2017]	- 2

COFRAGENS

Elementos enfeixados ou em contato com o terreno - Classe A1
Elementos estruturais em contato aparente visíveis do exterior - Classe A3
Resíduos elementos estruturais - Classe A2

LEGENDA

Tipo de laje	LM2
Espessura da laje	0.25
Carga da laje	8.40

[illegible]

EDIFÍCIO ADMINISTRATIVO
VILA DO CONDE

PROJETO DE EXECUÇÃO

Designação
ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES
EDIFÍCIO ADMINISTRATIVO

ARMADURAS INFERIORES E SUPERIORES DAS LAJES DO PISO 1

Exclusão :	1-100	Projeto :	
Data :		Distribuição :	
Processo :		Verificação :	
Folha :		Aprovação :	

001-EST-005

00

