



## Projeto de Estabilidade de Estruturas

**LEONEL SANTOS CORREIA**

novembro de 2024

# **PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM CENTRO SOCIAL**

**Leonel Santos Correia**

**Projeto para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil - Estruturas**

**Orientador: Isabel Maria Alvim Teles**

**Júri:**

Presidente:

Prof.<sup>a</sup> Maria Rosário Oliveira (ISEP)

Vogais:

Prof. Tiago Sarmiento Sabino Domingues (ISEP)

Prof.<sup>a</sup> Isabel Maria Alvim Teles (ISEP)

## DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Eu, Leonel Santos Correia, estudante n.º 1190805, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, 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.

*Leonel Santos Correia*

ISEP, Porto, 4 de outubro de 2024

# Resumo

O presente trabalho final de Mestrado tem como objetivo a execução dos projetos de estabilidade de dois edifícios em betão armado que irão funcionar como um centro social. Os principais objetivos deste trabalho são a aplicação e complementação dos conhecimentos adquiridos ao longo da Licenciatura em Engenharia Civil e do Mestrado de Estruturas em Engenharia Civil, no âmbito dos temas relacionados com a conceção de estruturas, análise estrutural e dimensionamento de estruturas de edifícios e fundações de acordo com os requisitos estabelecidos pelos Eurocódigos (NP EN 1990, NP EN 1991, NP EN 1992 e NP EN1998).

Este trabalho inclui a análise e dimensionamento das estruturas dos dois edifícios que compõe o empreendimento. As arquiteturas dos empreendimentos destinados a fins sociais são tipicamente invulgares, deste modo, para além das funções de estabilização, a estrutura também desempenha um papel importante na moldagem da arquitetura. O empreendimento tem no máximo um piso elevado com uma laje fungiforme aligeirada, lajes maciças nas coberturas e nos telhados concretizados por quatro lajes inclinadas de forma a ser obtida a estética pretendida pela arquitetura. Foi definida uma solução de paredes estruturais no contorno dos edifícios resistentes as ações laterais e pilares que suportam apenas as cargas verticais transmitidas pelas lajes.

Recorreu-se ao *software* de cálculo de elementos finitos *Robot Structural Analysis* para obter os esforços atuantes nas estruturas, que permitiram realizar um dimensionamento rigoroso dos vários elementos estruturais de acordo com os critérios definidos para os Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização. Por vezes, ocorrem complicações nas construções provocadas por erros na fase de conceção, por isso é de elevada importância acompanhar a evolução tecnológica e implementar novas metodologias de trabalho de maneira a reduzir as deficiências de projeto.

**Palavras-chave:** Projetos de Estabilidade, Betão armado, Eurocódigos, Estados Limites Últimos, Estados Limites de Utilização.



# Abstract

The aim of this Master's thesis is to develop a stability projects for reinforced concrete buildings, which will function as a social center. The primary objective of this work is to apply and enhance the knowledge acquired during the academic training in Civil Engineering, focusing on topics related to structural design, structural analysis, and the design of building structures and foundations, in compliance with the requirements established by the Eurocodes (NP EN 1990, NP EN 1991, NP EN 1992, and NP EN 1998).

This work includes the analysis and design of the structures for the two buildings comprising the project. The enterprise consists of a maximum of one elevated floor with a waffle slab, a roof flat slab, and a roof structure formed by four sloping slabs to achieve the desired architectural aesthetic. Was adoped a solution of structural walls around the perimeter of the building to resist lateral forces, while the columns support only the vertical loads transmitted by the slabs.

The finite element software used to calculate the forces acting on the structure was Robot Structural Analysis, wich made it possible to precisely design of the various structural elements according to the criteria defined for ultimate limit states and service limit states. Given that, construction complications can due design errors that occur during the conceptual phase, it is crucial to follow technological advances and implement new methodologies to reduce project deficiencies.

**Keywords:** Stability Projects, Reinforced Concrete, Eurocodes, Ultimate Limit States, Service Limit States.



# Agradecimentos

Ao longo dos últimos dois anos, conciliar a minha vida pessoal com o trabalho e com o mestrado foi extremamente desafiador, porém foi ótimo para o meu desenvolvimento pessoal. Neste percurso tive a felicidade de contar com o apoio de um conjunto de pessoas as quais gostaria de demonstrar a minha gratidão.

Em primeiro lugar, quero agradecer aos meus pais por terem sido a minha maior força. O apoio que me deram diariamente permitiu dedicar-me exclusivamente ao trabalho e aos estudos.

À minha orientadora, quero agradecer por ser uma pessoa bastante acessível, por ter-me acompanhado, ajudado e pelo conhecimento transmitido. Sem dúvida que a sua intervenção contribuiu imenso para a realização deste trabalho e para a minha evolução profissional.

Aos meus colegas de trabalho, deixo o meu agradecimento pela constante disposição de me ensinar e ajudar, quer a nível de projeto de estruturas como a nível académico.

Por fim, agradeço a todos os meus amigos, que ao longo destes anos, me apoiaram de uma forma incondicional. A amizade e compressão que tiveram comigo foi essencial.

A todos, o meu muito obrigado.



# Índice

<b>1</b>	<b>Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Estrutura do trabalho.....	1
<b>2</b>	<b>Descrição do Edifício .....</b>	<b>3</b>
2.1	Arquitetura.....	3
2.1.1	Pormenores de Arquitetura .....	4
2.1.2	Implantação dos elementos estruturais .....	8
<b>3</b>	<b>Método de Trabalho/ Interoperabilidade.....</b>	<b>17</b>
3.1	Implantação dos elementos estruturais .....	18
3.2	Avaliação das incompatibilidades com a Arquitetura .....	19
3.3	Reprodução dos modelos de cálculo de forma automática.....	23
3.4	Produção das peças desenhadas de forma automática .....	25
<b>4</b>	<b>Classificação das Ações .....</b>	<b>27</b>
4.1	Ações Permanentes .....	27
4.1.1	Peso próprio dos elementos estruturais.....	27
4.1.2	Restantes cargas permanentes .....	27
4.2	Ações Variáveis .....	30
4.2.1	Sobrecarga .....	30
4.2.2	Vento.....	31
4.2.3	Neve.....	33
4.2.4	Temperatura .....	35
4.3	Ações Sísmicas .....	36
4.3.1	Tipos de Ações Sísmicas .....	36
4.3.2	Zonamento Sísmico.....	37
4.3.3	Tipo de Terreno .....	37
4.3.4	Classes e coeficientes de importância .....	37
4.3.5	Aceleração à superfície.....	38
4.3.6	Coeficiente do solo.....	38
4.3.7	Coeficiente de comportamento .....	38
4.3.8	Espectros de resposta.....	39
4.3.9	Dimensionamento para a resistência em alternativa para a ductilidade. ....	40
4.4	Combinações de Ações .....	42
4.4.1	Estados Limites Últimos .....	42
4.4.2	Estados Limites Utilização .....	43
<b>5</b>	<b>Bases de Projeto .....</b>	<b>45</b>
5.1	Enquadramento Regulamentar .....	45
5.1.1	Normas para Ações e Verificações de Segurança .....	45

5.1.2	Normas dos Materiais .....	46
5.2	Tempo de Vida Útil .....	47
5.3	Materiais .....	47
5.3.1	Durabilidade dos Materiais.....	47
5.3.2	Betão .....	47
<b>6</b>	<b>Modelo de cálculo.....</b>	<b>51</b>
6.1	Elementos estruturais .....	51
6.2	Análise Modal por Espectros de Resposta.....	53
<b>7</b>	<b>Disposições Gerais .....</b>	<b>63</b>
7.1	Recobrimento.....	63
7.1.1	Recobrimento Mínimo .....	63
7.1.2	Recobrimento Nominal .....	63
7.2	Distância entre varões .....	64
7.3	Diâmetro mínimo de dobragem de varões.....	64
7.4	Comprimento de amarração dos varões .....	65
7.5	Comprimento de emenda dos varões.....	67
7.6	Amarração das armaduras transversais .....	68
<b>8</b>	<b>Estados Limites Últimos (ELU) .....</b>	<b>69</b>
8.1	Dimensionamento das Lajes .....	69
8.1.1	Sistema de Aligeiramento da Lajes.....	69
8.1.2	Disposições Construtivas .....	72
8.1.3	Verificação dos Estados Limites Últimos dos Esforços Transversos .....	73
8.1.4	Verificação dos Estados Limites Últimos dos Momentos Fletores .....	77
8.1.5	Verificação da resistência ao punçamento.....	79
8.2	Dimensionamento das Escadas .....	81
8.3	Dimensionamento das Vigas .....	85
8.3.1	Armadura Longitudinal - Flexão .....	85
8.3.2	Estribos - Esforço Transverso .....	86
8.3.3	Resultados .....	87
8.4	Dimensionamento dos Pilares .....	90
8.4.1	Efeitos de segunda ordem .....	90
8.4.2	Disposições de armaduras.....	92
8.4.3	Cálculo das armaduras .....	93
8.5	Dimensionamento das Paredes.....	96
8.5.1	Disposições de armaduras.....	96
8.5.2	Cálculo de armaduras .....	96
8.6	Dimensionamento das Fundações.....	99
8.6.1	Dimensionamento das fundações diretas (Sapatas) .....	100
8.6.2	Verificação de segurança das sapatas á flexão .....	101

8.6.3	Verificação de segurança das sapatas aos esforços transversos .....	102
8.6.4	Verificação de segurança das sapatas ao punçoamento .....	102
8.6.5	Dimensionamento das sapatas isoladas .....	103
8.6.6	Dimensionamento das sapatas contínuas .....	104
8.6.7	Dimensionamento das sapatas agrupadas .....	105
<b>9</b>	<b>Estados Limites de Utilização (ELUt).....</b>	<b>107</b>
9.1	Controlo da fendilhação .....	107
9.2	Controlo da deformação.....	108
<b>10</b>	<b>Conclusão.....</b>	<b>115</b>
	<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>117</b>



# Lista de Figuras

Figura 2.1 - Planta de arquitetura do piso 1.....	4
Figura 2.2 - Planta de arquitetura do piso 2.....	4
Figura 2.3 - Pormenor construtivo da cobertura. ....	5
Figura 2.4 - Pormenor construtivo do piso 2.....	5
Figura 2.5 - a) Pormenor construtivo do piso 1 corte V1.....	6
Figura 2.6 - a) Pormenor construtivo da estrutura metálica da fachada de vidro, corte V4. ....	7
Figura 2.7 - Solução da escada de betão armado nos cortes de arquitetura. ....	7
Figura 2.8 - Solução da escada metálica nos cortes de arquitetura. ....	8
Figura 2.9 - Representação da implantação dos pilares. ....	8
Figura 2.10 - Implantação dos pilares junto da fachada. ....	9
Figura 2.11 - Implantação das paredes. ....	9
Figura 2.12 - Posicionamento dos pilares junto das paredes. ....	10
Figura 2.13 - Condicionamentos das paredes devidos às portas.....	10
Figura 2.14 - a) Representação do núcleo em corte. ....	11
Figura 2.15 - Estudo das dimensões das vigas no saguão do Bloco 1. ....	12
Figura 2.16 - Estudo das dimensões das vigas no saguão do Bloco 1 na cobertura. ....	12
Figura 2.17 - Estudo das dimensões das vigas de bordo da cobertura do Bloco 2.....	13
Figura 2.18 - Estudo das dimensões das vigas de bordo invertidas do Bloco 1.....	13
Figura 3.1 - Vista Inicial do Template do Revit.....	18
Figura 3.2 - Importação das peças desenhadas da arquitetura.....	18
Figura 3.3 - Posicionamento dos elementos estruturais sobre as plantas de arquitetura do piso 1.....	19
Figura 3.4 - Introdução e posicionamento dos cortes de arquitetura. ....	19
Figura 3.5 - Corte com a arquitetura e estrutura sobrepostas. ....	20
Figura 3.6 - Captura de ecrã durante o estudo do traçado da nova solução da cobertura.....	20
Figura 3.7 - Captura de ecrã durante o estudo em planta da nova solução da cobertura.....	21
Figura 3.8 - Cálculo do modelo parcial da cobertura. ....	21
Figura 3.9 - Verificação dos planos das coberturas do Bloco 2 no Revit.....	22
Figura 3.10 - Verificação dos planos das coberturas do Bloco 1 no Revit. ....	22
Figura 3.11 - Reposicionamento dos pilares na zona do saguão. ....	23
Figura 3.12 - a) Automatização analítica.....	23
Figura 3.12 - b) Físico a analítico para construções. ....	23
Figura 4.1 - Mapa da zonas de neve em Portugal.....	34
Figura 4.2 - Inclinação da cobertura.....	35
Figura 4.3 - a) Gráfico do coeficiente de forma. ....	35
Figura 4.4 - Espectro de resposta de cálculo horizontal. ....	40
Figura 4.5 - Espectro de resposta de cálculo horizontal para a ação sísmica do tipo I.....	41
Figura 4.6 - Espectro de resposta de cálculo horizontal para a ação sísmica do tipo II.....	41
Figura 6.1 - Redução da rigidez dos elementos de betão armado.....	51
Figura 6.2 - Aplicação da densidade equivalente no modelo de cálculo. ....	52
Figura 6.3 - Aplicação das ações do vento. ....	53
Figura 6.4 - a) Definição de uma análise modal. ....	53
Figura 6.5 - Conversão das cargas verticais em cargas horizontais. ....	54
Figura 6.6 - Organograma dos modelos de cálculo realizados no estudo dos modos de vibração. .	55
Figura 6.7 - Acesso ao Panel Calculation Model. ....	55
Figura 6.8 - Definição de um painel do tipo diafragma rígido.....	56
Figura 6.9 - Aplicação dos diafragmas rígidos às lajes. ....	56

Figura 6.10 - Processo de consulta das coordenadas dos centros de gravidade e de rigidez. ....	59
Figura 6.11 - Definição das ações sísmicas no modelo de cálculo. ....	60
Figura 6.12 - Definição dos coeficientes de combinação. ....	61
Figura 6.13 - Definição do modo de vibração mais expressivo nas direções das ações sísmicas. ....	61
Figura 7.1 - Ilustração das regras das amarrações das armaduras transversais. ....	68
Figura 8.1 - Representação da composição de uma laje CBX (Cobix). ....	70
Figura 8.2 - Esquema técnico do sistema de aligeiramento CBX. ....	70
Figura 8.3 - Diferenças entre uma estrutura de lajes vigadas e lajes CBX. ....	70
Figura 8.4 - a) Avaliação dos recobrimentos na série S-180. ....	71
Figura 8.5 - Mapa dos esforços transversos na laje aligeirada.....	74
Figura 8.6 - Definição dos maciços através do mapa dos esforços transversos. ....	74
Figura 8.7 - Análise gráfica da verificação dos esforços transversos resistentes.....	75
Figura 8.8 - Avaliação dos valores de esforço transversal superiores ao valor da capacidade resistente da laje. ....	76
Figura 8.9 - Integral do esforço transversal na zona da parede Pa.1.....	76
Figura 8.10 - Mapa dos esforços transversos na laje da cobertura. ....	77
Figura 8.11 - Diagramas de extensões e de tensões do sistema CBX. ....	77
Figura 8.12 - Integral do esforço dos momentos fletores negativos na zona da parede Pa.1.....	78
Figura 8.13 - a) Planta parcial das escadas.....	81
Figura 8.14 - Esquemas estruturais dos lanços. ....	82
Figura 8.15 - Esquemas estruturais dos patamares. ....	82
Figura 8.16 - Esquema de geometria dos elementos da escada. ....	83
Figura 8.17 - Análise dos diagramas de momentos fletores da viga V2.2.1.....	87
Figura 8.18 - Verificação da Flexão, na folha de cálculo. ....	87
Figura 8.19 - Processo de consulta dos valores dos esforços atuantes nos pilares. ....	94
Figura 8.20 - Folha de calculo utilizada no dimensionamento de armaduras dos pilares. ....	94
Figura 8.21 - Combinação condicionante para o pilar P1.....	95
Figura 8.22 - Armadura do Pilar P1. ....	95
Figura 8.23 - Processo de consulta dos esforços atuantes nas paredes. ....	96
Figura 8.24 - Demonstração da correlação entre os eixos locais e globais.....	97
Figura 8.25 - Combinação condicionante da parede Pa.2.....	98
Figura 8.26 - Cálculo das armaduras através do programa XD-CoSec. ....	98
Figura 8.27 - Armaduras da parede Pa.2.....	99
Figura 8.28 - Esquema das dimensões geométricas da sapata (fonte: Apontamentos de Fundações e Estruturas de Suporte, António Arêde). ....	100
Figura 8.29 - Esquema das dimensões geométricas para a verificação da condição de sapata rígida (fonte: Apontamentos de Fundações e Estruturas de Suporte, António Arêde). ....	101
Figura 8.30 - Processo de consulta dos valores das reações.....	103
Figura 8.31 - Folha de calculo utilizada no dimensionamento das fundações (Fonte Adf). ....	104
Figura 8.32 - Consulta das reações em sapatas contínuas.....	105
Figura 8.33 - Esquema estrutural das sapatas conjuntas.....	106
Figura 9.1 - Relação tensão-deformação com fluência, retirada do livro “Estruturas de Betão – Bases de cálculo” de Paulo Cachim. ....	109
Figura 9.2 - Folha de cálculo dos coeficientes de fluência (fonte AdF). ....	111
Figura 9.3 - Gráfico da evolução temporal da fluência do betão (fonte: AdF).....	112
Figura 9.4 - Definição das deformações por fluência no modelo. ....	112
Figura 9.5 - Mapa das deformações totais.....	113
Figura 9.6 - Mapa das deformações após a construção.....	113

# Lista de Tabelas

Tabela 4.1 - Quantificação das ações permanentes no telhado.....	28
Tabela 4.2 - Quantificação das ações permanentes na cobertura.....	28
Tabela 4.3 - Quantificação das ações permanentes no piso 2.....	28
Tabela 4.4 - Quantificação das ações permanentes das alvenarias.....	29
Tabela 4.5 - Quantificação do peso próprio das paredes. ....	30
Tabela 4.6 - Resultados do peso próprio das paredes. ....	30
Tabela 4.7 - Ações de sobrecarga consideradas no projeto. ....	31
Tabela 4.8 - Determinação dos coeficientes de importância pelo EC8.....	38
Tabela 4.9 - Parâmetro multiplicador do coeficiente de combinação variável para a ação sísmica. ....	43
Tabela 4.10 - Coeficientes parciais relativos as ações ECO. ....	44
Tabela 4.11 - Coeficientes aplicados às ações variáveis ECO. ....	44
Tabela 5.1 - Valores do índice de fiabilidade segundo o período de referência.....	45
Tabela 5.2 - Classe de fiabilidade. ....	46
Tabela 5.3 - Classes de exposição no projeto. ....	48
Tabela 5.4 - Quadro de materiais (betão). ....	49
Tabela 5.5 - Quadro de Limites para as características do betão. ....	49
Tabela 5.6 - Propriedades do aço utilizado no projeto. ....	50
Tabela 6.1 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 1. ....	57
Tabela 6.2 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 1 com diafragma rígido.....	57
Tabela 6.3 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 2. ....	57
Tabela 6.4 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 2 com diafragma rígido.....	57
Tabela 6.5 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 1 sistema estrutural pilares mais núcleo. ....	58
Tabela 6.6 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 1 sistema estrutural só com pilares.....	58
Tabela 6.7 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 2 sistema estrutural pilares mais núcleo. ....	58
Tabela 7.1 - Recobrimentos no projeto. ....	64
Tabela 7.2 - Diâmetros mínimos de dobragem no projeto.....	65
Tabela 7.3 - Determinação dos valores de calculo das tensões de rotura de aderência.....	66
Tabela 7.4 - Comprimentos de amarração de referência. ....	66
Tabela 7.5 - Valores mínimos de comprimento de amarração para as condições de má aderência. .....	67
Tabela 7.6 - Valores do comprimento de amarração adotados para as condições de má aderência. .....	67
Tabela 7.7 - Valores mínimos de comprimento de emenda para as condições de má aderência. ..	68
Tabela 7.8 - Valores do comprimento de emenda adotados para as condições de má aderência. .	68
Tabela 8.1 - Determinação dos valores de calculo dos esforços transversos resistentes. ....	73
Tabela 8.2 - Quadro de armaduras para cada tipo de laje.....	79
Tabela 8.3 - Tensões de corte por punçoamento no perímetro de controlo u0. ....	80
Tabela 8.4 - Tensões de corte por punçoamento no perímetro de controlo u1. ....	81
Tabela 8.5 - Tabela da geometria dos componentes da escada. ....	83
Tabela 8.6 - Tabela das armaduras das escadas. ....	85
Tabela 8.7 - Determinação das áreas mínimas e máximas de armaduras para o caso em análise. .	88
Tabela 8.8 - Geometria das vigas do piso 2 do Bloco 1.....	88
Tabela 8.9 - Geometria das vigas do piso 2 do Bloco 1.....	89
Tabela 8.10 - Cálculo das armaduras longitudinais do piso 2 do bloco 1. ....	89
Tabela 8.11 - Cálculo das armaduras de esforço transverso do piso 2 do Bloco 1. ....	90
Tabela 8.12 - Cargas verticais do Bloco 1.....	91

*Lista de Tabelas*

Tabela 8.13 - Cargas verticais do Bloco 2. ....	91
Tabela 8.14 - Quantificação dos momentos de inércia dos contraventamentos no Bloco 1. ....	91
Tabela 8.15 - Quantificação dos momentos de inércia dos contraventamentos no Bloco 2. ....	92
Tabela 8.16 - Verificação dos efeitos de 2º ordem no Bloco1. ....	92
Tabela 8.17 - Verificação dos efeitos de 2º ordem no Bloco 2. ....	92
Tabela 8.18 - Armaduras nos pilares. ....	95
Tabela 8.19 - Armaduras das paredes. ....	99
Tabela 8.20 - Propriedades do solo de fundação. ....	99
Tabela 8.21 - Armaduras das sapatas isoladas. ....	104
Tabela 8.22 - Armaduras das sapatas contínuas. ....	105
Tabela 8.23 - Armaduras das sapatas agrupadas. ....	106
Tabela 9.1 - Diâmetros dos varões na limitação das fendas. ....	108
Tabela 9.2 - Espaçamentos dos varões na limitação das fendas. ....	108
Tabela 9.3 - Idade do betão em dias. ....	111
Tabela 9.4 - Resultados dos coeficientes de fluência para as ações atuantes. ....	112
Tabela 9.5 - Verificação das deformações do piso 2 do Bloco 1. ....	113

# Acrónimos e Símbolos

## Latinas Maiúsculas

A - Ações Acidentais

$A_c$  – Área da secção transversal de betão

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

$A_s$  - Área de armadura necessária na secção

$A_{sI}$  - Área de armadura de tracionada

$A_{s,min}$  – Área de armadura mínima

$A_{s,máx}$  – Área de armadura máxima

$A_{s,w}$  - Área de armadura de esforço transverso

$C_e$  - Coeficiente de exposição

$C_t$  - Coeficiente térmico

$C_z$  - Coeficiente correspondente a zona do território nacional

E - Efeito de uma ação

$E_c$  – Módulo de elasticidade do betão

$E_{cd}$  - Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão

$E_{c,eff}$  - Módulo de elasticidade efetivo

$E_d$  - Valor de cálculo do efeito das ações

$E_s$  – Módulo de elasticidade do aço

$F_{V,Ed}$  - Carga vertical total

G - Ações Permanentes

$G_k$  - Valor característico de uma ação permanente

$G_{k,j}$  - Valor característico da ação permanente j

H - Altitude em metro

$I_c$  - Momento de inércia dos elementos de contraventamento

$M_{Ed}$  - Valor de cálculo do momento atuante

$N_{Ed}$  - Esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço

$P_{NCR}$  – Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da Ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso

Q - Ações variáveis

$Q_{k,i}$  - Valor característico da Ação variável i

$Q_{k,l}$  - Valor característico da ação variável base

$R_d$  - Corresponde ao valor de cálculo resistente para esse efeito

S - Coeficiente do solo

$S_d$  - Espectro de cálculo de acelerações

$S_{max}$  - Coeficiente do Solo máximo

$S_k$  - Valor característico da carga da neve ao nível do solo

$V_{Ed}$  – Esforço transverso de cálculo

$V_{Rd,c}$  - Esforço transverso resistente sem armadura específica de esforço transverso

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

$T_B$  - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

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

$T_D$  - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

Siglas

BIM – *Building Information Modeling*

DL -Decreto de Lei

DWG – *Drawing*

EC0- Eurocódigo 0: NP EN 1990

EC1- Eurocódigo 1: NP EN 1991

EC2- Eurocódigo 2: NP EN 1992

EC7- Eurocódigo 7: NP EN 1997

EC8- Eurocódigo 1: NP EN 1998

ELS – Estados Limites de Utilização

ELU - Estados Limites de Últimos

EN - *European Norm*

IFC - *Industry Foundation Classes*

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NP – Norma Portuguesa

RCP – Restantes Cargas Permanentes

RH - Humidade relativa do meio ambiente

RSA - Regulamento de segurança de ações para estruturas de edifícios e pontes

Latinas Minúsculas

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

$a_{gr}$  - Valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno

$b_t$  – Largura da zona tracionada

$b_w$  - Menor largura da seção transversal na área tracionada

$c_{dir}$  - Coeficiente de direção

$c_{min,b}$  - Recobrimento mínimo para requisitos de aderência

$c_{min,dur}$ - Recobrimento mínimo relacionado com as condições ambientais

$c_0$  - Coeficiente de orografia

$c_p$  - Coeficientes de pressão

$c_p$  – Cargas permanentes

$c_r(z)$  - Coeficiente de rugosidade

$c_{season}$ - Coeficiente sazão

$d$  – Altura útil da secção

$d_{bl}$  – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais

$d_g$  – Dimensão máxima do agregado

$f_{bd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura da aderência

$f_{ctd}$  - Valor de cálculo da resistência do betão à tração

$f_{ctk,0.05}$  – 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão

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

$f_{yk}$  - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço

$f_{yd}$  - Valor da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado

$f_{wyd}$  - Valor de cálculo das tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

$g_{parede(ext)}$  – Peso as paredes exteriores

$g_{parede(int)}$  – Peso das paredes interiores

$h$  – altura dos elementos

$I_v$  - Intensidade de Turbulência à altura

$k_r$  – Coeficiente do terreno  
 $k_w$  - Coeficiente que reflete o modo de rotura  
 $K_1$  - Coeficiente de turbulência  
 $l_{bd}$  - Comprimento de amarração de cálculo  
 $l_{bd,rqd}$  - Comprimento de amarração de referência  
 $l_{bd,min}$  - Comprimento de amarração mínimo  
 $l_{0,min}$  – Comprimento de emenda de varões mínimo  
 $q$  - Coeficiente de comportamento  
 $q_0$  - Valor básico do coeficiente de comportamento  
 $q_k$  - Valor característico de uma ação variável  
 $q_p$  – Pressão dinâmica de pico  
 $sc$  – Sobrecargas  
 $s_{cl,máx}$  - Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar  
 $s_{l,máx}$  - Afastamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal  
 $s_{máx,slabs}$  - Espaçamento máximo das armaduras transversais ao longo do pilar  
 $s_{t,máx}$  - Espaçamento máximo entre estribos  
 $v_b$  - Valor de velocidade de referência do vento  
 $v_{b,0}$  - Valor básico da velocidade de referência do vento  
 $w_e$  - Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores  
 $z$  - Altura de referência  
 $z_0$  – Comprimento da rugosidade

## Lista de Símbolos

### Gregas minúsculas

$\Delta c_{dev}$  – Margem de cálculo para as tolerâncias de execução  
 $\Delta c_{dur,\gamma}$  - Margem de segurança  
 $\Delta c_{dur,st}$  - Redução do recobrimento mínimo no caso de ser utilizado aço inoxidável  
 $\Delta c_{dur,add}$  - Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.  
 $\Phi$  - Diâmetro do varão  
 $\Phi_{m,min}$  - Diâmetro de dobragem mínimo

### Gregas minúsculas

$\alpha$  - Ângulo de inclinação da vertente  
 $\alpha_{cm}$  - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido  
 $\alpha_{ct}$  – Coeficiente que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à tração  
 $\alpha_1$  - Parâmetro do efeito da forma dos varões admitindo um correto recobrimento  
 $\alpha_2$  - Parâmetro do efeito do recobrimento mínimo do betão  
 $\alpha_3$  - Parâmetro do efeito de cintagem das armaduras transversais  
 $\alpha_4$  - Parâmetro da influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo  
 $\alpha_5$  - Parâmetro do efeito da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração de cálculo  
 $\alpha_6$  – Parâmetro relacionado com a percentagem de varões emendados  
 $\beta$  - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal  
 $\beta$  - Fator de agravamento devido à excentricidade

## Acrónimos e Símbolos

- $\beta_c$  - Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo
- $\beta_h$  - Coeficiente que representa a humidade relativa
- $\gamma$  - Peso específico dos materiais
- $\gamma_c$  - Coeficiente parcial relativo ao betão para situações de projeto “Persistentes Transitórias”
- $\gamma_I$  - Coeficiente de importância
- $\gamma_G$  - Coeficiente parcial relativo às ações permanentes
- $\gamma_Q$  - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis
- $\gamma_{Rd}$  - Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências
- $\delta_{total}$  – Deformação Total
- $\delta_{ac}$  - Deformação após a construção
- $\epsilon_{yd}$  - Extensão de cálculo de cedência do aço
- $\eta_1$  – Coeficiente relacionado com as condições de aderência e posição do varão durante o processo de betonagem
- $\eta_2$  - Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão
- $\mu$  - Momento Fletor reduzido
- $\mu_1$  - Coeficiente de forma para a carga da neve
- $\nu$  - Esforço axial reduzido
- $\xi$  - Coeficiente de redução para as ações permanentes desfavoráveis G
- $\rho$  - Massa volúmica do ar
- $\rho_{min}$  - Taxa de armadura mínima de esforço transversal
- $\sigma_{sd}$  – Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
- $\sigma_{adm}$  - Tensão admissível do solo
- $\varphi$  – Coeficiente de fluência
- $\varphi_{RH}$  - Fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência
- $\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$  - Coeficientes de combinação
- $\omega$  - Taxa mecânica de armadura
- $\omega_k$  – Largura de fendas

# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento

O presente documento regista a realização de um Projeto de Estabilidade de um Centro Social composto por dois edifícios em betão armado no âmbito da Unidade Curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio), do Mestrado de Engenharia Civil do ramo de Estruturas. Pretende-se aplicar e complementar os conhecimentos adquiridos ao longo da Licenciatura e do Mestrado em Engenharia Civil, com ênfase na conceção, análise estrutural e dimensionamento de estruturas de edifícios e fundações, de acordo com os critérios dos Eurocódigos.

Uma das particularidades deste projeto é a conceção das coberturas, que possuem quatro águas com inclinação para o interior, que levam a implicações tanto para a estrutura como para a drenagem das águas. Foram implementadas ferramentas da metodologia BIM (*Building Information Modeling*), que permitiram realizar uma modelação 3D detalhada. Este processo de trabalho foi bastante importante para detetar conflitos entre as várias especialidades de engenharia civil e sistematizar tarefas.

O *software* de cálculo de estrutural utilizado foi o *Robot Structural Analysis*, a partir do qual foram analisados os esforços atuantes na estrutura que permitiram realizar o dimensionamento dos vários elementos estruturais de acordo com os critérios dos Estados Limites Últimos e dos Estados Limites de Utilização presentes na regulamentação em vigor.

Este relatório descreve as principais etapas da realização do projeto em questão, desde a análise da arquitetura e análise estrutural até à produção das peças desenhadas.

O objetivo principal deste trabalho é realizar um projeto eficiente a partir da aplicação dos métodos mais atuais na área de engenharia civil em conjunto com uma correta aplicação das normas europeias.

## 1.2 Estrutura do trabalho

O presente documento encontra-se estruturado por capítulos, com os seguintes conteúdos:

- Capítulo 1 – Introdução: Faz-se a introdução do trabalho,
- Capítulo 2 – É a apresentação da arquitetura e é desenvolvido um estudo preliminar do posicionamento dos elementos estruturais;
- Capítulo 3 – Metodologia de trabalho/Interoperabilidade: São apresentados o método de trabalho e as ferramentas tecnológicas implementados neste trabalho;
- Capítulo 4 – Classificação de ações: neste capítulo são determinadas as ações atuantes no edifício;
- Capítulo 5 – Bases de Projeto: É estabelecido o enquadramento regulamentar e definidos os materiais a utilizar na execução da estrutura;
- Capítulo 6 – Modelação estrutural: Definição dos elementos estruturais no modelo de cálculo e análise modal por espectros de resposta.
- Capítulo 7 – Disposições Gerais: Definição das regras gerais de disposição de armaduras nos elementos de betão armado;

## Capítulo 1

- Capítulo 8 – Estados Limites Últimos (ELU): Dimensionamento da estrutura para os Estados Limites Últimos;
- Capítulo 9 – Estados Limites de Utilização (ELUt): verificação dos critérios regulamentares para os Estados Limites de Utilização;
- Capítulo 10 – São apresentadas as conclusões deste trabalho;
- Referências Bibliográficas: são indicados todos os elementos bibliográfico que deram suporte à realização deste trabalho;
- Anexo: Apresentação da informação complementar.

## 2 Descrição do Edifício

### 2.1 Arquitetura

O Centro social a projetar é um empreendimento que se localiza no Porto. É composto por um conjunto de dois corpos separados por uma junta de dilatação. Os edifícios possuem uma geometria retangular em planta de dimensões 31.67m x 65.00m, totalizando uma área de implantação de 2059 m<sup>2</sup>.

Quanto às diferentes utilizações do empreendimento, o corpo à esquerda denominado por Bloco 1, destina-se a um lar de idosos e é composto por dois pisos, um piso ao nível do rés-do-chão com um pé direito de 3.00 m e um piso elevado com um pé direito de 3.00 m. O corpo em questão tem as seguintes dimensões em planta, 31.67m x 32.50m e uma cêrcea de 9.56m.

No que diz respeito ao corpo à esquerda denominado por Bloco 2, irá ser explorado para a utilização de uma creche e é composto apenas por um piso ao nível do rés-do-chão com 3.00m de pé direito. Possui em planta, dimensões semelhantes ao Bloco 1, 31.67m x 32.50m e uma cêrcea de 6.16 m. A comunicação entre pisos é feita através das escadas e dos elevadores presentes no edifício.

Devido à importância social deste empreendimento a arquitetura desenvolvida procura destacá-lo este empreendimento dos edifícios correntes. Os elementos de maior destaque no caso em estudo são as coberturas, cujo *design* é pouco ortodoxo, tendo sido idealizada uma solução composta por quatro águas com inclinação direcionada para o interior do edifício. As zonas de circulação entre pisos são complementadas por uma fachada envidraçada, sustentada por uma estrutura secundária metálica conectada à estrutura principal em betão armado.

O Piso 1, presente na Figura 2.1, visa satisfazer as necessidades das atividades recreativas, pedagógicas e de lazer. Os dois estabelecimentos têm divisões semelhantes em separado, por exemplo: os refeitórios, as salas do *staff*, os gabinetes, arrumos, pátios e as salas de atividades. Sendo que a creche tem a zona de descanso no primeiro piso e na zona do lar existe uma lavandaria, um bar e um gabinete médico, ver Anexos.

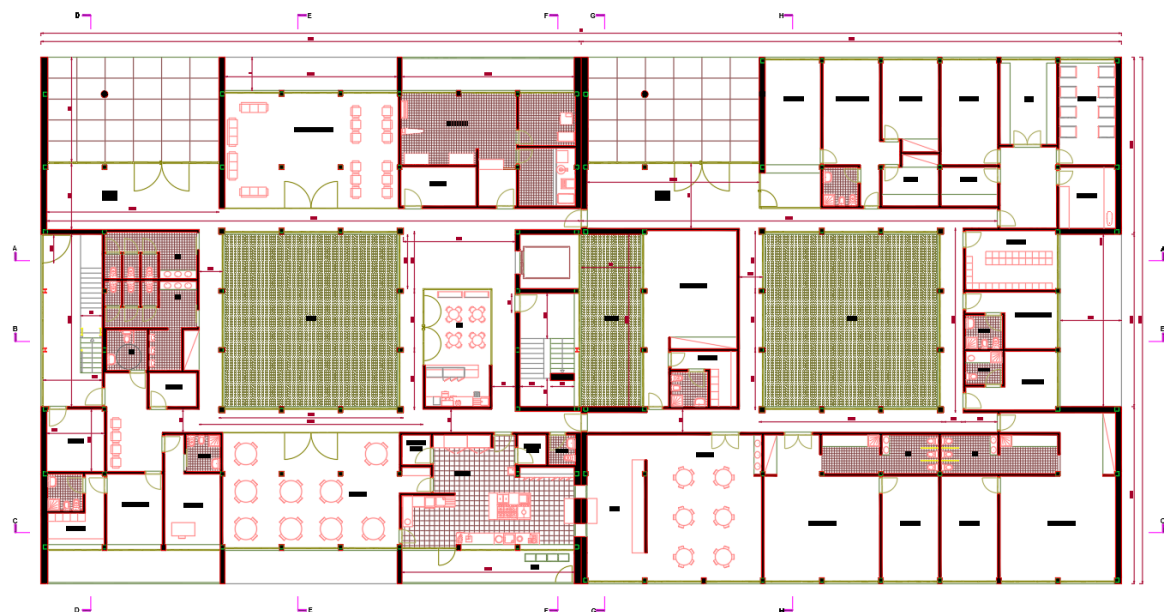


Figura 2.1 - Planta de arquitetura do piso 1.

O Piso 2 é reservado inteiramente a atividades que exigem mais privacidade. É assim composto pelos vários quartos, instalações sanitárias e uma sala de estar com copa, como se pode observar na Figura 2.2 (ver Anexos).

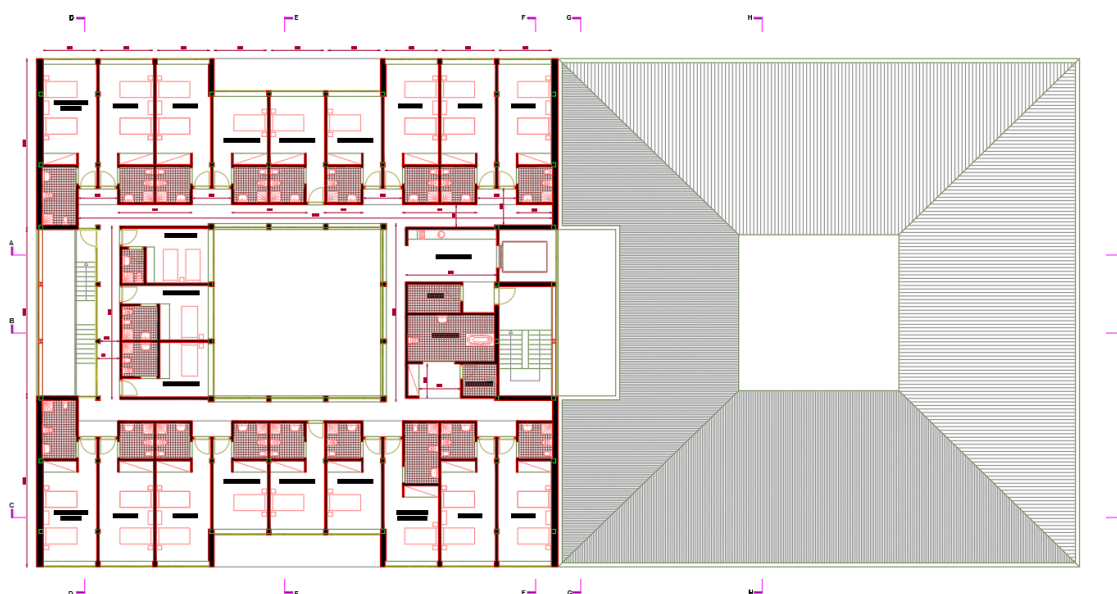


Figura 2.2 - Planta de arquitetura do piso 2.

### 2.1.1 Pormenores de Arquitetura

A análise da arquitetura, no que respeita a execução de um projeto de estabilidade, consiste em estudar as áreas, dimensões de vãos e alturas, através de plantas e de cortes de modo a ser possível realizar a implantação dos elementos estruturais.

Esta implantação deve ser complementada com a análise dos pormenores construtivos que fornecem uma informação mais detalhada sobre a empreitada, permitindo ao projetista identificar o intervalo de dimensões que pode atribuir aos elementos estruturais e quantificar as ações das cargas permanentes.

A arquitetura inicia a pormenorização pela cobertura. Na Figura 2.3 pode-se observar as soluções de revestimentos para os pisos, assim como para a fachada neste nível. De igual modo, na Figura 2.4, é representado os revestimentos do pavimento do Piso 2 e para a fachada. O pormenor é idêntico no “Corte Vertical V1” e no “Corte Vertical V2” para o nível da Cobertura e para o nível do Piso 2.

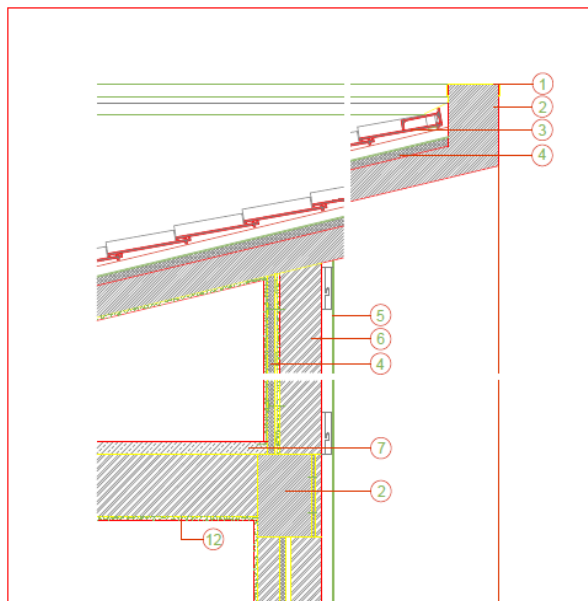


Figura 2.3 - Pormenor construtivo da cobertura.

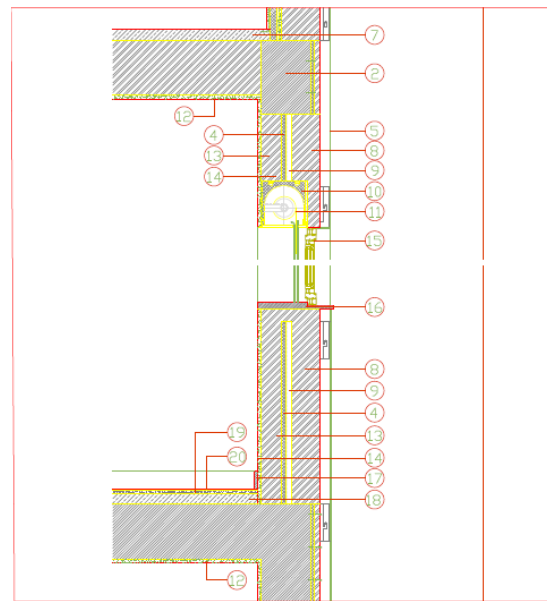


Figura 2.4 - Pormenor construtivo do piso 2.

Legenda:

- |                          |                           |                              |
|--------------------------|---------------------------|------------------------------|
| 1- Rufo de Zinco         | 8- Tijolo Vasado de 15cm  | 15- Caixilharia em Alumínio  |
| 2- Betão                 | 9- Caixa de ar            | 16- Peitoril em Pedra        |
| 3- Telha Cerâmica        | 10- Caixa de estor        | 17- Rodapé em Madeira        |
| 4- Isolamento Térmico    | 11- Estor de rolo         | 18- Enchimento               |
| 5- Painel Compósito      | 12- Teto Estucado         | 19- Regularização            |
| 6- Tijolo Vasado de 21cm | 13- Tijolo Vasado de 11cm | 20- Pavimento em “Marmóleum” |
| 7- Betão Leve            | 14- Reboco                |                              |

Identifica-se no Piso 1 a necessidade de tratar os cortes de forma individual, pelo facto de serem diferentes neste nível. De modo a localizar os diferentes pormenores no edifício, é necessário estabelecer uma correspondência para os diferentes pormenores em toda a extensão do edifício, através do mapa de pormenores, ver Anexos.

Na Figura 2.5 são retratados os pormenores construtivos de arquitetura no Piso 1.

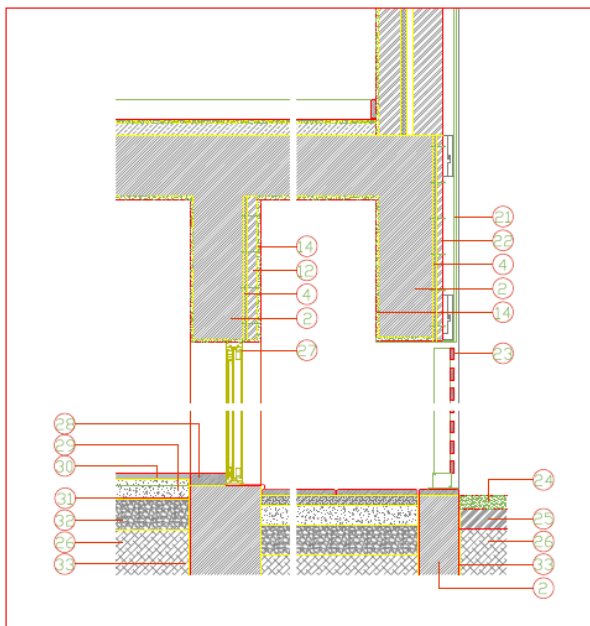


Figura 2.5 - a) Pormenor construtivo do piso 1 corte V1.

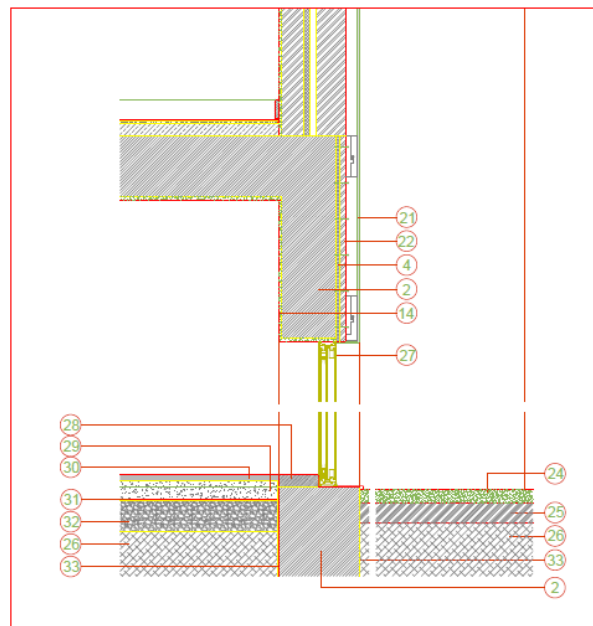


Figura 2.5 - b) Pormenor construtivo do piso 1 corte V2.

Legenda:

- |                             |                             |                            |
|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 21- Painel Fenólico         | 26- Terreno Compactado      | 31- Tela Impermeabilizante |
| 22- Tijoleira de Capeamento | 27- Caixilharia em Alumínio | 32- Brita                  |
| 23- Ripado de Madeira       | 28- Soleira em Pedra        | 33- Barramento Asfáltico   |
| 24- Saibro Compactado       | 29- Massame de Betão        |                            |
| 25- Tout-Venant             | 30- Resina Epóxica          |                            |

Os pormenores construtivos contêm informação sobre as estruturas metálicas que irão suportar as fachadas de vidro. Estes desenhos, para além de indicarem a necessidade de incluir perfis metálicos na arquitetura, indicam as posições dos perfis, de forma a ser possível efetuar as ligações entre os caixilhos e a estrutura, na instalação da fachada envidraçada, como é possível verificar na Figura 2.6.

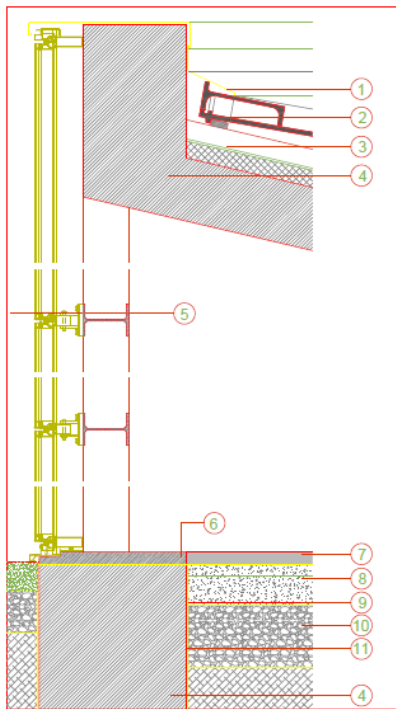


Figura 2.6 - a) Pormenor construtivo da estrutura metálica da fachada de vidro, corte V4.

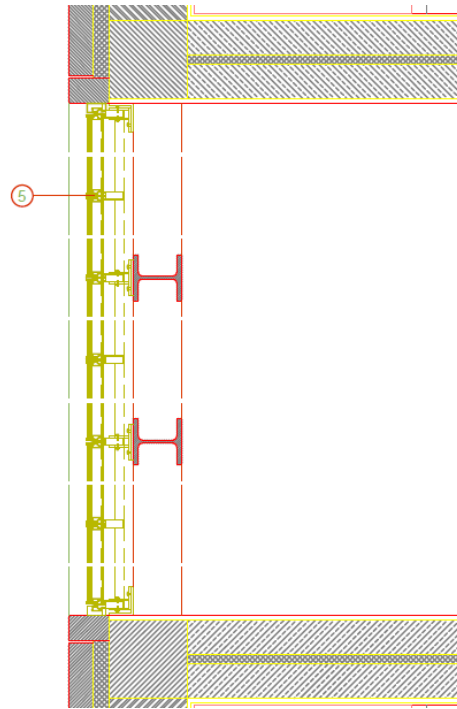


Figura 2.6 - b) Pormenor construtivo da estrutura metálica da fachada de vidro, corte H1.

Legenda:

- |                   |                            |                           |
|-------------------|----------------------------|---------------------------|
| 1- Rufos de Zinco | 5- Caixilharia de Alumínio | 9- Tela Impermeabilizante |
| 2- Telhas         | 6- Soleira em Pedra        | 10- Brita                 |
| 3- Sub-Telha      | 7- Resina Epóxica          | 11- Barramento Asfáltico  |
| 4- Betão          | 8- Massame de Betão        |                           |

As escadas são um elemento estrutural com algumas características geométricas ditadas pela arquitetura (largura, altura dos degraus, etc). O edifício conta com duas escadas com soluções distintas: betão armado e estrutura metálica. Na Figura 2.7 é representado um corte da solução de escadas em betão armado, retirado do Corte FF (ver Anexos).

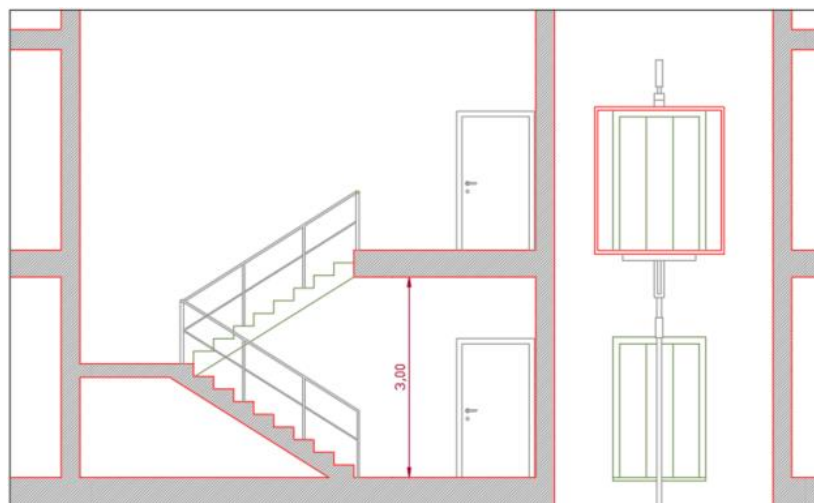


Figura 2.7 - Solução da escada de betão armado nos cortes de arquitetura.

Na Figura 2.8, é representada a escada metálica prevista no edifício, a partir do corte do Corte DD, (ver Anexos).

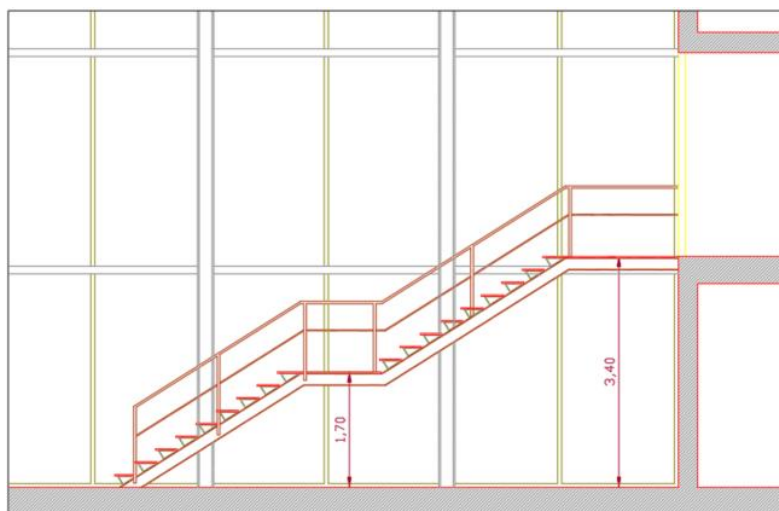


Figura 2.8 - Solução da escada metálica nos cortes de arquitetura.

### 2.1.2 Implantação dos elementos estruturais

#### Pilares

Os pilares são os primeiros elementos a definir em planta. A maioria destes elementos estruturais foram implantados nos locais previstos pela arquitetura, (ver Figura 2.9). Os pilares que acompanham a fachada foram posicionados a uma distância de 8 cm da fachada de modo a respeitar as zonas de revestimentos e assim não invadem os limites da arquitetura.

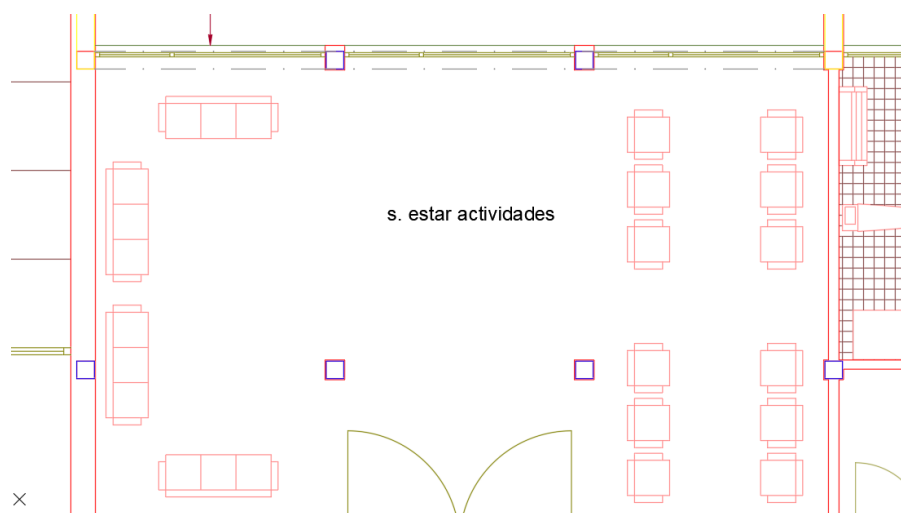


Figura 2.9 - Representação da implantação dos pilares.

Na Figura 2.10 é mostrado um exemplo de como foi contabilizado o espaçamento para os revestimentos da fachada na implantação dos pilares.

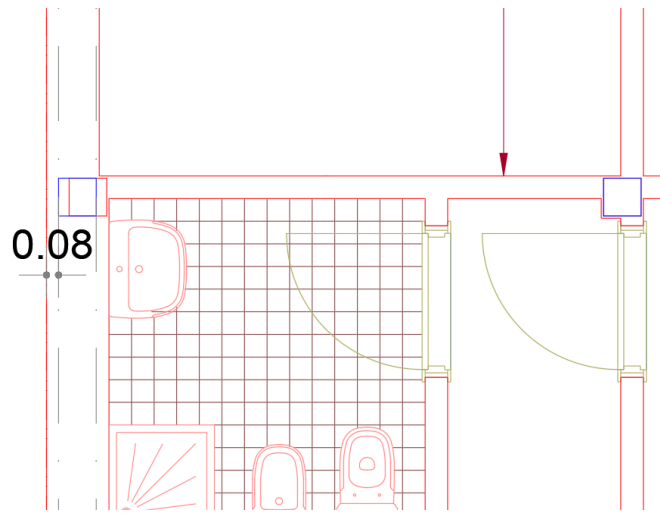


Figura 2.10 - Implantação dos pilares junto da fachada.

### Paredes

Não há qualquer previsão de paredes estruturais à exceção do núcleo de elevadores por parte da arquitetura. Foi necessário introduzir este tipo de elementos em locais onde estavam previstos pilares pela arquitetura, como pode ser observado na Figura 2.11.

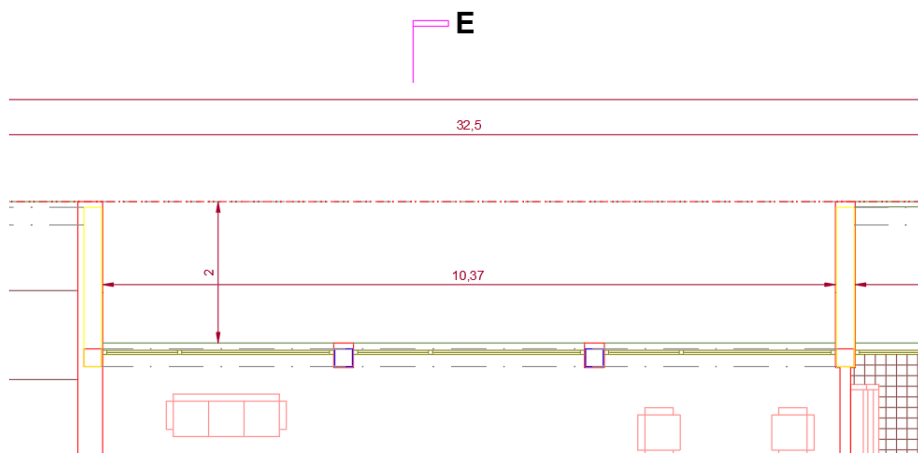


Figura 2.11 - Implantação das paredes.

À semelhança dos pilares, as paredes junto da fachada foram colocadas a uma distância de 8 cm, (ver Figura 2.12).

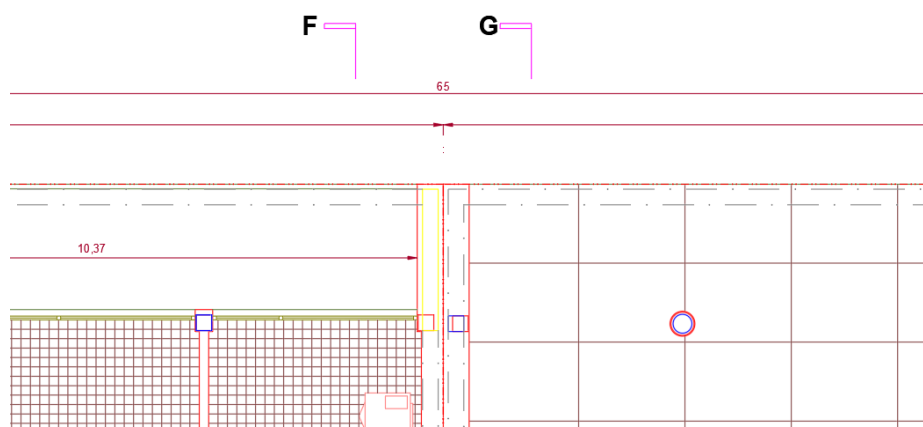


Figura 2.12 - Posicionamento dos pilares junto das paredes.

As portas e locais envidraçados são fatores que afetam as paredes estruturais, o que leva à necessidade de abrir negativos nestes elementos estruturais para serem introduzidos aqueles elementos arquitetónicos ou até mesmo a reduzir a largura das paredes, como representado na Figura 2.13 em baixo.

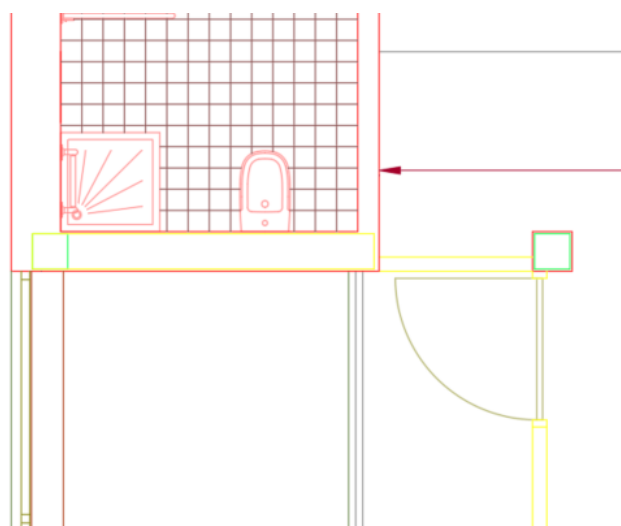


Figura 2.13 - Condicionamentos das paredes devidos às portas.

As paredes do Núcleo do Bloco 1 têm uma cota de arranque das fundações 1.50 m abaixo da cota de soleira do piso 1 devido às especificações do projeto de elevadores previsto na arquitetura. No Bloco 2, as paredes do núcleo foram implantadas na continuidade com as paredes do Bloco 1, na zona onde ocorre uma reentrância no edifício que dá origem ao saguão, (ver Figura 2.14).

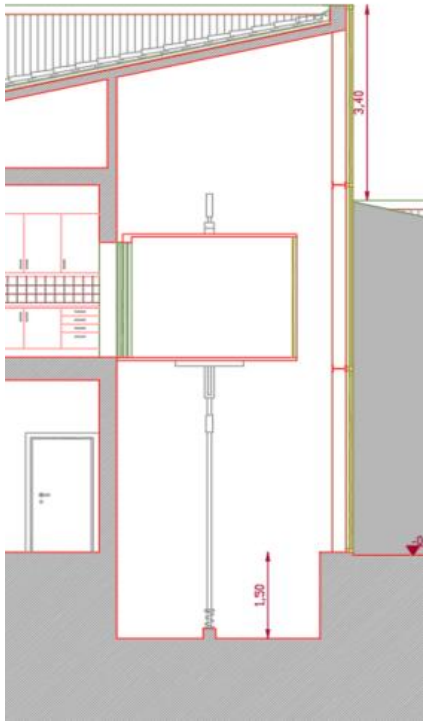


Figura 2.14 - a) Representação do núcleo em corte.

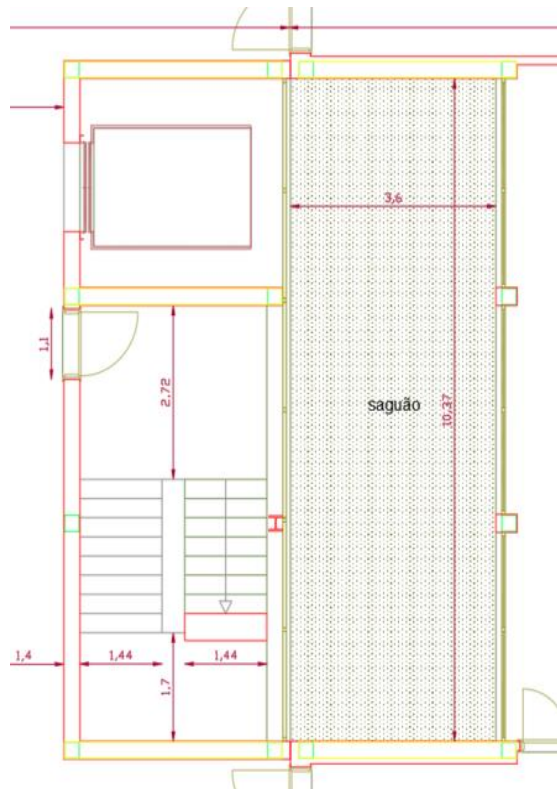


Figura 2.14- b) Representação do núcleo em planta.

### Vigas

Como ponto de partida todas as vigas têm uma largura de 25cm, porém a altura das vigas é condicionada pela arquitetura.

O bordo da abertura interior que descreve os limites dos pátios no Bloco 1 no piso 2 irá ter uma viga invertida com dimensões  $0.25 \times 1.35 \text{ m}^2$  de maneira a realizar o “remate” com as janelas. O mesmo critério foi implementado para a cobertura que resulta em uma viga com dimensões iguais a  $0.25 \times 0.96 \text{ m}^2$ , (ver Figura 2.15).

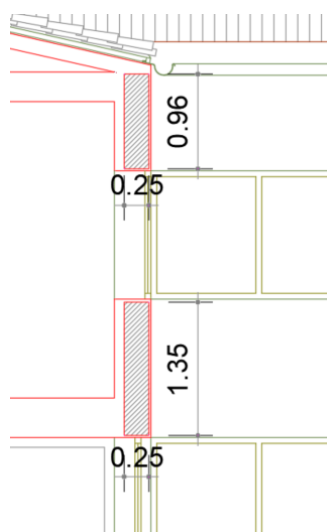


Figura 2.15 - Estudo das dimensões das vigas no saguão do Bloco 1.

No Bloco 2 as vigas que descrevem o perímetro do pátio, por questões arquitetónicas, não podem ter dimensões maiores do que  $0.25 \times 0.33 \text{ m}^2$ , como representado na Figura 2.16.

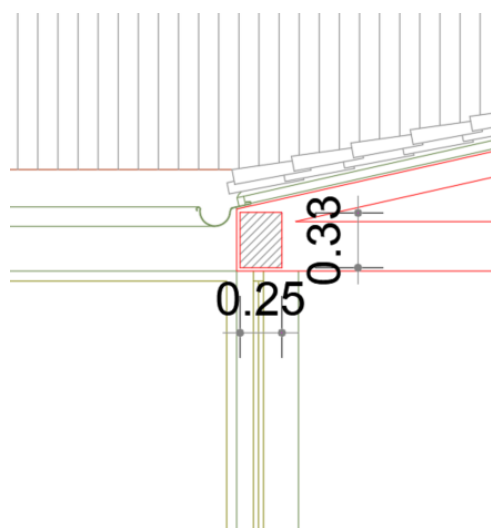


Figura 2.16 - Estudo das dimensões das vigas no saguão do Bloco 1 na cobertura.

No Bloco 2, de modo a facilitar a conciliação de aberturas com elementos estruturais, á semelhança dos casos anteriores, obteve-se a solução de uma viga com  $0.25 \times 0.96 \text{ m}^2$ , (ver Figura 2.17).

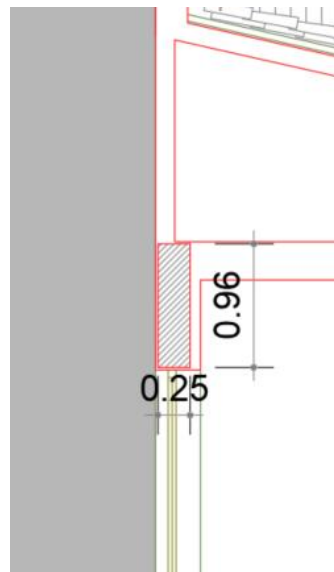


Figura 2.17 - Estudo das dimensões das vigas de bordo da cobertura do Bloco 2.

As vigas que descrevem o perímetro exterior no Bloco 1, nas zonas onde existe um gradeamento ripado de madeira, terão as mesmas dimensões que as do primeiro caso abordado, como se pode ver no Corte FF (Anexo), (ver Figura 2.18).

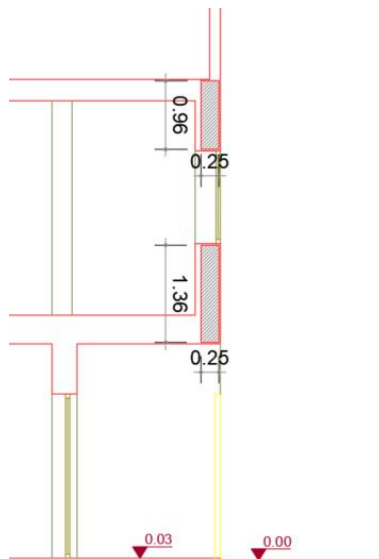


Figura 2.18 - Estudo das dimensões das vigas de bordo invertidas do Bloco 1.

De maneira a vencer o vão elevado entre paredes no perímetro exterior e ainda a cumprir o critério de acerto dos elementos estruturais com a arquitetura, como se pode constatar no Corte DD e no Corte EE, é adotada uma viga com dimensões  $0.25 \times 1.06 \text{m}^2$ , (ver Figura 2.19).

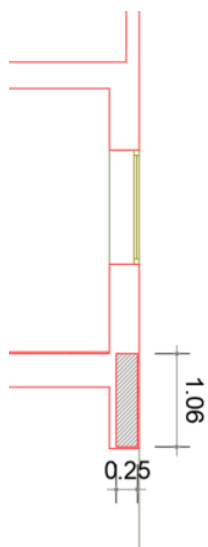


Figura 2.19 - Estudo das dimensões das vigas de bordo do piso 2 do Bloco 1.

O perímetro exterior nos locais com paredes cegas, ver Corte CC no Anexo, possuem uma viga com dimensões iguais a  $0.25 \times 0.50 \text{ m}^2$ , como se pode observar na Figura 2.20.

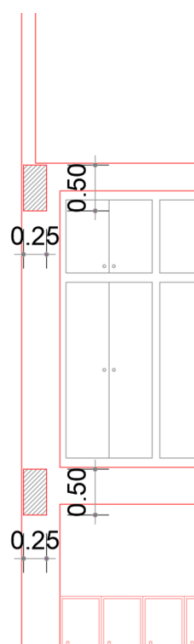


Figura 2.20 - Estudo das dimensões das Vigas de bordo das paredes cegas do Bloco 1.

As vigas que unem as paredes pelo interior no Piso 2 estão condicionadas pelo pé direito do Piso 1 resultando em uma solução de viga de  $0.25 \times 0.35 \text{ m}^2$  e na cobertura como não afeta a estética por estar dentro da zona de cobertura foi adotada uma viga invertida de  $0.25 \times 0.50 \text{ m}^2$ , como representado na Figura 2.21, sendo assim respeitada a arquitetura.

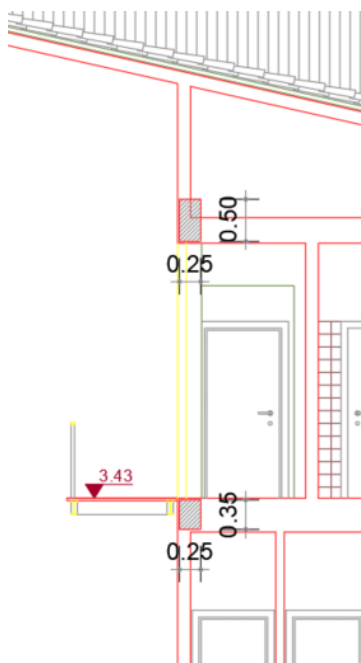


Figura 2.21 - Estudo das dimensões das vigas junto das escadas metálicas do Bloco 1.

As vigas que unem as paredes na caixa de escadas acompanham o pano de alvenaria, deste modo para o vão em questão partiu-se de uma dimensão de  $0.25 \times 0.50 \text{ m}^2$  para essas vigas, (ver Figura 2.22).

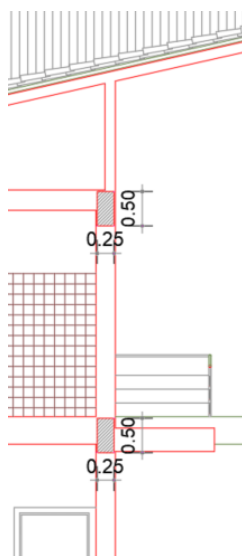


Figura 2.22 Estudo das dimensões das vigas junto da caixa de escadas do Bloco 1.

Na Cobertura existe uma padieira prevista pela arquitetura, que apenas por motivos arquitetónicos, terá  $0.25 \times 0.30 \text{ m}^2$ , representado na Figura 2.23.

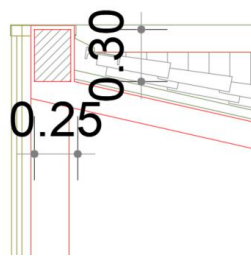


Figura 2.23 - Estudo das dimensões das vigas de padieira das coberturas.

### 3 Método de Trabalho/ Interoperabilidade

Em todos os projetos de construção estão envolvidas várias especialidades (arquitetura, estruturas, hidráulica, etc.) e posteriormente várias entidades tais como empreiteiros, fiscalização, etc.

Como o trabalho que aqui se apresenta é o desenvolvimento de um projeto de estabilidade, foram aplicadas ferramentas da metodologia BIM com o objetivo de dinamizar a produção do projeto e facilitar o controlo de qualidade.

A metodologia BIM (*Building Information Modeling*) constitui um processo interdisciplinar de gestão e partilha de informações de um empreendimento através da integração dos modelos gráficos com informação associada à construção em cada fase do ciclo de vida do edifício. Esta abordagem permite que os arquitetos, engenheiros, empreiteiros e outras partes interessadas trabalhem de forma atualizada e em simultâneo, o que promove a interoperabilidade entre todos os intervenientes e contribui para que as tomadas de decisão sejam mais eficientes.

A metodologia BIM contribuiu para a evolução da forma de trabalhar dos técnicos das várias especialidades, uma vez que estes recursos proporcionam:

- Maior conforto de trabalho;
- Perspetiva mais alargada do projeto;
- Troca célere de informações entre as especialidades e a coordenação;
- Redução da probabilidade de erros no projeto.

No presente trabalho, o software *Revit*, da empresa *Autodesk*, é a ferramenta que tem mais influência na produção/gestão do projeto, segundo a metodologia BIM. Este programa incorpora a metodologia de uma forma organizada e expedita, assim como uma enorme bagagem de funções que permitem:

- Estabelecer a interoperabilidade entre softwares;
- Automatização de tarefas;
- Registo/associação de informações do empreendimento;
- Implementar um *Workflow* eficaz na conceção de projetos.

Dito isto, o programa *Revit* auxiliou a produção do presente trabalho na realização das tarefas:

- Implantação da malha estrutural;
- Avaliação de incompatibilidades com a Arquitetura;
- Reprodução de Modelos de cálculo de forma automática;
- Produção de peças desenhadas de forma automática <sup>(1)</sup>.

(1) Não foram realizados desenhos de armaduras no *Revit* dado que foram utilizados pormenores tipo para a representação de armaduras. A produção de pormenores tipo foi feita no *Autocad*, uma vez que os comandos de trabalho disponíveis permitem desenhar mais rápido.

A utilização do *Revit*, necessita diretamente de um *Template* criado especificamente para servir as necessidades individuais de cada especialidade. No presente trabalho, o *Template* foi criado na ótica da execução de um projeto de estabilidade de betão armado com fins académicos. Esta tarefa engloba a criação de novas famílias de elementos estruturais e de elementos de anotação. A Figura 3.1 demonstra o aspeto da Vista Inicial do *Template* desenvolvido para realizar o presente trabalho.

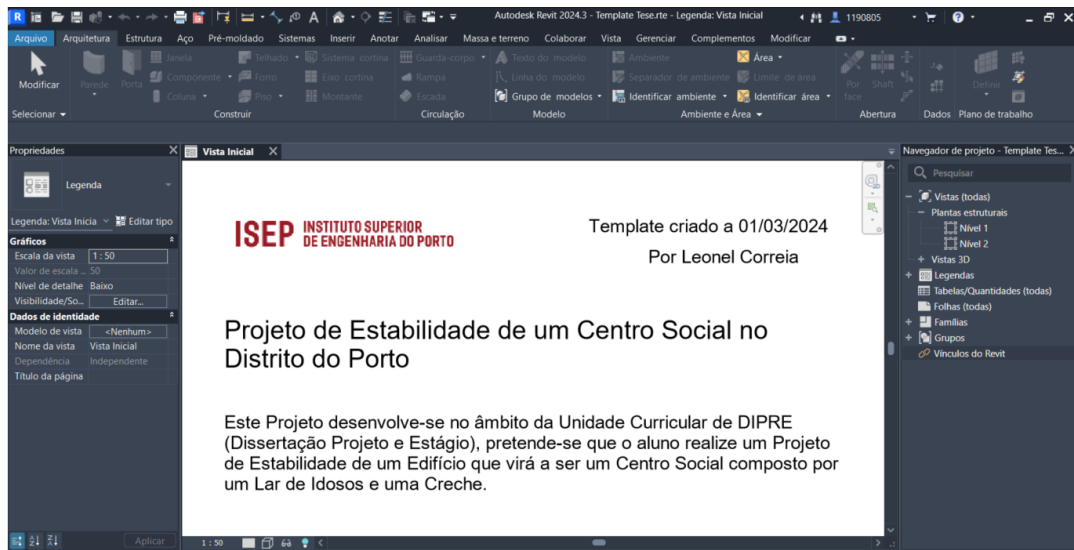


Figura 3.1 - Vista Inicial do Template do Revit.

### 3.1 Implantação dos elementos estruturais

Na ausência de um IFC de arquitetura foram carregadas as plantas, assim como os vários cortes de arquitetura, em formato DWG através da ferramenta *LinkCad*, como demonstrado na Figura 3.2.

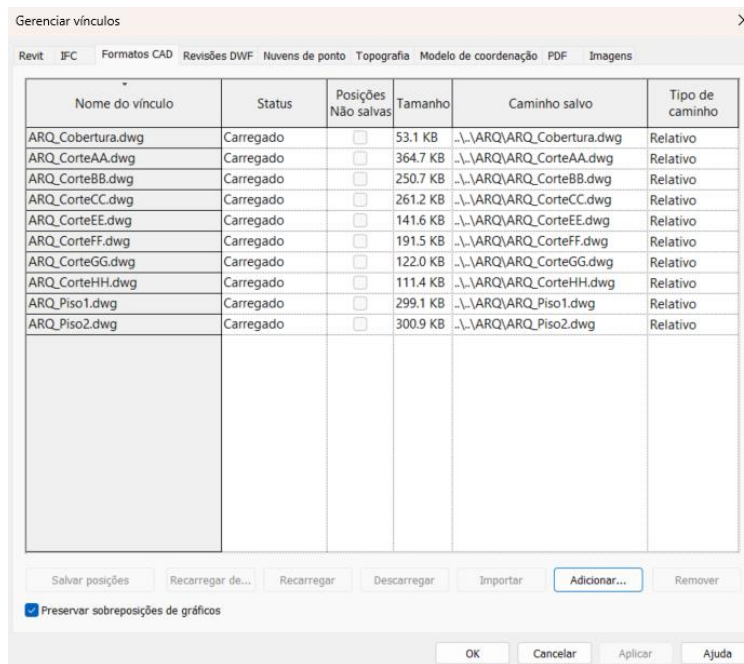


Figura 3.2 - Importação das peças desenhadas da arquitetura.

Uma vez posicionada a arquitetura no modelo procedeu-se à modelação da estrutura nos locais que se considerou serem os mais apropriados. A colocação dos elementos estruturais foi realizada diretamente sobre os desenhos carregados no modelo, este processo permite realizar o estudo da posição dos elementos estruturais e a respetiva modelação em simultâneo (Figura 3.3).



Figura 3.3 - Posicionamento dos elementos estruturais sobre as plantas de arquitetura do piso 1.

### 3.2 Avaliação das incompatibilidades com a Arquitetura

A verificação de possíveis incoerências entre a estrutura e a arquitetura, depende diretamente das informações lidas nos cortes de arquitetura. Nas plantas do modelo foram criados cortes sobre os cortes de arquitetura para associar a cada corte os ficheiros DWG dos cortes de arquitetura. A Figura 3.4 retrata um exemplo da colocação de cortes na posição dos cortes de arquitetura.

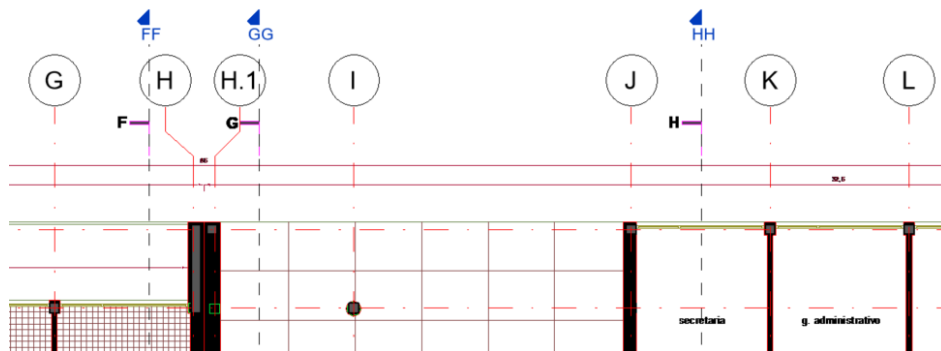


Figura 3.4 - Introdução e posicionamento dos cortes de arquitetura.

Esta tarefa cria uma interação entre os vários elementos gráficos que torna a verificação de incompatibilidades entre a estrutura e a arquitetura mais rápida, dado que é possível consultar as plantas e os cortes de arquitetura em conjunto com os elementos estruturais. Na Figura 3.5 é exibido o aspeto de um corte no modelo com a estrutura e arquitetura sobrepostas.

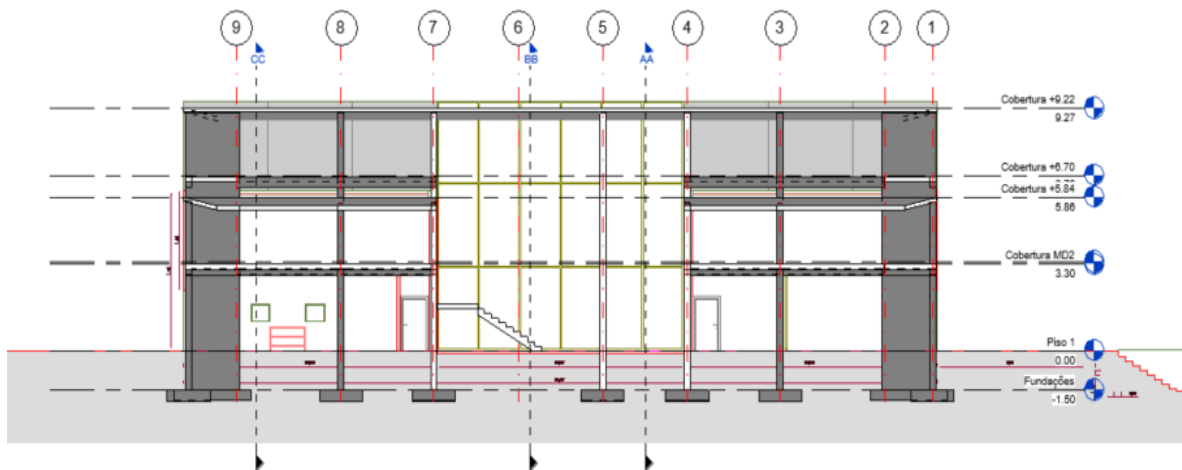


Figura 3.5 - Corte com a arquitetura e estrutura sobrepostas.

Durante esta etapa foi detetada uma incoerência na proposta da arquitetura para a cobertura. Esta incoerência foi superada com recurso à ferramenta *Reference Planes*, que ajudou a verificar entre plantas e cortes que as águas da cobertura não eram coplanares.

Foi necessário fazer o estudo de uma solução viável para cobertura. O estudo do traçado 3D da nova geometria da cobertura foi feito no *Autocad*, como se pode observar na Figura 3.6.

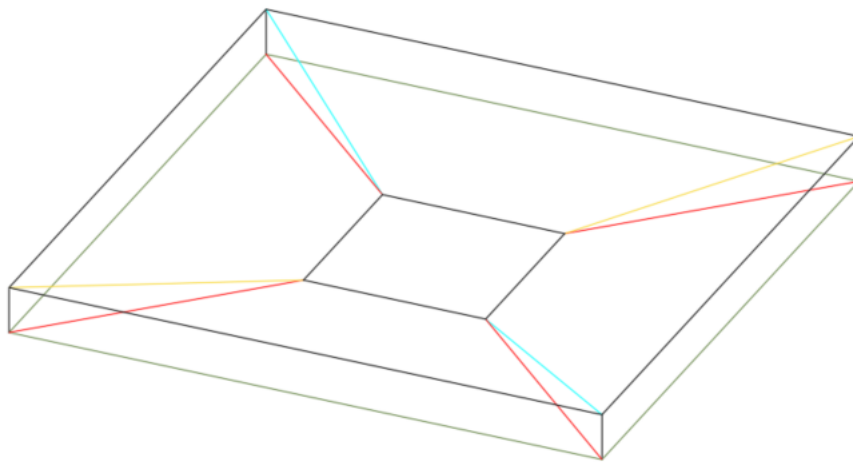


Figura 3.6 - Captura de ecrã durante o estudo do traçado da nova solução da cobertura.

Como é possível ver na Figura 3.7, a geometria em planta das coberturas não é coerente em planta, uma vez que as extremidades das águas da cobertura não se intercetam na região do Saguão.

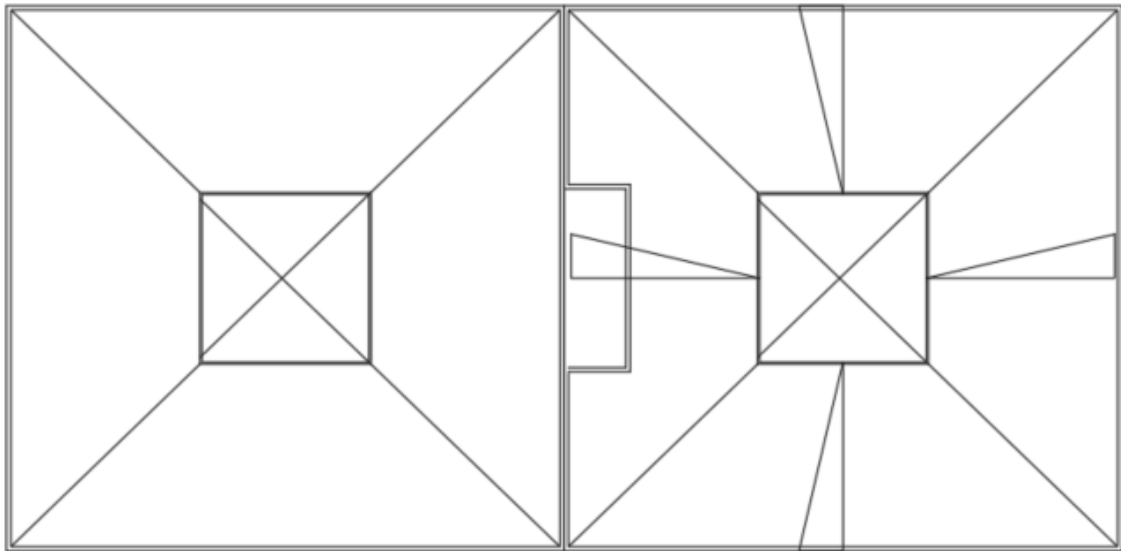


Figura 3.7 - Captura de ecrã durante o estudo em planta da nova solução da cobertura.

Foi realizado um modelo parcial no *Robot Structural Analysis Professional* para testar se a solução é calculável em um *software* cálculo estrutural. Como no fim do cálculo o programa não apresentou nenhum erro, foi assumido que a nova solução é viável (Figura 3.8).

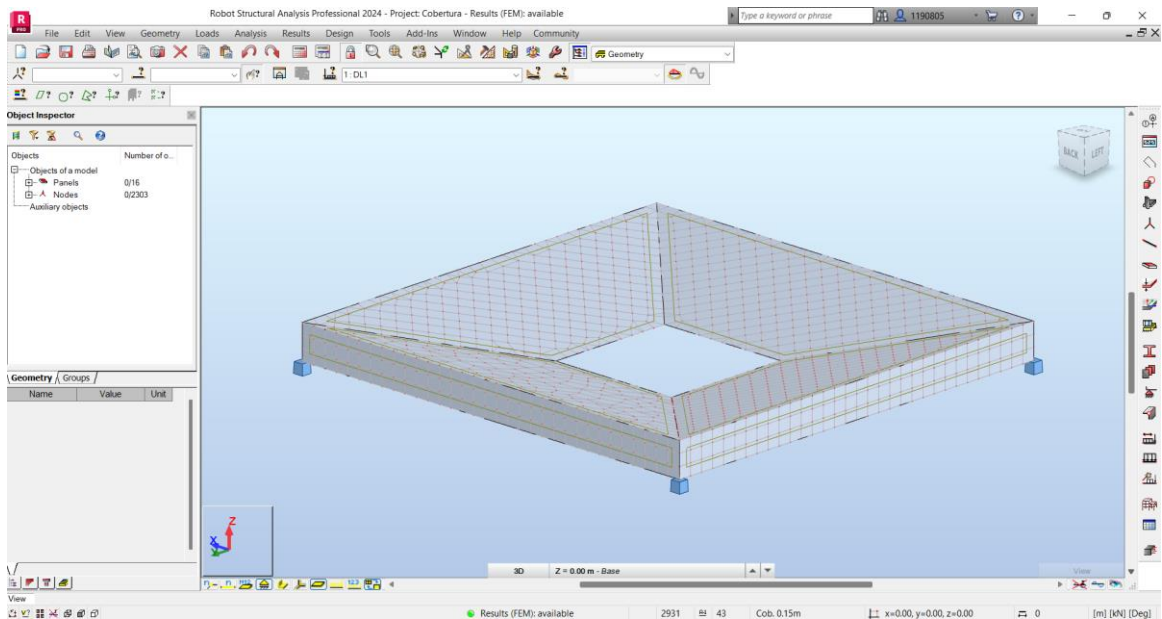


Figura 3.8 - Cálculo do modelo parcial da cobertura.

A nova solução implementada nas coberturas, tal como esperado, respeitava a arquitetura. É possível observar que os alinhamentos e as interseções são concordantes entre planos, na Figura 3.9 e na Figura 3.10.

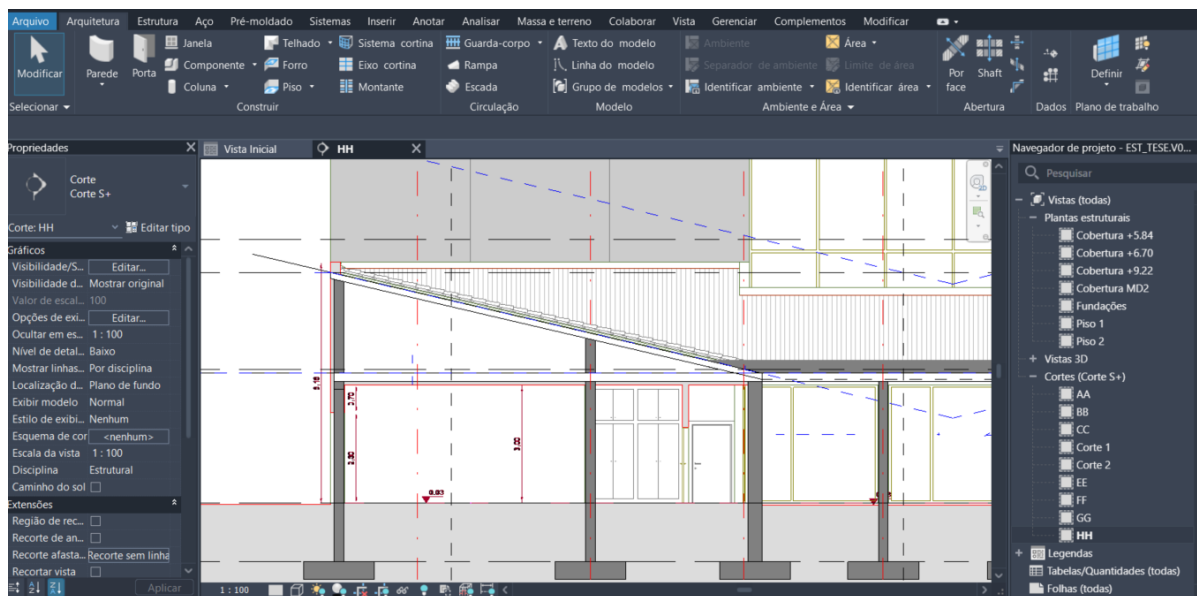


Figura 3.9 - Verificação dos planos das coberturas do Bloco 2 no Revit.

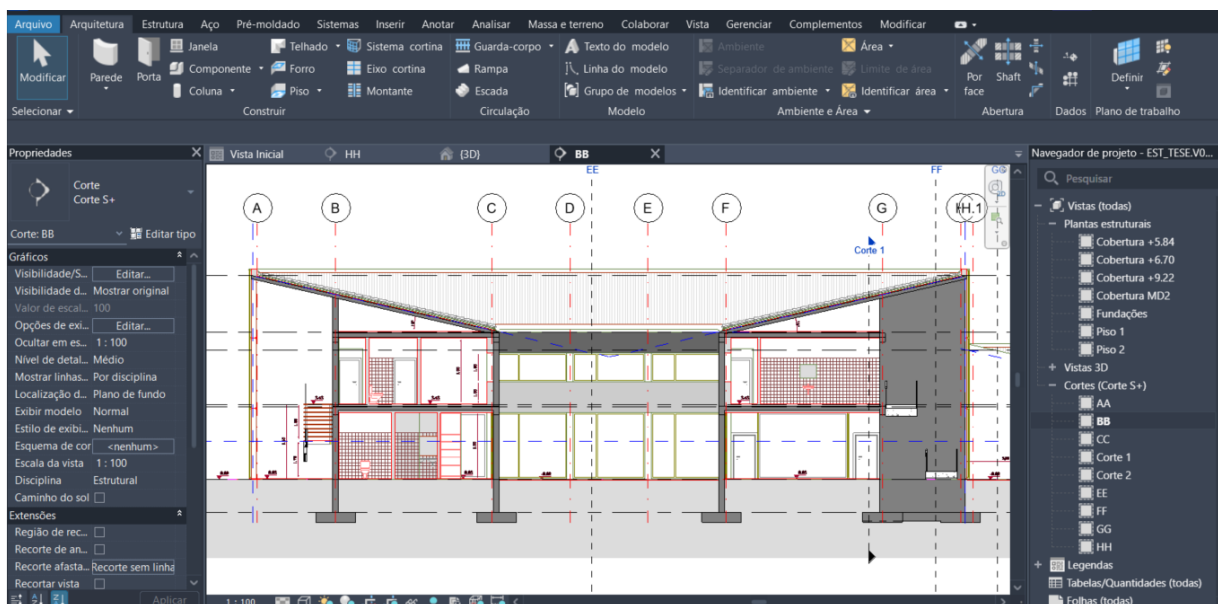


Figura 3.10 - Verificação dos planos das coberturas do Bloco 1 no Revit.

Os reajustes das dimensões da cobertura obrigaram a reposicionar um conjunto de pilares, como exemplificado na Figura 3.11.

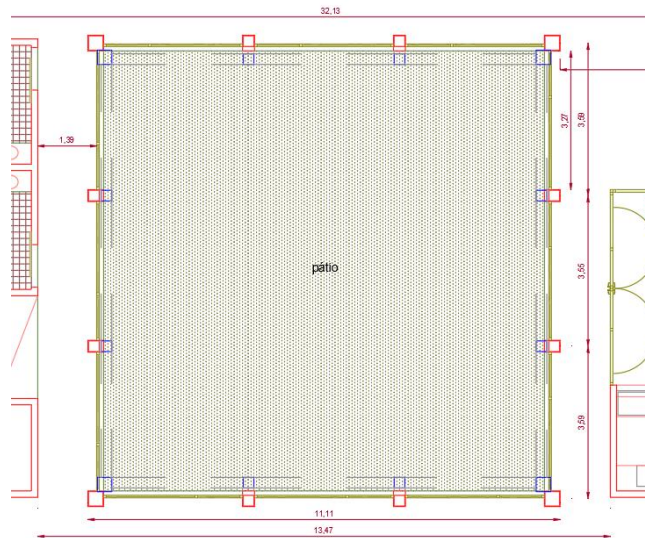


Figura 3.11 - Reposicionamento dos pilares na zona do saguão.

### 3.3 Reprodução dos modelos de cálculo de forma automática

O modelo de cálculo da estrutura foi realizado de forma automática, pela exportação do modelo *Revit* para o *Robot Structural Analysis*. Os modelos do *Revit* têm de ser convertidos para o formato de um modelo analítico para que o programa de cálculo consiga ler a informação exportada. O modelo analítico é gerado a partir do modelo gráfico através da opção “Físico a analítico para construções” disponível na ferramenta “Automatização analítica” (Figura 3.12).

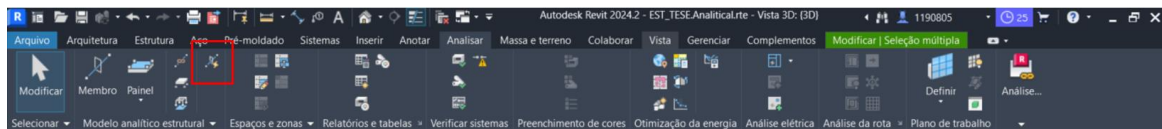


Figura 3.12 - a) Automatização analítica.

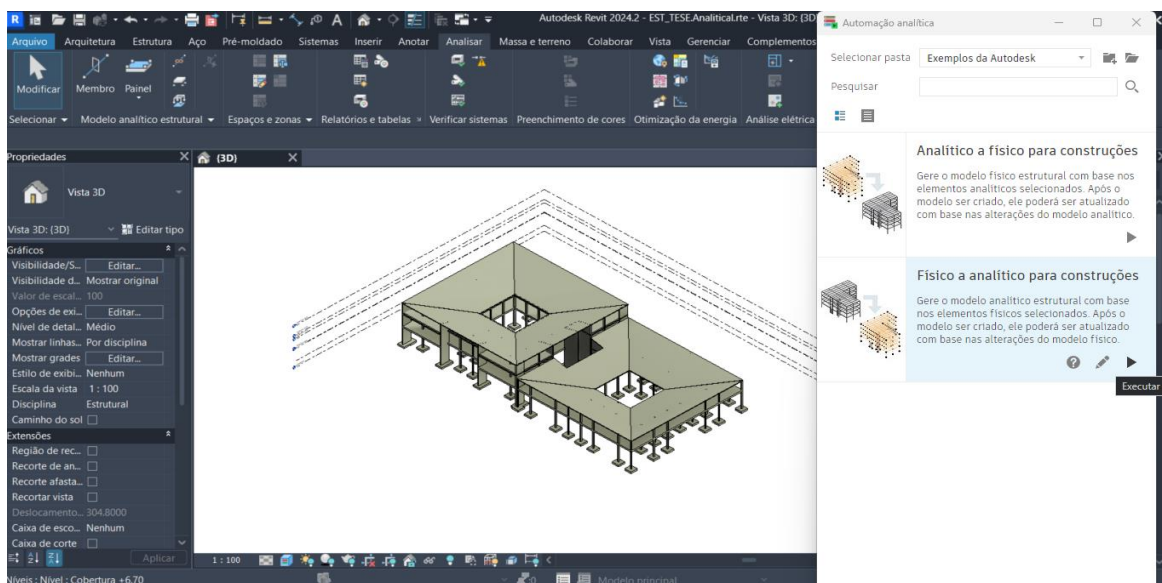


Figura 3.13 - b) Físico a analítico para construções.

Após a execução da opção selecionada no “Reprodutor Automático Dynamo” segue-se a introdução dos *inputs* que se pretende gerar de forma automática, (ver Figura 3.13).

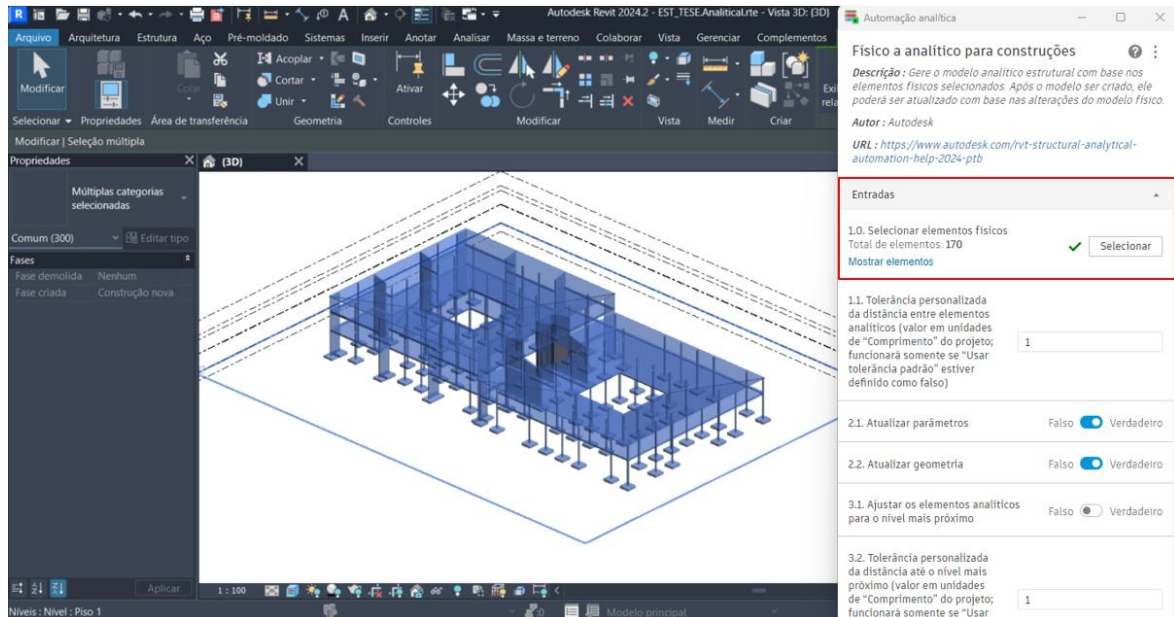


Figura 3.13 - Seleção dos elementos estruturais.

Após este processo, o modelo analítico, é exportado através da função “Vínculo para Robot Structural Analysis” disponível na ferramenta “Análise Estrutural” tal como representado na Figura 3.14.

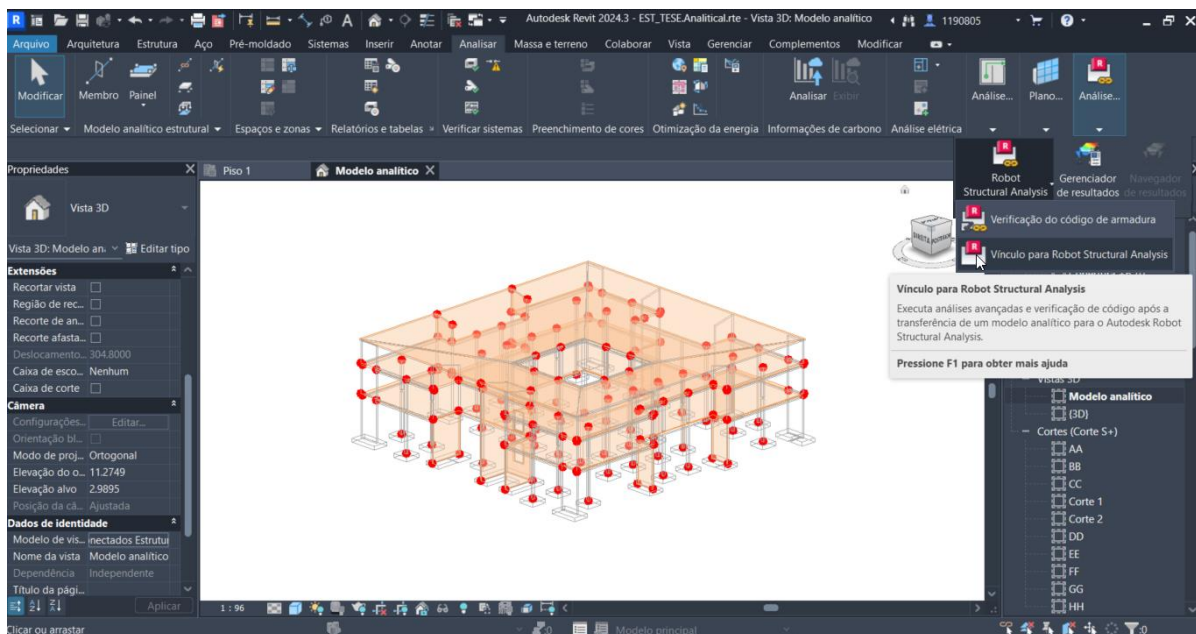


Figura 3.14 - Exportação do modelo para o programa de cálculo.

### 3.4 Produção das peças desenhadas de forma automática

No que diz respeito a peças desenhadas, as plantas e os cortes de estruturas foram produzidos de forma automática e exportados para um ficheiro em formato DWG a partir da estrutura modelada segundo a ferramenta “Exportar” na opção Arquivos disponível na Barra de Tarefas (Figura 3.15).

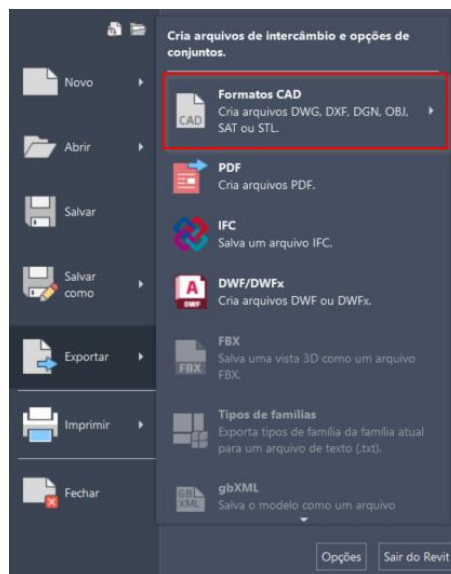


Figura 3.15 - Exportação de ficheiros DWG.



## 4 Classificação das Ações

Designa-se como ações qualquer fator, interno ou externo, que seja capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura, ou em particular num elemento estrutural.

As ações podem ser classificadas quanto ao tempo de atuação ao longo do período de vida útil da estrutura. Segundo a cláusula 4.1.1 do EC0 as ações podem ser divididas em três grandes grupos:

- As Ações Permanentes (G) são as ações provenientes do peso próprio das estruturas, equipamentos, revestimentos e as ações indiretas provocadas pela retração e fluência;
- As Ações variáveis (Q) dizem respeito a sobrecarga de utilização, ações do vento ou da neve;
- Quanto às Ações Acidentais (A), estas são as ações provocadas por explosões ou colisões de veículos.

As ações podem ser consideradas, em determinadas situações, permanentes ou variáveis, como é o caso das deformações impostas e dos impulsos hidrostáticos, dependendo da sua intensidade ao longo do tempo.

As ações sísmicas e a ação da neve podem variar entre ações de acidente ou variáveis consoante a região, a sua classificação é auxiliada pelo EC1 e EC8. Podem, ainda, ser atribuídas outras classificações de acordo com:

- A sua origem, como, as ações diretas ou indiretas;
- A sua variação no espaço, como, fixas ou livres;
- A sua natureza, como, estáticas ou dinâmicas.

### 4.1 Ações Permanentes

As Ações Permanentes têm um comportamento aproximadamente constante ao longo do período de vida da estrutura. O EC0 não prevê nenhum tipo de procedimento para a determinação das ações permanentes, assim sendo, a quantificação destas ações foi realizada segundo o EC1.

#### 4.1.1 Peso próprio dos elementos estruturais

O cálculo do peso próprio dos elementos estruturais a ser considerado no projeto é realizado pela multiplicação do peso volúmico do betão armado,  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ , pelas dimensões das secções transversais dos elementos estruturais.

As potencialidades do *software* de cálculo de elementos finitos *Robot Structural Analysis Professional* permitem calcular o peso próprio dos elementos estruturais de forma automática.

#### 4.1.2 Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes dizem respeito à parcela de ações permanentes provenientes do peso próprio dos revestimentos previstos pela arquitetura nos pisos e paredes.

O pavimento térreo descarrega as ações que lhe são transmitidas diretamente para o terreno, razão pela qual não é avaliado o efeito das cargas dos revestimentos no Piso 1.

### Revestimentos Telhado

O telhado é composto por uma solução simples de Telha Cerâmica de Meia Cana, Isolamento Térmico, Estuque e Rufo de zinco. Ver as quantificações das cargas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Quantificação das ações permanentes no telhado.

Revestimentos	Espessura (m)	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Telha Meia Cana	-	-	0,70
Estuque	0,02	12,00	0,24

A soma dos revestimentos que atuam ao nível do telhado é igual a 0,94 kN/m<sup>2</sup>. De modo a uniformizar os valores a serem considerados em projeto o valor considerado é igual a 1,00 kN/m<sup>2</sup>.

### Revestimentos Laje cobertura

Este piso não terá nenhum tipo de função de utilização, deste modo é composto apenas por com uma camada de regularização em betão leve e estuque (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 - Quantificação das ações permanentes na cobertura.

Revestimentos	Espessura (m)	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Carga (kN/m <sup>3</sup> )
Betão Leve	0,06	13,00	0,78
Reboco	0,02	12,00	0,24

A carga total dos revestimentos que atuam piso da cobertura é igual a 1,02 kN/m<sup>2</sup>. De modo a uniformizar os valores a serem considerados em projeto o valor considerado é igual a 1,00 kN/m<sup>2</sup>.

### Revestimentos Laje Piso 2

O Piso 2, recebe uma zona para dormitórios e todas as divisões necessárias para servir as funções em causa. A arquitetura prevê para este piso uma solução composta por uma camada de Pavimento em *Marmóleum* e uma camada de regularização e enchimento, ver Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Quantificação das ações permanentes no piso 2.

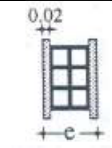
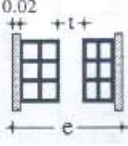
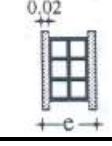
Revestimentos	Espessura (m)	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Carga (kN/m <sup>3</sup> )
Regularização	0.02	24	0,48
Enchimento	0.06	21	1.26
Reboco	0.02	12	0,24

A Soma dos revestimentos que atuam no Piso 2 é igual a 1,98 kN/m<sup>2</sup>. De modo a uniformizar os valores a serem considerados em projeto o valor considerado é igual a 2,00 kN/m<sup>2</sup>.

### Cargas dos Pisos

As Paredes Divisórias do edifício, interiores e exteriores, irão ter alvenarias de diferentes espessuras. Não é contabilizado para o cálculo das cargas destes elementos os revestimentos cujo peso específico seja residual, assim como não será considerado no cálculo das cargas das paredes os fatores de redução correspondentes a aberturas para portas e janelas, assim desta forma é garantido que o valor das cargas a serem consideradas na zona das paredes representa o caso mais desfavorável (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 - Quantificação das ações permanentes das alvenarias.

Paredes		Descrição			
Esquema	Zona	Tipo	Dimensões dos Tijolos (cm)	Espessura (m)	Peso Próprio [kN/m <sup>2</sup> ]
	Exterior	Tijolo furado (Paredes Simples)	30x20x20	0,24	2,50
	Exterior	Tijolo furado (Paredes Dupla)	30x20x11 + 30x20x15	0,13 + 0,17 + t (t = 0,06)	2,90
	Interior	Tijolo furado (Paredes Simples)	30x20x15	0,19	1,80

O EC1 refere na cláusula 6.3.1.2 (8), uma metodologia para quantificar paredes divisórias amovíveis. Segundo a norma, o peso próprio destes elementos deve ser tratado como uma sobrecarga adicional quantificada segundo a seguinte gama de intervalos:

- Para divisórias amovíveis com um peso próprio  $\leq 1.0$  kN/m de comprimento de parede:  $qk = 0.5$  kN/m<sup>2</sup>;
- Para divisórias amovíveis com um peso próprio  $> 1.0$  kN/m e  $\leq 2.0$  kN/m de comprimento de parede:  $qk = 0.8$  kN/m<sup>2</sup>;
- Para divisórias amovíveis com um peso próprio  $> 2.0$  kN/m e  $\leq 3.0$  kN/m de comprimento de parede:  $qk = 1.2$  kN/m<sup>2</sup>;

Como as normas europeias não definem nenhum tipo de critério para definir as cargas das paredes fixas, seguiu-se o disposto na cláusula 15, Capítulo III, do RSA, que refere que em edifícios cujos pavimentos possuam uma constituição que garanta uma distribuição eficaz das cargas, o peso das paredes divisórias poderá assimilar-se a uma carga permanente uniformemente distribuída em todo o pavimento, com valores característicos por metro quadrado obtidos pelas percentagens referidas do peso de uma faixa de parede com o comprimento de um metro e com altura igual à altura da parede. No caso em estudo, será considerado 40% da carga linear, como está previsto pela norma para espaços de habitação e quartos.

O peso das paredes exteriores foi obtido através da expressão 4.1.

$$g_{\text{parede(Ext)}} = PP_{\text{par}} \times h \quad (4.1)$$

A carga uniformemente distribuída das paredes interiores foi obtida através da seguinte expressão:

$$g_{\text{parede(int)}} = 0,40 \times PP_{\text{par}} \times h \quad (4.2)$$

Onde:

h Altura da Parede;

PP<sub>par</sub> Peso Próprio da parede

Na Tabela 4.5 são apresentados os valores das cargas lineares, obtidos para as diferentes paredes.

Tabela 4.5 - Quantificação do peso próprio das paredes.

Paredes	Tipo	Altura (m)	Peso Próprio [kN/m <sup>2</sup> ]	Carga Linear [kN/m]
Exteriores	Paredes Simples	2,83	2,50	7,07
	Paredes Dupla	3,30	2,90	9,57
Interior	Paredes Simples	3,30	1,80	5,94

As cargas consideradas em projeto são valores arredondados de modo a uniformizar os valores utilizados nos cálculos (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 - Resultados do peso próprio das paredes.

Paredes	Tipo	Cargas de Projeto
Exteriores	Paredes Simples	7,50 kN/m
	Paredes Dupla	10,00 kN/m
Interior	Paredes Simples	2,50 kN/m <sup>2</sup>

#### Cargas nas escadas

O Bolco 1 do empreendimento é composto por duas escadas, uma em estrutura metálica e outra em estrutura de betão armado. Conclui-se na análise dos desenhos de arquitetura que os degraus da escada de betão armado são em betão à vista, logo só foi contabilizado o peso próprio da escada.

## 4.2 Ações Variáveis

São consideradas como ações variáveis (Q) todas as ações cuja variação de intensidade não é desprezável em relação do tempo de vida útil da estrutura. Neste projeto, considera-se como ações variáveis a ação do vento, neve, temperatura, sísmicas e de sobrecarga.

### 4.2.1 Sobrecarga

O valor característico da sobrecarga é dividido por categorias mediante a utilização, segundo o EC1, Quadro 6.1. Ao nível dos pisos foi considerada a Categoria A, que corresponde a atividades domésticas e residenciais, quartos e enfermarias de hospitais, cozinhas e casas de banho. Os valores das sobrecargas, são fornecidos no Quadro NA 6.2 do Anexo Nacional.

É ainda determinado o valor da sobrecarga para a cobertura pelo Quadro NA 6.10 do Anexo Nacional. Na Tabela 4.7, apresente-se os valores característicos das sobrecargas, definidos para as diferentes zonas.

Tabela 4.7 - Ações de sobrecarga consideradas no projeto.

Categoria A	
Zonas Carregadas	qk [kN/m <sup>2</sup> ]
Pavimentos	2,00
Escadas	3,00
Cobertura	0,40

#### 4.2.2 Vento

As ações do vento foram calculadas de acordo com as disposições regulamentares do EC1-4. A norma separa o país em duas zonas, Zona A e Zona B, sendo a Zona A o território geral com exceção dos territórios que constam na Zona B, a Zona B inclui os territórios localizados nos Arquipélagos, numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitude superior a 600 metros. O edifício localiza-se no distrito do Porto, pelo que, pertence a Zona A.

Em primeiro lugar é necessário calcular a velocidade de referência do vento ( $v_b$ ), o que implica determinar os valores dos coeficientes de direção ( $C_{dir}$ ) e sazão ( $C_{season}$ ), os quais a norma recomenda adotar o valor igual a 1,0 para esta situação. É também necessário determinar a velocidade de referência do vento ( $v_{b,0}$ ), que no Quadro NA.I, para a Zona A, é igual a 27 m/s. O valor da velocidade de referência do vento é calculado através da expressão 4.3.

$$v_b(z) = c_{dir}(z) \times c_{season}(z) \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 27 = 27 \text{ m/s} \quad (4.3)$$

Onde:

$v_b$  - valor de velocidade de referência do vento, definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10m acima da superfície de um terreno de categoria II;

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

$c_{dir}$  - coeficiente de direção;

$c_{season}$  - coeficiente sazão.

A velocidade média do vento é calculada de acordo com a cláusula 4.3, pela expressão 4.4:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b \quad (4.4)$$

Onde:

$c_r(z)$  - coeficiente de rugosidade =  $kr \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ ;

$c_0$  - coeficiente de orografia = 1;

$z_0$  - comprimento da rugosidade = 0.05;

$z_{0,II}$  = 0.05;

$kr$  - coeficiente do terreno  $kr = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \left(\frac{0.05}{0.05}\right)^{0.07} = 0.190$ ;

$z$  - altura de referência.

O valor que foi adotado para o coeficiente orografia ( $c_0$ ) foi o proposto pela norma. O valor do comprimento de rugosidade ( $z_0$ ) foi determinado pelo Quadro NA-4.1 para uma categoria de terreno do tipo II. A geometria do edifício tem duas alturas diferentes, logo, tem dois valores distintos de altitudes de referência ( $z$ ), o que significa que serão considerados dois coeficientes de

rugosidade ( $c_r$ ) e, por consequência, dois valores de velocidade média ( $v_m$ ).

Assim,

$$c_r(6.16) = 0.190 \times \ln\left(\frac{9.56}{0.05}\right) = 0.998;$$

$$c_r(6.16) = 0.190 \times \ln\left(\frac{6.16}{0.05}\right) = 0.915;$$

Então,

$$v_m(9.56) = 0.998 \times 1 \times 27 = 26.95 \text{ m/s};$$

$$v_m(6.16) = 0.915 \times 1 \times 27 = 24.69 \text{ m/s};$$

Segue-se o cálculo da pressão dinâmica de pico, conforme o os critérios da cláusula 4.4, pela expressão 4.5:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2 \quad (4.5)$$

Onde:

$$I_v(z) - \text{Intensidade de Turbulência à altura } z = \frac{k_1}{c_{0(z)} \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)};$$

$K_1$  - coeficiente de turbulência = 1,0. Valor recomendado pela norma;

$\rho$  – Massa volúmica do ar = 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

Assim,

$$I_v(9.56) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{9.56}{0.05}\right)} = 0.190;$$

$$I_v(6.16) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{6.16}{0.05}\right)} = 0.208;$$

Conhecidos os valores das Intensidades de Turbulência ( $I_v$ ) para as diferentes altitudes de referência ( $z$ ), temos que:

$$q_p(9.56) = [1 + 7 \times 0.190] \times \frac{1}{2} \times 1.25 \times 26.95^2 = 1057.68 \text{ N/m}^2 \text{ (Pa)};$$

$$q_p(6.16) = [1 + 7 \times 0.190] \times \frac{1}{2} \times 1.25 \times 24.69^2 = 887.72 \text{ N/m}^2 \text{ (Pa)};$$

A Pressão exercida pelo vento no edifício é calculada a partir do produto do valor da pressão dinâmica de pico ( $q_p$ ) com os coeficientes de pressão ( $c_p$ ), como indicado na cláusula 5.2

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores ( $w_e$ ) é obtida pela expressão 4.6.

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (4.6)$$

A pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores ( $w_i$ ), não é tida em consideração, uma vez que é considerado, de forma aproximada, a anulação dos seus efeitos. Assim, as ações do vento, consideradas no cálculo das estruturas, dizem respeito à diferença entre as pressões que atuam sobre as faces, como disposto no ponto (3) e ilustrado na Figura 5.1 da respetiva cláusula.

Os coeficientes de pressão ( $c_{pe}$ ), são determinados com base nos critérios presentes na cláusula 7.2. Segundo a cláusula 7.2.2, para edifícios de planta retangular, as alturas de referência ( $z_e$ ), dependem da relação h/b. A contabilização das ações do vento na Direção X e na Direção Y, implica que sejam consideradas diferentes dimensões na determinação da relação h/b.

As dimensões consideradas para cada direção podem ser consultadas na Tabela (4.8).

Figura 4.8 - Dimensões em planta consideradas no cálculo dos coeficientes de pressão.

Dimensões	d (m)	b (m)
Direção X	65,00	31,34
Direção Y	31,34	65,00

Pode concluir-se que em ambas direções, a altura do edifício (h) é menor que as dimensões da fachada (b), assim deverá ser considerado como tendo uma só parte, assim  $q_p(z) = q_p(z_e)$ . Através do Quadro 7.1, determinaram-se os coeficientes de pressão para uma área carregada superior a 10 m<sup>2</sup> ( $c_{pe,10}$ ), em função da relação h/d. A leitura dos valores ( $c_{pe,10}$ ), no quadro da norma, pode não ser direta devido aos valores da relação h/d serem diferentes dos tabelados, pelo que, é necessário realizar interpolações.

Na Tabela 4.9 apresentam-se os coeficientes determinados para as duas direções e para as duas alturas do edificado.

Tabela 4.9 - Determinação dos coeficientes de pressão na direção x e y.

	h = 9.56 m		h = 6.16 m	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
D	0,70	0,71	0,70	0,70
E	-0,30	-0,47	-0,30	-0,30

Para h = 9.56 m, temos que:

$$W_{e,D}(9.56, W_x) = q_p(9.56) \times c_{pe,D} = 1,058 \times 0,70 = 0,741 \text{ kPa};$$

$$W_{e,E}(9.56, W_x) = q_p(9.56) \times c_{pe,E} = 1,058 \times (-0,30) = -0,317 \text{ kPa};$$

$$W_e(9.56, W_x) = 0,741 - (-0,317) = 1,06 \text{ kPa};$$

$$W_{e,D}(9.56, W_y) = q_p(9.56) \times c_{pe,D} = 1,058 \times 0,71 = 0,751 \text{ kPa};$$

$$W_{e,E}(9.56, W_y) = q_p(9.56) \times c_{pe,E} = 1,058 \times (-0,47) = -0,497 \text{ kPa};$$

$$W_e(9.56, W_y) = 0,751 - (-0,497) = 1,25 \text{ kPa};$$

Para h = 6.16 m, temos que:

$$W_{e,D}(6.16, W_x) = q_p(6.16) \times c_{pe,D} = 0,888 \times 0,70 = 0,622 \text{ kPa};$$

$$W_{e,E}(6.16, W_x) = q_p(6.16) \times c_{pe,E} = 0,888 \times (-0,30) = -0,266 \text{ kPa};$$

$$W_e(6.16, W_x) = 0,622 - (-0,266) = 0,888 \text{ kPa};$$

$$W_{e,D}(6.16, W_y) = q_p(6.16) \times c_{pe,D} = 0,888 \times 0,70 = 0,622 \text{ kPa};$$

$$W_{e,E}(6.16, W_y) = q_p(6.16) \times c_{pe,E} = 0,888 \times (-0,30) = -0,266 \text{ kPa};$$

$$W_e(6.16, W_y) = 0,622 - (-0,266) = 0,888 \text{ kPa}.$$

### 4.2.3 Neve

Uma vez que, o edificado localiza-se no Distrito do Porto foi considerado por defeito uma cota absoluta de 100 metros uma vez que não foram fornecidas informações sobre a localização do empreendimento.

O valor das ações variáveis da neve foi determinado segundo o EC1-3. No anexo nacional da norma em questão, na cláusula NA-4.1(1) é fornecida a expressão que permite calcular o valor característico da carga da neve ao nível do solo ( $S_k$ ), tal como se representa na expressão 4.7, ainda na mesma cláusula é fornecido um mapa com as diferentes zonas de neve em Portugal, ver Figura 4.1, onde é possível verificar que o distrito do Porto pertence a zona Z2.

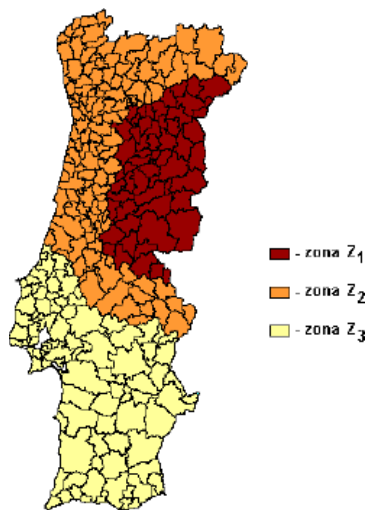


Figura 4.1 - Mapa da zonas de neve em Portugal.

$$S_k = C_z \left[ 1 + \left( \frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (4.7)$$

- $C_z$  é o coeficiente correspondente a zona do território nacional igual a 0,2 para a zona Z<sub>2</sub>;
- H altitude em metros.

Deste modo, o valor característico da ação da neve é:

$$S_k = 0.20 \left[ 1 + \left( \frac{100}{500} \right)^2 \right] = 0.208 \text{ kN/m}^2 \quad (4.8)$$

As disposições de carga presentes no EC1-3, cláusula 5.2 devem considerar a situação de carga da neve não deslocada em coberturas e a carga da neve deslocada. As disposições de cargas são determinadas segundo a cláusula 5.3 e pelo Anexo B, as cargas da neve para as situações de projeto persistentes/transitórias são determinadas pela expressão 4.9, presente na alínea 3 da cláusula em questão.

$$s = \mu C_e C_t S_k \quad (4.9)$$

Onde:

$\mu$  é o coeficiente de forma;

$C_e$  é o coeficiente de exposição, igual a 1,0 (ver Quadro 5.1 da norma);

$C_t$  é o coeficiente térmico, igual a 1,0 (ver alínea 7 da cláusula 5.2).

A cobertura é idêntica nos dois módulos do edifício, como a geometria dos edifícios é simétrica segundo a direção dos eixos xx e yy é possível tratar as quatro águas das coberturas de forma

individual, como coberturas de uma vertente e sem impedimentos na deslocação da neve como representado na Figura 4.2.

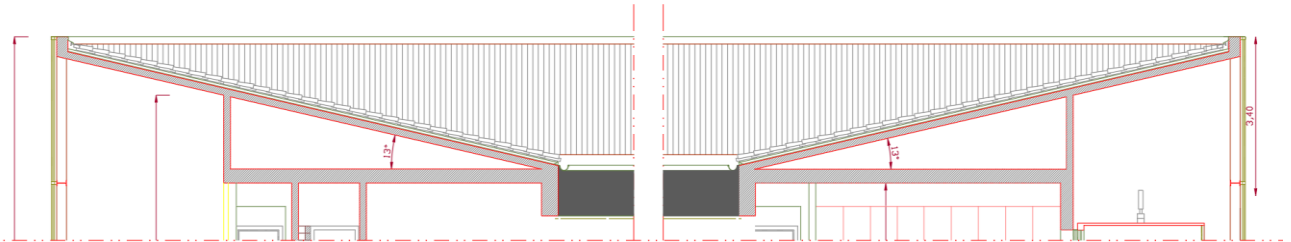


Figura 4.2 - Inclinação da cobertura.

O coeficiente de forma para a carga da neve ( $\mu_1$ ) é determinado pela cláusula 5.3.2, pelos valores presentes Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Coeficientes de forma segundo o EC1.

Ângulo de inclinação da vertente $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 30^\circ$
$\mu_1$	0,80	$0,80(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,80 + 0,80 \alpha/30$	1,60	-

Na Figura 4.3 é representada a variação do coeficiente de forma para a carga da neve quando sujeito a uma determinada inclinação.

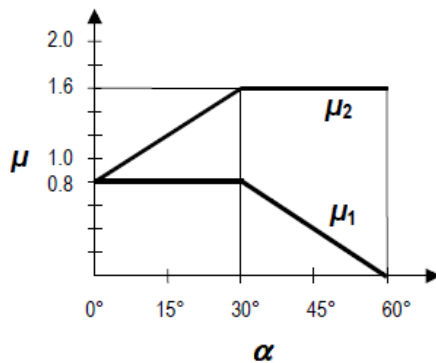


Figura 4.3 - a) Gráfico do coeficiente de forma.

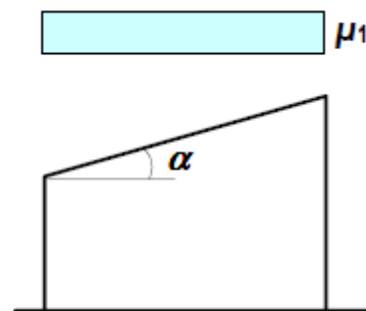


Figura 4.3 - b) Representação gráfica do coeficiente de forma.

Para uma cobertura com o ângulo de inclinação igual a  $13^\circ$  temos  $\mu_1 = 0,80$ , assim sendo, temos que:

$$s = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,208 = 0,166 \text{ kN/m}^2 \quad (4.10)$$

Dado que o valor representativo da carga da neve é inferior ao valor a considerar para a sobrecarga da cobertura de  $0,40 \text{ kN/m}^2$ , os efeitos da carga da neve serão desprezados neste trabalho.

#### 4.2.4 Temperatura

As ações provocadas na estrutura devido a variação de Temperatura serão ignoradas devido às dimensões em planta do edifício.

## 4.3 Ações Sísmicas

As ações sísmicas que atuam em um edifício são provocadas pela libertação de energia quando ocorre uma rotura mais ou menos violenta no interior da crosta terrestre. Nos dias que correm, não é possível saber, de forma fidedigna, quando e onde, irá ocorrer um sismo, desta forma há uma necessidade de prevenir os seus efeitos.

O objetivo do campo de aplicação do EC8 é assegurar que durante um sismo as vidas humanas são protegidas, os danos são limitados e as estruturas de grande importância para a proteção civil mantem-se operacionais, como disposto na cláusula 1.1.1. Para que os objetivos da norma sejam atingidos é necessário que a estrutura cumpra os requisitos fundamentais definidos na cláusula 2.1:

- **Requisito de não ocorrência de colapso (Estado Limite Último):** A estrutura deve ser projetada de modo a não ocorrer colapso local ou global para uma ação sísmica. O EC8 deixa aos estados-membros, considerar o período de retorno da ação sísmica de projeto, porém sugere um período de retorno de referência ( $T_{NCR}$ ) de 475 anos que a probabilidade de excedência ( $P_{NCR}$ ) igual a 10% de o valor adotado.
- **Requisito de limitação de danos (Estado Limite Utilização):** A estrutura é dimensionada para um período de retorno de uma ação sísmica cuja probabilidade de retorno é inferior à da ação sísmica de cálculo, de modo a não ocorrer danos e limitações de utilização, em que os custos de reconstrução não deveram de ser superiores aos de construção. A ação sísmica a considerar para a limitação de danos tem uma probabilidade de excedência ( $P_{NCR}$ ) de 10% em 10 anos e um período de retorno de referência ( $T_{NCR}$ ) de 95 anos.

Os efeitos da ação sísmica podem ser determinados assumindo que as estruturas têm um comportamento linear ou não linear. O que resulta em quatro tipos de análises possíveis como é apresentado na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Análises sísmicas abordadas pelo EC8.

Determinação do efeito da ação dos sismos	Análises elásticas lineares	Análises estáticas equivalentes Análises dinâmicas modais por espectros de resposta
		Análises não lineares

A avaliação dos efeitos dos sismos na regulamentação europeia é realizada a partir da análise dinâmica linear tridimensional por espectros de resposta. Os valores dos espectros de resposta variam devido a vários fatores, tais como: tipo de ação sísmica, zona sísmica, classe de importância, tipo de terreno, coeficiente do solo e coeficiente de comportamento.

### 4.3.1 Tipos de Ações Sísmicas

Em Portugal são considerados dois tipos de Ação Sísmica, a Ação Sísmica do Tipo 1 e a Ação Sísmica do Tipo 2. Na cláusula NA-3.2.2.1 do EC8 é definido que devem ser considerados dois tipos de ações sísmicas para o território de Portugal continental. Para o Arquipélago da Madeira apenas é considerado a Ação sísmica do Tipo 1. Já no Arquipélago dos Açores apenas é considerada a Ação sísmica do Tipo 2.

Entende-se por Ação sísmica do Tipo 1 as ações provocadas por sismos com epicentro na região Atlântica (denominado por “afastado”), este tipo de sismo é caracterizado por uma elevada magnitude, baixas frequências, grande distância focal e uma duração maior.

A Ação sísmica do Tipo 2 diz respeito as ações cujos sismos têm um epicentro na região Continental ou no território dos Açores (denominado por “próximo”), esta ação pode ser considerada antípoda da Ação sísmica do Tipo 1, uma vez que, a distância focal é pequena, as frequências são altas e a duração é menor.

### 4.3.2 Zonamento Sísmico

O EC8 atribui diferentes zonamentos sísmicos para cada tipo de Ação Sísmica. Os zonamentos são definidos pelo nível de intensidade e perigosidade que cada tipo de ação sísmica representa nas diferentes regiões do país. A ação sísmica é quantificada pela aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ), para um período de retorno ( $T_{NCR}$ ) a que corresponde a ação sísmica do requisito de não ocorrência de colapso, deste modo, a cada zona relaciona-se um valor de aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ) diferente.

O Zonamento Sísmico pode ser consultado no Anexo Nacional em que Portugal Continental está definido na Figura NA.I, o arquipélago da Madeira na Figura NA.II e o arquipélago dos Açores na Figura NA.III. Para uma consulta pormenorizada das zonas sísmicas o EC8 dispõe no Anexo NA.I a Lista de Concelhos com definição do zonamento sísmico.

### 4.3.3 Tipo de Terreno

Como referido anteriormente, o tipo de terreno é um parâmetro necessário para a definição dos espectros de resposta. A Cláusula 3.1.2, “Identificação dos tipos de terreno”, classifica cada tipologia por ordem alfabética (A, B, C, D e E), a partir das suas características estratigráficas e paramétricas. O terreno deve ser classificado a partir da velocidade média de propagação das ondas de corte ( $v_{s,30}$ ), caso esta opção não seja viável deve optar-se pelo número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica ( $N_{SPT}$ ). Segundo a cláusula N.A-3.1.1 (4), pode ser considerado um terreno do Tipo B se não houver um estudo geotécnico e se a construção reunir cumulativamente as condições apresentadas em baixo:

- Não estarem situadas em locais em que pertençam aos tipos de terrenos especiais  $S_1$  e  $S_2$ ;
- Pertencerem as classes de importância I e II;
- Terem uma área de construção igual ou inferior a 1000 m<sup>2</sup>;
- Terem um número de pisos elevados igual ou inferior a quatro.

Foi admitido neste projeto um terreno do Tipo A cuja formação geológica é do tipo rochoso com uma camada de material mais fraco até a uma profundidade máxima de 5 metros.

### 4.3.4 Classes e coeficientes de importância

O principal objetivo do EC8 é a salvaguarda de vidas humanas, pelo que, dependendo do tipo de utilização de cada edifício e do que representa para a comunidade, é necessário atribuir um coeficiente de importância que é considerado na determinação do espectro de cálculo. Dito isto, a classe de importância que foi considerada no projeto é do tipo III e foi determinada a partir do Quadro 4.3 da cláusula 4.2.5. Os coeficientes de importância são definidos através do Quadro NA.II. Demonstra-se na Tabela 4.12 os valores obtidos.

Tabela 4.8 - Determinação dos coeficientes de importância pelo EC8.

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
III	1,45	1,25	1,15

### 4.3.5 Aceleração à superfície

O valor de cálculo da aceleração à superfície ( $a_g$ ) é obtido a partir do valor da aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ) agravado pelo coeficiente de importância, como representado na expressão 4.11.

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I \text{ [m/s}^2\text{]} \quad (4.11)$$

Onde:

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

$a_{gR}$  Valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno;

$\gamma_I$  Coeficiente de importância.

Na Tabela 4.13 são representados os resultados da aceleração à superfície para a ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2.

Tabela 4.13 - Acelerações à superfície consideradas em projeto.

	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
$a_g \text{ [m/s}^2\text{]}$	0,5075	1,00

### 4.3.6 Coeficiente do solo

Por fim, de maneira a reunir todos os dados necessários para determinar os espectros de resposta horizontais, é determinado o coeficiente do solo. O valor do parâmetro S é determinado através das condições impostas pela cláusula NA-3.2.2.2 (2):

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\max} \quad (4.12)$$

$$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (4.13)$$

$$a_g > 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (4.14)$$

Onde:

S Coeficiente do solo;

$S_{\max}$  Coeficiente do Solo máximo.

### 4.3.7 Coeficiente de comportamento

A determinação do coeficiente de comportamento considera vários critérios a nível construtivo. Na cláusula 4.2.2.5 alínea (2), refere-se que, um edifício que não é regular em altura, deve ter o seu coeficiente de comportamento reduzido. Na alínea (7) da mesma cláusula é recomendado que

seja considerado 80% do valor do coeficiente de comportamento, porém, como os edifícios são regulares em altura não será considerado este agravamento. O coeficiente de comportamento ( $q$ ) é calculado pela seguinte expressão 4.15:

$$q = q_0 k_w \quad (4.15)$$

Onde:

$q_0$  - valor básico do coeficiente de comportamento, obtido através do Quadro 5.1 do EC8;

$k_w$  - coeficiente que reflete o modo de rotura, igual a 1 para sistemas porticados ou sistemas mistos ou equivalentes pórticos.

No Quadro 5.1 verifica-se que para um edifício de ductilidade média, com sistemas porticados, sistemas misto e sistemas de paredes acopladas, o valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) é dado por:

$$q_0 = 3\alpha_u/\alpha_1 \quad (4.16)$$

Onde:

$\alpha_u/\alpha_1$  para edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos é igual a 1,3.

Deste modo temos que:

$$q = 3 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,9 \quad (4.17)$$

#### 4.3.8 Espectros de resposta

Em geral as forças de uma ação sísmica, calculadas com base numa análise não linear são, geralmente, inferiores às forças calculadas através de uma análise linear elástica, visto que na análise não linear é considerada a capacidade de dissipação de energia de uma estrutura devido à sua ductilidade.

Dito isto, o Eurocódigo 8 (EC8), considera este efeito na análise linear elástica através da aplicação de um coeficiente de comportamento ( $q$ ), que permite considerar uma redução nos valores da resposta da estrutura nos espectros de resposta linear elástica.

Neste projeto, adotou-se uma análise linear elástica, conforme as recomendações da cláusula 3.2.2.5. Para estruturas de betão armado, será considerado um coeficiente de amortecimento de 5%.

Com base nos parâmetros determinados anteriormente, foi definido o espectro de resposta de cálculo horizontal, apresentado na Figura 4.4.

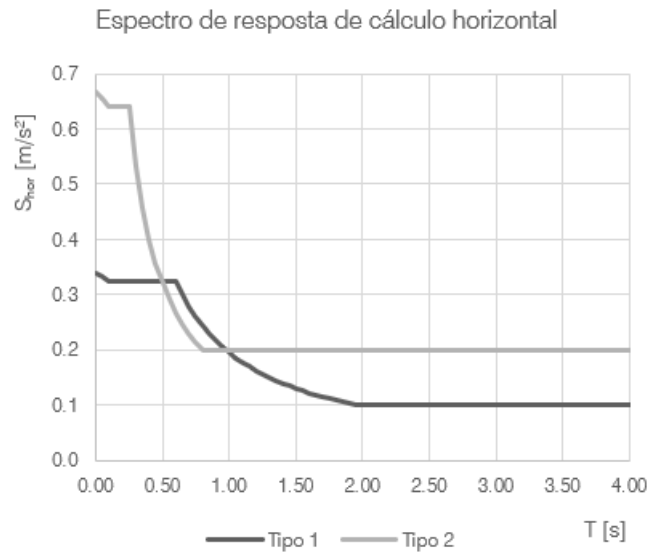


Figura 4.4 - Espectro de resposta de cálculo horizontal.

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

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.18)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.20)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.21)$$

Onde:

$S_d(T)$  - Espectro de cálculo de acelerações ( $m/s^2$ );

$T$  - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);

$T_B$  - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

$T_C$  - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

$T_D$  - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s);

$q$  - Coeficiente de comportamento;

$\beta$  - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, igual a 0,2, segundo a norma.

#### 4.3.9 Dimensionamento para a resistência em alternativa para a ductilidade

No EC8, na cláusula 2.2.1, alínea 3 e na cláusula 3.2.1 alínea 4, é dito que em estruturas de edifícios é possível adotar uma análise e dimensionamento com base na capacidade resistente da estrutura e desconsiderar os requisitos que dizem respeito à ductilidade, caso a estrutura esteja localizada em uma zona de baixa sismicidade.

Desta forma, para estruturas de edifícios de betão armado são considerados apenas os requisitos que constam no EC2 e EC7. Acrescentadamente, em estruturas, classificadas como estruturas com baixa capacidade de dissipação de energia ou de ductilidade baixa deve ser considerada uma ação sísmica cujo espectro de cálculo foi determinado para um coeficiente de comportamento com um valor máximo de 1.5, deste modo, como o valor do coeficiente de comportamento calculado anteriormente é superior, foi adotado um coeficiente de comportamento igual a 1.5.

Reunidos todos os dados necessários para a determinação dos espectros, foram determinados os espectros de resposta elástica horizontal para a Ação Sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2, que podem ser analisados nas Figuras 4.5 e 4.6.

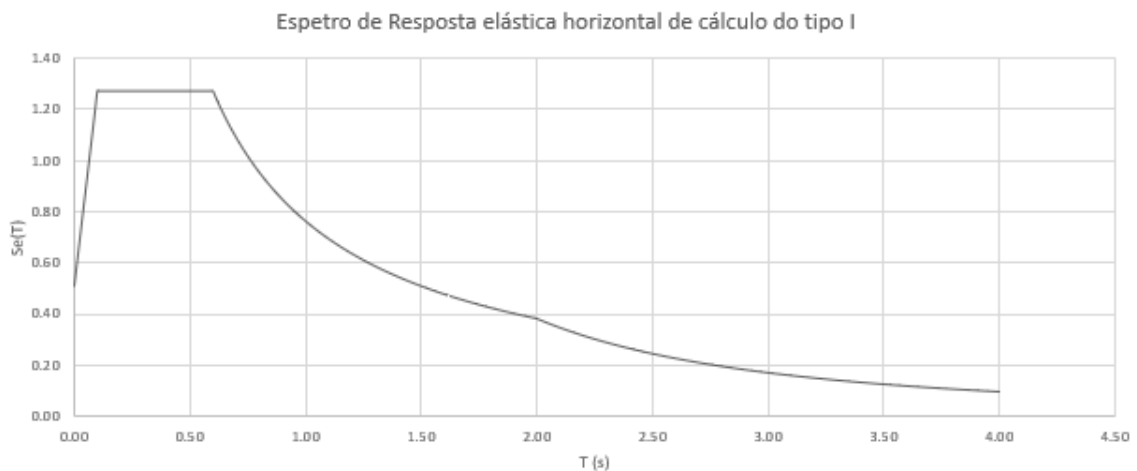


Figura 4.5 - Espectro de resposta de cálculo horizontal para a ação sísmica do tipo I.

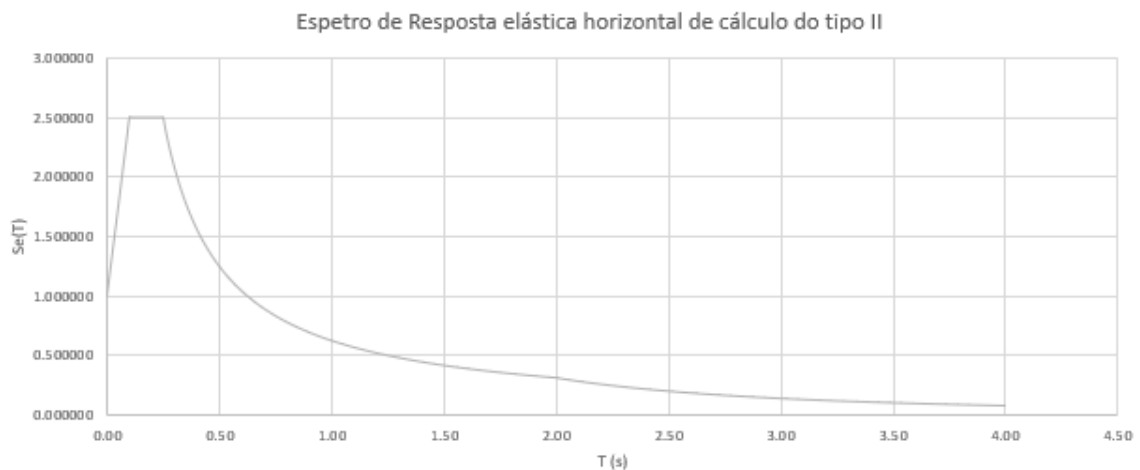


Figura 4.6 - Espectro de resposta de cálculo horizontal para a ação sísmica do tipo II.

## 4.4 Combinações de Ações

A contabilização das ações que atuam na estrutura deve aproximar-se o máximo possível da realidade, não é correto considerar a atuação das ações em simultâneo. Este princípio é levado em conta no Anexo A do ECO na cláusula A1.2.1, alínea 1, onde refere que devem ser considerados os efeitos das ações que não atuam em simultâneo, que por questões físicas ou funcionais, não devem ser assim considerados.

Deste modo, os efeitos das ações necessitam de ser combinados. A combinação de ações parte do princípio que:

- As ações permanentes são sempre contabilizadas, porém não são majoradas quando os efeitos forem favoráveis;
- As ações variáveis são consideradas quando os seus efeitos são desfavoráveis no estado limite em análise;
- Não é considerada a simultaneidade de casos em que a ocorrência dos efeitos das ações em simultâneo não faça sentido. Por exemplo, avaliar o efeito do aumento da temperatura com cargas provenientes da ação da neve.

### 4.4.1 Estados Limites Últimos

Os Estados Limites Últimos dizem respeito a situações de rotura ou colapso da estrutura que possam colocar em risco a vida humana e bens, desta forma temos as seguintes combinações:

Combinação de ações fundamentais para situações de projeto persistentes ou transitórias, presente na cláusula 6.4.3.2 do ECO.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} G_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i > 1 \quad (4.22)$$

Combinação de ações fundamentais para o estado limite GEO, valores de cálculo utilizados para situações de rotura ou deformações excessivas do solo presente na cláusula 6.4.3.2 do ECO.

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,i} G_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i > 1 \quad (4.23)$$

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} G_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i > 1 \quad (4.24)$$

Para as ações sísmicas é aplicada a expressão presente na cláusula 6.4.3.4 do ECO.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i > 1 \quad (4.25)$$

Segundo o EC8, cláusula 3.2.2(2), é pretendido que os efeitos da inércia da estrutura sejam avaliados consoante as massas associadas a todas as forças gravíticas:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (4.26)$$

$\Psi_{E,i}$  – coeficiente de combinação para a variável  $i$ .

$$\Psi_{E,i} = \varphi \Psi_{2,i} \quad (4.27)$$

O parâmetro  $\varphi$  é obtido no quadro 4.2 do EC8, para o caso de estudo tem os valores presentes na Tabela 4.14.

Tabela 4.9 - Parâmetro multiplicador do coeficiente de combinação variável para a ação sísmica.

Tipo de ação variável	Piso	$\varphi$
Categoria A	Pisos com ocupações correlacionadas	0,80

#### 4.4.2 Estados Limites Utilização

Os Estados Limites Utilização dizem respeito aos efeitos que provocam alterações no conforto do utilizador.

De acordo com a cláusula 6.5.1, deve ser satisfeita a condição representada na expressão 4.28.

$$E_d \leq C_d \quad (4.28)$$

Onde:

$E_d$  - valor de cálculo que corresponde ao valor limite do critério de utilização;

$C_d$  - valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização (determinado com base na combinação em causa).

A cláusula 6.5.3 do ECO fornece as expressões consideradas no Estado Limite de Utilização, e assim resultam as seguintes combinações

Combinação característica

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i \geq 1 \quad (4.29)$$

Combinação frequente

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i \geq 1 \quad (4.30)$$

Combinação quase permanente

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}, j \geq 1; i \geq 1 \quad (4.31)$$

Onde:

$E_d$  - Valor de cálculo do efeito das ações;

$E$  - Efeito de uma ação;

$\gamma_{G,j}$  - Coeficiente parcial relativo à ação permanente  $j$ ;

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

$\gamma_{Q,1}$  - Coeficiente parcial relativo à ação variável base;

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

$\gamma_{Q,i}$  - Coeficiente parcial relativo a uma ação variável  $i$ ;

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

$Q_{k,i}$  - Valor característico de uma ação variável  $i$ ;

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

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

$\xi$  - Coeficiente de redução para as ações permanentes desfavoráveis  $G$ .

Na Tabela 4.15 é apresentada os valores dos coeficientes parciais relativos às ações segundo o ECO, tidos em conta neste trabalho.

Tabela 4.10 - Coeficientes parciais relativos as ações ECO.

Ações Favoráveis	$\gamma_{Gj,inf}$	1,00
	$\gamma_{Q,i}$	0
Ações Desfavoráveis	$\gamma_{Gj,sup}$	1,35
	$\gamma_{Q,i}$	1.50

No que diz respeito aos coeficientes a ser aplicados às ações variáveis para as categorias A e H o ECO tabela os valores que são apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.11 - Coeficientes aplicados às ações variáveis ECO.

Categorias	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
A	0,7	0,5	0,3
H	0	0	0

As combinações aplicadas no modelo de cálculo com base nos pressupostos indicados são apresentadas em Anexo.

# 5 Bases de Projeto

## 5.1 Enquadramento Regulamentar

Na análise e dimensionamento da estrutura adotam-se os critérios de verificação de segurança preconizados nos Eurocódigos, de uma forma integrada e coerente entre as bases de cálculo (EC0), ações (EC1) e as verificações da segurança (EC2, EC7 e EC8) sempre que aplicáveis.

A aplicabilidade dos Eurocódigos é consagrada no DL 95/2019 de 18 de julho e no Despacho Normativo n.º 21/2019.

### 5.1.1 Normas para Ações e Verificações de Segurança

#### Fiabilidade estrutural

As metodologias de verificação no dimensionamento de estruturas através das normas europeias, analisam de forma simplificada e aproximada o comportamento da estrutura o que representa um grau de incerteza associado às propriedades físicas dos materiais, à modelação, às estatísticas e aos fatores humanos. Os Projetos de Estabilidade devem ser realizados para uma determinada classe de fiabilidade de acordo com a EC0.

De uma forma geral, considera-se que um projeto baseado no EC0 com os coeficientes parciais indicados no Anexo A1 e do EC1 até ao EC8 conduz a uma estrutura com um valor do índice de fiabilidade superior a 3.8 para um período de referência de 50 anos, como demonstrado nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 - Valores do índice de fiabilidade segundo o período de referência.

Categoria (Tempo de vida útil de projeto)	Valores indicativos (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias
2	10 a 25	Componentes substituíveis
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e afins
4	50	Estruturas de edifícios e outras correntes
5	100	Pontes, edifícios social ou economicamente importantes

Tabela 5.2 - Classe de fiabilidade.

Classe de fiabilidade	Classe de consequências associável	$\beta$	
		L=1 ano	L=50 anos
RC3	CC3 - consequências elevadas em termos de perda de vidas humanas, ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes	5,2	4,3
RC2	CC2 - consequências médias em termos de perdas de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes	4,7	3,8
RC1	CC1 – consequências reduzidas em termos de perda de vidas humanas, e consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes	4,2	3,3

Na sequência dos critérios de fiabilidade apresentados, a quantificação de ações e as verificações realizadas neste projeto foram feitas segundo as normas:

Eurocódigo 0 – Bases para projeto de estruturas

- NP EN 1990:2009//A1:2019- Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas.

Eurocódigo 1 – Ações em estruturas

- NP EN 1991 -1 -1:2009 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1 -1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- NP EN 1991-1-4:2010/ /A1:2010 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1 -4: Ações gerais - Ações do vento.

Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão

- NP EN 1992 -1 -1:2010/AC:2012/A1:2019 - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1 -1: Regras gerais e regras para edifícios.

Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico

- NP EN 1997-1:2010 //A1:2016 - Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico - Parte 1: Regras gerais.

Eurocódigo 8 – Resistência aos sismos

- NP EN 1998-1:2010 /A1:2013 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- NP EN 1998 -5:2010 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos.

### 5.1.2 Normas dos Materiais

#### Betão

O Decreto-Lei n.º 90/2021, de 5 de novembro, veio alterar as normas de referência para a produção e controlo do betão e para a execução das estruturas de betão, estas são a NP EN 206 e a NP EN 13670.

Assim, os betões devem cumprir integralmente as seguintes Normas e Especificações do LNEC:

- NP EN 206:2013, A2:2021 - Betão - Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- E461 - Betões. Metodologias para prevenir reações químicas expansivas de origem interna

- E464 - Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais;
- E465 - Betões. Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS;
- E486 - Betões. Avaliação da conformidade do recobrimento das armaduras;
- E487 - Betões. Guia para a classificação de superfícies de betão à vista;

#### **Aço para estruturas de betão armado**

As armaduras passivas para betão armado, devem ser constituídas por varões de aço laminado a quente, da classe A500, do tipo nervurado (NR) de ductilidade especial (SD), certificadas antes da colocação no mercado, de acordo com:

- Decreto-Lei n.º 390/2007, de 10 de dezembro;
- Especificações LNEC;
- Especificação E450 (classe A500 NR) - Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação (classe A500 NR);
- Especificação E460 do LNEC (classe A500 NR SD) - Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

## **5.2 Tempo de Vida Útil**

O EC0 define, na cláusula 2.3, que o projeto tem de ser executado para um tempo de vida útil que varia com a tipologia da estrutura e a sua utilização. Assim, consultando o Quadro 2.1 - “Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto”, para estruturas de edifícios é atribuída a classe S4 e o valor indicativo do tempo de vida útil é de 50 anos.

## **5.3 Materiais**

Os materiais na construção são caracterizados pelas suas propriedades mecânicas, como tal a seleção dos materiais é feita com base em uma avaliação comparativa entre as propriedades que lhes são inerentes e as funções que irão desempenhar. De igual forma, em um projeto de estabilidade, o dimensionamento da estrutura baseia-se nas propriedades mecânicas dos materiais que foram selecionados. A seleção dos materiais foi realizada segundo os pressupostos da regulamentação europeia, como é descrito ao longo deste subcapítulo.

### **5.3.1 Durabilidade dos Materiais**

Conforme a cláusula 2.4, do EC0, a durabilidade das estruturas durante o período de vida útil do projeto tem de ser garantida, sem necessidade de ações de manutenção excecionais nem de reparação ou de reforço estrutural. Deste modo, as estruturas são concebidas tendo em conta o período de vida útil de projeto, o ambiente em que está integrada e os agentes agressivos com capacidade de a deteriorar. Em estruturas de Betão armado a durabilidade depende da qualidade do betão a utilizar, da espessura dos recobrimentos das armaduras e das medidas especiais de proteção das superfícies de betão e das armaduras.

### **5.3.2 Betão**

A escolha do tipo de betão a utilizar no projeto é realizada considerando, para além da tipologia da

estrutura, as agressões do meio ambiente que provocam a deterioração do betão e das armaduras nele contidas. Recorre-se à NP EN 206-2013 para determinar as classes dos betões e os seus componentes.

### Classes de exposição ambiental

A durabilidade estrutural só pode ser assegurada se a exposição ambiental for bem especificada. É necessário analisar o tipo de condições ambientais descritas no Quadro 1 da cláusula 4.1, (Classes de exposição relacionadas com ações ambientais), para atribuir as respetivas classes de exposição aos vários elementos da estrutura.

Devido à inexistência de um relatório geotécnico nada se pode aferir quanto ao ataque químico dos solos e de águas subterrâneas, deste modo não foram consideradas as classes de exposição do Quadro 2. As classes de exposição consideradas neste caso de estudo são as apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Classes de exposição no projeto.

Tipo de exposição	Classe	Utilização
Elementos em contacto direto com o solo	XC2	Superfície sujeita ao contacto prolongado com a água
Elementos ao ar livre em contacto (exterior)	XC3 <sup>(1)</sup>	Betão exterior protegido da chuva
Elementos ao ar livre em contacto (interior)	XC3	Betão no interior dos edifícios

(1) Para elementos na cobertura foi considerado que os revestimentos nesta região são instalados corretamente e sem defeitos, assim é possível evitar o contacto direto com a água da chuva.

Como só é considerado os efeitos da corrosão induzida por carbonatação, analisando o Quadro F.1 é atribuído a todos os elementos da estrutura a classe de betão C30/37.

### Classe de abaixamento

De acordo com a cláusula 4.2.1, a classe de abaixamento presente é obtida através do Quadro 3, segundo a EN 12350-2. É recomendada pela Associação portuguesa das empresas de betão pronto a Classe S3 para:

- Betões com descarga por grua;
- Pavimentos com meios tradicionais de colocação e acabamento;
- Superfícies com betão à vista;
- Elevado tempo de transporte e/ou clima quente.

### Classe de teor de cloretos

O teor dos cloretos é expresso em percentagem de iões de cloreto por massa de cimento. A cláusula 5.2.8 apresenta no Quadro 15 as classes a considerar para cada tipo de utilização do betão. A classe determinada para os elementos estruturais é Cl 0,40, admitindo um máximo de 40% de teor de cloretos por massa de cimento.

### Máxima dimensão do agregado

A dimensão dos agregados deve ser adequada aos espaçamentos e recobrimentos das armaduras, de forma a evitar possíveis bloqueios do betão. Assim, a dimensão máxima dos agregados deve respeitar o disposto na cláusula 5.2.3, como representado na expressão 5.1.

$$D_{\text{inf}} \leq D_{\text{max}} \leq D_{\text{sup}} \quad (5.1)$$

Onde:

$D_{\text{inf}}$  Limite mínimo da dimensão do agregado;

$D_{\text{sup}}$  Limite máximo da dimensão do agregado;

$D_{\text{max}}$  Máxima dimensão nominal do agregado.

Foi imposto um valor máximo de 20mm para a dimensão da partícula maior, com base na informação que consta no Anexo F alínea 3.

### Especificações de betão em projeto

Com a informação que se fez chegar através da consulta da norma em questão, é possível apresentar na Tabela 5.4 o Quadro de Materiais de Betão e na Tabela 5.6 o Quadro de Limites para as características do betão.

Tabela 5.4 - Quadro de materiais (betão).

(NP EN13670:2011)	Vida útil: 50 anos			
(NP EN206-1:2007)	Classe de Resistência	Classe de Exposição	Classe de Teor de Cloretos	Classe de Consistência
Fundações	C30/37	XC2	CI 0,40	S3
Pavimento Térreo	C30/37	XC3	CI 0,40	S3
Lajes	C30/37	XC3	CI 0,40	S3
Escadas	C30/37	XC3	CI 0,40	S3
Cobertura	C30/37	XC3	CI 0,40	S3
Vigas	C30/37	XC3	CI 0,40	S3
Pilares	C30/37	XC3	CI 0,40	S3
Paredes e Núcleos	C30/37	XC3	CI 0,40	S3
Betão leve		LC16/18; X0 (P); CI 1,00		
Betão de limpeza		C16/20; X0 (P); S3		

Tabela 5.5 - Quadro de Limites para as características do betão.

Estrutura	Tipo de cimento	Classe de Exposição	Recobrimento nominal mínimo	Dosagem de cimento mínima
Fundações		XC2	3.5 cm	240 kg/m <sup>3</sup>
Pavimento Térreo		XC3	3.0 cm	280 kg/m <sup>3</sup>
Lajes		XC3	3.0 cm	280 kg/m <sup>3</sup>
Escadas	CEM II/A <sup>(2)(3)</sup>	XC3	3.0 cm	280 kg/m <sup>3</sup>
Cobertura		XC3	3.0 cm	280 kg/m <sup>3</sup>
Vigas		XC3	3.0 cm	280 kg/m <sup>3</sup>
Pilares		XC3	3.0 cm	280 kg/m <sup>3</sup>
Paredes e Núcleos		XC3	3.0 cm	280 kg/m <sup>3</sup>

(2) Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W, respetivamente.

(3) Tipo de cimento recomendado pela **Associação portuguesa das empresas de betão pronto**.

### 2.3.3 Aço

O tipo de aço utilizado neste caso de estudo é um aço S 500 NR SD, de alta ductilidade, sendo deste modo classificado como classe C. Na Tabela 5.6 são apresentadas as propriedades do aço selecionado.

Tabela 5.6 - Propriedades do aço utilizado no projeto.

S 500 NR SD	
Valor característico da tensão de cedência à tração do aço - $f_{yk}$	500 MPa
Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço - $f_{yd}$	435 MPa
$E_s$	200 GPa
$\epsilon_{yd}$	$2,175 \times 10^{-3}$

# 6 Modelo de cálculo

## 6.1 Elementos estruturais

A análise estrutural foi efetuada através do software de cálculo de elementos finitos denominado de *Robot Structural Analysis Professional*. É importante considerar durante a realização da modelação algumas simplificações, de modo a representar, de forma aproximada, o verdadeiro comportamento da estrutura.

### Definição dos Materiais

Na análise estrutural são consideradas as propriedades dos materiais definidos no Capítulo 5, assim na modelação da estrutura o betão a considerar é um C30/37 e o aço é A 500.

### Elementos de barra (*Frame*)

As vigas e os pilares são modelados como elementos de barra. Para cumprir o disposto no EC8, cláusula 4.3.1 alíneas 6 e 7, em edifícios de betão armado a rigidez dos elementos resistentes deve ter-se em consideração o efeito da fendilhação. Este efeito pode ser considerado, de forma aproximada, como um agravamento da capacidade de rigidez elástica de 50% à flexão e ao esforço transversal. Através das opções de trabalho presentes em *Job Preferences* é alterado o módulo de elasticidade do betão para metade, (ver Figura 6.1).

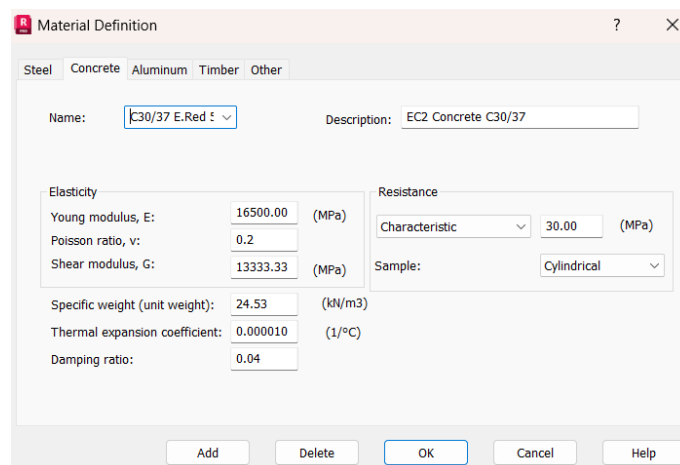


Figura 6.1 - Redução da rigidez dos elementos de betão armado.

### Elementos de superfície (*Shell*)

As lajes e as paredes são modeladas como elementos do tipo Shell. Segundo o EC8, de acordo com a cláusula 4.3.1 alínea 4, pode considerar-se na análise estrutural que os diagramas dos pisos são rígidos ao longo do seu plano e que as massas e os momentos de inércia concentram-se no centro de gravidade. Os pisos podem ser considerados como diafragmas rígidos quando cumprem as condições presentes na cláusula 5.10. É aplicado às lajes os pressupostos anteriormente descritos da cláusula 4.3.1 alíneas 6 e 7.

Em situação de projeto é necessário avaliar quais opções construtivas são mais interessantes a nível financeiro e de comportamento estrutural. No presente projeto foi adotada uma solução de laje aligeirada, tendo o seu estudo requerido a consideração de uma laje “fictícia” na modelação. A laje aligeirada é introduzida no modelo com uma espessura equivalente, sendo essa espessura calculada

tendo em consideração a inércia equivalente, que é obtida pela multiplicação da inércia da laje maciça por um fator de correção fornecido pelo fabricante dos aligeiramentos (no presente caso, a empresa FERCA). Este sistema construtivo permite reduzir o peso próprio da laje, tendo sido este efeito simulado no programa alterando a densidade do material nas propriedades do betão, para uma densidade equivalente à da laje aligeirada, como é representado na Figura 6.2.

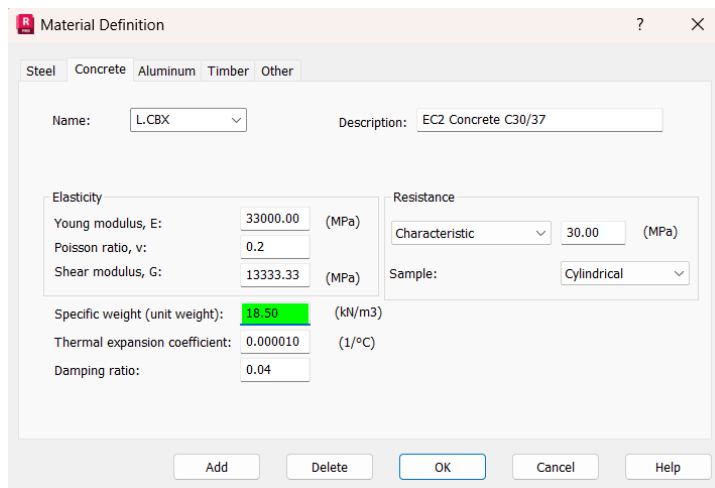


Figura 6.2 - Aplicação da densidade equivalente no modelo de cálculo.

### Definição das condições de apoio

Nas bases dos pilares e das paredes dúcteis foram considerados apoios duplos, para permitir que os momentos transmitidos às fundações, sejam absorvidos pelas vigas de fundação, obtendo-se na base dos pilares e paredes os esforços axiais corretos para o cálculo dos elementos de fundação. As reações nos apoios podem ser consultadas pela opção *Diagrams for Members*. Para pilares isolados as reações são analisadas por seleção dos esforços que o utilizador quer consultar. Para consultar os valores dos apoios contínuos das paredes o utilizador deve ativar as opções de consulta *Diagrams for linear supports*, *Descriptions* e *Average value*, depois de selecionar os esforços que quer analisar, o programa exibe em formato de diagrama as reações do apoio contínuo. O valor médio das reações é obtido a partir da divisão do valor do integral da função pelo comprimento do apoio.

### Introdução de Ações

A modelação dos elementos estruturais é acompanhada da aplicação das cargas presentes em cada caso. As ações do peso próprio são geradas automaticamente pelo programa através das dimensões dos elementos e das propriedades dos materiais, as restantes cargas permanentes (RCP) foram introduzidas como cargas uniformes nos pavimentos e cargas lineares nas fachadas. As ações de sobrecargas denominadas de  $q_k$  foram aplicadas como cargas uniformemente distribuídas nas lajes.

O vento pode atuar nos edifícios segundo duas direções. Como tal, no modelo de cálculo, as ações do vento são introduzidas em separado para cada direção, segundo os eixos cartesianos. A cada direção correspondem dois casos de carga, um no sentido positivo do referencial e outro no sentido negativo.

- Vento na direção X sentido positivo ( $W_{x+}$ );
- Vento na direção X sentido negativo ( $W_{x-}$ );
- Vento na direção Y sentido positivo ( $W_{y+}$ );
- Vento na direção Y sentido negativo ( $W_{y-}$ ).

Em cada caso de carga as ações do vento são aplicadas como cargas lineares ao nível dos pisos, que correspondem às resultantes de forças que migram para o diafragma rígido da estrutura provenientes da pressão do vento na fachada, como exemplificado graficamente na Figura 6.3.

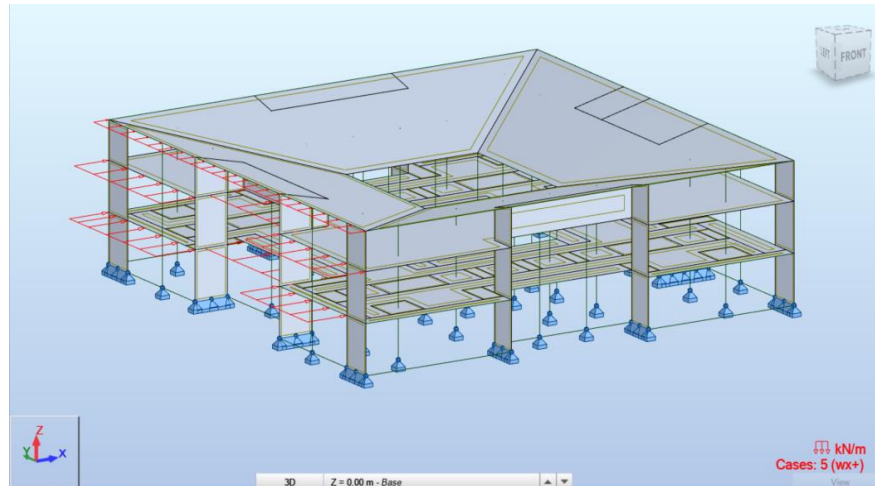


Figura 6.3 - Aplicação das ações do vento.

## 6.2 Análise Modal por Espectros de Resposta

As ações sísmicas são introduzidas no modelo através dos espectros de resposta. Deste modo, é necessário criar uma análise modal no modelo de cálculo para identificar quais são os modos de vibração que mobilizam mais massa nas direções x e y.

Através da ferramenta *Analysis Type* disponibilizada em *Analysis* é criado um caso do tipo *Modal*. Nos casos criados serão considerados, por defeito, 10 modos de vibração para um número máximo de 40 iterações, (ver Figura 6.4).

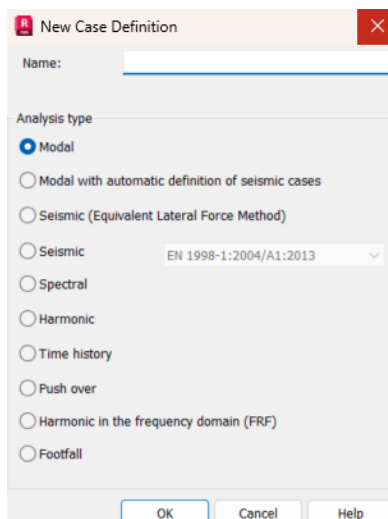


Figura 6.4 - a) Definição de uma análise modal.

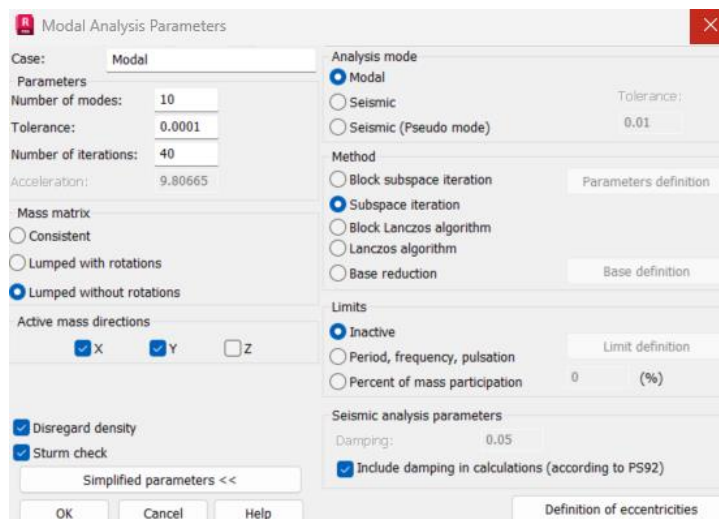


Figura 6.4 - b) Definição dos parâmetros da análise modal.

Segue-se a conversão de cargas aplicadas segundo a direção do eixo z para massas nas direções dos eixos x e y. No caso de estudo os casos de carga que dizem respeito a esta etapa são:

- Peso próprio;
- Restantes cargas permanentes;
- Sobrecarga correspondente à categoria A.

A sobrecarga de categoria H não foi considerada porque o coeficiente aplicado é nulo.

Na Figura 6.5 é exibido um quadro com os valores e características dos vários parâmetros correspondentes a esta etapa.

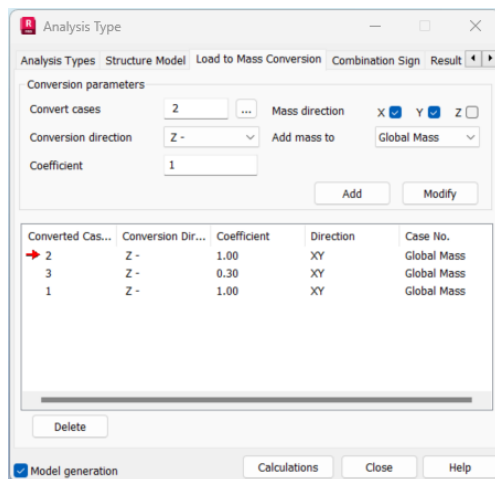


Figura 6.5 - Conversão das cargas verticais em cargas horizontais.

Após ser definida uma nova análise modal segue-se o estudo dos modos de vibração do modelo de cálculo.

Uma vez que os edifícios apresentam uma geometria regular era expectável que os dois primeiros modos de vibração correspondessem a translações segundo os eixos x e y. Contudo, esta previsão não foi verificada para os dois blocos do empreendimento como podemos ver nas imagens presentes nos Anexos.

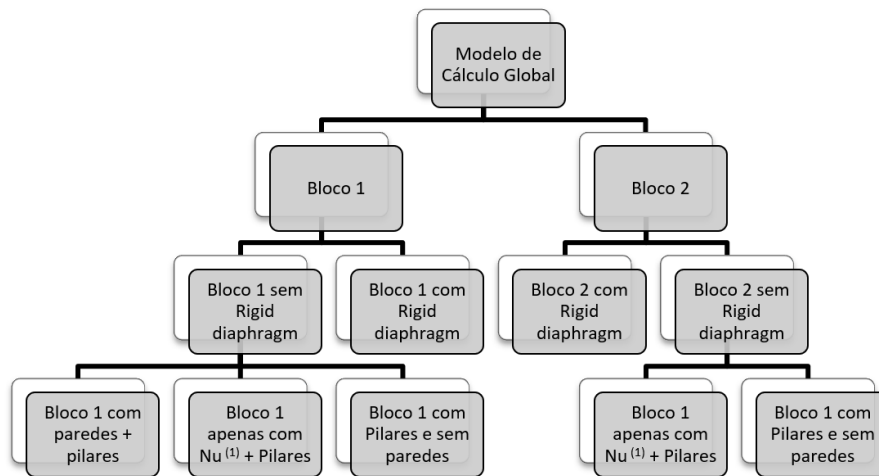
O Bloco 1 sofre rotações em torno de zz no primeiro e terceiro modo de vibração e uma translação na direção xx no segundo modo de vibração.

O Bloco 2 apresenta uma translação na direção yy para o primeiro modo de vibração e uma translação no terceiro modo de vibração na direção xx, sendo que o segundo modo de vibração corresponde rotações em torno de zz.

De maneira a compreender o porquê de não serem verificados os modos de vibração esperados foram criados vários modelos de cálculo diferentes, para analisar situações particulares em separado.

As análises realizadas tiveram como objetivo avaliar a influência das paredes estruturais nos modos de vibração e uma possível melhoria de comportamento da estrutura com a introdução de lajes do tipo “diafragmas rígidos” nos modelos de cálculo.

Assim, o estudo dos modos de vibração das duas superestruturas resulta em vários modelos de cálculo individuais, como representado no Organograma presente na Figura 6.6.



(1) Nu é a nomenclatura atribuída às paredes do núcleo do edifício.

Figura 6.6 - Organograma dos modelos de cálculo realizados no estudo dos modos de vibração.

### Avaliação da influência de lajes do tipo “diafragmas rígidos” nos modos de vibração

Tal como referido anteriormente a introdução de lajes do tipo “diafragmas rígidos” teve como propósito identificar uma melhoria do comportamento da estrutura e possíveis erros de modelação. A introdução de lajes com uma tipologia diferente é feita através da ferramenta *Panel calculation model* presente na opção *Properties* em *Geometry*, como representado na Figura 6.7.

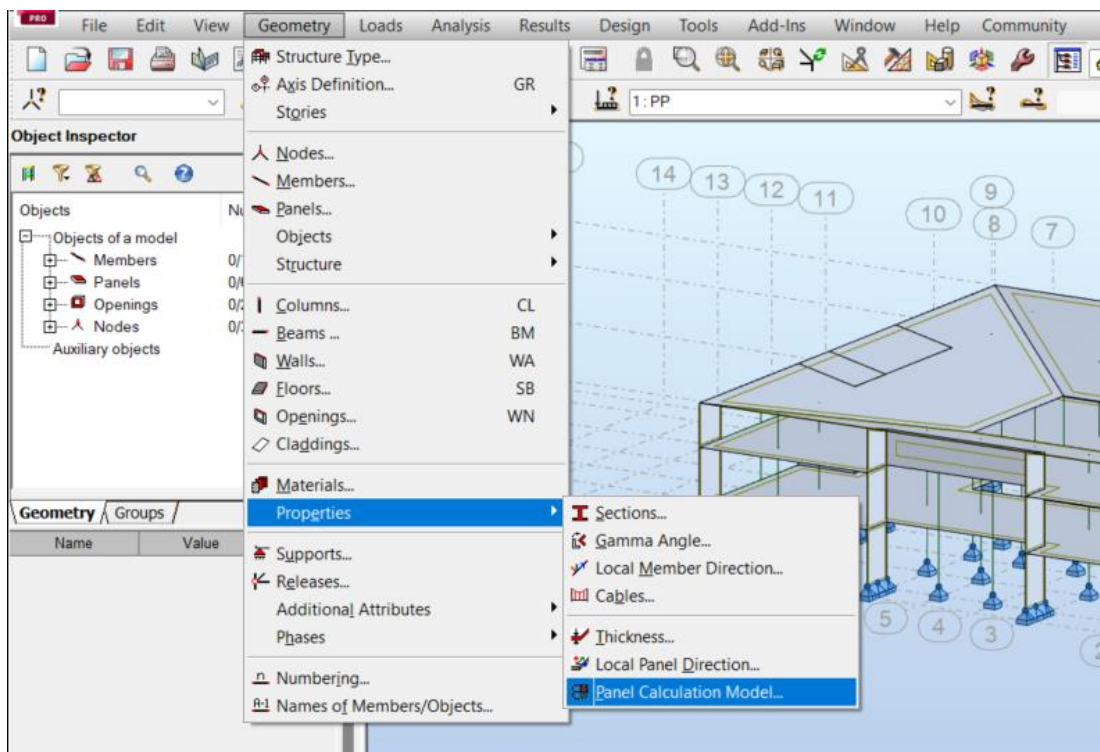


Figura 6.7 - Acesso ao *Panel Calculation Model*.

Foi criado um painel com o nome *Rigid diaphragm* do tipo *Shell* com ligação rígida entre os nós da laje para as direções x e y em que é considerada uma transferência de cargas segundo o método de elementos finitos, (ver Figura 6.8)

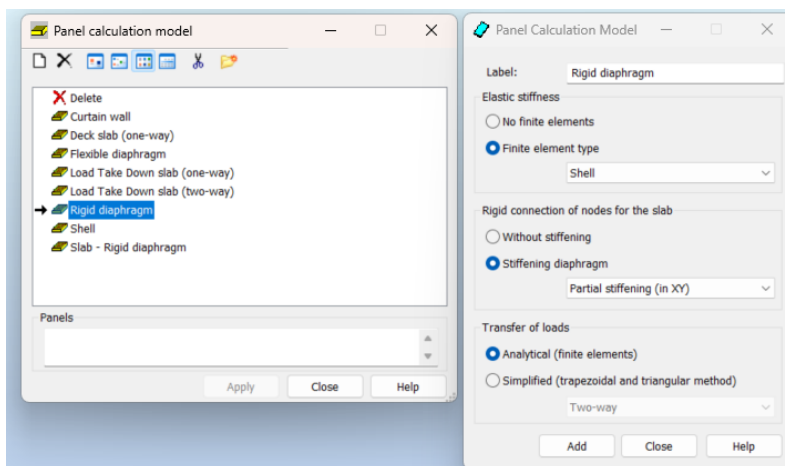


Figura 6.8 - Definição de um painel do tipo diafragma rígido.

O novo tipo de painel é aplicado às lajes do Piso 2 e da Cobertura, como apresentado na Figura 6.9.

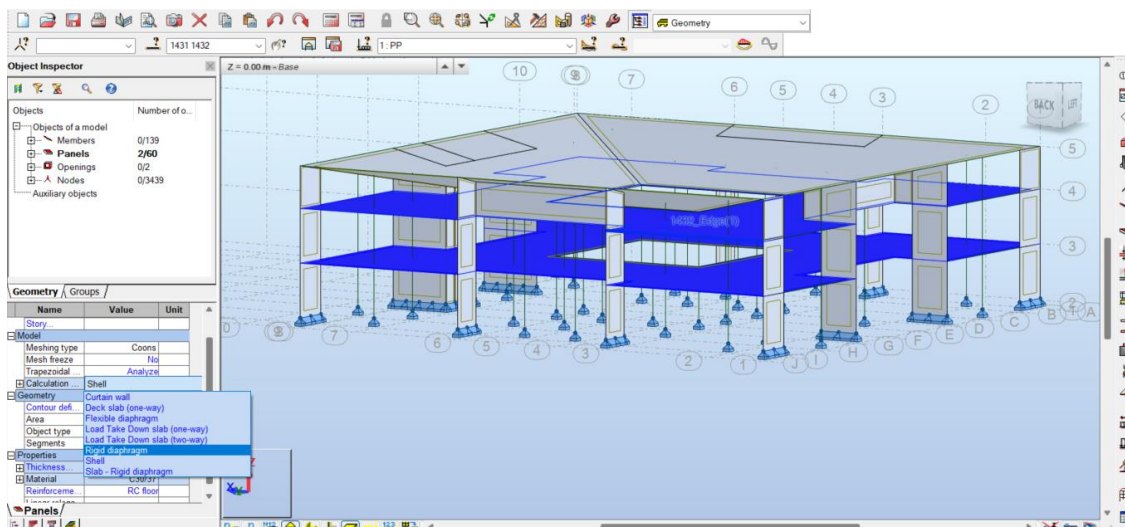


Figura 6.9 - Aplicação dos diafragmas rígidos às lajes.

Por comparação direta entre os modelos originais com os modelos com diafragmas rígidos introduzidos no programa, é possível afirmar, que tanto a nível de imagem, como de resultados numéricos, não há diferenças significativas entre os modelos. Foi assumido que as lajes dos modelos originais estão a comportar-se como diafragmas rígidos e que não há erros de modelação no que diz respeito a estes componentes. Segundo os resultados apresentados nos Quadros em Anexo, pode verificar-se que os modos de vibração são os mesmos nos dois modelos.

É possível identificar pequenas diferenças nos resultados quando consultamos as tabelas de resultados dinâmicos para o caso modal, como pode ser observado desde o Quadro 6.1 até ao Quadro 6.4. A consulta das tabelas das análises modais pode ser feita a partir de *Tables – Modal Analysis Results*.

Tabela 6.1 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 1.

Modes	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mas. UX (%)	Rel. mas. UY (%)	Rel. mas. UZ (%)	Cur. mas. UX (%)	Cur. mas. UY (%)
1	3.03	0.33	1.36	27.64	0	1.36	27.64
2	3.77	0.27	86.58	29.64	0	85.22	2
3	4.39	0.23	87.40	87.66	0	0.82	58.02

Tabela 6.2 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 1 com diafragma rígido.

Modes	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mas. UX (%)	Rel. mas. UY (%)	Rel. mas. UZ (%)	Cur. mas. UX (%)	Cur. mas. UY (%)
1	3.33	0.30	1.01	28.28	0.0	1.01	28.28
2	4.29	0.23	87.76	30.15	0.0	86.75	1.87
3	4.73	0.21	88.68	89.35	0.0	0.92	59.20

Tabela 6.3 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 2.

Modes	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mas. UX (%)	Rel. mas. UY (%)	Rel. mas. UZ (%)	Cur. mas. UX (%)	Cur. mas. UY (%)
1	0.85	1.18	0.00	99.45	0.0	0.00	99.45
2	2.10	0.48	0.00	99.57	0.0	0.00	0.12
3	5.38	0.19	98.41	99.57	0.0	98.41	0.00

Tabela 6.4 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 2 com diafragma rígido.

Modes	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mas. UX (%)	Rel. mas. UY (%)	Rel. mas. UZ (%)	Cur. mas. UX (%)	Cur. mas. UY (%)
1	0.85	1.18	0.00	99.52	0.0	0.00	99.52
2	2.50	0.40	0.00	99.57	0.0	0.00	0.04
3	6.31	0.16	98.80	99.57	0.0	98.80	0.00

### Avaliação da influência das paredes estruturais nos modos de vibração

Dado que não é possível afirmar que os modos de vibração dos edifícios estão a ser influenciados pela incapacidade das lajes se comportarem como diafragmas rígidos, segue-se a avaliação dos efeitos das paredes nos modos de vibração. Assim, foram analisados os modos de vibração para as três situações:

- Estrutura com pilares e paredes;
- Estrutura apenas com paredes do núcleo do edifício e pilares;
- Estrutura apenas com pilares.

Após remover as paredes na periferia, o Bloco 1 apresenta uma rotação em torno de zz no primeiro e segundo modo de vibração e uma translação em xx no terceiro modo de vibração, enquanto no Bloco 2 ao remover as paredes na zona de circulação entre os dois edifícios, são observados os modos de vibração esperados, ou seja, uma translação em xx para o primeiro modo de vibração, uma translação em yy para o segundo modo de vibração e uma rotação em torno de zz para o terceiro modo de vibração.

À semelhança do Bloco 2, quando todas as paredes são removidas do sistema estrutural o primeiro modo de vibração corresponde a uma translação em yy, o segundo modo e vibração corresponde a uma translação em xx e o terceiro modo de vibração corresponde a uma rotação em torno de zz.

Pode ser comprovado, para os dois edifícios, por consulta das Tabela 6.5 até a Tabela 6.7, onde constam os resultados da análise modal, que a percentagem de massa mobilizada nos três primeiros modos de vibração para as estruturas em que os elementos verticais são apenas pilares é superior a 90% para dois primeiros modos de vibração. Ver figuras dos modos de vibração de cada caso de estudo nos Anexos.

Tabela 6.5 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 1 sistema estrutural pilares mais núcleo.

Modes	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mas. UX (%)	Rel. mas. UY (%)	Rel. mas. UZ (%)	Cur. mas. UX (%)	Cur. mas. UY (%)
1	1.41	0.71	0.13	63.48	0.0	0.13	63.48
2	2.21	0.45	0.43	93.52	0.0	0.29	30.04
3	4.02	0.25	0.49	95.86	0.0	0.07	2.34

Tabela 6.6 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 1 sistema estrutural só com pilares.

Modes	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mas. UX (%)	Rel. mas. UY (%)	Rel. mas. UZ (%)	Cur. mas. UX (%)	Cur. mas. UY (%)
1	1.17	0.86	95.60	0.18	0.0	95.60	0.18
2	1.19	0.84	95.79	95.51	0.0	0.19	95.34
3	1.26	0.79	96.09	95.59	0.0	0.30	0.08

Tabela 6.7 - Três primeiros modos de vibração do Bloco 2 sistema estrutural pilares mais núcleo.

Modes	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel. mas. UX (%)	Rel. mas. UY (%)	Rel. mas. UZ (%)	Cur. mas. UX (%)	Cur. mas. UY (%)
1	0.79	1.26	0.81	96.13	0.0	0.81	96.13
2	0.81	1.23	99.83	97.05	0.0	99.01	0.92
3	1.00	1.00	100.00	100.00	0.0	0.17	2.94

Posteriormente, foram analisadas as posições do centro gravidade e do centro de rigidez dos diferentes sistemas estruturais de forma a tirar ilações entre as excentricidades dos dois pontos referidos e os modos de vibração que correspondem a rotações em torno de zz.

As coordenadas dos centros de gravidade e de rigidez foram calculadas de forma automática pelo programa. Os valores podem ser consultados nos modelos em *Results – Diagrams for Buildings* como é exemplificado na Figura 6.10.

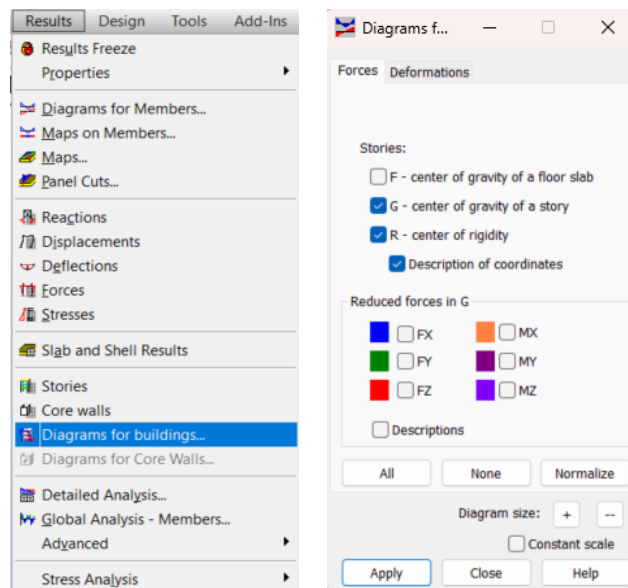


Figura 6.10 - Processo de consulta das coordenadas dos centros de gravidade e de rigidez.

### Posições dos centros de gravidade e de rigidez

No Anexo 03 pode ser observado que os centros de gravidade e de rigidez no sistema estrutural do Bloco 1, composto por todas as paredes, encontram-se ligeiramente afastados. A distância entre pontos não ultrapassa o valor de 0.53 metros.

Já para o sistema estrutural composto por paredes apenas no núcleo e pilares no Bloco 1, pode ser verificado no Anexo 03 que os centros de gravidade e de rigidez se encontram extremamente afastados ao nível do Piso 2 e da Cobertura, sendo a maior distância entre pontos igual a 10.55 metros.

Constata-se que as coordenadas dos centros de gravidade e de rigidez diferem por poucos centímetros nos três níveis estudados para o Bloco 1 composto por um sistema estrutural sem paredes, (Ver Anexo 03).

No Bloco 2, para o sistema estrutural composto por paredes apenas no núcleo pode ser verificado no Anexo 03 que os centros de gravidade e de rigidez se encontram extremamente afastados ao nível da Cobertura, sendo a maior distância entre pontos igual a 12.37 metros.

De forma diferente do Bloco 1, no Bloco 2, quando é considerado só pilares é possível verificar que os centros de gravidade e de rigidez estão um pouco afastados, sendo a maior distância entre pontos igual a 0.82 metros, (Ver Anexo 03).

Assim, após realizar a avaliação dos modos de vibração e das respectivas posições dos centros de gravidade e de rigidez, é possível concluir que, à medida que as paredes são substituídas por pilares, maior é a massa mobilizada nos dois primeiros modos de vibração. Verifica-se também uma excentricidade entre os centros de gravidade e de rigidez nos modelos em que os elementos de maior inércia são posicionados de forma não simétrica. O Bloco 1 apresenta modos de vibração diferentes do esperado, uma vez que as paredes estruturais conferem uma rigidez elevada, o que impede a estrutura de realizar translações com capacidade de mobilizar pelo menos 90% da massa. O Bloco 2 possui um núcleo rígido localizado na extremidade do edifício, o que provoca uma

alteração nos modos de vibração, pois a excentricidade entre o centro de gravidade e o centro de rigidez é bastante elevada. Constata-se, de antemão, que, para a solução estrutural do Bloco 2, essa excentricidade é significativa. Para resolver essa discrepância e evitar problemas de torção no edifício, são adicionadas duas novas paredes estruturais de forma simétrica ao edifício.

### Introdução das forças sísmicas no modelo

Uma vez definida a análise modal, segue-se a introdução das ações sísmicas no *software* de cálculo, através de espectros de resposta, estes são adicionados no modelo de forma automática, utilizando a opção *Analysis Type*, o programa apresenta uma janela na qual deve ser selecionada a opção *Seismic*, a definição desta opção deve ser acompanhada pela respetiva norma. Posto isto, o programa exhibe uma janela onde é apresentado vários parâmetros que devem ser selecionados, tal como exemplificado na Figura 6.11.

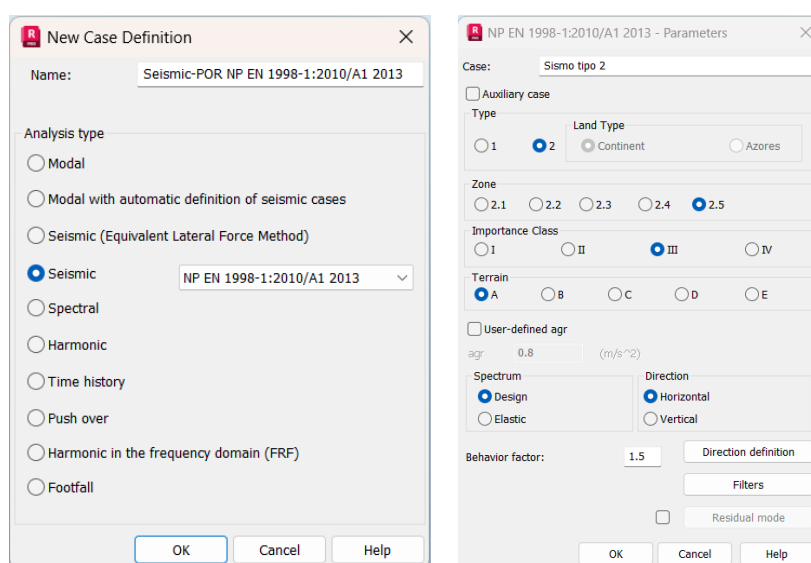


Figura 6.11 - Definição das ações sísmicas no modelo de cálculo.

Nas definições de direção, deve ser ajustado o sismo na direção zz, é desconsiderado o efeito do sismo na estrutura nesta direção. É ainda atribuído o valor dos coeficientes de combinação, como exemplificado na Figura 6.12.

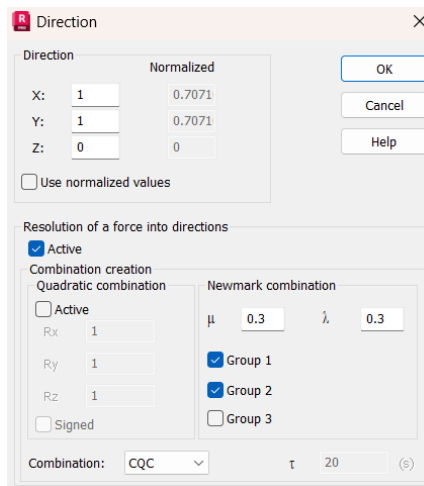


Figura 6.12 - Definição dos coeficientes de combinação.

Para finalizar este processo é atribuído o modo de vibração mais expressivo para a Ação Sísmica de Tipo 1 e para a Ação Sísmica do Tipo 2 na direção xx e na direção yy. Esta tarefa é realizada através da opção *Combination Sign* presente em *Analysis Type*, como exemplificado na Figura 6.13.

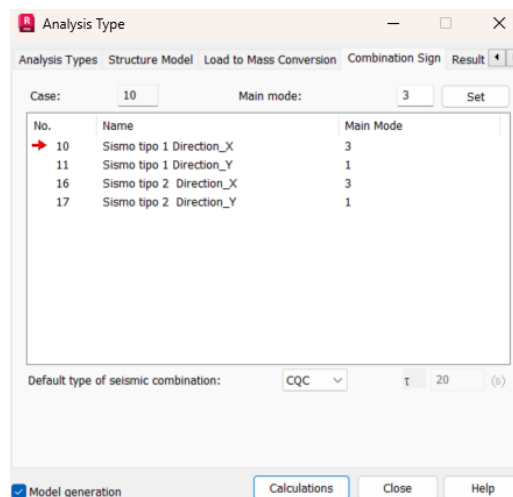


Figura 6.13 - Definição do modo de vibração mais expressivo nas direções das ações sísmicas.

Segundo a norma, a estrutura pode estar sujeita a ações sísmicas correspondentes a dois tipos de sismo, contudo, é vantajoso avaliar a preponderância de um determinado tipo de sismo para os três primeiros períodos de vibração da estrutura e assim evitar sobrecarregar o programa com o cálculo de duas ações sísmicas.

No Bloco 1, o valor do período de vibração da estrutura, nos três primeiros modos de vibração é inferior a 0.50 segundos, assim para este edifício a ação sísmica condicionante é a Ação Sísmica do Tipo 2.

Contudo, o Bloco 2 possui para o primeiro modo de vibração, na direção yy um valor de período de vibração da estrutura igual a 1.18 segundos, na direção YY para o terceiro modo de vibração, possui um valor de período de vibração da estrutura igual a 0.19 segundos. Sabendo que, a partir do instante 0.50 segundos o espectro de resposta mais condicionante corresponde à Ação Sísmica do Tipo 1, conclui-se que este edifício é condicionado para a duas ações sísmicas referidas.



# 7 Disposições Gerais

## 7.1 Recobrimento

O recobrimento de armaduras é a distância entre a superfície que está em contacto com o betão e armadura do elemento. A distância de recobrimento, num determinado elemento, depende diretamente da sua classe de exposição.

### 7.1.1 Recobrimento Mínimo

O recobrimento mínimo das armaduras ( $c_{min}$ ), tal como definido na cláusula 4.4.1.2, deve garantir que há uma transmissão de forças de aderência eficaz, proteção contra a corrosão e resistência contra o fogo. O valor do  $c_{min}$ , é dado pela seguinte expressão:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (7.1)$$

Onde:

$c_{min,b}$  - Recobrimento mínimo para requisitos de aderência;

$c_{min,dur}$  - Recobrimento mínimo relacionado com as condições ambientais;

$\Delta c_{dur,\gamma}$  - Margem de segurança;

$\Delta c_{dur,st}$  - Redução do recobrimento mínimo no caso de ser utilizado aço inoxidável;

$\Delta c_{dur,add}$  - Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

De acordo com as recomendações da presente cláusula, relativas aos diâmetros dos varões, os parâmetros  $\Delta c_{dur,\gamma}$ ,  $\Delta c_{dur,st}$ ,  $\Delta c_{dur,add}$  podem ser considerados igual a zero, salvo especificações em contrário. O valor de  $c_{min,dur}$  é obtido a partir do Quadro 4.4.

### 7.1.2 Recobrimento Nominal

O recobrimento nominal é o valor do recobrimento mínimo agravado por uma margem de cálculo, que contabiliza as tolerâncias de execução dos elementos estruturais. O recobrimento nominal é determinado segundo a expressão 7.2:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (7.2)$$

Onde:

$\Delta c_{dev}$  – margem de cálculo para as tolerâncias de execução. O valor recomendado é 10 mm.

Posto isto, para definir os valores dos recobrimentos das armaduras dos elementos estruturais, é necessário consultar as classes de exposição presentes na Tabela 5.3. Os valores dos recobrimentos de armaduras que foram definidos são apresentados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Recobrimentos no projeto.

Classe de Exposição	$c_{min,b}$ (mm)	$c_{min,dur}$ (mm)	$c_{min}$ (mm)	$\Delta c_{dev}$ (mm)	$c_{nom}$ (mm)	$c_{nom,adotado}$ (mm)
XC2	10					
	12					
	16	20	20	10	30	30
	20					
XC3	10					
	12					
	16	25	25	10	35	40
	20					

## 7.2 Distância entre varões

Com base na cláusula 8.2 do EC2, a distância livre entre varões não deve ser inferior à distância mínima ( $d_{min}$ ). Esta grandeza é determinada através da condição presente na expressão 7.3.

$$d_{min} = \max \{k_1 \times \Phi ; d_g + k_2; 20 \text{ mm}\} \quad (7.3)$$

Onde:

$k_1$  – A norma recomenda um valor igual a 1mm;

$\Phi$  – Diâmetro do varão em mm;

$k_2$  – A norma recomenda um valor igual a 5mm;

$d_g$  – Dimensão máxima do agregado, considera-se igual a 20mm como definido anteriormente.

Para um varão de 20 mm de diâmetro a distância entre varões não deve ser inferior ao valor de  $d_{min}$ , igual a 25mm, como é apresentado na expressão 7.4.

$$d_{min} = \max \{1 \times 20 ; 20 + 5; 20 \text{ mm}\} = 25 \text{ mm} \quad (7.4)$$

## 7.3 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

O diâmetro mínimo de dobragem de um varão deverá ter uma dimensão mínima que evite o aparecimento de fendas e roturas do betão no seu interior nas zonas com curvaturas.

Segundo a cláusula 8.3 do EC2, o diâmetro de dobragem mínimo ( $\Phi_{m,min}$ ) deve respeitar as condições presentes na expressão 7.5.

$$\Phi_{m,min} \begin{cases} 4\Phi & \text{se } \Phi \leq 16 \text{ mm} \\ 7\Phi & \text{se } \Phi > 16 \text{ mm} \end{cases} \quad (7.5)$$

Através aplicação da expressão referida anteriormente, ao conjunto de diâmetros de varões utilizados, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 - Diâmetros mínimos de dobragem no projeto.

$\Phi$ (mm)	$\Phi_{m,min}$ (mm)
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140

## 7.4 Comprimento de amarração dos varões

A aderência do aço ao betão permite a transmissão de tensões entre os materiais, através de mecanismos de adesão, atrito e de transferências mecânicas para as armaduras nervuradas. Esta interação é fundamental para determinar os comprimentos de amarração e de emenda entre armaduras.

O comprimento de amarração corresponde a um comprimento adicional que pode ser reto, curvado ou em gancho. Segundo as cláusulas 8.4.3 e 8.4.4 do EC2 o valor do comprimento de amarração varia de acordo com as propriedades do aço e de aderência dos varões.

O comprimento de amarração de cálculo é dado pela expressão 7.6:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{bd,rqd} \geq l_{bd,min} \quad (7.6)$$

Onde:

$l_{bd}$  - comprimento de amarração de cálculo;

$\alpha_1$  - Parâmetro do efeito da forma dos varões admitindo um correto recobrimento;

$\alpha_2$  - Parâmetro do efeito do recobrimento mínimo do betão;

$\alpha_3$  - Parâmetro do efeito de cintagem das armaduras transversais;

$\alpha_4$  - Parâmetro da influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

$\alpha_5$  - Parâmetro do efeito da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

$l_{bd,rqd}$  - comprimento de amarração de referência;

$l_{bd,min}$  - comprimento de amarração mínimo.

O comprimento de amarração de referência ( $l_{bd,rqd}$ ) é determinado segundo a expressão 7.7:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\Phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (7.7)$$

Onde:

$\sigma_{sd}$  - valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração;

$f_{bd}$  - valor de cálculo da tensão de rotura da aderência, determinado pela expressão 7.8:

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (7.8)$$

Onde:

$\eta_1$  – Coeficiente relacionado com as condições de aderência e posição do varão durante o processo de betonagem;

$\eta_2$  - Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão;

$f_{ctd}$  - Valor de cálculo da resistência do betão à tração, dado pela expressão 7.9:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (7.9)$$

Onde:

$\alpha_{ct}$  – Coeficiente que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à tração, igual 1;

$f_{ctk,0.05}$  – 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão, igual a 2 MPa;

$\gamma_c$  - coeficiente parcial relativo ao betão para situações de projeto “Persistentes Transitórias”, igual a 1,5.

Por aplicação das expressões demonstradas anteriormente, obtiveram-se os respetivos valores de cálculo da tensão de rotura da aderência ( $f_{bd}$ ) demonstrados na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 - Determinação dos valores de calculo das tensões de rotura de aderência.

Condições de amarração <sup>(1)</sup>	$f_{ctd}$ [Mpa]	$\eta_1$	$\eta_2$	$f_{bd}$ [Mpa]
Boa aderência	1,33	1,0	1,0	3,00
Má aderência		0,7		2,10

(1) Ver condições representadas na Figura 8.2 do EC2.

O valor da tensão na secção do varão ( $\sigma_{sd}$ ) é igual ao valor da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado ( $f_{yd}$ ), que neste projeto corresponde a 435 MPa. Os resultados dos diferentes comprimentos de amarração de referência ( $l_{bd,rqd}$ ) são apresentados na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 - Comprimentos de amarração de referência.

$\Phi$ [mm]	$l_{bd,rqd}$ [mm]	
	Boa aderência	Má aderência
8	290	414
10	363	518
12	435	621
16	580	829
20	725	1036

Os valores do comprimento de amarração devem ser maiores ou iguais ao comprimento de amarração mínimo ( $l_{b,min}$ ), obtido pelas condições apresentadas na expressão 7.1, são apresentados na Tabela 7.5.

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} \max\{0,3l_{bd,rqd}; 10\Phi; 100\text{mm}\} - \text{amarrações de varões tracionados} \\ \max\{0,6l_{bd,rqd}; 10\Phi; 100\text{mm}\} - \text{amarrações de varões comprimidos} \end{cases} \quad (7.10)$$

Por motivos de simplificação apenas é apresentada a tabela dos valores mínimos de comprimento de amarração para as condições de má aderência uma vez que é o caso mais desfavorável.

Tabela 7.5 - Valores mínimos de comprimento de amarração para as condições de má aderência.

$\emptyset$ [mm]	10 $\emptyset$ [mm]	0,3l <sub>bd,rqd</sub> [mm]	0,6l <sub>bd,rqd</sub> [mm]	l <sub>b,min</sub> [mm]	
				Varões Tracionados	Varões Comprimidos
8	80	124	249	124	249
10	100	155	311	155	311
12	120	186	373	186	373
16	160	249	497	249	497
20	200	311	621	311	621

Os valores dos parâmetros  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  e  $\alpha_5$  são obtidos através do quadro 8.2 do EC2. Foi adotada uma abordagem conservativa na determinação destes parâmetros (Tabela 7.6).

Tabela 7.6 - Valores do comprimento de amarração adotados para as condições de má aderência.

$\emptyset$ [mm]	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	l <sub>bd</sub> [mm]	l <sub>bd</sub> ≥ l <sub>b,min</sub>	l <sub>bd,adotado</sub> [mm]
8						290	Verifica	300
10						363	Verifica	400
12	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	435	Verifica	450
16						580	Verifica	600
20						725	Verifica	750

## 7.5 Comprimento de emenda dos varões

À semelhança do comprimento de amarração dos varões o comprimento de emenda dos varões assegura a transmissão das tensões entre varões. As emendas podem ser realizadas por sobreposição dos varões, soldadura e dispositivos mecânicos. O comprimento de emenda, deve ainda, ser suficiente para evitar o destacamento do betão na região das emendas e a ocorrência de fendas.

O valor do comprimento de emenda (l<sub>0</sub>) é determinado segundo a cláusula 8.7.3 do EC2, com base nos critérios apresentados na expressão 7.11:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (7.11)$$

Onde:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ , e  $\alpha_5$  - Parâmetros definidos anteriormente;

$\alpha_6$  - Parâmetro relacionado com a percentagem de varões emendados;

l<sub>0,min</sub> - Comprimento de emenda de varões mínimo, dado por:

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\emptyset; 200 \text{ mm}\} \quad (7.12)$$

Os valores dos parâmetros  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ , e  $\alpha_5$  são iguais aos valores considerados anteriormente, o valor do parâmetro relacionado com a percentagem de varões emendados ( $\alpha_6$ ) é determinado através do Quadro 8.3 da norma. Foi adotado o valor mais desfavorável igual a 1,5.

Pela aplicação das expressões 7.11 e 7.12, fez-se chegar aos valores do comprimento de emenda ( $l_0$ ). Os resultados das várias parcelas são apresentados nas Tabelas 7.7 e 7.8.

Tabela 7.7 - Valores mínimos de comprimento de emenda para as condições de má aderência.

$\phi$ [mm]	$15\phi$ [mm]	$0,3\alpha_6 l_{b,rqd}$ [mm]	$l_{0,min}$ [mm]
8	120	186	200
10	150	233	233
12	180	280	280
16	240	373	373
20	300	466	466

Tabela 7.8 - Valores do comprimento de emenda adotados para as condições de má aderência.

$\phi$ [mm]	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_5$	$\alpha_6$	$l_0$ [mm]	$l_0 \geq l_{0,min}$	$l_{0,adotado}$ [mm]
8						621	Verifica	650
10						777	Verifica	800
12	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	932	Verifica	950
16						1243	Verifica	1250
20						1554	Verifica	1600

## 7.6 Amarração das armaduras transversais

O EC2 estabelece na cláusula 8.5 que a amarração de cintas de esforço transverso deve ser feita por intermédio de cotovelos, ganchos ou de armaduras transversais soldadas. No interior dos ganchos ou cotovelos deve ser colocado um varão. Na Figura 7.1 são ilustradas as regras de amarração das armaduras transversais.

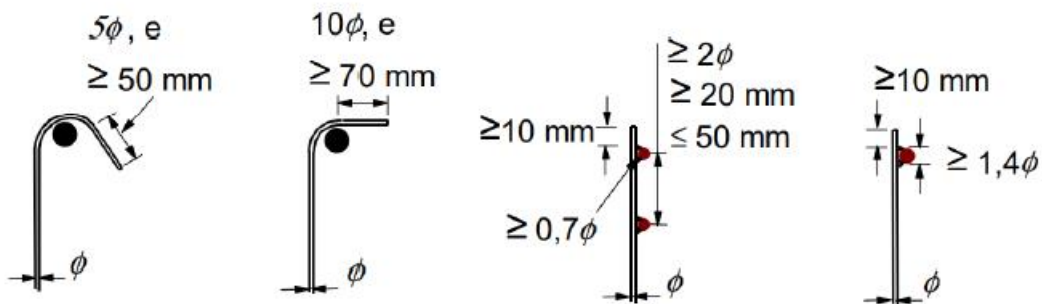


Figura 7.1 - Ilustração das regras das amarrações das armaduras transversais.

## 8 Estados Limites Últimos (ELU)

As verificações para os Estados Limites Últimos, realizadas para cada elemento estrutural, têm como objetivo garantir a não ocorrência do colapso da estrutura. Para garantir a segurança de cada elemento, é necessário verificar a condição representada pela equação 8.1.

$$E_d \leq R_d \quad (8.1)$$

Onde:

$E_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;

$R_d$  - corresponde ao valor de cálculo resistente para esse efeito.

### 8.1 Dimensionamento das Lajes

#### 8.1.1 Sistema de Aligeiramento da Lajes

Por imposição da arquitetura, é necessário recorrer a lajes fungiformes. O Piso 2 do Bloco 1 está consideravelmente carregado, o que leva a um aumento dos esforços axiais nos pilares que potenciam a rotura por Punçoamento.

Uma vez que é necessário reduzir as cargas ao nível do Piso 2 e que a arquitetura admite uma laje com espessura de 0.30m será implementado na laje deste piso, um sistema de aligeiramento.

Foi implementado o sistema de aligeiramento do tipo Cobiax da FERCA. Este sistema reúne várias vantagens, tais como:

- Facilidade de aplicação em obra;
- Facilidade de transporte;
- Facilidade de armazenamento;
- Possui mais de 90% da inércia de uma laje maciça;
- Dimensionamento expedito;
- Impacto ambiental reduzido.

O sistema FERCA CBX (Cobiax) consiste em uma grelha de 2.50m que suporta um conjunto de várias elipsoides de plástico 100% reciclado que servem de molde para os vazios na laje. As reduções do peso próprio da laje variam entre 1.40 kN/m<sup>2</sup> a 3.37kN/m<sup>2</sup>. Na Figura 8.1 é demonstrado o sistema Cobiax.

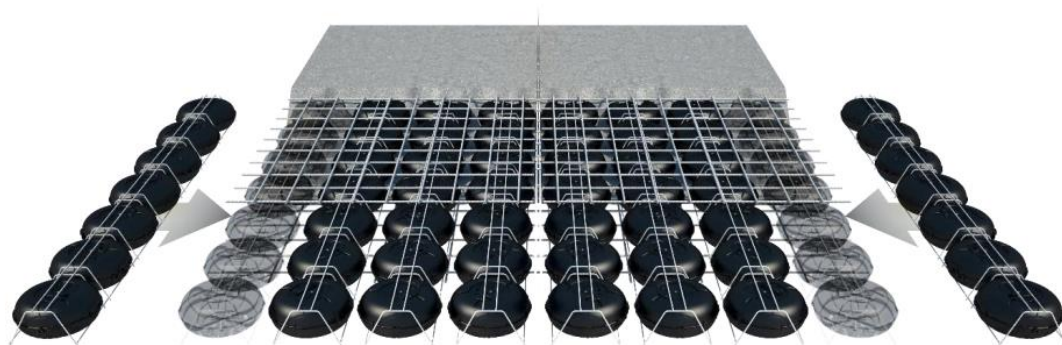


Figura 8.1 - Representação da composição de uma laje CBX (Cobiax).

Na Figura 8.2 é demonstrado o esquema técnico geral do sistema Cobiax, que consta nas fichas técnicas e nos catálogos do produto.

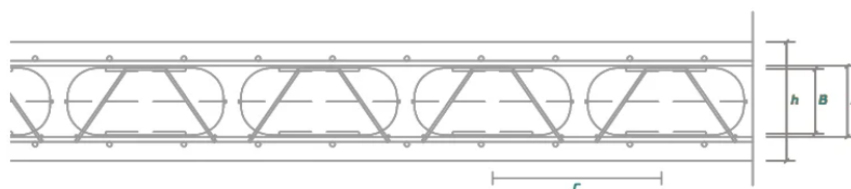


Figura 8.2 - Esquema técnico do sistema de aligeiramento CBX.

O fabricante refere que este produto tem a capacidade de otimizar o projeto, visto que conduz a uma solução que gasta menos betão e menos aço ao nível global da estrutura, resistência ao fogo idêntica à de uma laje maciça e uma melhoria no comportamento sísmico. Na Figura 8.3 o fabricante pretende exemplificar principais diferenças e vantagens do sistema.

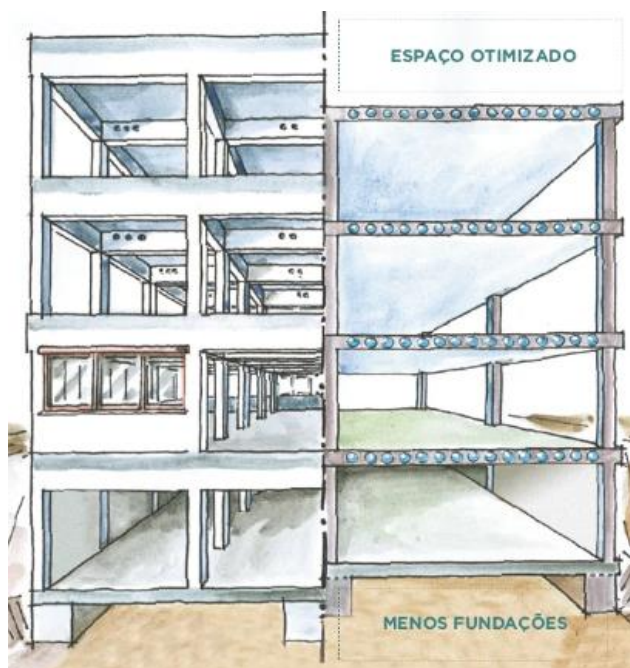


Figura 8.3 - Diferenças entre uma estrutura de lajes vigadas e lajes CBX.

A seleção da série de CBX depende exclusivamente da geometria da laje. É prudente não escolher diretamente a série de CBX pela espessura total da laje. Deve ter-se em conta as dimensões dos diâmetros das armaduras para que sejam respeitados os recobrimentos.

O estudo das dimensões do sistema pode ser feito graficamente no *Autocad*. Por observação dos desenhos técnicos, para o sistema de CBX (S-180), correspondente a uma laje com espessura de 0.30 m, constata-se que o recobrimento só é garantido para uma malha de varões com diâmetro de 10mm o que pode ser insuficiente, por este motivo, foi adotada a série imediatamente abaixo (S-160) que garante uma folga na distância de recobrimento destinada a varões de maior diâmetro.

Na Figura 8.4, é representado o estudo da viabilidade da série CBX a ser implementada na laje.

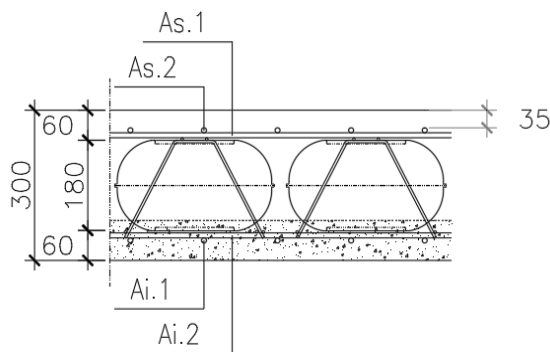


Figura 8.4 - a) Avaliação dos recobrimentos na série S-180.

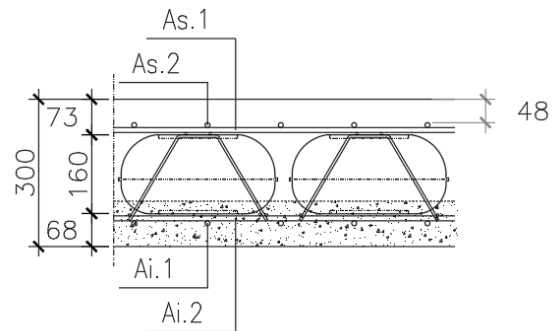


Figura 8.4 - b) Avaliação dos recobrimentos na série S-160.

O dimensionamento da laje concretizada neste sistema foi realizado com base nas especificações técnicas do fabricante e compatibilizada com os métodos de dimensionamento convencionais. Para isso foi necessário considerar no dimensionamento uma espessura equivalente, assim como um peso próprio equivalente. Estas grandezas foram determinadas pelas expressões em baixo indicadas. É importante ter em atenção que este sistema tem 50% da resistência ao esforço transversal de uma laje maciça. Esta desvantagem pode condicionar a viabilidade deste sistema e ter de ser aplicado outro sistema de aligeiramento na laje.

As propriedades do sistema, consideradas nos cálculos, podem ser consultadas na ficha técnica presente nos Anexos.

Cálculo da inércia da laje maciça:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0.3^3}{12} = 0.00225 \text{ m}^4 \quad (8.2)$$

Cálculo da inércia da laje CBX:

$$I_{CBX} = I \times \text{fator de correção da inércia} = 0.00225 \times 0.92 = 0.00207 \text{ m}^4 \quad (8.3)$$

Cálculo da altura equivalente:

$$I = \frac{b \times h_{eq}^3}{12} \leftrightarrow 0.00207 = \frac{1 \times h_{eq}^3}{12} \leftrightarrow h_{eq} = 0.292 \text{ m} \quad (8.4)$$

Cálculo da densidade do Sistema Cobiax:

$$\begin{cases} PP_{CBX} = PP_{LM} - \text{redução de carga} = 7.5 - 2.10 = 5.40 \text{ kN/m}^2 \\ PP_{CBX} = \gamma_{CBX} \times h \leftrightarrow 5.40 = \gamma_{CBX} \times 0.292 \leftrightarrow \gamma_{CBX} = 18,49 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (8.5)$$

### 8.1.2 Disposições Construtivas

#### Área mínima e máxima de armadura

As áreas mínimas e máximas de armaduras são calculadas pelas expressões 8.6 e 8.7, segundo a cláusula 9.2.1.1 do EC2.

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (8.6)$$

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c \quad (8.7)$$

Onde:

$A_{s,\min}$  – Área de armadura mínima;

$A_{s,\max}$  – Área de armadura máxima;

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

$f_{yk}$  - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço;

$b_t$  – Largura da zona tracionada;

$d$  – Altura útil da secção;

$A_c$  – Área da secção transversal de betão.

#### Espaçamento máximo entre varões

Os espaçamentos entre as armaduras aplicadas nas lajes não podem exceder as condições impostas pelo EC2 na cláusula 9.3.1.1, alínea 3, como indicado nas expressões seguintes.

Armaduras principais, nas zonas onde atuam cargas concentradas ou momentos máximos:

$$S_{\max,slabs} = 2 \cdot h \leq 250 \text{ mm} \quad (8.8)$$

Armaduras de distribuição, nas zonas onde atuam cargas concentradas ou momentos máximos:

$$S_{\max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (8.9)$$

Armaduras principais, nas restantes zonas:

$$S_{\max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (8.10)$$

Armaduras de distribuição, nas restantes zonas:

$$S_{\max,slabs} = 3,5 \cdot h \leq 400 \text{ mm} \quad (8.11)$$

Onde:

$h$  - Corresponde a espessura da laje em milímetros.

### 8.1.3 Verificação dos Estados Limites Últimos dos Esforços Transversos

Devido à capacidade resistente da laje aligeirada ser reduzida foi realizado em primeiro lugar a verificação dos Estados Limites Últimos ao esforço transversal.

As elipsóides foram colocadas nas regiões onde a condição de segurança ao esforço transversal era cumprida. Deste estudo, resultam as dimensões das zonas maciças nas zonas dos apoios.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente, para os elementos em que não é requerida armadura de esforço transversal, é dado pela expressão 8.12, segundo a cláusula 6.2.2, do EC2:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (8.12)$$

Que tem de cumprir o mínimo de (expressão 8.13):

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (8.13)$$

Onde:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$$

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

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

$A_{sl}$  - Área de armadura de tracionada;

$b_w$  - Menor largura da secção transversal na área tracionada [mm];

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0,20 f_{cd};$$

$N_{Ed}$  - Esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço;

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}.$$

#### Determinação dos valores de cálculo do esforço transversal resistente

Como ponto de partida foi considerado nos cálculos uma malha base de  $\phi 12//0,15m$  para as armaduras tracionadas nas lajes dos edifícios, desta forma na Tabela 8.1:

Tabela 8.1 - Determinação dos valores de cálculo dos esforços transversos resistentes.

h (m)	d (m)	$b_w$ (m)	k	$f_{ck}$ (MPa)	$V_{Rd,min}$ (kN/m)	$A_{sl}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_l$	$V_{Rd,c}$ (kN/m)
0.30	0.27	1.00	1.86	30.00	131.3	7.54	0.0028	122.50 (1)
0.20	0.17	1.00	2.00	30.00	92.18	7.54	0.0044	96.42

(1) O valor de esforço transversal considerado na laje aligeirada é 61.25 kN/m<sup>2</sup>

Com base nos valores determinados, verifica-se que a laje cumpre os critérios de segurança para o estado limite último de esforço transversal para os valores observados nos mapas de esforços transversos no modelo de cálculo.

Dito isto, no modelo, foram colocadas zonas maciças na laje aligeirada em todos os locais cujo valor do esforço transversal é superior a 61.25 kN/m<sup>2</sup>. A distância mínima considerada para a largura da zona maciça junto dos apoios é de um metro.

Ao realizar esta análise é necessário ter em conta que os valores de pico nas periferias dos pilares são ignorados nesta verificação uma vez que o valor da reação do pilar sobre laje é avaliado na verificação ao punçoamento.

A Figura 8.5 retrata o mapa de esforços transversos obtidos durante o estudo das zonas maciças.

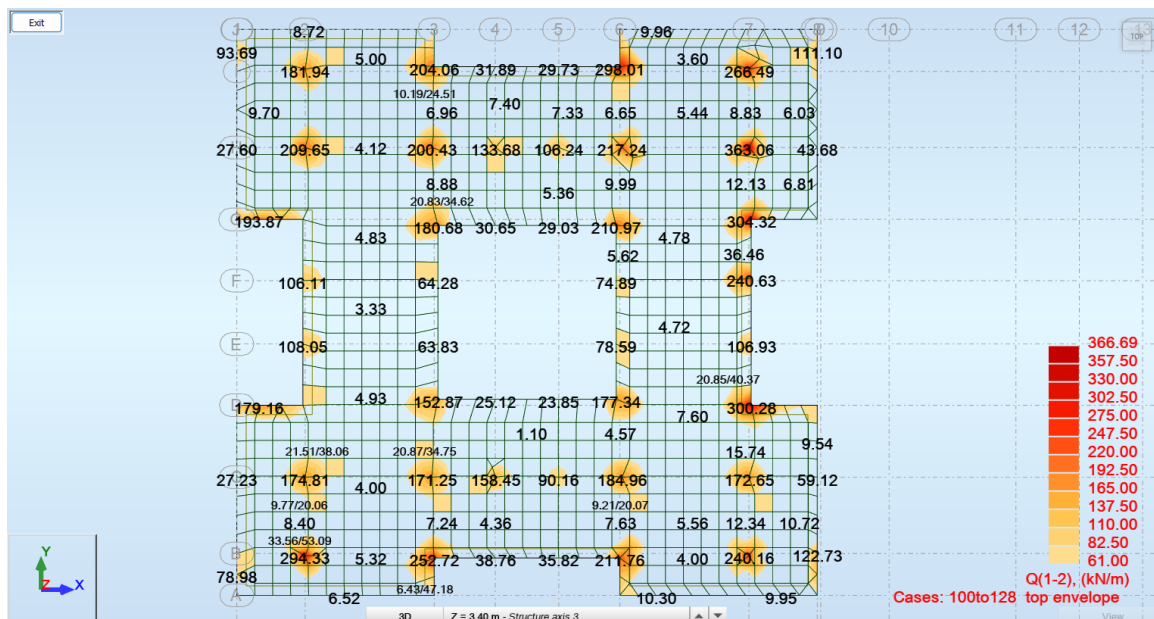


Figura 8.5 - Mapa dos esforços transversos na laje aligeirada.

Após ser adicionado no modelo de cálculo as zonas maciças foi obtido um novo mapa de esforços transversos, (ver Figura 8.6).

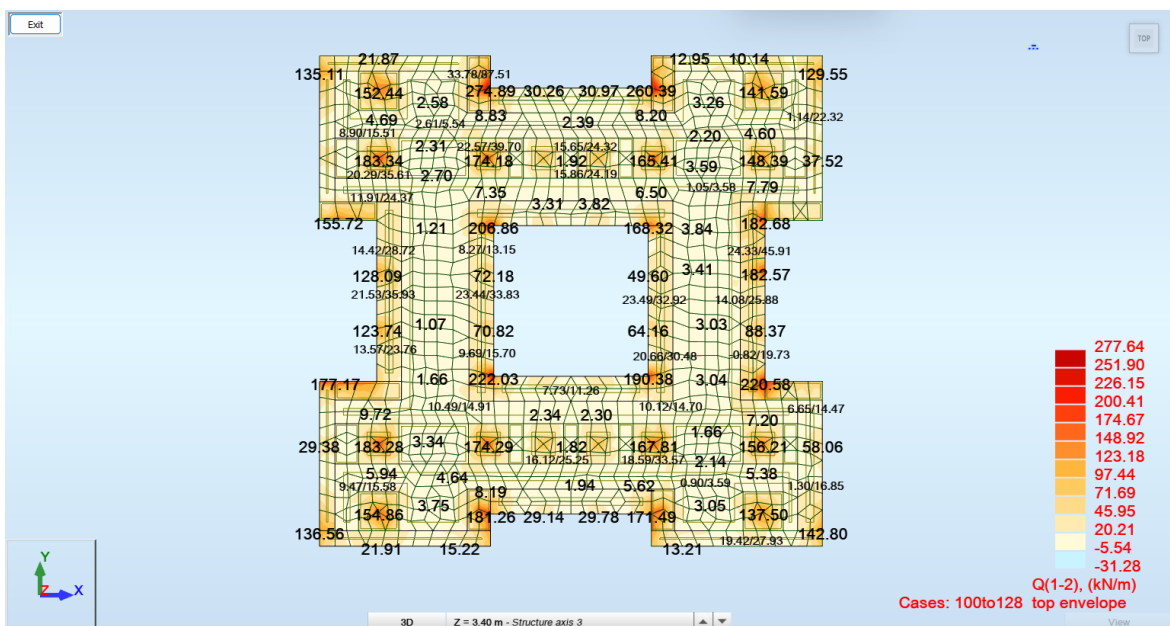


Figura 8.6 - Definição dos maciços através do mapa dos esforços transversos.

Através das opções de escala em *Maps* é realizada a verificação dos esforços atuantes superiores

aos esforços resistentes. Tal como pode ser observado na Figura 8.7, os esforços transversos com valor superior a 61.25 kN/m estão localizados na região maciça da laje aligeirada. Como os valores superiores ao limite admitido se encontram dentro das zonas maciças é garantida a condição de segurança na zona aligeirada.

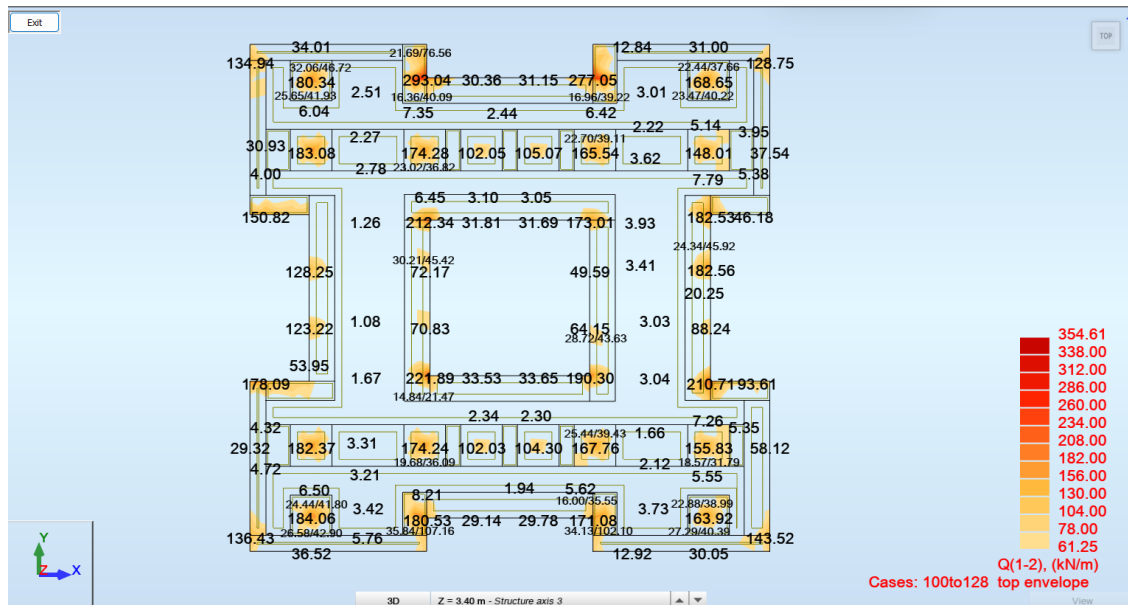


Figura 8.7 - Análise gráfica da verificação dos esforços transversos resistentes.

É necessário verificar se os valores acima da capacidade resistente da laje maciça correspondem a valores de “pico” obtidos pelo método de elementos finitos ou se efetivamente a zona maciça da laje não cumpre a verificação de segurança ao Estado Limite Último do esforço transversal.

Os valores mais elevados encontram-se nas regiões das paredes estruturais como se pode observar na Figura 8.8.

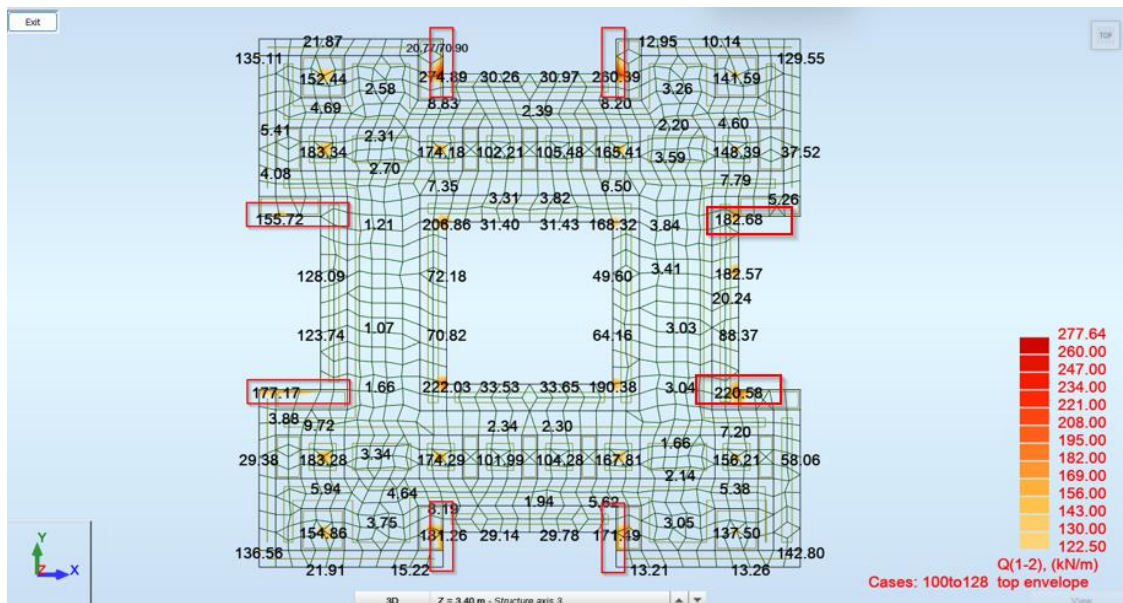


Figura 8.8 - Avaliação dos valores de esforço transverso superiores ao valor da capacidade resistente da laje.

Desta forma, foi utilizada a ferramenta *Panel Cuts* à distância do apoio, numa faixa de 2 metros. O esforço transverso por metro de laje a ser considerado corresponde à razão entre o valor do integral pela extensão do corte. Este método será exemplificado, para o valor do esforço transverso mais alto nos dois edifícios. Como é possível verificar na Figura 8.9 o valor do integral é de 103.52 kN.m/mxm, então, para um corte com uma extensão de dois metros temos um esforço transverso igual a 51.75 kN.m/mxm.

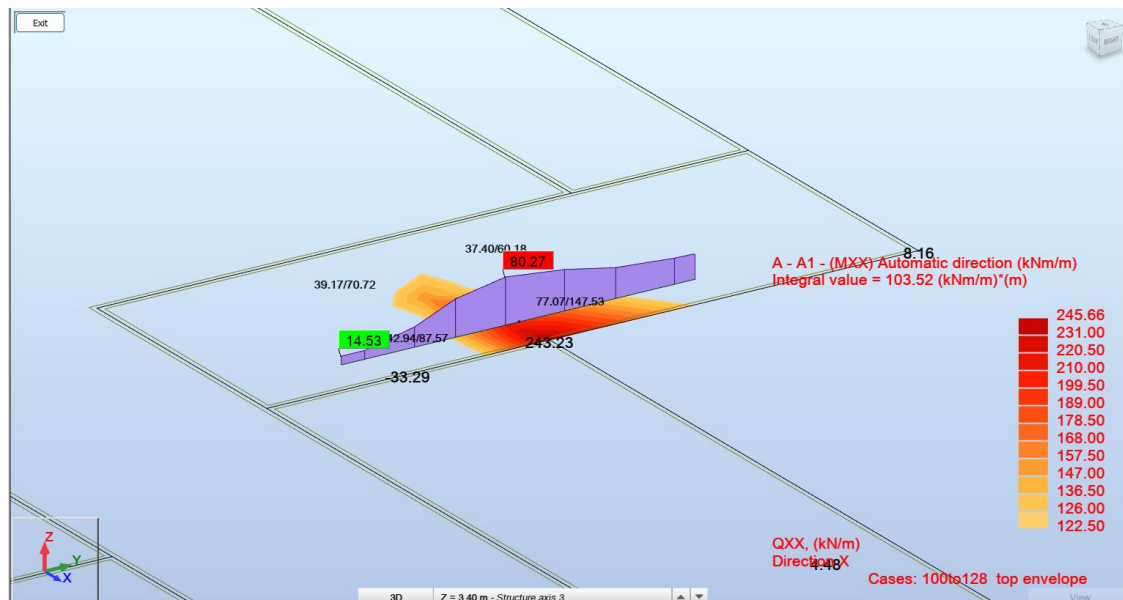


Figura 8.9 - Integral do esforço transverso na zona da parede Pa.1.

A verificação das lajes das coberturas e dos telhados seguiram os pressupostos descritos anteriormente. Na Figura 8.10 é apresentado o mapa de esforço transverso total da laje da cobertura do Bloco 1.

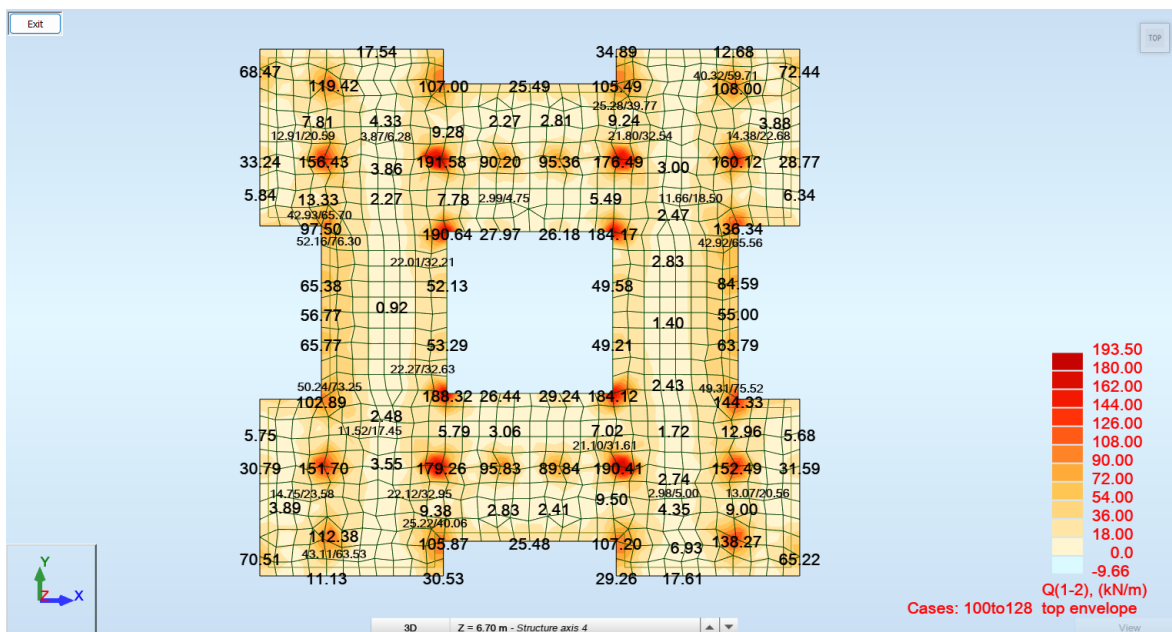


Figura 8.10 - Mapa dos esforços transversos na laje da cobertura.

### 8.1.4 Verificação dos Estados Limites Últimos dos Momentos Fletores

O fabricante realizou vários testes para várias gamas deste sistema e concluiu que a linha do eixo neutro se situava acima da elipsoide de aligeiramento para todas as soluções dentro das séries disponíveis. Como a zona de compressão do betão não interfere com a zona aligeirada, é admitido que o funcionamento da laje aligeirada CBX (Cobix) é similar ao de uma laje maciça, deste modo a laje pode ser dimensionada à flexão sem ter de realizar outro tipo de verificação, como exemplificado na Figura 8.11.

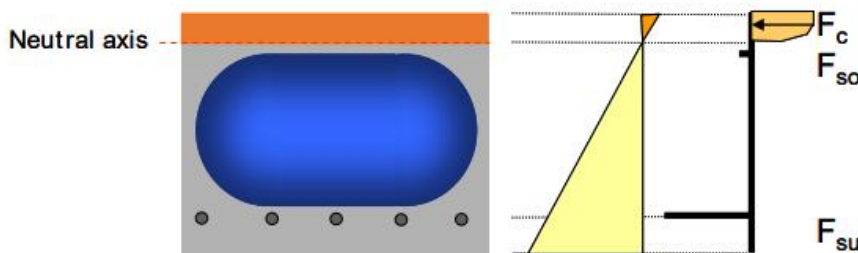


Figura 8.11 - Diagramas de extensões e de tensões do sistema CBX.

A verificação do estado limite último de flexão é realizada para os critérios do EC2 apresentados nas expressões em baixo indicadas. A consulta dos valores dos esforços atuantes nas lajes foi feita de forma individual, por piso, para a envolvente de esforços para as combinações dos Estados Limites Últimos.

O método de abordagem adotado consiste na consulta e comparação dos esforços atuantes com os esforços resistentes quer das armaduras base adotadas quer das armaduras de reforço.

Sabendo que as armaduras de flexão são determinadas segundo as expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2f_{cd}} \quad (8.14)$$

$$\omega = \mu (1 + \mu) \quad (8.15)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.16)$$

Onde:

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

$\mu$  - Momento Fletor reduzido;

$\omega$  - Taxa mecânica de armadura;

$A_s$  - Área de armadura necessária na secção.

No Piso 2, na laje aligeirada, foi adotada uma malha base #Φ12//0.20m para as armaduras inferiores e uma malha base #Φ12//0.15m superiores. Á semelhança da verificação de segurança para o esforço transversal, são lidos valores de “pico” nos mapas de esforços. Verificou-se que o local com maior momento negativo corresponde ao local com maior esforço transversal. Como apresentado na Figura 8.12, o valor do integral é de 125.11 kNm/mxm, que dividido pela extensão do integral (dois metros) resulta em um momento negativo de 62.56 kNm/m, bastante inferior ao momento resistente da malha base.

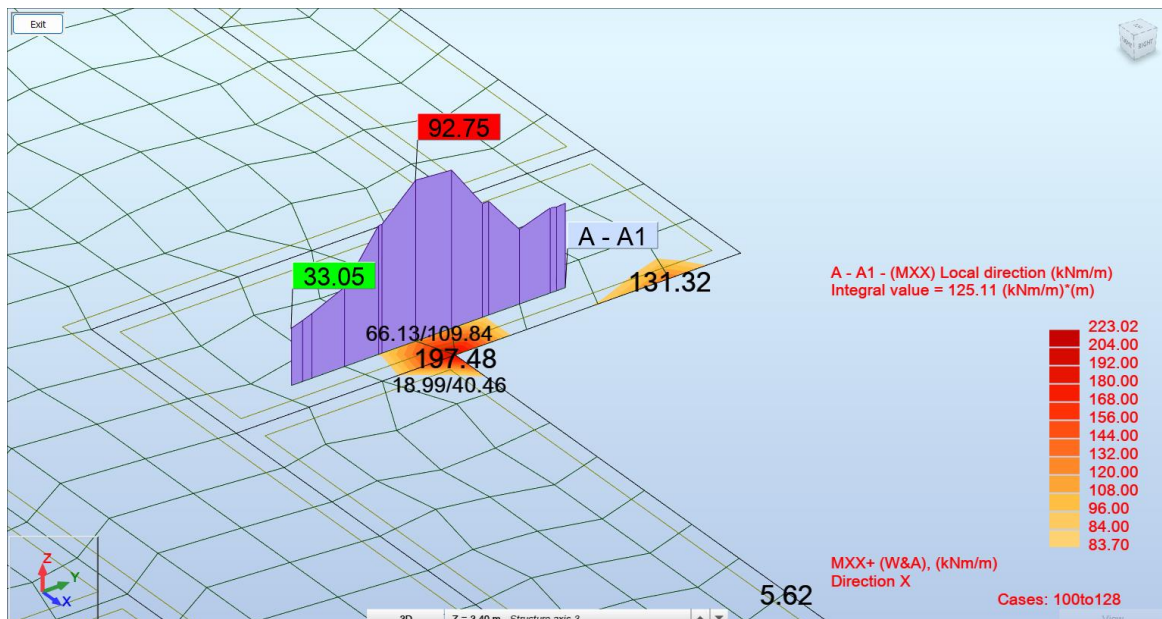


Figura 8.12 - Integral do esforço dos momentos flectores negativos na zona da parede Pa.1.

Como os valores presentes nos modelos de cálculo não são superiores aos valores resistentes das soluções adotadas verifica-se as condições dos Estados Limites Últimos das lajes, Tabela 8.2.

Tabela 8.2 - Quadro de armaduras para cada tipo de laje.

h (m)	Varões	$A_{s, \min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$M_{Rd}$ (kN/m)	Armaduras
0.30	#Φ12//0.15	4.07	7.54	83.70	$A_s^{inf}$
	#Φ12//0.20	4.07	5.65	83.70	$A_s^{sup}$
0.20	#Φ12//0.15	4.07	7.54	34.23	$A_s^{inf}$
	#Φ12//0.20	4.07	5.65	83.70	$A_s^{sup}$

Os mapas dos momentos fletores podem ser consultados nos Anexos.

### 8.1.5 Verificação da resistência ao punçoamento

Os critérios de segurança para o estado limite último de punçoamento visam verificar a segurança de um elemento pouco espesso sujeito a cargas localizadas de grandes valores, em regiões onde atuam momentos fletores e esforços transversos elevados, que levam a uma rotura associada a um comportamento pouco dúctil nas regiões de descontinuidade (*J. Appleton*). Segundo o EC2 devem ser verificadas as seguintes condições de segurança:

A tensão de punçoamento não deve ser superior ao valor de tensão máxima resistente de cálculo.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd, \max} \quad (8.17)$$

$$v_{Rd, \max} = 0,50 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (8.18)$$

Onde:

$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{\mu_0 d}$  - tensão de cálculo de corte por punçoamento no perímetro do pilar;

$V_{Ed}$  - esforço de punçoamento (corresponde à reação vertical da laje no pilar);

$\mu_0$  - perímetro do pilar (para pilares interiores);

$\beta$  - fator de agravamento devido à excentricidade;

$v = 0,6(1 - \frac{f_{ck}}{250})$  - Percentagem mecânica de armadura.

É necessário prever armaduras de punçoamento se a tensão de punçoamento atuante no perímetro de controlo básico for maior do que a capacidade resistente da laje face á reação do pilar;

$$v_{Ed} \leq v_{Rd, c} \quad (8.19)$$

$$v_{Rd, c} \leq v_{Rd, \min} \quad (8.20)$$

Onde:

$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{\mu_1 d}$  - tensão de cálculo de corte por Punçoamento no perímetro do pilar;

$\mu_1$  - contorno de controlo básico;

$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1, x} \cdot \rho_{1, y}}$  - percentagem de armadura tracionada;

$\rho_{1, x} = \frac{A_{s1, x}}{b_w d}$  - percentagem de armadura tracionada na direção xx;

$\rho_{1, y} = \frac{A_{s1, y}}{b_w d}$  - percentagem de armadura tracionada na direção yy.

O valor de cálculo da resistência aos efeitos de punçoamento é calculado a partir da expressão presente na cláusula 6.4.4 do EC2:

Onde:

$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$  - valor de cálculo da resistência ao punçoamento;

$v_{Rd,min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$  valor de cálculo da resistência ao punçoamento mínimo.

**Cálculo da capacidade resistente ao punçoamento**

O Pilar P1 é o pilar que apresenta valores de carregamento mais elevados. Por ser o caso mais desfavorável, serão exemplificadas as verificações de segurança indicadas em cima, para este elemento.

No programa de cálculo foram extraídos os valores da envolvente de esforços axiais para o estado limite último das barras que compõe o pilar P1. Os valores são apresentados nas Tabelas em Anexo. Assim o valor da reação do pilar sobre a laje foi obtido conforme apresentado:

$$\text{Laje piso 2 (Nó 656)} \left\{ \begin{array}{l} N_{Ed,sup} = 413.18 \\ N_{Ed,inf} = 866.22 \\ V_{Ed} = 866.22 - 413.18 = 453.04 \end{array} \right.$$

$$\text{Laje Cobertura (Nó 632)} \left\{ \begin{array}{l} N_{Ed,sup} = 199.53 \\ N_{Ed,inf} = 406.35 \\ V_{Ed} = 406.35 - 199.53 = 206.82 \end{array} \right.$$

Os perímetros de controlo utilizados nas verificações foram calculados da seguinte forma:

$$u_0 = 2 \cdot b + 2 \cdot a = 4 \cdot 0.25 = 1.00\text{m};$$

$$u_1 (H=0.30) = 2 \cdot b + 2 \cdot a + \pi \cdot 4 \cdot d = 4 \cdot 0.25 + \pi \cdot 4 \cdot 0.27 = 4.39\text{m};$$

$$u_1 (H=0.20) = 2 \cdot b + 2 \cdot a + \pi \cdot 4 \cdot d = 4 \cdot 0.25 + \pi \cdot 4 \cdot 0.17 = 3.14\text{m}.$$

Na determinação do valor de cálculo das tensões de punçoamento deve-se ter em conta o fator de agravamento por parte da excentricidade ( $\beta$ ), neste caso de estudo apenas será considerado o valor de 1.15 para pilares interiores, uma vez que os pilares de canto e de bordo, neste edifício, não serão considerados nesta verificação porque estão localizados em zonas com vigas.

Assim, foram verificados os seguintes valores para a tensão máxima de corte por punçoamento:

Tabela 8.3 - Tensões de corte por punçoamento no perímetro de controlo  $u_0$ .

h (m)	$\beta$	$V_{Ed}$ [kN]	$u_0$ [m]	d [m]	$v_{Ed}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	v	$V_{Rd,max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0.30	1.15	453.04	1.0	0.27	1929.10	0.528	5280
0.20	1.15	208.82	1.0	0.17	1412.61	0.528	5280

Como os valores dos esforços atuantes são inferiores aos valores resistentes, as lajes cumprem as condições de segurança para a tensão máxima de corte por punçoamento (Tabela 8.3).

É verificado, também, que não são necessárias armaduras de punçoamento nas verificações para o perímetro de controlo básico (Quadro 8.4).

Tabela 8.4 - Tensões de corte por punçoamento no perímetro de controlo  $u_1$ .

$h$ (m)	$\beta$	$V_{Ed}$ [kN]	$u_1$ [m]	$d$ [m]	$V_{Ed}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$k$	$V_{Rd,min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0.30	1.15	453.04	4.39	0.27	439.55	1.86	486.29
0.20	1.15	208.82	4.39	0.17	321.78	2.00	542.22

$h$ (m)	$k$	$C_{Rd,c}$	$A_{s,x}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,y}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\rho_l$	$V_{Rd,c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0.30	1.86	0.12	15.08	15.08	0.005585	575.14
0.20	2.00	0.12	7.85	7.85	0.002907	494.01

## 8.2 Dimensionamento das Escadas

O dimensionamento das escadas foi realizado de forma independente do modelo de cálculo, segundo o método das bandas. Por ser um método simples que recorre a lajes armadas em uma só direção é possível calcular de forma manual as armaduras para a verificação do estado limite último das escadas.

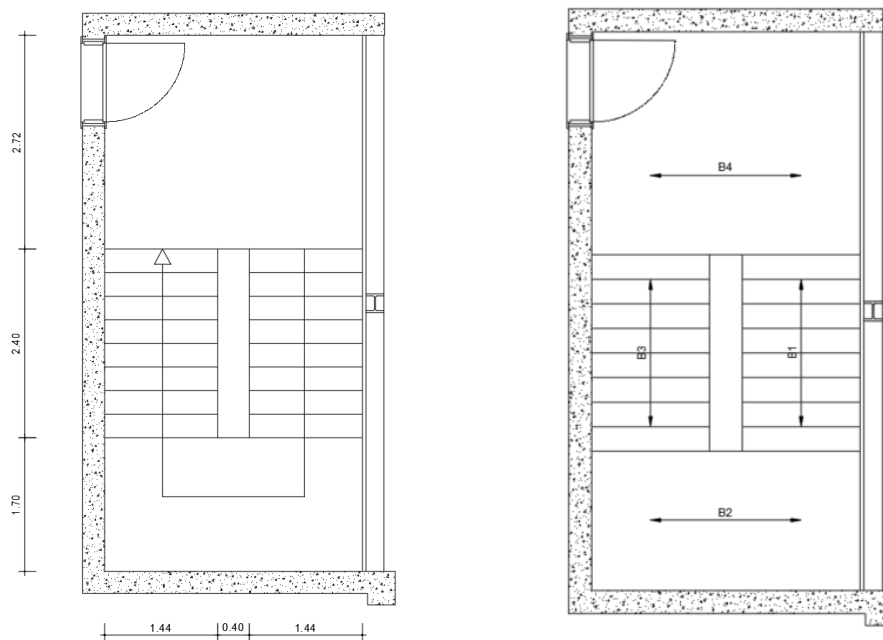


Figura 8.13 - a) Planta parcial das escadas. Figura 8.13- b) Sistema de funcionamento das escadas.

Com base na Figura 8.13, depreende-se que o método de funcionamento estrutural das escadas consiste em duas bandas principais (B1 e B3) e duas bandas secundárias (B2 e B4). Desta forma definiram-se os esquemas estruturais para os lanços da escada demonstrado na Figura 8.14.

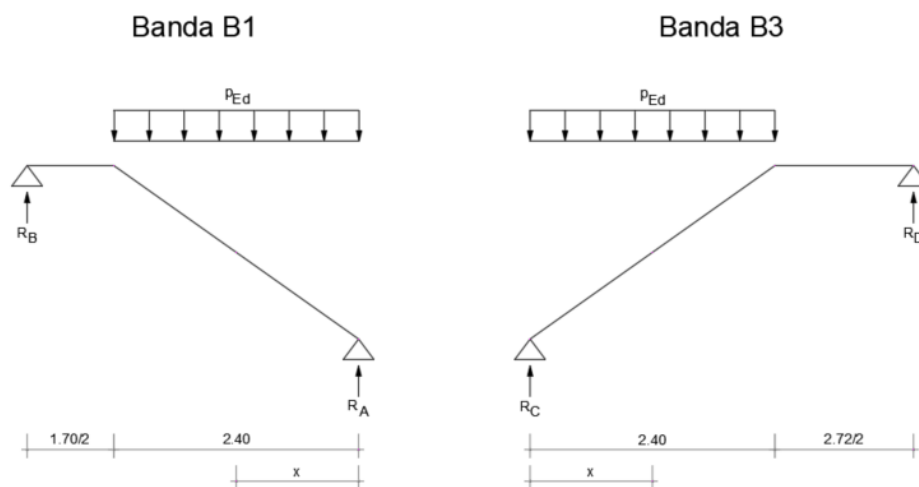


Figura 8.14 - Esquemas estruturais dos lanços.

Uma vez definidos os esquemas estruturais dos lanços que correspondem às bandas secundárias é possível definir os esquemas estruturais dos patamares que correspondem as bandas principais (Figura 8.15).

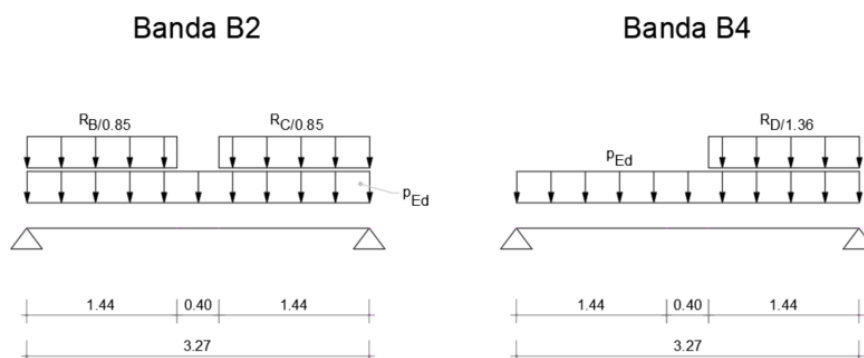


Figura 8.15 - Esquemas estruturais dos patamares.

Como as cargas do peso próprio das escadas são determinadas com base nas características geométricas é importante definir os vários parâmetros da geometria destes elementos de forma organizada (Figura 8.16).

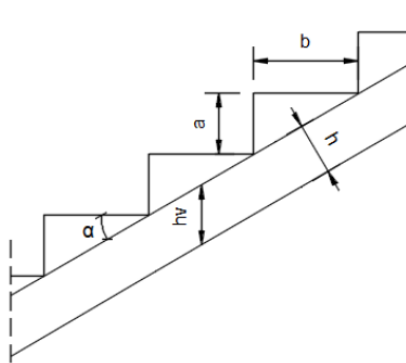


Figura 8.16 - Esquema de geometria dos elementos da escada.

Na Tabela 8.5 são apresentadas as dimensões geométricas dos vários componentes das escadas.

Tabela 8.5 - Tabela da geometria dos componentes da escada.

a (m)	0.19
b (m)	0.30
$h_v$ (m)	0.24
h (m)	0.20
$\alpha$ (°)	32.21

Reunidos os dados geométricos necessários para o cálculo dos carregamentos da escada e admitindo que é em betão aparente, uma vez que nos cortes de arquitetura as escadas não têm revestimentos, é possível definir as cargas atuantes segundo o peso próprio do elemento. A determinação das cargas atuantes é demonstrada nas seguintes expressões:

Onde:

$PP_{\text{lanço}}$  – peso próprio do lanço de escadas:

$$PP_{\text{lanço}} = \frac{h}{\cos \alpha} \cdot \gamma_{\text{betão}} = \frac{0.20}{\cos(32.21)} \cdot 25.00 = 5.90 \text{ kN/m}^2 \quad (8.21)$$

$$PP_{\text{degraus}} = \frac{a}{2} \cdot \gamma_{\text{betão}} = \frac{0.19}{2} \cdot 25.00 = 2.38 \text{ kN/m}^2 \quad (8.22)$$

$PP_{\text{patamar}}$  – peso próprio do patamar:

$$PP_{\text{patamar}} = h \cdot \gamma_{\text{betão}} = 0.20 \cdot 25.00 = 5.00 \text{ kN/m}^2 \quad (8.23)$$

O valor da sobrecarga foi previamente definido neste trabalho e é considerado o valor de 3.00 kN/m<sup>2</sup>.

O dimensionamento das armaduras é realizado segundo os esforços determinados para o valor máximo do diagrama de momentos fletores para os vários esquemas estruturais.

### Lanço de escadas

Nas expressões seguintes são apresentados os cálculos do lanço de escadas B1, uma vez que os lanços possuem as mesmas dimensões (expressões 8.24, 8.25 e 8.26).

$$p_{Ed} = g_k \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q = (5.90 + 2.38) \cdot 1.35 + 3.00 \cdot 1.50 = 15.67 \text{ kN/m}^2 \quad (8.24)$$

$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow R_B \cdot \left(2.40 + \frac{1.70}{2}\right) - p_{Ed} \cdot 2.40 \cdot \frac{2.40}{2} = 0 \leftrightarrow R_B = 13.89 \text{ kN/m} \quad (8.25)$$

$$\sum F_V = 0 \leftrightarrow R_A + R_B - p_{Ed} \cdot 2.40 = 0 \leftrightarrow R_A = 23.24 \text{ kN/m} \quad (8.26)$$

Pela lei da variação do esforço transversal é determinada a incógnita  $x$  e por sua vez o momento máximo.

$$V(x) = 23.24 - 15.67 \cdot x \quad (8.27)$$

$$V(x) = 0 \leftrightarrow x = 1.48 \text{ m} \quad (8.28)$$

$$M(x) = 23.24 \cdot x - 15.67 \cdot \frac{x^2}{2} \quad (8.29)$$

$$M_{\text{máx}}(1.48) = 23.24 \cdot 1.48 - 15.67 \cdot \frac{1.48^2}{2} = 17.23 \text{ kNm/m} \quad (8.30)$$

### Patamar

O dimensionamento dos patamares foi realizado para o caso mais desfavorável que é patamar correspondente à banda B2, uma vez que suporta as cargas das reações de dois lanços.

$$p_{Ed} = g_k \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q = 5.00 \cdot 1.35 + 3.00 \cdot 1.50 = 11.25 \text{ kN/m}^2 \quad (8.31)$$

$$\frac{R_B}{1.70/2} = \frac{R_C}{0.85} = 16.34 \text{ kN/m}^2 \quad (8.32)$$

$$R_{\text{patamar}} = \frac{\frac{R_B}{1.70/2} \cdot 1.44 \cdot 2 + p_{Ed} \cdot 3.27}{2} = 41.92 \text{ kN} \quad (8.33)$$

$$\begin{aligned} M_{\text{máx}}(1.635) &= 41.92 \cdot 1.635 - 11.25 \cdot \frac{1.635^2}{2} - 16.34 \cdot 1.44 \cdot \left(\frac{1.44}{2} + 0.2\right) \\ &= 31.86 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (8.34)$$

Conhecidos os momentos fletores máximos atuantes nos esquemas estruturais temos que:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \quad (8.35)$$

$$\omega = \mu (1 + \mu) \quad (8.36)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.37)$$

Onde:

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

$\mu$  - momento fletor reduzido;

$\omega$  - taxa mecânica de armadura;

$A_s$  - área de armadura necessária na secção.

De modo a garantir a segurança para os Estados Limites Últimos nas escadas é necessário aplicar as armaduras presentes na Tabela 8.6:

Tabela 8.6 - Tabela das armaduras das escadas.

Bandas	$M_{Ed}$ (kN/m)	$\mu$	$\omega$	$A_{s,neces.}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,adotado}$ (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
B1	17.23	0.030	0.031	2.40	2.56	3.93	#Φ10//0.20
B2	31.86	0.055	0.058	4.55	2.56	7.85	#Φ10//0.20
B3	17.23	0.030	0.031	2.40	2.56	3.93	#Φ10//0.10
B4	31.86	0.055	0.058	4.55	2.56	7.85	#Φ10//0.20

### 8.3 Dimensionamento das Vigas

As vigas são elementos estruturais que trabalham maioritariamente à flexão, cuja utilidade é transmitir aos pilares os esforços provenientes das ações verticais que atuam na laje. O EC2 define como viga todos os elemento cujo vão é três vezes superior à altura da secção transversal, na cláusula 5.3.1, alínea 3.

#### 8.3.1 Armadura Longitudinal – Flexão

O dimensionamento das vigas inicia-se pelo cálculo das armaduras longitudinais. As áreas de aço das armaduras longitudinais são determinadas segundo as seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2f_{cd}} \quad (8.38)$$

$$\omega = \mu (1 + \mu) \quad (8.39)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.40)$$

Onde:

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

$\mu$  - momento fletor reduzido;

$\omega$  - taxa mecânica de armadura;  
 $A_s$  – área de armadura necessária na secção.

As armaduras longitudinais têm de cumprir as disposições construtivas relativas as áreas mínimas e máximas de modo a serem evitadas roturas frágeis (expressões 8.41 e 8.42):

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (8.41)$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c \quad (8.42)$$

$A_{s,\min}$  - área de armadura mínima;  
 $A_{s,\max}$  - área de armadura máxima;  
 $f_{ctm}$  - valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;  
 $f_{yk}$  - valor característico da tensão de cedência à tração do aço;  
 $b_t$  - largura da zona tracionada;  
 $d$  - altura útil da secção.

### 8.3.2 Estribos – Esforço Transverso

O EC2, na cláusula 6.2.3, alínea 3, refere que em elementos com armaduras de esforço transverso verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente ( $V_{Rd}$ ) é dado pelo menor valor das duas expressões em baixo apresentadas:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{wyd} \cdot \cot\theta \quad (8.43)$$

$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cm} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\theta}{\cot\theta + \tan\theta} \quad (8.44)$$

$$v_1 = 0.60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (8.45)$$

Onde:

$\frac{A_{sw}}{s}$  - área de armadura transversal das armaduras de esforço transverso;  
 $z$  - braço de binário das forças interiores para um elemento de altura constante, o valor aproximado é dado por  $z = 0.90 \cdot d$ ;  
 $f_{wyd}$  - valor de cálculo das tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;  
 $\alpha_{cm}$  - coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido;  
 $b_w$  - largura da alma da viga;  
 $v_1$  - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

Área mínima dos estribos:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot \sin\alpha \quad (8.46)$$

Onde:

$\rho_{\min}$  - taxa de armadura mínima de esforço transversal, onde  $\rho_{\min} = 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$ ;  
 $\alpha$  - ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso com o eixo longitudinal da viga, nos estribos verticais é igual a 1.00.

Espaçamentos:

Na cláusula 9.2.2, o EC2 estipula que o afastamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal, assim como o espaçamento máximo entre estribos (expressões 8.47 e 8.48).

$$s_{l,m\acute{a}x} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) \quad (8.47)$$

$$s_{t,m\acute{a}x} = \begin{cases} 0.75 \cdot d \\ 600\text{mm} \end{cases} \quad (8.48)$$

Onde:

$s_{l,m\acute{a}x}$  - afastamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal;

$s_{t,m\acute{a}x}$  - espaçamento máximo entre estribos.

### 8.3.3 Resultados

Os valores de cálculo, em que as verificações de segurança se basearam, foram lidos no programa através da opção *Diagrams for members* da ferramenta *Results* para a envolvente de esforços das combinações do Estado limite Último (Figura 8.17).

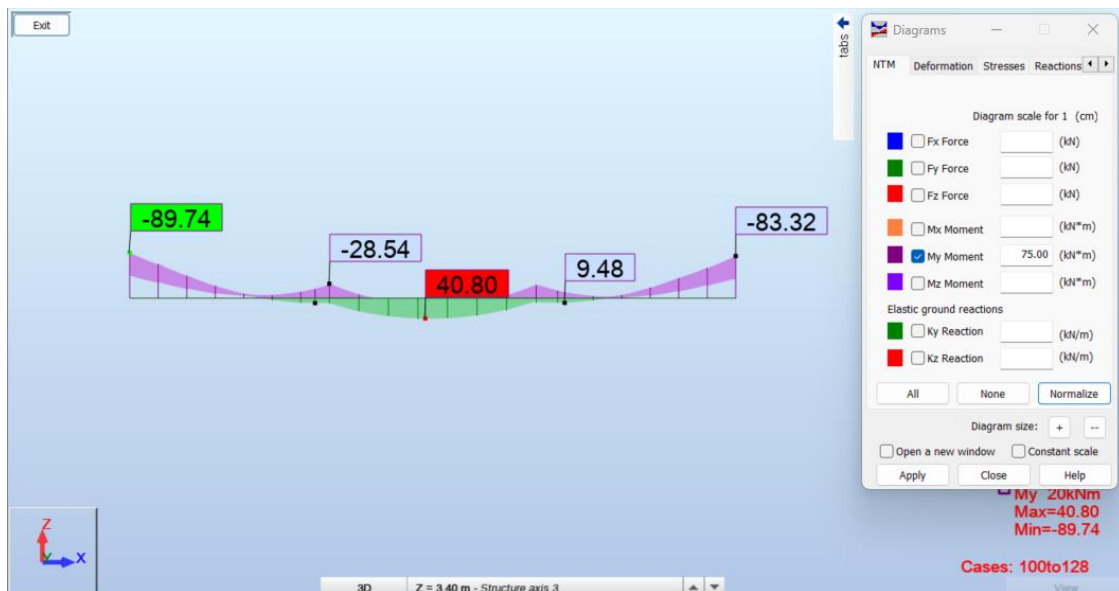


Figura 8.17 - Análise dos diagramas de momentos flectores da viga V2.2.1.

O dimensionamento das vigas foi dinamizado através de uma folha de cálculo realizada para efetuar todas as verificações de segurança para o estado limite último e disposições construtivas de forma automática. Será apresentado, neste subcapítulo, o dimensionamento das vigas do Piso 2 do Bloco 1 como exemplo (Figura 8.18 e 8.19).

Designação	Geometria			Esforços Atuantes Flexão		Flexão						Solução Final									
	b (m)	h (m)	d (m)	$M_{xk}$ (kNm)	$M_{yk}$ (kNm)	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,max}$ (cm <sup>2</sup> )	$\mu$	$\omega$	$A_{s,-}$ (cm <sup>2</sup> )	$\mu$ +	$\omega$ +	$A_{s,+}$ (cm <sup>2</sup> )	Solução	Área	Verificação	Solução	Área	Verificação		
V1.2.1	0.25	1.06	1.03	27.26	164.08	3.88	106.00	0.01	0.01	0.61	0.03	0.032	3.78	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V2.2.1	0.25	1.06	1.03	89.74	40.80	3.88	106.00	0.02	0.02	2.04	0.01	0.008	0.92	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V3.2.1	0.25	1.35	1.32	25.35	263.84	4.98	135.00	0.00	0.00	0.44	0.03	0.031	4.74	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V4.2.1	0.25	1.35	1.32	25.75	163.87	4.98	135.00	0.00	0.00	0.45	0.02	0.019	2.91	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V5.2.1	0.25	1.06	1.03	89.85	40.57	3.88	106.00	0.02	0.02	2.04	0.01	0.008	0.91	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V6.2.1	0.25	1.35	1.32	24.70	263.67	4.98	135.00	0.00	0.00	0.43	0.03	0.031	4.73	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V7.2.1	0.25	0.50	0.47	21.08	11.53	1.77	50.00	0.02	0.02	1.05	0.01	0.010	0.56	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V8.2.1	0.25	0.35	0.32	30.96	10.91	1.21	35.00	0.06	0.06	2.36	0.02	0.022	0.80	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V9.2.1	0.25	0.50	0.47	21.66	11.03	1.77	50.00	0.02	0.02	1.08	0.01	0.010	0.55	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V10.2.1	0.25	0.50	0.47	25.34	11.05	1.77	50.00	0.02	0.02	1.27	0.01	0.010	0.55	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V11.2.1	0.25	0.50	0.47	29.86	11.99	1.77	50.00	0.03	0.03	1.50	0.01	0.011	0.59	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V12.2.1	0.25	0.50	0.47	23.59	11.27	1.77	50.00	0.02	0.02	1.18	0.01	0.010	0.56	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V13.2.1	0.25	1.35	1.32	75.68	1.95	4.98	135.00	0.01	0.01	1.33	0.00	0.000	0.03	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗
V14.2.1	0.25	1.35	1.32	100.75	0.00	4.98	135.00	0.01	0.01	1.78	0.00	0.000	0.00	2	Ø10	1.57	✗	2	Ø10	1.57	✗

Figura 8.18 - Verificação da Flexão, na folha de cálculo.

Solução Final				Corte EC2								Solução Final									
Verificação	Solução	M+		V <sub>Ed</sub> (kN)	A <sub>s,rel,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	V <sub>Ed,1,min</sub> (kN)	V <sub>Ed,max</sub> (kN)	A <sub>s,rel</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	S <sub>s,max</sub>	S <sub>s,min</sub>	V <sup>min</sup>			V <sup>max</sup>							
		Area	Area								Solução	Area	Verificação	Solução	Area	Verificação					
✗	2	Φ10	1.57	✗	76.18	2.19	220.772	843.85	0.76	2703.89	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	4 Ramos	est.06	//30.0	3.77	✓
✗	2	Φ10	1.57	✗	57.48	2.19	220.772	843.85	0.57	2703.89	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	103.31	2.19	282.931	1081.43	0.80	3465.18	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	74.91	2.19	282.931	1081.43	0.58	3465.18	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	58.13	2.19	220.772	843.85	0.58	2703.89	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	101.47	2.19	282.931	1081.43	0.79	3465.18	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	20.49	2.19	100.741	385.06	0.45	1233.81	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✓	59.41	2.19	68.589	262.17	1.90	840.04	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	21.18	2.19	100.741	385.06	0.46	1233.81	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	37.67	2.19	100.741	385.06	0.62	1233.81	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	17.55	2.19	100.741	385.06	0.38	1233.81	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	36.17	2.19	100.741	385.06	0.79	1233.81	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	68.25	2.19	282.931	1081.43	0.53	3465.18	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗
✗	2	Φ10	1.57	✗	46.86	2.19	282.931	1081.43	0.36	3465.18	600	2 Ramos	est.06	//22.5	2.51	✓	2 Ramos	est.06	//30.0	1.88	✗

Figura 8.19 - Verificação ao Esforço Transverso, na folha de cálculo.

Cálculo da áreas de armaduras mínimas e máximas para as secções de vigas existentes no Piso 2 do Bloco 1 (Tabela 8.7):

Tabela 8.7 - Determinação das áreas mínimas e máximas de armaduras para o caso em análise.

b <sub>w</sub> [m]	h <sub>w</sub> [m]	f <sub>ctm</sub> [MPa]	f <sub>yk</sub> [MPa]	A <sub>s, min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s, máx</sub> [cm <sup>2</sup> ]
0.25	0.35	2.9	500	1.21	35.00
0.25	0.50	2.9	500	1.77	50.00
0.25	1.06	2.9	500	3.88	106.00
0.25	1.35	2.9	500	4.98	135.00

As vigas do Piso 2 do Bloco 1 possuem diferentes geometrias. No Tabela 8.8 é representado as secções das vigas de exemplo.

Tabela 8.8 - Geometria das vigas do piso 2 do Bloco 1.

Designação	Geometria		
	b (m)	h (m)	d (m)
V1.2.1	0.25	1.06	1.03
V2.2.1	0.25	1.06	1.03
V3.2.1	0.25	1.35	1.32
V4.2.1	0.25	1.35	1.32
V5.2.1	0.25	1.06	1.03
V6.2.1	0.25	1.35	1.32
V7.2.1	0.25	0.50	0.47
V8.2.1	0.25	0.35	0.32
V9.2.1	0.25	0.50	0.47
V10.2.1	0.25	0.50	0.47
V11.2.1	0.25	0.50	0.47
V12.2.1	0.25	0.50	0.47
V13.2.1	0.25	1.35	1.32
V14.2.1	0.25	1.35	1.32

No Tabela 8.9 são apresentados os esforços de dimensionamento considerados nas vigas para o estado limite último:

Tabela 8.9 - Geometria das vigas do piso 2 do Bloco 1.

Designação	Flexão		Esforços Transverso
	$M_{Ed-}$ (kNm)	$M_{Ed+}$ (kNm)	$V_{Ed}$ (kN)
V1.2.1	27.26	164.08	76.18
V2.2.1	89.74	40.80	57.48
V3.2.1	25.35	263.84	103.31
V4.2.1	25.75	163.87	74.91
V5.2.1	89.85	40.57	58.13
V6.2.1	24.70	263.67	101.47
V7.2.1	21.08	11.33	20.49
V8.2.1	30.96	10.91	59.41
V9.2.1	21.66	11.03	21.18
V10.2.1	25.34	11.05	37.67
V11.2.1	29.86	11.93	17.55
V12.2.1	23.59	11.27	36.17
V13.2.1	75.68	1.95	68.25
V14.2.1	100.75	0.00	46.86

De forma geral a solução de armaduras adotadas foi condicionada pelo critério de armadura mínima. Os cálculos das armaduras longitudinais das vigas do Piso 2 do Bloco 1 são representados na Tabela 8.10.

Tabela 8.10 - Cálculo das armaduras longitudinais do piso 2 do bloco 1.

$\mu -$	$\omega -$	$A_s -$ (cm <sup>2</sup> )	$\mu +$	$\omega +$	$A_s +$ (cm <sup>2</sup> )	Solução			
						Varões	Área	Varões	Área
0.01	0.01	0.61	0.03	0.032	3.78	3Φ16	6.03	3Φ16	6.03
0.02	0.02	2.04	0.01	0.008	0.92	3Φ16	6.03	3Φ16	6.03
0.00	0.00	0.44	0.03	0.031	4.74	3Φ16	6.03	3Φ16	6.03
0.00	0.00	0.45	0.02	0.019	2.91	3Φ16	6.03	3Φ16	6.03
0.02	0.02	2.04	0.01	0.008	0.91	3Φ16	6.03	3Φ16	6.03
0.00	0.00	0.43	0.03	0.031	4.73	3Φ16	6.03	3Φ16	6.03
0.02	0.02	1.05	0.01	0.010	0.56	3Φ10	2.36	3Φ10	2.36
0.06	0.06	2.36	0.02	0.022	0.80	3Φ10	2.36	3Φ10	2.36
0.02	0.02	1.08	0.01	0.010	0.55	3Φ10	2.36	3Φ10	2.36
0.02	0.02	1.27	0.01	0.010	0.55	3Φ10	2.36	3Φ10	2.36
0.03	0.03	1.50	0.01	0.011	0.59	3Φ10	2.36	3Φ10	2.36
0.02	0.02	1.18	0.01	0.010	0.56	3Φ10	2.36	3Φ10	2.36
0.01	0.01	1.33	0.00	0.000	0.03	3Φ16	6.03	3Φ16	6.03
0.01	0.01	1.78	0.00	0.000	0.00	3Φ16	6.03	3Φ16	6.03

De forma idêntica à armadura longitudinal, a armadura de esforço transverso também foi condicionada pelo critério de armadura mínima para o esforço transverso, deste modo foi aplicado a mesma solução de estribos para todas as vigas de forma a uniformizar a solução. Os resultados das armaduras de esforço transverso são demonstrados no Tabela 8.11:

Tabela 8.11 - Cálculo das armaduras de esforço transverso do piso 2 do Bloco 1.

$A_{sw,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{Rd,s min}$ (kN)	$V_{Rd, max}$ (kN)	$A_{sw/s}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$S_l, máx$ (mm)	$S_t, máx$ (mm)	Estribos		Área (cm <sup>2</sup> /m)
2.19	220.772	843.85	0.76	2703.89	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	2.26
2.19	220.772	843.85	0.57	2703.89	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	4.02
2.19	282.931	1081.43	0.80	3465.18	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	4.02
2.19	282.931	1081.43	0.58	3465.18	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	4.02
2.19	220.772	843.85	0.58	2703.89	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	4.02
2.19	282.931	1081.43	0.79	3465.18	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	4.02
2.19	100.741	385.06	0.45	1233.81	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	3.35
2.19	68.589	262.17	1.90	840.04	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	3.35
2.19	100.741	385.06	0.46	1233.81	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	3.35
2.19	100.741	385.06	0.82	1233.81	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	3.35
2.19	100.741	385.06	0.38	1233.81	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	3.35
2.19	100.741	385.06	0.79	1233.81	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	3.35
2.19	282.931	1081.43	0.53	3465.18	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	4.02
2.19	282.931	1081.43	0.36	3465.18	600	2 Ramos	est.Φ8//25.0	4.02

## 8.4 Dimensionamento dos Pilares

Um pilar é um elemento estrutural vertical cuja função é suportar as cargas dos pisos. Estes elementos transmitem as cargas provenientes dos elementos horizontais, como por exemplo, vigas e lajes, para as fundações. Segundo a cláusula 9.5.1 do EC2 um pilar é um elemento cuja maior dimensão da sua secção não é quatro vezes superior a menor dimensão da sua secção.

### 8.4.1 Efeitos de segunda ordem

Não há qualquer referência no EC2 que permita não considerar os efeitos de segunda ordem nas estruturas de betão armado. Contudo, a norma faz referência á possibilidade de desprezar estes efeitos em determinados casos. Na cláusula 5.1.4, alínea 3, do EC2 é dito que para edifícios os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se forem inferiores a certos limites. Os valores limites a serem verificados são definidos na cláusula 5.8.2, alínea 6, onde é indicado que os efeitos de segunda ordem poderão ser desprezados se forem inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, condição essa que segundo *J. Apletton* é aproximadamente igual á formula indicada na expressão 8.49, presente na cláusula 5.8.3.3.

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1.6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (8.49)$$

Onde:

$F_{V,Ed}$  - carga vertical total;

$k_1$  - coeficiente com valor igual a 0.31 (valor recomendado);

$n_s$  - número de pisos;

$E_{cd}$  - valor de cálculo do modulo de elasticidade do betão, dado pela expressão:

$$E_{cd} = \frac{33 \text{ GPa}}{1.2} = 27.5 \text{ GPa}$$

$I_c$  - momento de inércia dos elementos de contraventamento;

$L$  - altura total do edifício acima do encastramento.

O valor da carga vertical ( $F_{V,Ed}$ ) é calculado para os Estados Limites Últimos, deste modo obtiveram-se os seguintes resultados representados nas Tabelas 8.12 e 8.13.

Tabela 8.12 - Cargas verticais do Bloco 1.

Locais	Área (m <sup>2</sup> )	h (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	RCP (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{G,j}$	G <sub>k</sub> (kN)	Área (m <sup>2</sup> )	q <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{Q,1}$	Q <sub>k</sub> (kN)
Telhado	956.7	0.20	25.00	1.00	1.35	5740.20	956.70	0.40	1.50	382.68
Cobertura	811.86	0.20	25.00	1.00	1.35	4871.16	811.86	0.40	1.50	324.74
Laje CBX	440.17	0.29	18.50	4.50	1.35	4358.56	440.17	2.0	1.50	880.34
Laje maciça	371.68	0.30	25.00	4.50	1.35	4460.16	371.68	2.0	1.50	743.36

Tabela 8.13 - Cargas verticais do Bloco 2.

Locais	Área (m <sup>2</sup> )	h (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	RCP (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{G,j}$	G <sub>k</sub> (kN)	Área (m <sup>2</sup> )	q <sub>k</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{Q,1}$	Q <sub>k</sub> (kN)
Telhado	956.70	0.20	25.00	1.00	1.35	5740.2	956.70	0.4	1.50	382.68
Cobertura	811.86	0.20	25.00	1.00	1.35	4871.16	811.86	0.4	1.50	324.74

Através da soma das parcelas calculadas nas tabelas temos para o Bloco 1 um valor de  $F_{V,Ed}$  igual a 29727.3 kN e para o Bloco 2 um valor igual a 16386.47 kN.

Os momentos de inércia dos contraventamentos desempenham uma parcela significativa na realização da verificação em causa. Nas Tabelas 8.14 e 8.15 foi realizada a quantificação dos momentos de inércia dos contraventamentos na direção x e na direção y.

Tabela 8.14 - Quantificação dos momentos de inércia dos contraventamentos no Bloco 1.

Paredes	b (m)	h (m)	n.º de paredes	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )
Pa.1	0.25	2.32	8	2.0811	0.0241
Pa.2	2.41	0.25	2	0.0062	0.5832
Pa.3	3.87	0.25	1	0.0050	1.2075
Nu.1 <sup>(1)</sup>	-	-	1	8.4684	5.1738
			$\Sigma I_c$	10.5609	6.9887

(1) Os valores dos momentos de Inércia das paredes do núcleo Nu.1 foram calculadas através do software Autocad

Tabela 8.15 - Quantificação dos momentos de inércia dos contraventamentos no Bloco 2.

Paredes	b (m)	h (m)	n.º de paredes	$I_x$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )
Pa.4	3.87	0.25	4	0.0201	4.8300
$\Sigma I_c$				0.0201	4.8300

A verificação da condição representada na expressão 8.49 é realizada por aplicação direta da inequação. A verificação foi efetuada para os dois blocos nas direções x e y, os resultados são apresentados nas Tabelas 8.16 e 8.17.

Tabela 8.16 - Verificação dos efeitos de 2º ordem no Bloco1.

Direção	$k_1$	$n_s$	$E_{cd}$ (GPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	L (m)	Total (kN)
xx	0.31	2	27.5	10.56091	9.6	5427262
yy	0.31	2	27.5	6.988709	9.6	3591504

Tabela 8.17 - Verificação dos efeitos de 2º ordem no Bloco 2.

Direção	$k_1$	$n_s$	$E_{cd}$ (GPa)	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	L (m)	Total (kN)
xx	0.31	1	275000000	0.020156	6.16	17416
yy	0.31	1	275000000	4.83005	6.16	4173604

Como é verificada a condição para todas as direções nos dois edifícios, serão desprezados todos os efeitos de segunda ordem no dimensionamento dos elementos verticais.

### 8.4.2 Disposições de armaduras

#### Armadura longitudinal

Pelo disposto na cláusula 9.5.2, alíneas 2 e 3, os varões longitudinais não podem exceder o diâmetro mínimo de 8 mm, o EC2 limita também as áreas das armaduras longitudinais, pelo que os valores das áreas não devem ser menores do que a área mínima de armadura ( $A_{s,min}$ ) e a área máxima de armadura ( $A_{s,máx}$ ), os valores limite são calculados pelas seguintes expressões:

$$A_{s,min} = \frac{0.1N_{Ed}}{f_{yk}} \geq 0.002A_c \quad (8.50)$$

Locais onde não há sobreposição de varões:

$$A_{s,máx} = 0,04A_c \quad (8.51)$$

Locais onde há sobreposição de varões:

$$A_{s,máx} = 0,08A_c \quad (8.52)$$

#### Armaduras Transversais

As armaduras dos pilares têm de respeitar as disposições construtivas presentes na cláusula 9.5.3 do EC2. As armaduras transversais devem possuir um diâmetro superior a 6 mm e um espaçamento longitudinal inferior superior ao valor calculado pela condição apresentada na expressão 8.53:

$$S_{cl,max} = \min\{20 \cdot d_{bl}; b; 400\text{mm}\} \quad (8.53)$$

Onde:

b - Menor dimensão do pilar;

$d_{bl}$  – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

A cláusula citada anteriormente refere ainda, na alínea 6, que todos os varões ou agrupamentos de varões colocados nos cantos têm de estar travados por uma armadura transversal. Varões que se encontrem a uma distância superior a 150 mm de um varão travado devem ser também travados por uma armadura transversal.

### 8.4.3 Cálculo das armaduras

A verificação do cumprimento dos critérios de segurança é feita individualmente para todas as combinações dos Estados Limites Últimos dado que os pilares encontram-se sujeitos á flexão composto e á flexão desviada.

Visto que a análise dos efeitos dos vários esforços atuantes é bastante extensa, foi feito o uso de uma folha de cálculo de maneira a dinamizar o processo de dimensionamento dos pilares.

A folha de cálculo utilizada baseia-se em um metodo iterativo, auxiliado de diagramas de interação para a flexão composta, onde é avaliada a viabilidade de uma secção segundo o rácio entre esforços atuantes e resistentes para as combinações de interesse na verificação aos Estados Limites Últimos de cada barra que compõe o pilar em estudo.

A área de armadura necessária para ser verificada a condição de segurança para os Estados Limites Últimos é calculada para os esforços normais e para os esforços de flexão, deste modo é necessário calcular o esforço axial reduzido ( $v$ ), que não deve ser superior a 0.65, segundo a expressão 8.54 e o momentos fletores reduzidos ( $\mu$ ) segundo as expressões 8.55 e 8.56.

Esforço Axial Reduzido:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (8.54)$$

Momento Fletor Reduzido segundo o eixo y:

$$\mu_y = \frac{M_{Edy}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (8.55)$$

Momento Fletor Reduzido segundo o eixo z:

$$\mu_z = \frac{M_{Edz}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (8.56)$$

A taxa mecânica de armaduras é calculada segundo a expressão seguinte:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b_y \cdot b_z \cdot f_{cd}} \quad (8.57)$$

Os valores dos esforços considerados em cada elemento foram extraídos do programa de cálculo através da ferramenta *Forces* disponível na opção *Tables*, para a envolvente das combinações dos Estados Limites Últimos. Esta etapa é exemplificada para o caso do Pilar P1 na Figura 8.20.

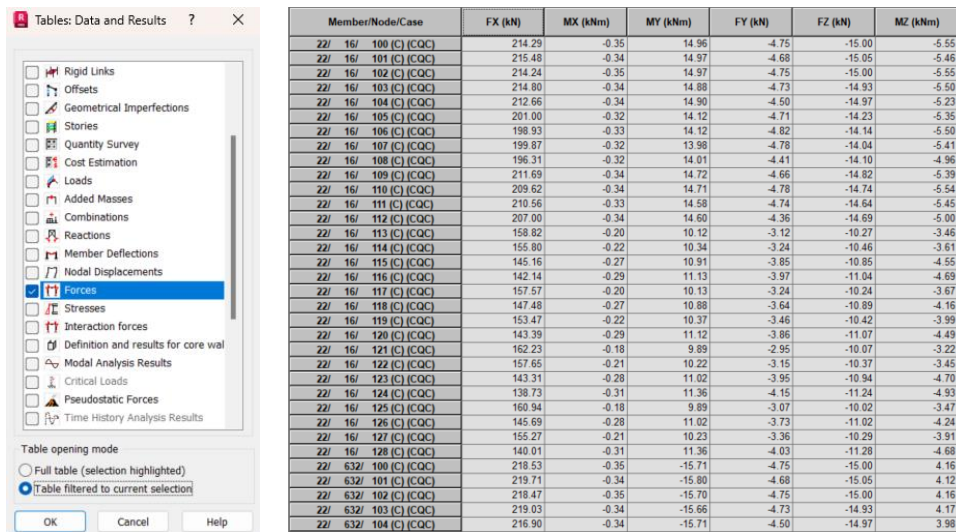


Figura 8.19 - Processo de consulta dos valores dos esforços atuantes nos pilares.

A título de exemplificação, demonstra-se o processo de dimensionamento através da folha de cálculo utilizada. Na Figura 8.21 é representada uma imagem capturada durante o cálculo das armaduras longitudinais do Pilar P1.

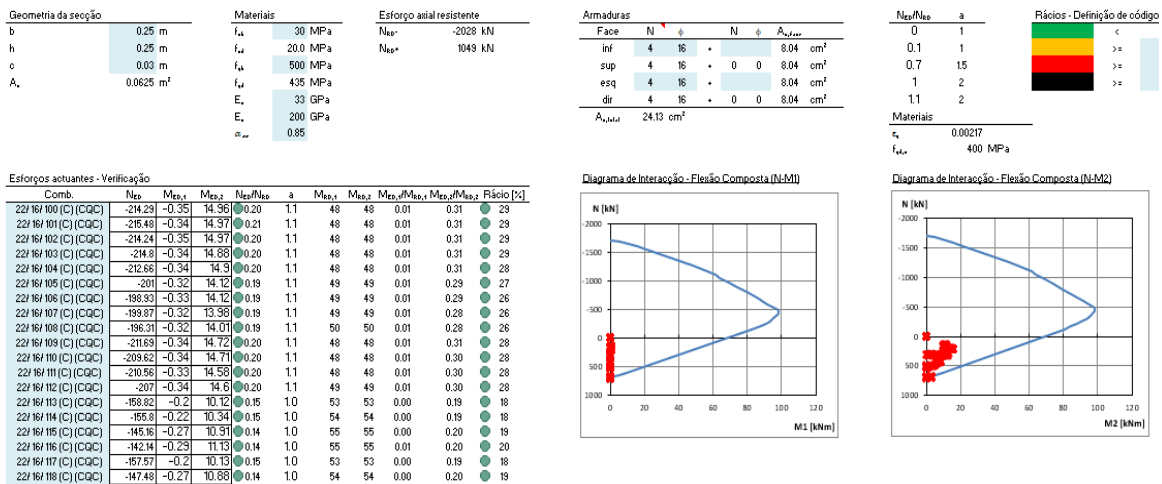


Figura 8.20 - Folha de calculo utilizada no dimensionamento de armaduras dos pilares.

Foi realizado um processo iterativo até ser obtida uma solução final para o pilar P1. Como representado na Figura 8.22 o rácio para o caso mais desfavorável é igual a 33%.

22/16/117 (C) (CQC)	157.57	-0.2	10.13	0.23	1.1	46	46	0.00	0.22	19
22/16/118 (C) (CQC)	147.48	-0.27	10.88	0.21	1.1	47	47	0.01	0.23	21
22/16/119 (C) (CQC)	153.47	-0.22	10.37	0.22	1.1	46	46	0.00	0.23	20
22/16/120 (C) (CQC)	143.39	-0.29	11.12	0.21	1.1	47	47	0.01	0.24	21
22/16/121 (C) (CQC)	162.23	-0.18	9.89	0.23	1.1	45	45	0.00	0.22	19
22/16/122 (C) (CQC)	157.65	-0.21	10.22	0.23	1.1	46	46	0.00	0.22	19
22/16/123 (C) (CQC)	143.31	-0.28	11.02	0.20	1.1	47	47	0.01	0.24	21
22/16/124 (C) (CQC)	138.73	-0.31	11.36	0.20	1.1	47	47	0.01	0.24	22
22/16/125 (C) (CQC)	160.94	-0.18	9.89	0.23	1.1	46	46	0.00	0.22	19
22/16/126 (C) (CQC)	145.69	-0.28	11.02	0.21	1.1	47	47	0.01	0.24	21
22/16/127 (C) (CQC)	155.27	-0.21	10.23	0.22	1.1	46	46	0.00	0.22	19
22/16/128 (C) (CQC)	140.01	-0.31	11.36	0.20	1.1	47	47	0.01	0.24	22
22/632/100 (C) (CQC)	218.53	-0.35	-15.71	0.31	1.2	41	41	0.01	0.38	33
22/632/101 (C) (CQC)	219.71	-0.34	-15.8	0.31	1.2	41	41	0.01	0.39	33
22/632/102 (C) (CQC)	218.47	-0.35	-15.7	0.31	1.2	41	41	0.01	0.38	33
22/632/103 (C) (CQC)	219.03	-0.34	-15.66	0.31	1.2	41	41	0.01	0.38	32
22/632/104 (C) (CQC)	216.9	-0.34	-15.71	0.31	1.2	41	41	0.01	0.38	33
22/632/105 (C) (CQC)	205.24	-0.32	-14.97	0.29	1.2	42	42	0.01	0.36	30
22/632/106 (C) (CQC)	203.17	-0.33	-14.81	0.29	1.2	42	42	0.01	0.35	30
22/632/107 (C) (CQC)	204.1	-0.32	-14.74	0.29	1.2	42	42	0.01	0.35	30
22/632/108 (C) (CQC)	200.54	-0.32	-14.82	0.29	1.2	43	43	0.01	0.35	30

Figura 8.21 - Combinação condicionante para o pilar P1.

Uma vez que o rácio mais desfavorável é inferior a 100% e que a secção cumpre os critérios de segurança, foi admitida uma armadura longitudinal de 8φ16. A Figura 8.23 mostra a solução final do pilar P1.

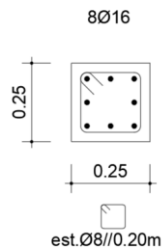


Figura 8.22 - Armadura do Pilar P1.

Pela aplicação dos critérios de segurança e da utilização das ferramentas, citados anteriormente, foi possível chegar a um conjunto de soluções que podem ser aplicadas em todo o empreendimento, garantindo a economia e facilidade de execução do projeto.

Foram obtidas várias soluções, que levaram adoção de cinco tipos de pilares como pode ser verificado no Tabela 8.18.

Tabela 8.18 - Armaduras nos pilares.

Pilar	Geometria		Armaduras		
	b (m)	h (m)	Cantos	Lado x	Lado y
Tipo 1	0.25	0.25	4φ12	2φ12	2φ12
Tipo 2	0.25	0.25	4φ16	2φ16	2φ16
Tipo 3	0.45	0.45	4φ12	2φ12	2φ12
Tipo 4	0.45	0.45	4φ12	2φ12	2φ12
Tipo 5	D=0.30		9φ12		

## 8.5 Dimensionamento das Paredes

O processo utilizado para o dimensionamento das paredes estruturais segue o método utilizado no dimensionamento dos pilares. Contudo, é importante ter em conta que a forma como os valores dos esforços de cálculo são extraídos do programa, as ferramentas de cálculo utilizadas e as disposições construtivas são diferentes.

### 8.5.1 Disposições de armaduras

#### Armadura longitudinal

De acordo com o Eurocódigo 2 (EC2), a área das armaduras verticais devem respeitar o intervalo de valores  $A_{S,vmin}$  e  $A_{S,vmax}$ , onde os valores são dados por  $0,002 \cdot A_c$  e  $0,04 \cdot A_c$ , respetivamente. A distância entre dois varões verticais paralelos não deve ser superior a três vezes a espessura da parede ou 400 mm, ver cláusula 9.6.2.

#### Armaduras horizontais

O EC2 define ainda que devem ser colocadas armaduras horizontais, paralelas aos paramentos das paredes e bordos livres, em cada face. A área dessas armaduras deve cumprir valor mínimo  $A_{S,hmin}$ , em Portugal este valor corresponde a 0.25% da armadura vertical ou  $0.001 A_c$ .

### 8.5.2 Cálculo de armaduras

As paredes são elementos estruturais verticais representados no programa de cálculo como elementos do tipo casca. A leitura dos esforços atuantes é feita segundo o cálculo dos integrais dos esforços atuantes no topo e na base das paredes no programa de cálculo, esta leitura pode ser feita sob a forma tabela, através da opção *Reduce Results* disponível em *Tables*, como exemplificado na Figura 8.24.

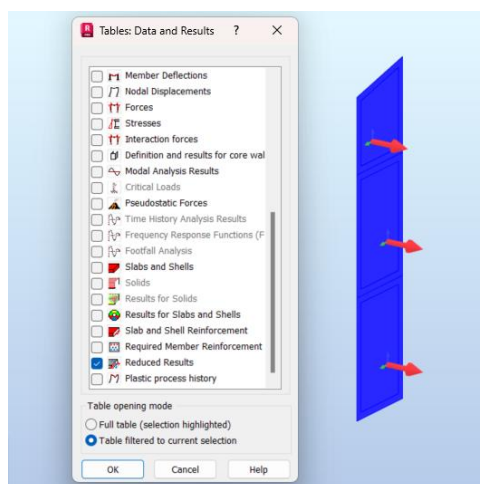


Figura 8.23 - Processo de consulta dos esforços atuantes nas paredes.

A partir dos valores obtidos nas tabelas de *Reduce Results*, foi feita uma análise da capacidade resistente das paredes estruturais, para a flexão desviada. Esta tarefa foi realizada através da folha de cálculo apresentada anteriormente no dimensionamento de pilares, com o objetivo de identificar a combinação mais desfavorável. Foi considerado como caso mais desfavorável aquele que possuía o pior rácio entre esforços atuantes e resistentes.

Uma vez identificada a combinação mais gravosa para todas as paredes estruturais segue-se o cálculo das armaduras. Esta etapa foi auxiliada pelo software XD – CoSec, desenvolvido pela Universidade de Aveiro, para o cálculo de secções de betão armado sujeitas a flexão composta e desviada, corte e torção em estado limite último segundo os pressupostos do EC2, uma vez que a folha de cálculo utilizada para dimensionar as armaduras dos pilares não considera os diferentes valores do braço de binário das forças interiores das armaduras longitudinais colocadas espaçadamente ao longo da secção.

Segue-se a demonstração do cálculo das armaduras da parede estrutural Pa.2. Como descrito, primeiro são extraídos do *software* os valores de cálculo através da opção *Reduce Results*, é importante nesta etapa estabelecer a correlação entre os valores lidos para o sistema de eixos locais do painel com o sistema de eixos cartesiano, como exemplificado na Figura 8.25.

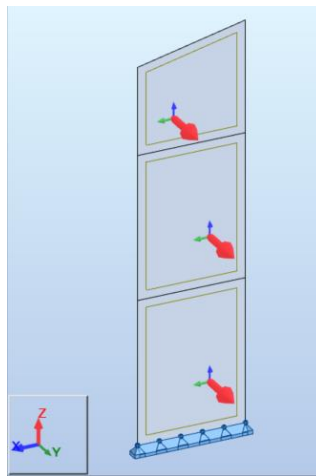


Figura 8.24 - Demonstração da correlação entre os eixos locais e globais.

Uma vez terminada a extração dos valores dos esforços de cálculo é iniciada a identificação da combinação que conduz ao rácio mais desfavorável entre os esforços atuantes e resistentes. Esta etapa foi realizada através da folha de cálculo utilizada para o cálculo das armaduras longitudinais dos pilares sujeitos a flexão desviada. Desta maneira foi possível identificar a combinação que possui os esforços mais desfavoráveis para as paredes. Esta etapa é representada na Figura 8.26.

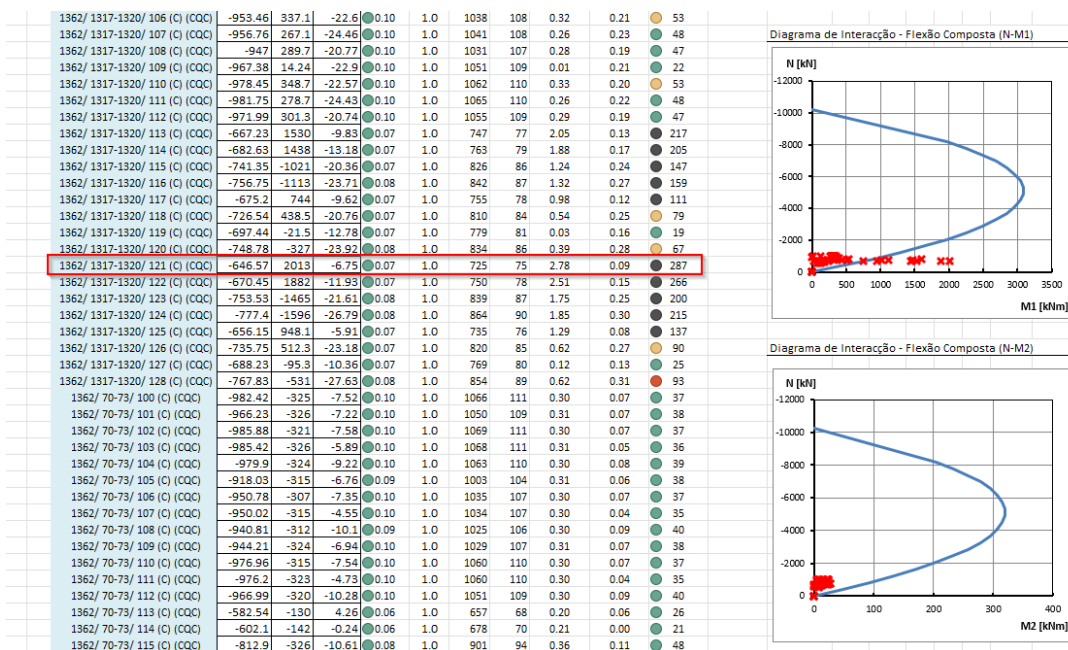


Figura 8.25 - Combinação condicionante da parede Pa.2.

Conhecidos os esforços que correspondem ao cenário mais gravoso para a parede estrutural Pa.2 foi feito o cálculo das armaduras através do programa de dimensionamento de secções de elementos em betão armado em cima referido. Na Figura 8.27 é possível ver uma imagem da interface do programa XD-CoSec durante o cálculo das armaduras da parede Pa.2.

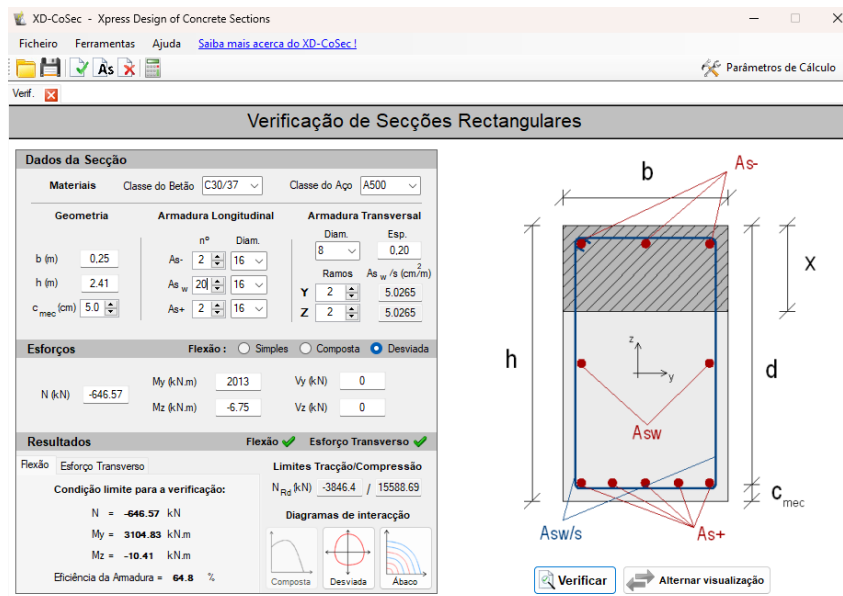


Figura 8.26 - Cálculo das armaduras através do programa XD-CoSec.

Visto que foram verificadas todas as condições de segurança para o estado limite último foi adotada uma armadura longitudinal com varões de  $\phi 16/0.20$ m e uma armadura transversal de  $\phi 8/0.20$ m. É possível observar a solução final da parede Pa.2 na Figura 8.28.

Parede Pa.2 - Fundações à Cobertura  
CORTE TIPO  
Esc: 1/20

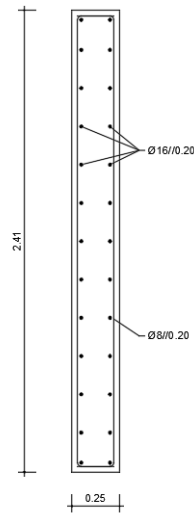


Figura 8.27 - Armaduras da parede Pa.2.

O processo descrito em cima foi realizado para todas as paredes. Tal como nos pilares teve-se o cuidado de realizar o dimensionamento das paredes de uma forma que fosse possível uniformizar as soluções sem comprometer a economia. Assim, foram obtidos cinco tipos de soluções, representadas no Tabela 8.19:

Tabela 8.19 - Armaduras das paredes.

Paredes	h (m)	b (m)	$A_{s,Long.}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,Trans.}$ (cm <sup>2</sup> /m)
Pa.1	0.25	2.32	Ø16//0.20	Ø8//0.20
Pa.2	0.25	2.41	Ø16//0.20	Ø8//0.20
Pa.3	0.25	3.87	Ø12//0.20	Ø8//0.20
Nu.1	0.25	3.80	Ø12//0.20	Ø8//0.20

## 8.6 Dimensionamento das Fundações

As fundações estabelecem a transmissão das cargas provenientes da estrutura para o solo. Tendo em conta as propriedades dos materiais e das camadas de assentamento das sapatas, adotou-se uma solução em fundações diretas compostas por sapatas rígidas.

Foi considerado no projeto um solo de fundação com as propriedades representadas na Tabela 8.20, para valores SPT  $\geq 60$  pancadas.

Tabela 8.20 - Propriedades do solo de fundação.

$\sigma_{adm}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$k_o$	$k_a$	$k_p$	$\phi'$ [°]
500	21	0.30	0.17	5.83	45.00

### 8.6.1 Dimensionamento das fundações diretas (Sapatas)

As condições de segurança para os Estados Limites Últimos dos efeitos de corte de punçamento do solo são garantidas se for verificada a seguinte condição representada na expressão 8.58.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{solo} \quad (8.58)$$

#### Condição de sapata rígida

Para representar o comportamento rígido das sapatas em meio elástico deve ser respeitada a altura mínima da sapata calculada segundo a condição de rigidez expressa na expressão 8.59 para as dimensões representadas na Figura 8.29.

$$d \geq \frac{(B - b)}{4} \quad (8.59)$$

Onde:

d - Altura útil da fundação;

B- Largura da sapata em uma determinada direção;

b - Largura do pilar em uma determinada direção.

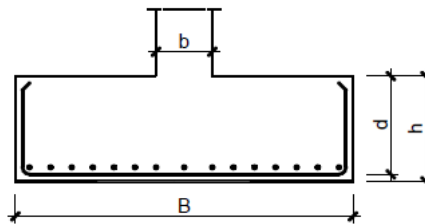


Figura 8.28 - Esquema das dimensões geométricas da sapata (fonte: Apontamentos de Fundações e Estruturas de Suporte, António Arêde).

Segundo as recomendações de A. Arêde, nos apontamentos de Fundações e Estruturas de Contenção, usualmente os valores económicos de d encontram-se dentro do intervalo representado na expressão 8.60:

$$\frac{2}{3} a' \leq d \leq a' \quad (8.60)$$

Onde:

a' - corresponde à maior distância entre a face exterior da sapata e a face exterior do pilar ou parede (valor da consola maior).

Na Figura 8.30 são representadas as dimensões a serem consideradas na verificação da condição presente na expressão 8.61.

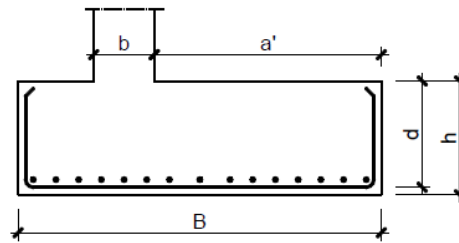


Figura 8.29 - Esquema das dimensões geométricas para a verificação da condição de sapata rígida (fonte: Apontamentos de Fundações e Estruturas de Suporte, António Arêde).

### 8.6.2 Verificação de segurança das sapatas á flexão

dimensionamento das armaduras de flexão das sapatas é realizado segundo os critérios de segurança do EC2, depois de serem verificadas as condições de segurança do EC7. O cálculo das armaduras foi realizado através do método das consolas. Este método serve para determinar área de armaduras necessária para ser garantida a segurança das sapatas sujeitas aos efeitos de flexão provocados pelas tensões que atuam na base da sapata.

Por vezes a resultante dos esforços transmitidos às sapatas possuem excentricidades em relação à mesma, pelo que é necessário determinar as excentricidades dos esforços, através da fórmula presente na expressão 8.62:

$$e = \frac{M}{N + P} \quad (8.62)$$

Onde:

M- momento fletor transmitidos pelos elementos verticais á fundação;

N- esforços verticais pelos elementos verticais á fundação;

P- peso próprio da fundação.

Uma vez calculadas as excentricidades nas duas direções, é feita a verificação do ponto de atuação das resultantes das ações em relação á localização do núcleo central, segundo a verificação da condição representada na expressão:

$$\frac{e_y}{B_y} + \frac{e_z}{B_z} \leq \frac{1}{6} \quad (8.63)$$

Onde:

$e_y$  e  $e_z$  - valores das excentricidades, correspondentes às direções paralelas aos eixos x e z;

$B_y$  e  $B_z$  - dimensões da largura da fundação, nas direções paralelas aos eixos x e z.

Quando a excentricidade das cargas é inferior ao valor de 1/6 não existe levantamento da sapata e as tensões instaladas no terreno de fundação são obtidas por:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{B_y \cdot B_z} \pm \frac{M_{Ed}}{\frac{B_y^2 \cdot B_z}{6}} \quad (8.64)$$

Caso a excentricidade da carga seja superior ao valor de 1/6 então a tensão máxima instalada no

terreno de fundação é dada pela expressão 8.65:

$$\sigma_{Ed} = \frac{2 \cdot N_{Ed}}{3 \cdot \left(\frac{B_y}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}\right) \cdot B_z} \quad (8.65)$$

A área de amadura é calculada para o momento fletor máximo em uma consola cujo vão corresponde à maior distância da face exterior do pilar à face exterior da sapata mais um quarto da dimensão do pilar. A área de armadura é determinada com base nas seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (8.66)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.67)$$

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0.0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases} \quad (8.68)$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad (8.69)$$

### 8.6.3 Verificação de segurança das sapatas aos esforços transversos

Antes de serem iniciadas as verificações do esforço transverso, presentes no EC2 é necessário calcular a posição onde atuam as resultantes das forças nas duas direções através da expressão 8.70:

$$x = \frac{B - b}{2} - d \quad (8.70)$$

Onde:

B - dimensões da largura da fundação em uma determinada direção;

b - dimensões da largura de um pilar em uma determinada direção.

Desta forma é possível realizar a verificação dos critérios de segurança para os Estados Limites Últimos para o maior valor de esforço transverso. O esforço transverso atuante não pode ser maior do que o valor do esforço transverso resistente dado pela expressão:

$$V_{Rd,c} = 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (8.71)$$

Em que, o valor do esforço transverso resistente tem de respeitar a seguinte condição:

$$V_{Rd,c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (8.72)$$

### 8.6.4 Verificação de segurança das sapatas ao punçoamento

Por fim, é realizada a verificação de segurança ao punçoamento. A verificação deste efeito começa por determinar o valor da tensão resistente ao punçoamento, pela expressão 8.73:

$$V_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \\ 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{2d}{a} \end{cases} \quad (8.73)$$

Onde:

$V_{Rd,c}$  - valor da tensão resistente;

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

$$\rho_l = \sqrt{\frac{A_{sx}}{b \cdot d_x} + \frac{A_{sy}}{b \cdot d_y}}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

O valor da tensão atuante é dado por:

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u \cdot d} \quad (8.74)$$

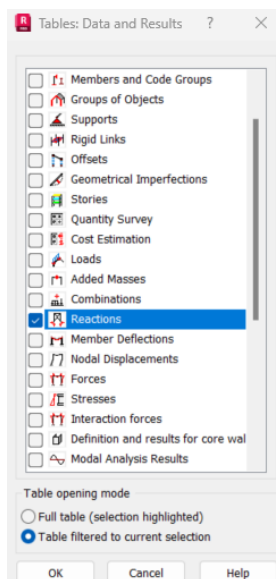
Onde:

$$\beta = 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_x}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y}\right)^2};$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \sigma_{med} \cdot A_{cont};$$

### 8.6.5 Dimensionamento das sapatas isoladas

O dimensionamento das fundações diretas foi realizado com auxílio de uma folha de cálculo automática. As sapatas foram dimensionadas para os esforços lidos nos apoios. A leitura dos esforços de reação foi feita através da ferramenta *Tables*, opção *Reactions*, como exemplificado para o pilar P1 na Figura 8.31.



Node/Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
24622/ 100 (C) (CQC)	0.90	0.55	703.98	-0.00	0.00	0.00
24622/ 101 (C) (CQC)	0.81	0.55	705.82	-0.00	0.00	0.00
24622/ 102 (C) (CQC)	0.91	0.55	703.71	-0.00	0.00	0.00
24622/ 103 (C) (CQC)	0.90	0.51	704.08	-0.00	0.00	0.00
24622/ 104 (C) (CQC)	0.90	0.59	703.17	-0.00	0.00	0.00
24622/ 105 (C) (CQC)	0.74	0.55	683.17	-0.00	0.00	-0.00
24622/ 106 (C) (CQC)	0.91	0.56	679.66	-0.00	0.00	0.00
24622/ 107 (C) (CQC)	0.88	0.50	680.28	-0.00	0.00	0.00
24622/ 108 (C) (CQC)	0.88	0.63	678.76	-0.00	0.00	0.00
24622/ 109 (C) (CQC)	0.75	0.55	699.88	-0.00	0.00	-0.00
24622/ 110 (C) (CQC)	0.92	0.56	696.37	-0.00	0.00	0.00
24622/ 111 (C) (CQC)	0.89	0.49	696.99	-0.00	0.00	0.00
24622/ 112 (C) (CQC)	0.89	0.62	695.47	-0.00	0.00	0.00
24622/ 113 (C) (CQC)	1.40	0.62	522.37	0.00	0.00	0.00
24622/ 114 (C) (CQC)	1.31	0.51	520.01	0.00	0.00	0.00
24622/ 115 (C) (CQC)	0.00	0.32	497.10	-0.00	0.00	-0.00
24622/ 116 (C) (CQC)	-0.09	0.21	494.75	-0.00	0.00	-0.00
24622/ 117 (C) (CQC)	1.01	0.65	516.27	0.00	0.00	0.00
24622/ 118 (C) (CQC)	0.72	0.27	508.43	-0.00	-0.00	-0.00
24622/ 119 (C) (CQC)	0.59	0.56	508.69	-0.00	0.00	0.00
24622/ 120 (C) (CQC)	0.30	0.18	500.85	-0.00	-0.00	-0.00
24622/ 121 (C) (CQC)	1.67	0.72	527.44	0.00	0.00	0.00
24622/ 122 (C) (CQC)	1.53	0.53	523.88	0.00	0.00	0.00
24622/ 123 (C) (CQC)	-0.22	0.29	493.23	-0.00	-0.00	-0.00
24622/ 124 (C) (CQC)	-0.36	0.11	489.68	-0.00	-0.00	-0.00
24622/ 125 (C) (CQC)	1.17	0.79	519.62	0.00	0.00	0.00
24622/ 126 (C) (CQC)	0.71	0.17	507.76	-0.00	-0.00	-0.00
24622/ 127 (C) (CQC)	0.60	0.66	509.36	0.00	0.00	0.00
24622/ 128 (C) (CQC)	0.14	0.04	497.50	-0.00	-0.00	-0.00

Figura 8.30 - Processo de consulta dos valores das reações.

Os valores dos esforços das reações são introduzidos na folha de cálculo. A folha utilizada está programada para identificar automaticamente a combinação mais desfavorável e assim realizar as

verificações de segurança para uma determinada secção, tal como exemplificado para a sapata do pilar P1 na Figura 8.32.

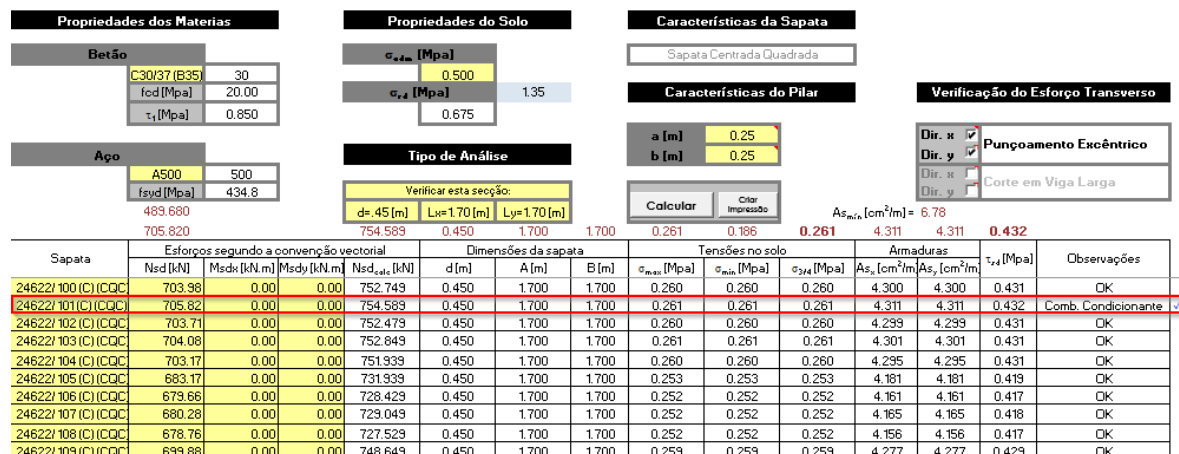


Figura 8.31 - Folha de calculo utilizada no dimensionamento das fundações (Fonte Adf).

Este processo foi realizado para todas as fundações dos dois edifícios. As várias soluções foram ajustadas de forma a tornar a estrutura o mais regular possível ao nível das fundações. Assim por uniformização dos Resultados foram obtidas a seguintes soluções apresentadas na Tabela 8.21.

Tabela 8.21 - Armaduras das sapatas isoladas.

Sapatas	Bx (m)	By (m)	h (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s, min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s, adot.}$ (cm <sup>2</sup> /m)
S1	1.70	1.70	0.50	4.31	6.78	7.54
S2	1.50	1.50	0.50	3.08	6.78	7.54
S3	1.20	1.20	0.50	2.01	6.78	7.54

### 8.6.6 Dimensionamento das sapatas contínuas

As fundações de paredes foram calculadas de forma similar às fundações dos pilares, em que foi considerado o valor médio do integral da reação para a combinação mais desfavorável de maneira a fazer o dimensionamento por metro da solução da fundação. O valor médio do integral da fundação de uma parede pode ser obtido através da ferramenta *Reactions in Diagrams for Members*, na opção *Results* na barra de tarefas, onde é possível ativar a opção de digramas para apoios lineares simultaneamente com a opção de valor médio, como exemplificado na Figura 8.33.

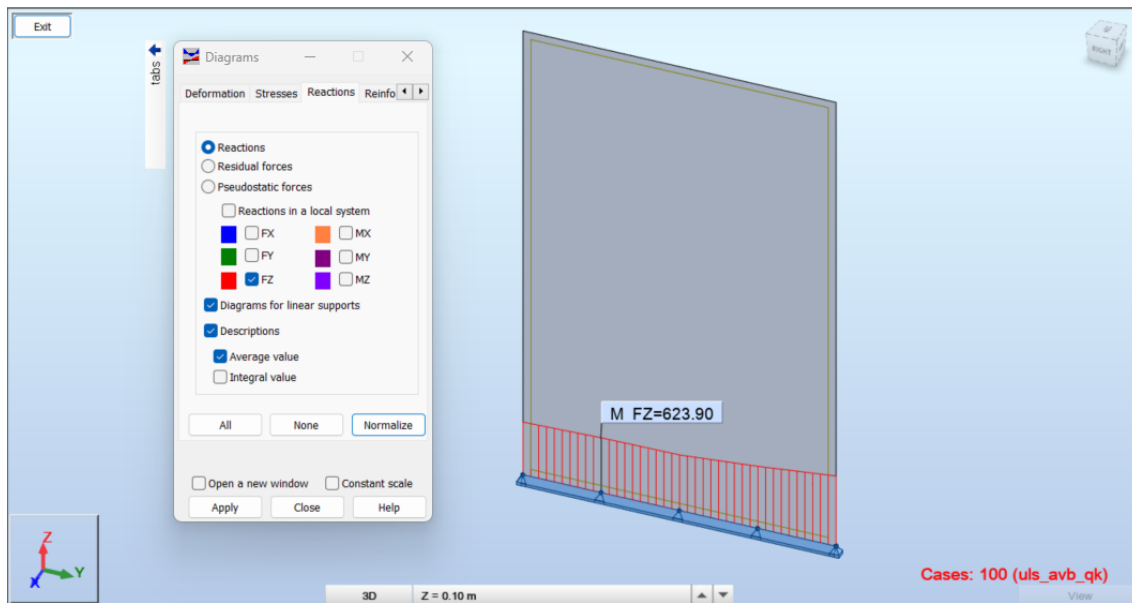


Figura 8.32 - Consulta das reações em sapatas contínuas.

Através da folha de cálculo apresentada, realizou-se o dimensionamento das fundações, que apresentavam o maior esforço axial para cada solução de parede. De forma semelhante às sapatas isoladas procurou-se uniformizar as soluções, de maneira a tornar o edifício regular, apresenta-se as soluções adotadas na Tabela 8.22.

Tabela 8.22 - Armaduras das sapatas contínuas.

Paredes	Sapata	Bx (m)	By (m)	h (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s, \min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s, \text{adot.}}$ (cm <sup>2</sup> /m)
Pa.1	S4	3.30	1.50	0.50	3.87	6.78	7.54
Pa.2	S5	4.40	1.50	0.50	3.02	6.78	7.54
Pa.4	S6	4.90	1.50	0.50	2.01	6.78	7.54

### 8.6.7 Dimensionamento das sapatas agrupadas

Na região da junta entre os dois edifícios a distância entre os elementos verticais é reduzida. Para estes casos foi implementado uma solução de uma sapata única entre os dois elementos. Através do método das consolas é simulado o comportamento das consolas laterais da sapata sob o efeitos das tensões do solo como exemplificado na Figura 8.34.

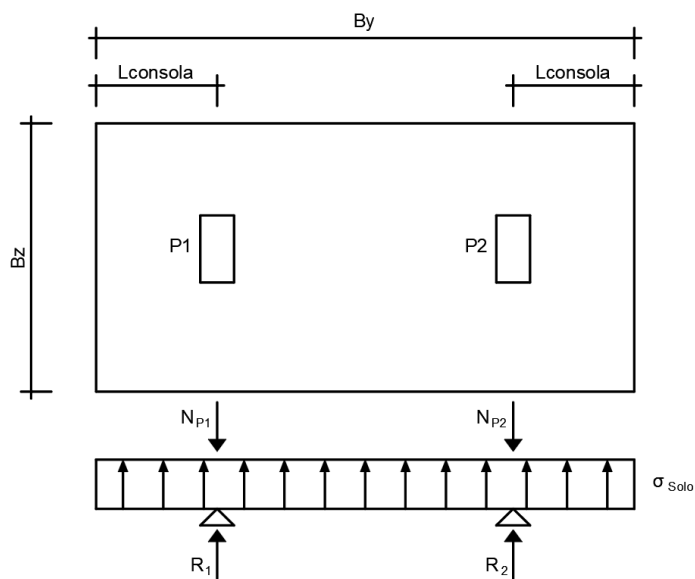


Figura 8.33 - Esquema estrutural das sapatas conjuntas.

Por aplicação do método referido, foi realizado o dimensionamento das sapatas agrupadas. Mais uma vez, manteve-se o cuidado de uniformizar as soluções, para que a solução final seja facilmente executada em obra. Na Tabela 8.23 são apresentadas as soluções adotadas.

Tabela 8.23 - Armaduras das sapatas agrupadas.

Sapatas	Bx (m)	By (m)	h (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s, \min}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s, \text{adot.}}$ (cm <sup>2</sup> /m)
S7	2.00	2.00	0.50	2.38	6.78	7.54
S8	3.30	1.90	0.50	7.87	6.78	11.31
S9	8.90	1.50	0.50	10.98	6.78	11.31
S10	8.90	4.80	0.50	8.49	6.78	11.31

## 9 Estados Limites de Utilização (ELUt)

A verificação dos Estados Limites de Utilização, tem como objetivo, garantir que não ocorreram danos, ao longo do período de vida útil da estrutura, que afetam a estética, conforto e funcionalidade. Os Estados Limites de Utilização identificados nas normas europeias são o controlo de fendilhação e o controlo de deformações.

### 9.1 Controlo da fendilhação

A fendilhação deve ser limitada de modo que o correto funcionamento ou durabilidade da estrutura não sejam comprometidos. Este fenómeno ocorre em estruturas de betão armado sujeitas à flexão, esforço transversal, torção ou tração. A fendilhação no betão, pode ainda, ser provocada por efeitos de retração plástica ou reações químicas expansivas. Em certos casos determinadas dimensões de fendas podem ser inadmissíveis, sendo necessário aplicar medidas para evitar o aparecimento de fendas com dimensões elevadas. Em situações específicas o EC2 é permissivo quanto à dimensão das fendas desde que não comprometa o funcionamento da estrutura. O valor limite de fendas ( $w_{max}$ ) é definido para uma determinada largura de fendas ( $w_k$ ) com base na natureza e função da estrutura e dos custos associados à limitação da fendilhação, através da consulta do Quadro 7.1N, “Valores recomendados de  $w_{max}$  (mm)”. Para as classes de exposição consideradas neste edifício, temos que a dimensão máxima de fendas ( $w_{max}$ ) é igual a 0.30 mm.

A fendilhação é controlada pela aplicação de uma quantidade mínima de armadura que pode ser obtida pelo método simplificado proposto pelo EC2 na cláusula 7.3.3. Para determinar o diâmetro máximo dos varões e o seu espaçamento nas tabelas em baixo apresentadas é necessário determinar a tensão no aço. De forma simplificada é considerado que a tensão atuante no aço corresponde ao valor da tensão de cedência desse aço para a combinação ações de utilização. A tensão de cedência do aço para as combinações de ações de utilização pode ser determinada com base numa relação  $k$  entre as capacidades resistentes para os vários valores  $M/N$ , partindo do pressuposto que o valor das ações permanentes é pelo menos o dobro das ações variáveis (*J. Appleton*):

$$c_p = 2s_c \quad (9.1)$$

temos que:

$$\frac{1,35c_p + 1,5s_c}{c_p + s_c} = \frac{1,35 \cdot 2s_c + 1,5s_c}{2s_c + s_c} = 1,4 \quad (9.2)$$

Assim, a solução de armadura para o controlo da fendilhação é determinada para uma largura de fendas ( $w_k$ ) igual a 0.30mm e uma tensão no aço ( $\sigma_s$ ), dada pelo valor da relação  $k$ , igual a 310 MPa. Uma vez que a tabela não apresenta resultados para o valor da tensão no aço considerada, a solução foi determinada para uma tensão no aço de 280 MPa (Tabela 9.1).

Tabela 9.1 - Diâmetros dos varões na limitação das fendas.

Tensão no Aço (MPa)	Diâmetro máximo dos varões (mm)		
	wk=0,4	wk=0,3	wk=0,2
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabela 9.2 - Espaçamentos dos varões na limitação das fendas.

Tensão no Aço (MPa)	Espaçamento máximo dos varões (mm)		
	wk=0,4	wk=0,3	wk=0,2
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Conclui-se que para controlar a fendilhação nas vigas, lajes e elementos em que a fendilhação é provocada por deformações impedidas, como o caso de paredes, é necessário adotar uma armadura igual a  $\phi 12//0.15m$  na direção normal ao sentido das fendas.

## 9.2 Controlo da deformação

A deformação de um elemento não pode comprometer a funcionalidade da estrutura nem o seu aspeto visual. Deste modo, o EC2, define um método, para o controlo da deformação dos elementos, que limita a flecha máxima admissível para os seguintes casos:

- Para garantir que a deformação não comprometa a utilização da estrutura e o seu aspeto (expressão 9.3):

$$\frac{l_{v\grave{a}o}}{250} \tag{9.3}$$

- Para garantir que as deformações não comprometam os elementos integrados na estrutura (expressão 9.4):

$$\frac{l_{v\grave{a}o}}{500} \tag{9.4}$$

Os elementos de betão armado sofrem deformação ao longo do tempo provocada pelo efeito da fluência. Segundo P. Cachim “Se a carga permanecer aplicada, o elemento continuará a deformar-se até atingir a deformação final  $\epsilon_{cf}$ . A diferença entre a deformação final e inicial é a deformação de fluência  $\epsilon_{cc} = \epsilon_{cf} - \epsilon_{ci}$ ”.

A deformação do betão é provocada pela fluência  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ , para uma idade  $t = \infty$ , quando sujeito a uma tensão de compressão constante  $\sigma_c$ , aplicada na idade do betão  $t_0$ , que pode ser definida pela expressão 9.5:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right) \quad (9.5)$$

Onde:

$\varphi(\infty, t_0)$  - coeficiente de fluência.

A relação das tensões de compressão com a deformação por fluência ao longo do tempo pode ser representada graficamente como apresentado na Figura 9.1.

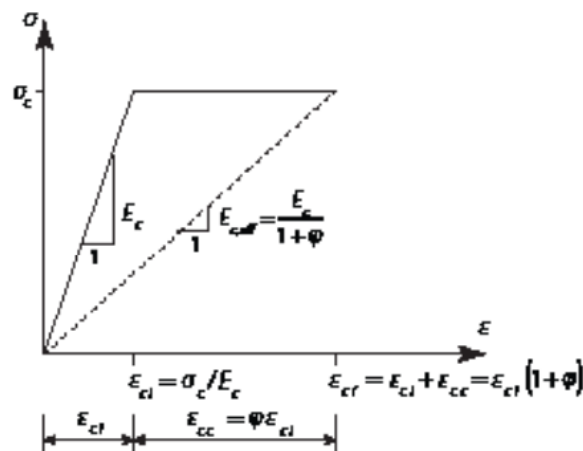


Figura 9.1 - Relação tensão-deformação com fluência, retirada do livro “Estruturas de Betão – Bases de cálculo” de Paulo Cachim.

Na sequência da Figura 9.1, P. Cachim acrescenta ainda no seu livro “O módulo de elasticidade tangente a utilizar no cálculo do coeficiente de fluência é função de  $E_c$ , que poderá ser considerado igual a  $1,05 E_{cm}$ . O coeficiente de fluência no instante  $t$  para uma tensão de compressão constante,  $\sigma_c$ , aplicada na idade do betão  $t_0$ , designa-se por  $\varphi_{cc}(\infty, t_0)$ . A utilização do módulo de elasticidade efetivo,  $E_{c,eff}$ , permite considerar diretamente o efeito da fluência, admitindo que o elemento tem uma deformação que segue a linha a traço interrompido” (expressão 9.6).

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad (9.6)$$

Contudo, os métodos gráficos que partem da Figura 9.1, carecem de rigor. O cálculo rigoroso do coeficiente de fluência pode ser executado pelas expressões:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (9.7)$$

Onde:

$\beta_c$  - coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, dado por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0}\right)^{0.3} \quad (9.8)$$

Onde:

$\beta_h$  - coeficiente que representa a humidade relativa, dado por:

$$\beta_h = \min (1500 \cdot a_3; 1.50 \cdot (1 + 0.012 \cdot HR \cdot 100)^{18} \cdot h_0 + 250 \cdot a_3) \quad (9.9)$$

Onde:

$a_3$  - coeficiente que têm em conta a influência da resistência do betão, dado por:

$$a_3 = \min \left( 1.0; \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \right) \quad (9.10)$$

$\varphi_0$  - coeficiente de fluência, determinado pela expressão:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm})\beta(t_0) \quad (9.11)$$

$\varphi_{RH}$  - fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.10 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot a_1 \right) a_2 \quad (9.12)$$

Onde:

RH - humidade relativa do meio ambiente, em %, valor igual a 50%;

$a_1$  e  $a_2$  - coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão, dados por:

$$a_1 = \min \left( 1.0; \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \right) \quad (9.13)$$

$$a_2 = \min \left( 1.0; \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \right) \quad (9.14)$$

$h_0$  - espessura equivalente do elemento é igual a 320 mm, dada por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (9.15)$$

Onde:

$A_c$  - área da secção transversal;

$u$  - parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente.

$\beta(f_{cm})$  - fator que tem em conta a influência da resistência do betão, dado por:

$$\beta(f_{cm}) = 16.8/\sqrt{f_{cm}} \quad (9.16)$$

$\beta(t_0)$  - fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento; dado por:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad (9.17)$$

Deste modo é possível determinar a deformações ao longo do período de vida da estrutura. Para a verificação dos Estados Limites de Utilização é necessário considerar a data em que a estrutura será descimbrada, em que serão introduzidas as restantes cargas permanentes devido a paredes divisórias, as restantes cargas permanentes devido a acabamentos e da aplicação da sobrecarga. Foram consideradas as seguintes idades, ver Tabela 9.3:

Tabela 9.3 - Idade do betão em dias.

	PP( $\varphi 1$ )	RCP( $\varphi 2$ )	qk( $\varphi 3$ )	PP <sup>(2)</sup> ( $\varphi 4$ )
$t_0$	21	90	180	90
$t^{(1)}$	20000	20000	20000	21

- (1) é admitida uma idade igual a 20000 dias para o tempo infinito;
- (2) Intervalo de tempo correspondente a fluência após a construção.

A deformação total é dada pela expressão 9.18:

$$\delta_{total} = (1 + \varphi 1) \cdot \delta_{PP} + (1 + \varphi 2) \cdot \delta_{RCP} + (1 + \varphi 3) \cdot \delta_{qk} \cdot \Psi_2 \quad (9.18)$$

A deformação após a construção é dada pela expressão 9.19:

$$\delta_{ac} = (\varphi 1 - \varphi 4) \cdot \delta_{PP} + (1 + \varphi 2) \cdot \delta_{RCP} + (1+) \cdot \delta_{qk} \cdot \Psi_2 \quad (9.19)$$

O cálculo dos coeficientes de fluências para as diferentes idades foi realizado com o auxílio de uma folha de cálculo automático. O aspeto da folha de cálculo é demonstrado na Figura 9.2.

1. Características do betão		
Betão	C30/37	
$f_{ck}$ [MPa]	30.00	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cm}$ [MPa]	38.00	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
Classe de resistência do cimento	Classe N	CEM 32.5R, CEM 42.5N
s	0.250	coeficiente dependente do tipo de cimento
3. Fluência do betão		
$t_0$ [dias]	21	idade do betão à data do carregamento
T (0, $t_0$ ) [°C]	20	temperatura durante o intervalo de tempo (0t <sub>0</sub> )
$t_{0,T}$ [dias]	20.96	idade do betão à data do carregamento corrigida em função da temperatura
$t_0$ [dias]	20.96	idade corrigida do betão à data do carregamento
$\alpha$	0	expoente função do tipo de cimento
$\alpha_1$	0.944	coeficiente que tem em conta a influência de resistência do betão
$\alpha_2$	0.984	coeficiente que tem em conta a influência de resistência do betão
$\alpha_3$	0.960	coeficiente que tem em conta a influência de resistência do betão
$\beta_{RH}$	1.663	factor que tem em conta a influência da humidade relativa
b( $f_{cm}$ )	2.725	factor que tem em conta a influência da resistência do betão
b( $t_0$ )	0.516	factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento
$b_{RH}$	720	coeficiente que depende da humidade relativa
$b_c(t, t_0)$	0.989	coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo
$j_b$	2.338	coeficiente de fluência a tempo infinito
j( $t, t_0$ )	2.314	coeficiente de fluência na idade de avaliação

Figura 9.2 - Folha de cálculo dos coeficientes de fluência (fonte AdF).

O folha de cálculo, apresenta ainda, um gráfico que exhibe a evolução do coeficiente de fluência ao longo do tempo. O gráfico pode ser analisado na Figura 9.3.

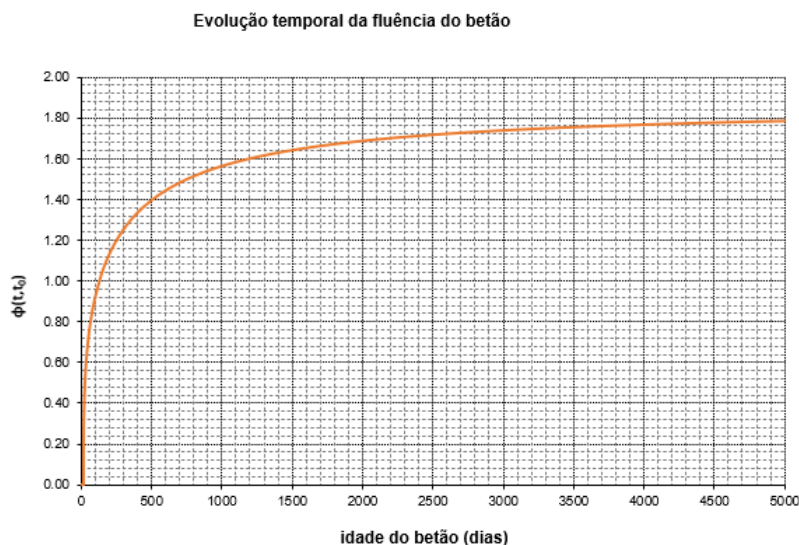


Figura 9.3 - Gráfico da evolução temporal da fluência do betão (fonte: AdF).

Posto isto, foram determinados os coeficientes de fluência para as idades em análise. Os resultados são apresentados na Tabela 9.4.

Tabela 9.4 - Resultados dos coeficientes de fluência para as ações atuantes.

	$\beta_c(t, t_0)$	$\beta(t_0)$	$\varphi_0$	$\varphi(t, t_0)$
$\varphi_1$	0.989	0.516	2.338	2.320
$\varphi_2$	0.989	0.391	1.771	1.760
$\varphi_3$	0.989	0.342	1.549	1.540
$\varphi_4$	0.481	0.516	2.338	1.130

Determinados os valores dos vários coeficientes, foi realizado o cálculo das deformações diretamente no modelo de cálculo. Através da ferramenta *Tables*, é introduzido manualmente as equações 9.18 e 9.19 na tabela de combinações, como exemplificado na Figura 9.4.

147 (C) (CQC)	sls_fre_avb_wkx+	1	1.00	2	1.00	3	0.30	4	0.00	5	0.20
148 (C) (CQC)	sls_fre_avb_wkx+	1	1.00	2	1.00	3	0.30	4	0.00	5	0.00
149 (C) (CQC)	sls_fre_avb_wky+	1	1.00	2	1.00	3	0.30	4	0.00	5	0.00
150 (C) (CQC)	sls_fre_avb_wkx+	1	1.00	2	1.00	3	0.30	4	0.00	5	0.00
151 (C) (CQC)	sls_qpe_avb_qk	1	1.00	2	1.00	3	0.30	4	0.00	5	0.00
152 (C)	def_total	1	3.32	2	2.76	3	0.76				
153 (C)	def_ac	1	1.19	2	2.76	3	0.76				

Figura 9.4 - Definição das deformações por fluência no modelo.

Após recalculer o novo modelo, foram analisadas as deformações do Pisos, através de *Results* na barra de Tarefas, selecionar a ferramenta *Maps* e selecionar *Total displacements* na janela *Principal*. As deformadas foram analisadas para as combinações que correspondem a deformação total e para a deformação após a construção.

Como o Piso 2 do Bloco 1 é o piso mais carregado no empreendimento, será apresentada a verificação para este caso.

Foi observado no mapa apresentado na Figura 9.5, que o valor mais elevado na verificação da deformação total era de 0.017m.

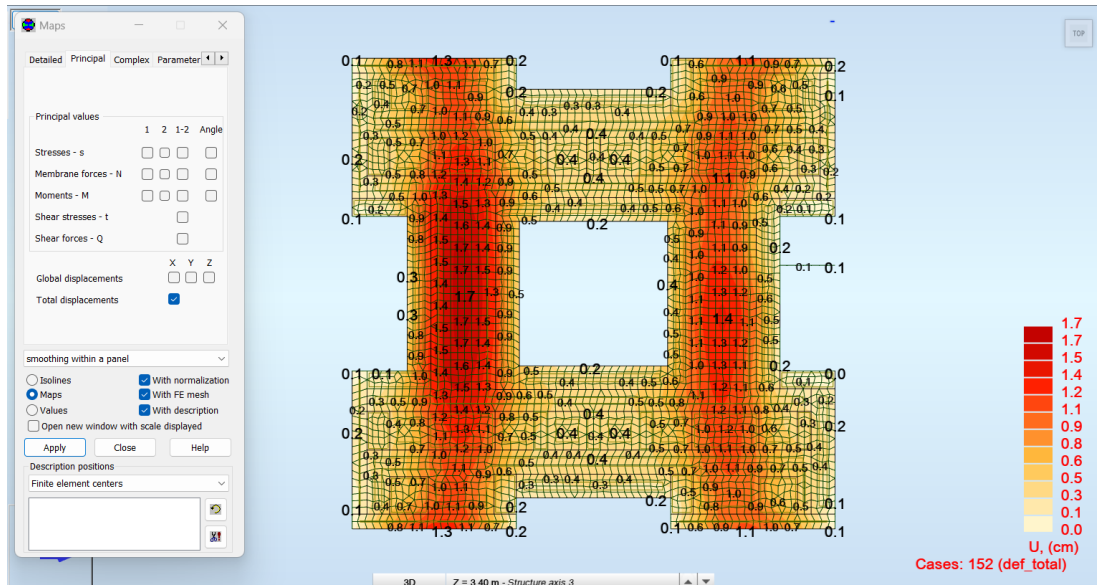


Figura 9.5 - Mapa das deformações totais.

Quanto à deformação observada para o cenário após a construção foi identificada uma deformação máxima igual a 0.01m (Figura 9.6).

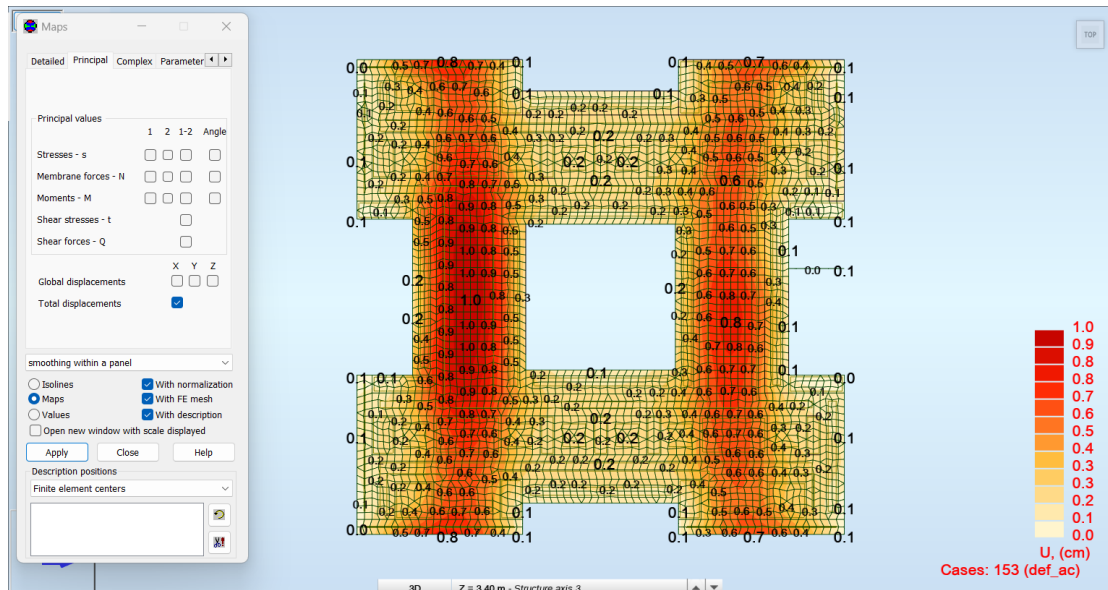


Figura 9.6 - Mapa das deformações após a construção.

Na região que apresenta valores mais elevados de deformação, possui um vão máximo de 6.97m. Por ser o caso com valores mais elevados será apresentada a verificação para esse local, ver Tabela 9.5.

Tabela 9.5 - Verificação das deformações do piso 2 do Bloco 1.

$l_{vão}$ (m)	$l/250$ (m)	$l/500$ (m)	$\delta_{Total}$ (m)	$\delta_{ac}$ (m)
6.97	0.028	0.014	0.017	0.010



## 10 Conclusão

O trabalho de projeto abordado no presente documento teve como finalidade a implementação dos conhecimentos adquiridos ao longo da formação acadêmica superior na área de Engenharia Civil. Para isso, foram aplicados e aprofundados os conhecimentos relacionados com as normas europeias, análise e dimensionamento de estruturas de betão armado, *softwares* de cálculo e de representação gráfica. A aplicação dos vários conceitos referidos levou a um conjunto de desafios, dos quais se destacaram os seguintes aspectos.

A implementação de parte das ferramentas que compõe a metodologia BIM (*Building Information Modeling*) na produção e gestão de produção de projetos de estabilidade foi o primeiro desafio deste trabalho. Foi necessário adquirir novas competências ao nível dos *softwares*, neste caso, da *AutoDesk*, e tirar proveito do *workflow* que resulta dos programas e da interoperabilidade entre os mesmos. Destaca-se o *software Revit* porque a partir da estrutura modelada neste programa é possível realizar modelos analíticos de cálculo, peças desenhadas, análise de incompatibilidades entre especialidades e a gestão de produção. A implementação das ferramentas que o método de trabalho disponibiliza permitiu detetar incompatibilidades com a arquitetura, por exemplo na cobertura, realizar várias tarefas de forma mais célere e diminuir o risco de erros de projeto evitando assim problemas futuros na fase de construção.

A arquitetura de edifícios de carácter social apresenta traços peculiares que levam à necessidade de definir soluções estruturais que satisfazem as necessidades arquitetónicas. Nesta etapa foi necessário definir uma contraproposta a nível da geometria pois era necessário que as lajes inclinadas fossem coplanares para ser possível executar as lajes em obra e calcular estes elementos estruturais nos programas de cálculo. As paredes adotadas por motivos arquitetónicos foram aproveitadas para concretizar um sistema estrutural com paredes estruturais a resistir aos esforços horizontais e assim diminuir a quantidade de esforços que os pilares têm de resistir, uma vez que por imposição da arquitetura têm de possuir secções reduzidas.

Dado que não são admitidas vigas com espessuras superiores à espessura da laje, adotou-se uma solução de laje fungiforme aligeirada em sistema CBX (Cobix), para evitar a transferência de cargas elevadas nos pilares. Este sistema possui um comportamento semelhante ao de uma laje maciça o que permite reduzir a quantidade de material utilizado e por consequência o peso próprio da laje. Este sistema apresenta uma inércia bastante alta comparativamente aos outros sistemas de aligeiramento de lajes, contudo a capacidade resistente ao esforço transversal é muito reduzida. O sistema foi modelado no programa de cálculo como um elemento de casca de espessura equivalente constante para simular a inércia da laje CBX, foi também criado um material com uma densidade equivalente que representa o aligeiramento do sistema por metro quadrado.

Ao nível de análise estrutural os modelos dos edifícios apresentaram algumas irregularidades nos primeiros três modos de vibração. Em uma primeira análise foi avaliado o comportamento do diafragma rígido das lajes através da comparação dos modelos existentes com modelos com *Rigid Links* nos pisos. Verificou-se que as lajes estavam a comportar-se como diafragmas rígidos e seguiu-se com a avaliação da influência das paredes nos modos de vibração, esta tarefa foi realizada através da comparação de vários modelos, em que foram removidas paredes em diferentes locais, e da avaliação das diferenças entre as posições dos centros de massa e de rigidez para os diferentes modelos. Identificou-se que os modos de vibração não eram os esperados devido à influência da rigidez das paredes na estrutura, desta forma, conclui-se que motivo dos dois primeiros modos de

vibração não corresponderem a translações e o terceiro a uma rotação não tem origem em erros de modelação. Contudo o edifício que corresponde ao Bloco 2 possuía uma excentricidade considerável entre o centro de massa e de rigidez, que foi reduzida, ao implementar duas paredes simétricas às paredes existentes nesse edifício, de modo a evitar torções consideráveis no edifício.

Constatou-se que as secções implementadas por questões arquitetónicas são maiores do que as secções necessárias o que levou em muitos dos casos a ser adotada uma armadura mínima como é o caso das vigas. As lajes das coberturas são muito pouco carregadas e a solução de aligeiramento revelou-se económica a nível de armaduras. Como os pisos estão pouco carregados e o solo possui uma capacidade resistente elevada as fundações têm dimensões reduzidas, e por sua vez armaduras com áreas de aço reduzidas.

É importante salientar que, poderia existir uma maior economia entre as áreas de betão e as áreas de armaduras se as secções fossem dimensionadas sem ter em conta as várias imposições da arquitetura e que o sistema CBX carece de informação sobre o desempenho do sistema quando sujeito aos efeitos dos esforços transversos e a métodos de dimensionamento para resistir a este efeito. O fabricante do sistema CBX refere que este tem um comportamento ao sismo melhorado, mas não especifica os aspetos que sustentam essa afirmação, o que limita o projetista na implementação deste sistema em soluções mais arrojadas.

Por fim, conclui-se que o projeto de estabilidade foi executado com sucesso tomando partido das várias vantagens do método de trabalho implementado de acordo com os critérios definidos nos Eurocódigos.

Como desenvolvimentos futuros, prevê-se que as ferramentas informáticas terão uma importância acrescida no desenvolvimento dos projetos de estabilidade, pelo que a atualização e formação contínua nestas áreas é fundamental para a evolução profissional.

# Referências Bibliográficas

Arêde, António – Apontamentos da Unidade Curricular de Fundações e Estruturas de Suporte. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2002 e 2003.

Appleton, Júlio – Estruturas de Betão. 1ª Edição. Lisboa: ORION, 2013. 9789728620219. 2.

Afonso, Andreia Sofia- Projeto de estruturas e fundações de um edifício de escritórios com grandes vãos. Lisboa. Instituto Politécnico de Lisboa, 2022. Tese de Mestrado.

Biasioli, F.; Mancini, G.; Just M.; Curbach M.; Walraven, J.; Gmainer, S.; Arrieta, J.; Frank, R.; Morin, C.; Robert, F. – Eurocode 2: Background & Applications. Design of Concrete Buildings: Worked Exemples. Ispra. 1831-9424. JRC scientific and policy reports (2014), Bruxelas.

Cachim, Paulo; Morais, Miguel- Estruturas de Betão: Bases de cálculo segundo o Eurocódigo 2. 2ª Edição. Lisboa: PUBLINDUSTRIA, 2016. 9789897231889.

Carvalho, Nelson – Metodologia de análise de lajes fungiformes: Aplicação no Projeto de Edifícios. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Tese de Mestrado.

Félix, Carlos; Guedes, Paulo – Apontamentos da Unidade Curricular Estruturas de betão. Porto: Instituto Politécnico do Porto, 2021 e 2022.

Garcia, José - Projeto de fundações e estruturas de um edifício de habitação em Lisboa. Lisboa. Instituto Politécnico de Lisboa, 2022. Tese de Mestrado.

Lopes, Mário – Sismos e Edifícios. 1ª Edição. Lisboa, ORION, 2008. 9789728620110

Matos, José Nuno – Avaliação da fiabilidade estrutural recorrendo a métodos de simulação. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010. Tese de Mestrado.

NP EN 1990:2009. Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. Caparica: IPQ.

NP EN 1991-1-1:2009. Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-1: Ações gerais - pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Caparica: IPQ.

NP EN 1992-1-1:2010. Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão - Parte 1-1: Regras Gerais e regras para edifícios. Caparica: IPQ.

NP EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico - Parte 1: Regras gerais. Caparica: IPQ.

NP EN 1998-1:2010. Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas resistentes aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Caparica: IPQ.

NP EN 206-1:2007. Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Caparica: IPQ.

Penacho, Silvia isabel– Projeto estrutural de um edifício habitacional em betão armado segundo os Eurocódigos. Lisboa: Instituto Politécnico de Lisboa, 2021. Tese de Mestrado.

Ribeiro, Diogo; Falcão, Rodrigo – Apontamentos da Unidade Curricular Dinâmica de Estruturas. Porto: Instituto Politécnico do Porto, 2023 e 2024.

Ribeiro, Rui Filipe – Modelação e dimensionamento de estruturas. Porto: Instituto Politécnico do Porto, 2015. Tese de Mestrado.

Romãozinho, Manuel Francisco – Dimensionamento para a ação do EC8: Análise das prescrições da EN 1998-1 aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado com recurso a um exemplo prático. Lisboa: Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2008. Tese de Mestrado.

# Anexos

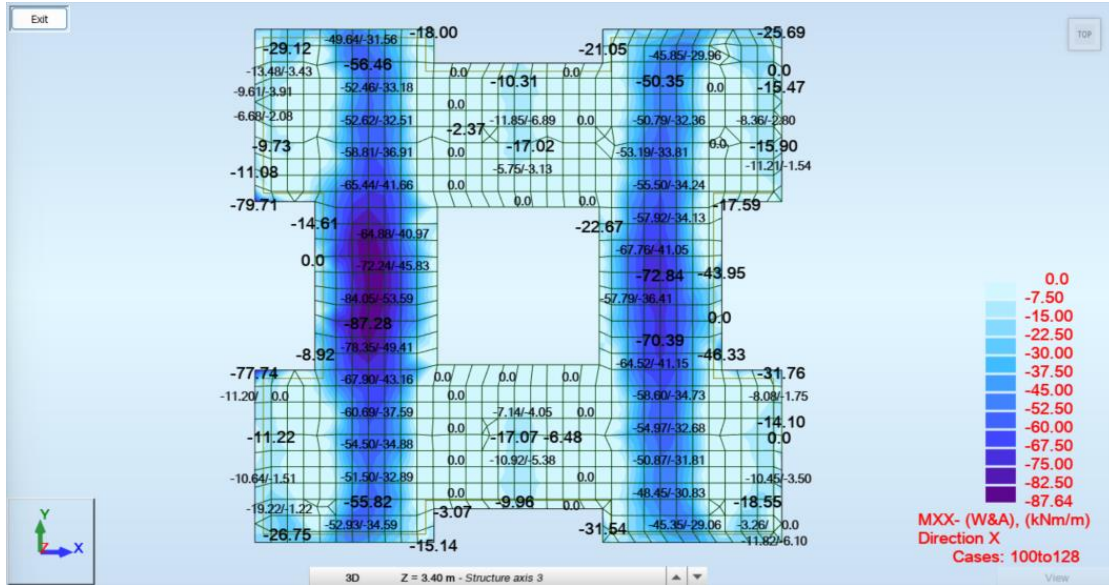
## **Anexo 1 – Combinações de Ações**

		1	2	3	4	5	6	7	8	10	11	16	17
	Combinação	PP Perfis	RCP	qkhab	qkcoob	wkx++	wkx+-	wky++	wky+-	sx1	sy1	sx2	sy2
AVB Sobrecarga	uls_avb_qk	1,35	1,35	1,5	1,5								
	uls_avb_qk+wkx++	1,35	1,35	1,5	1,5	0,9							
	uls_avb_qk+wkx+-	1,35	1,35	1,5	1,5		0,9						
	uls_avb_qk+wky++	1,35	1,35	1,5	1,5			0,9					
	uls_avb_qk+wky+-	1,35	1,35	1,5	1,5				0,9				
AVB Vento	uls_avb_wkx++	1,35	1,35			1,5							
	uls_avb_wkx+-	1,35	1,35				1,5						
	uls_avb_wky++	1,35	1,35					1,5					
	uls_avb_wkx+-	1,35	1,35						1,5				
	uls_avb_wkx++ + qk	1,35	1,35	1,05	1,05	1,5							
	uls_avb_wkx+- + qk	1,35	1,35	1,05	1,05		1,5						
	uls_avb_wky++ + qk	1,35	1,35	1,05	1,05			1,5					
	uls_avb_wky+- + qk	1,35	1,35	1,05	1,05				1,5				
AVB Sismo	uls_avb_s1 xx++ yy++	1	1	0,3	0,3					1	0,3		
	uls_avb_s1 xx++ yy--	1	1	0,3	0,3					1	-0,3		
	uls_avb_s1 xx-- yy++	1	1	0,3	0,3					-1	0,3		
	uls_avb_s1 xx-- yy--	1	1	0,3	0,3					-1	-0,3		
	uls_avb_s1 yy++ xx++	1	1	0,3	0,3					0,3	1		
	uls_avb_s1 yy++ xx--	1	1	0,3	0,3					0,3	-1		
	uls_avb_s1 yy-- xx++	1	1	0,3	0,3					-0,3	1		
	uls_avb_s1 yy-- xx--	1	1	0,3	0,3					-0,3	-1		
	uls_avb_s2 xx++ yy++	1	1	0,3	0,3							1	0,3
	uls_avb_s2 xx++ yy--	1	1	0,3	0,3							1	-0,3
	uls_avb_s2 xx-- yy++	1	1	0,3	0,3							-1	0,3
	uls_avb_s2 xx-- yy--	1	1	0,3	0,3							-1	-0,3
	uls_avb_s2 yy++ xx++	1	1	0,3	0,3							0,3	1
	uls_avb_s2 yy++ xx--	1	1	0,3	0,3							0,3	-1
	uls_avb_s2 yy-- xx++	1	1	0,3	0,3							-0,3	1
	uls_avb_s2 yy-- xx--	1	1	0,3	0,3							-0,3	-1
AVB Sobrecarga	sls_car_avb_qk	1	1	1	1								
	sls_car_avb_qk+wkx++	1	1	1	1	0,6							
	sls_car_avb_qk+wkx+-	1	1	1	1		0,6						
	sls_car_avb_qk+wky++	1	1	1	1			0,6					
	sls_car_avb_qk+wky+-	1	1	1	1				0,6				
AVB Vento	sls_car_avb_wkx++	1	1			1							
	sls_car_avb_wkx+-	1	1				1						
	sls_car_avb_wky++	1	1					1					
	sls_car_avb_wkx+-	1	1						1				
	sls_car_avb_wkx++ + qk	1	1	0,7	0	1							
	sls_car_avb_wkx+- + qk	1	1	0,7	0		1						
	sls_car_avb_wky++ + qk	1	1	0,7	0			1					
	sls_car_avb_wkx+- + qk	1	1	0,7	0				1				
AVI	sls_fre_avb_qk	1	1	0,5	0								
	sls_fre_avb_wkx++	1	1			0,2							
AVI	sls_fre_avb_wkx+-	1	1				0,2						
	sls_fre_avb_wky++	1	1					0,2					

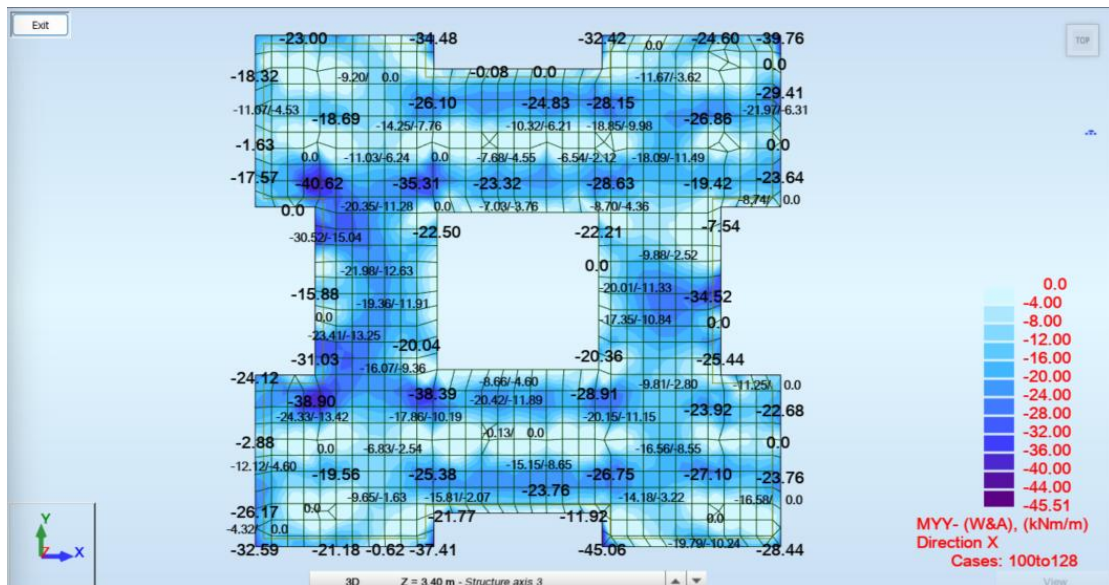
## **Anexo 2 – Mapas de Esforços das Lajes**

# Bloco 1

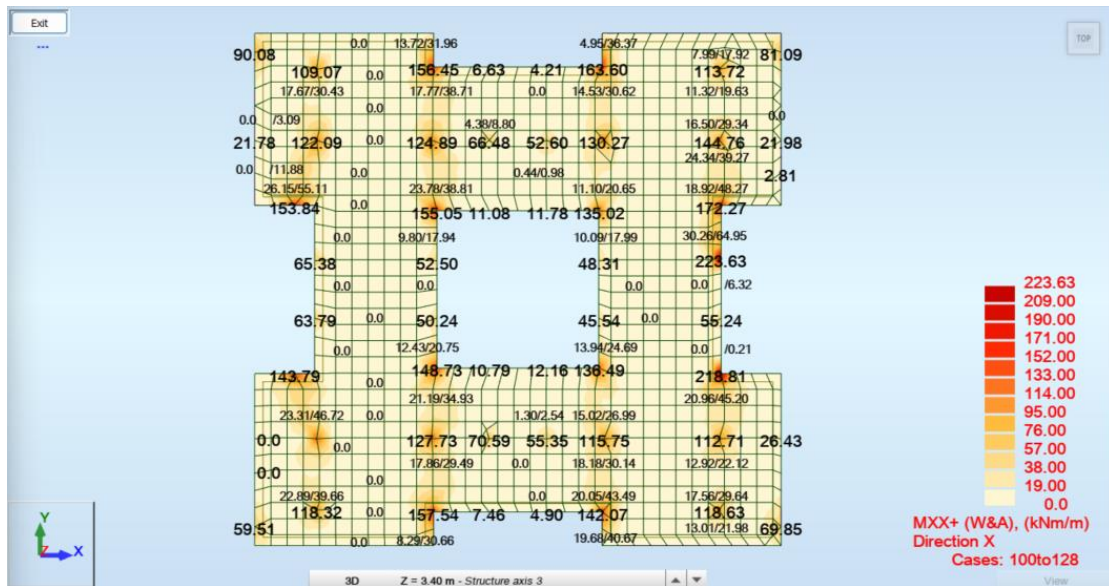
## Piso 2



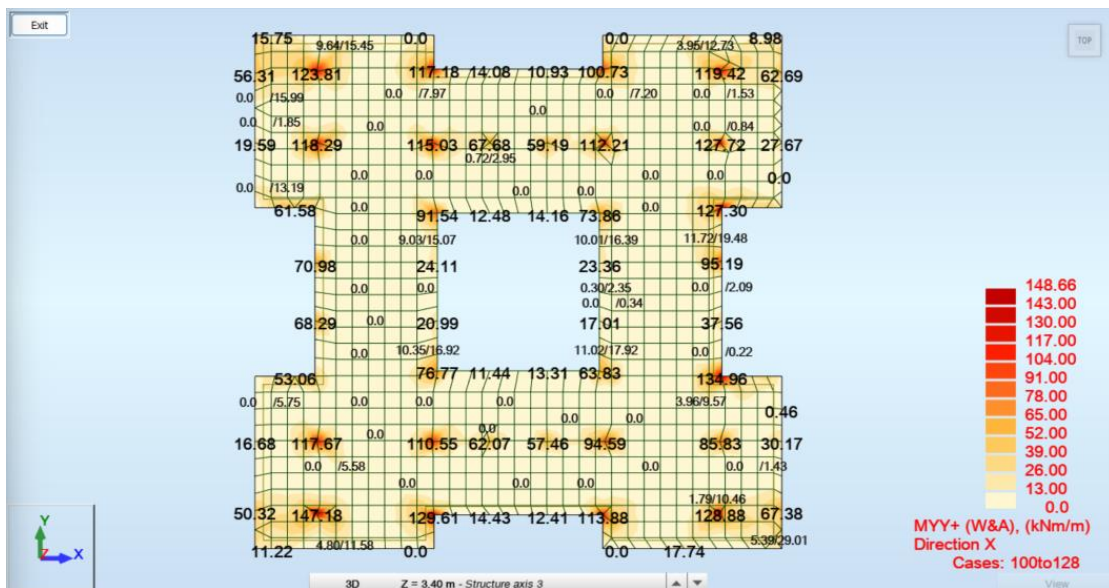
Momento Positivo Direção xx



Momento Positivo Direção yy

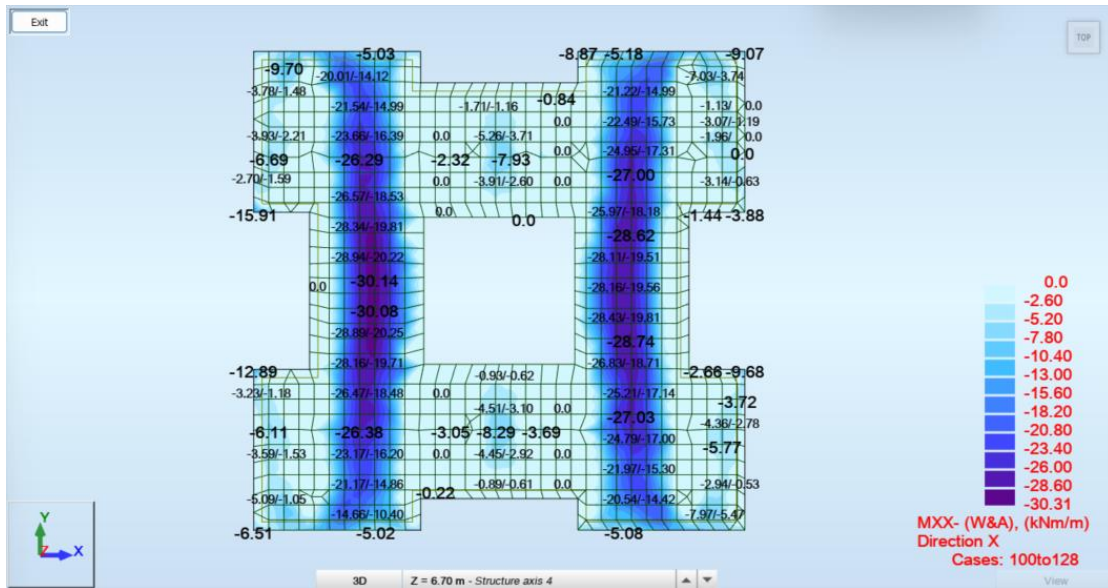


Momento Negativo Direção xx

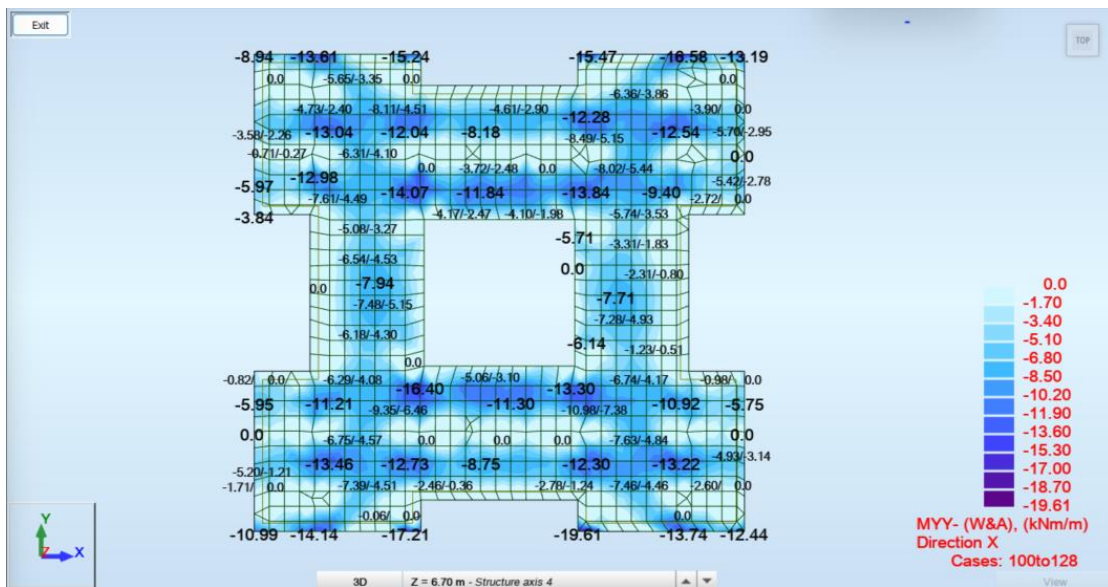


Momento Negativo Direção yy

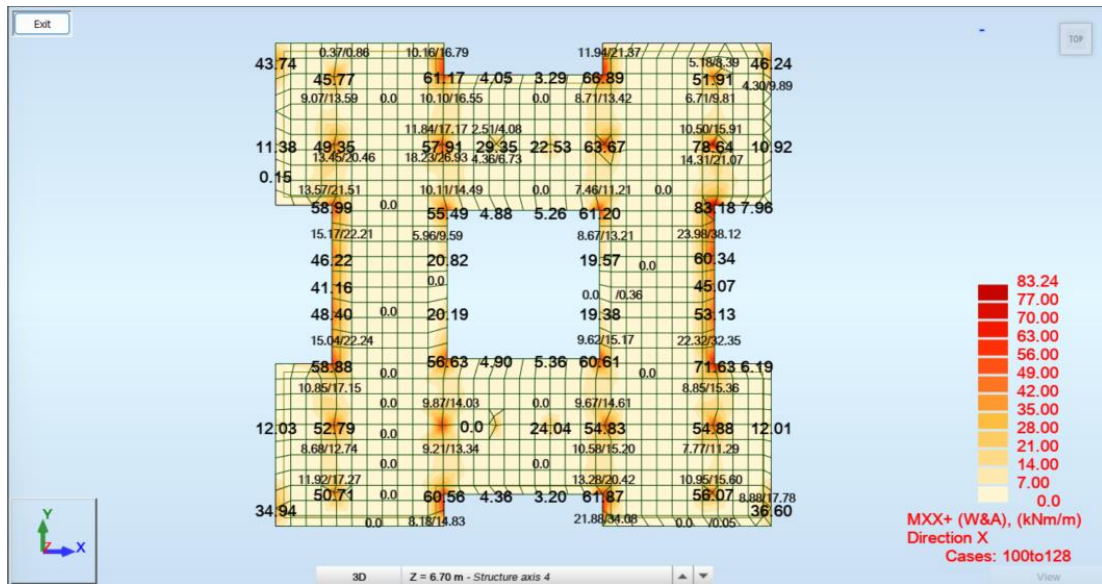
# Cobertura



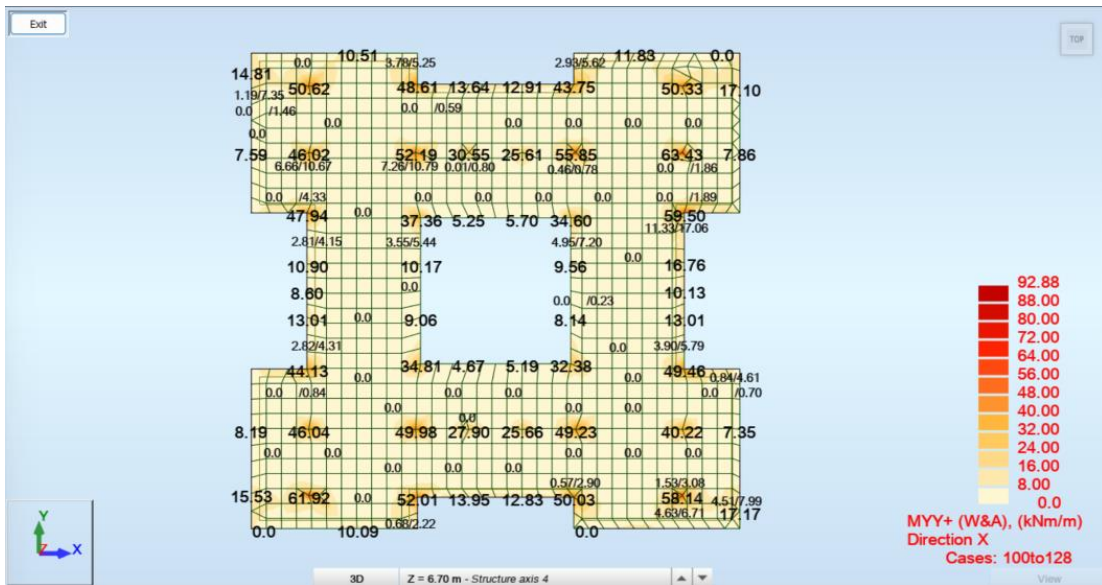
Momento Positivo Direção xx



Momento Positivo Direção yy

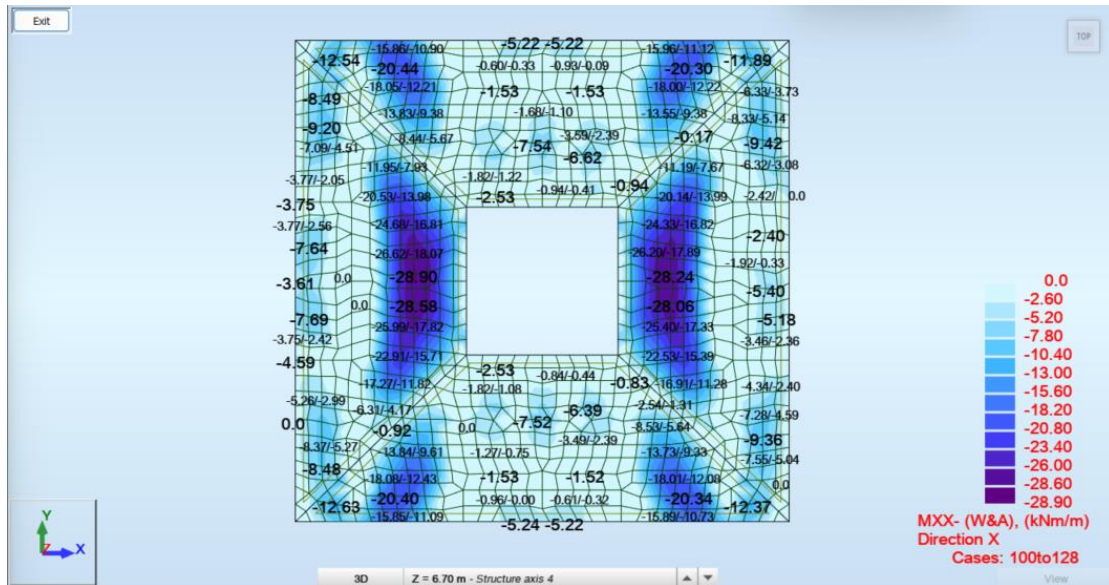


Momento Negativo Direção xx

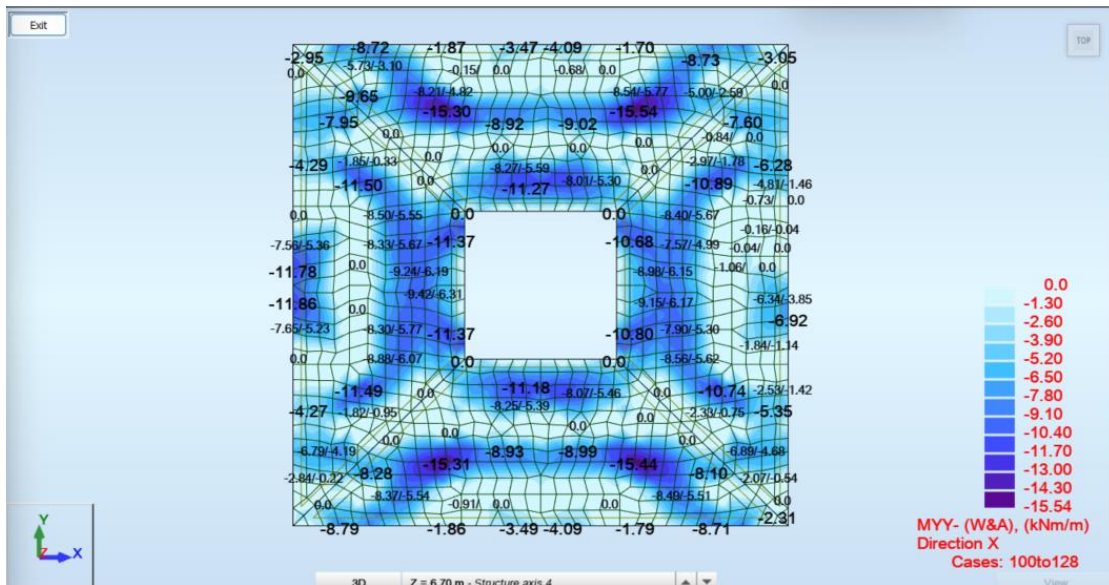


Momento Negativo Direção yy

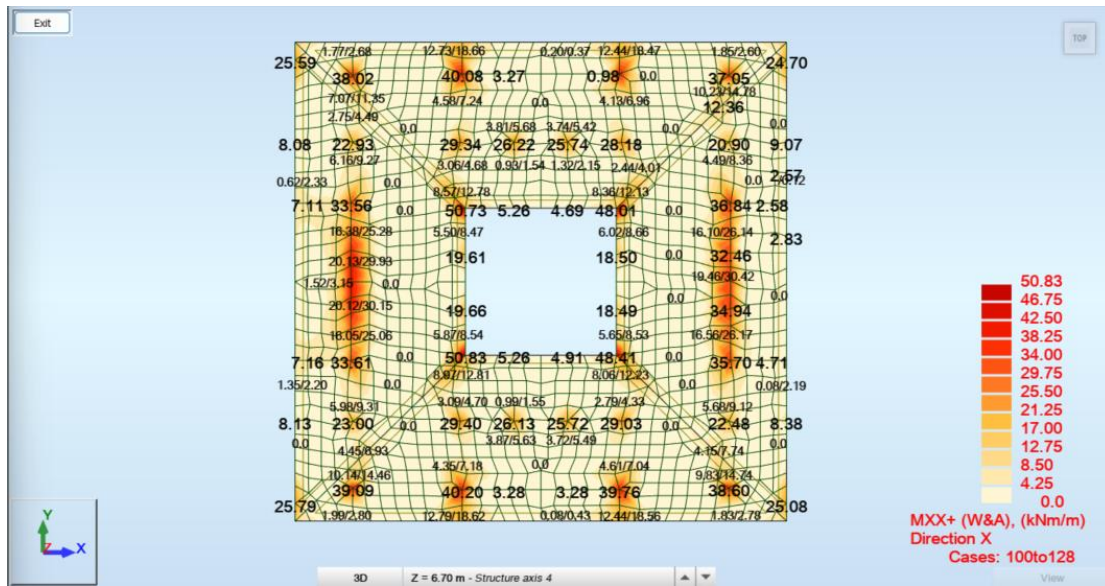
# Cobertura



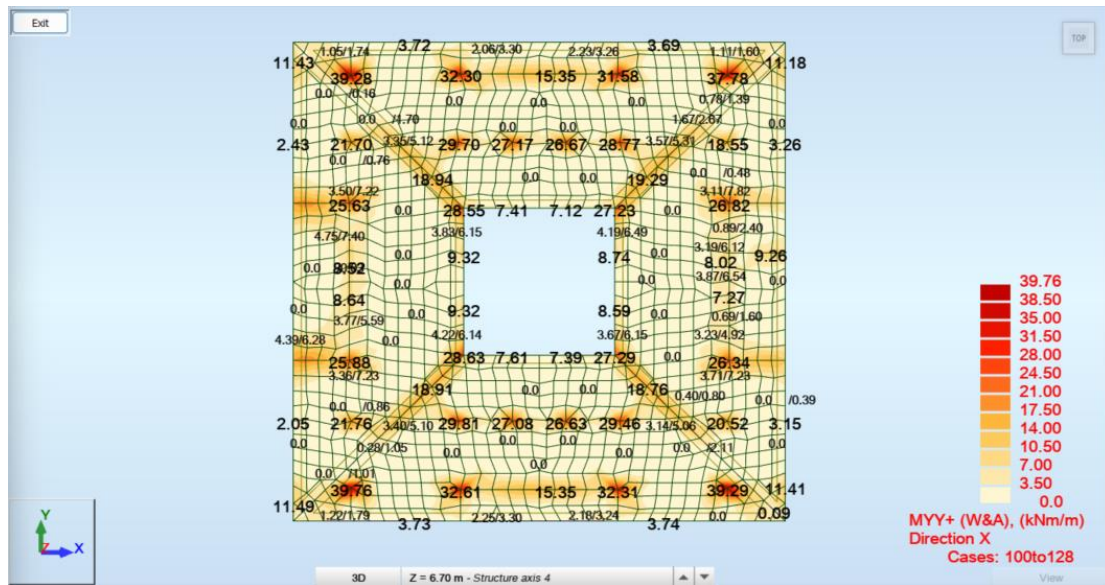
Momento Positivo Direção xx



Momento Positivo Direção yy



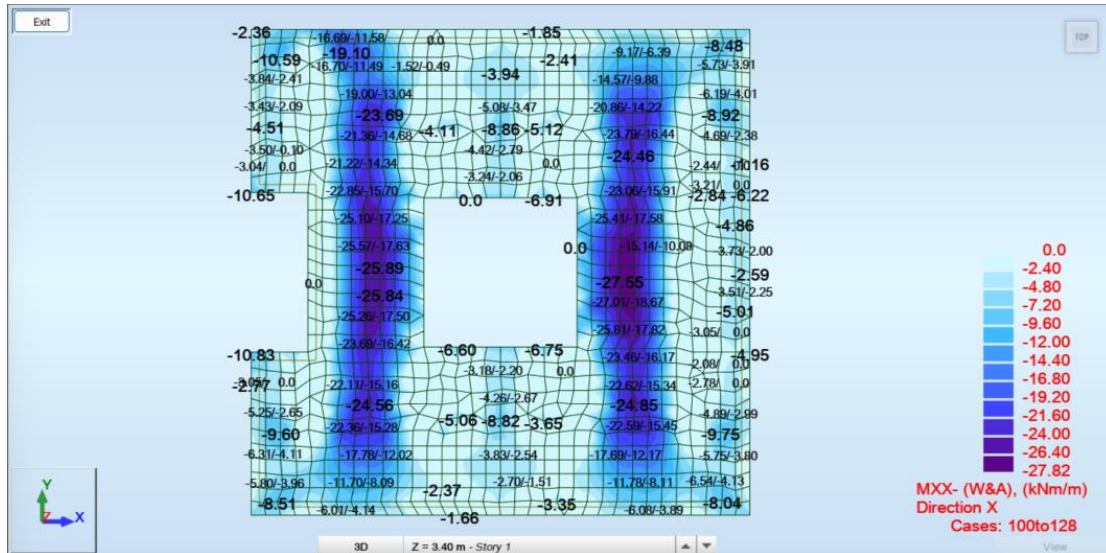
Momento Negativo Direção xx



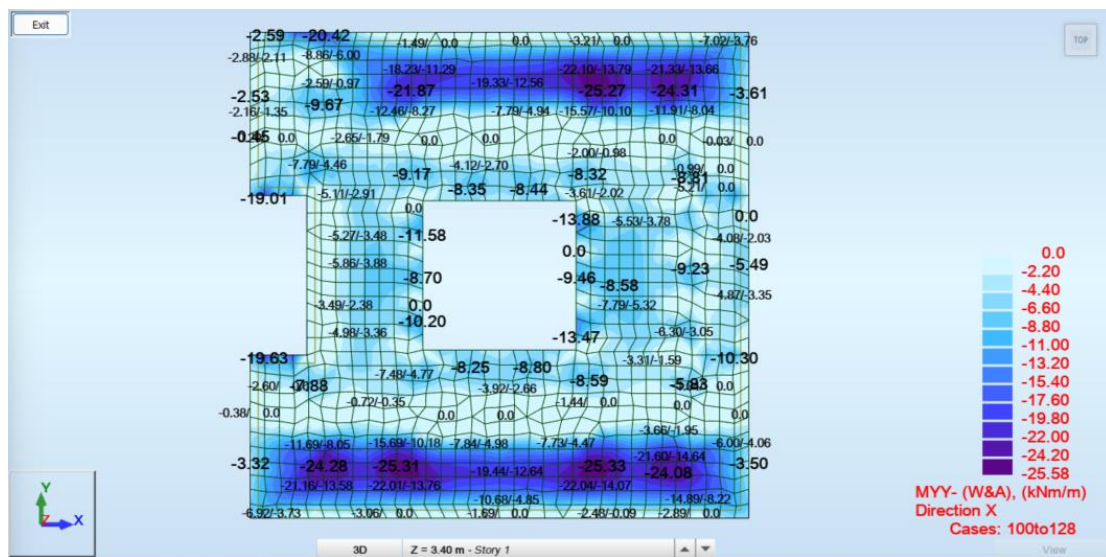
Momento Negativo Direção yy

## Bloco 2

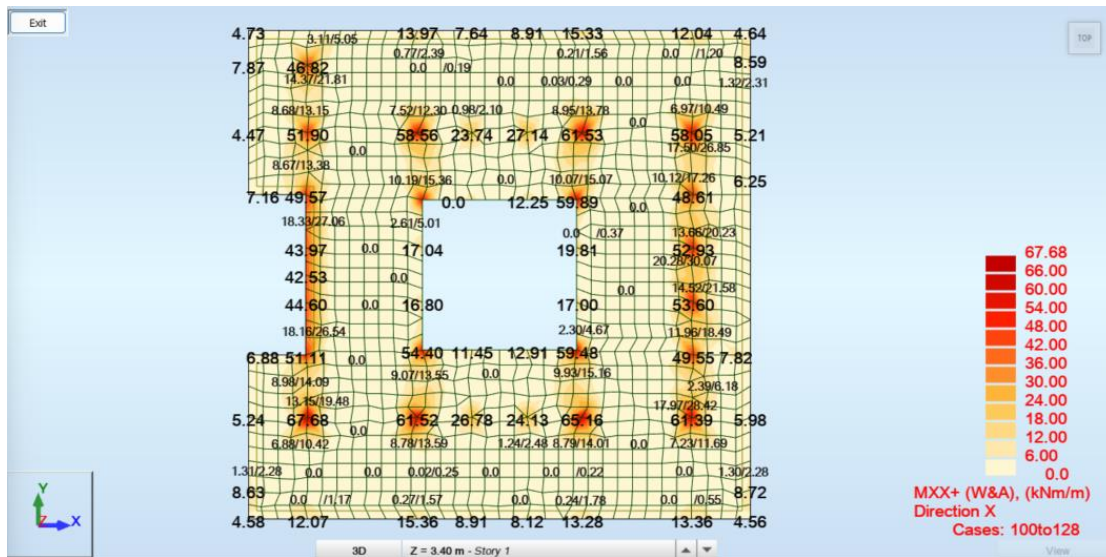
### Cobertura



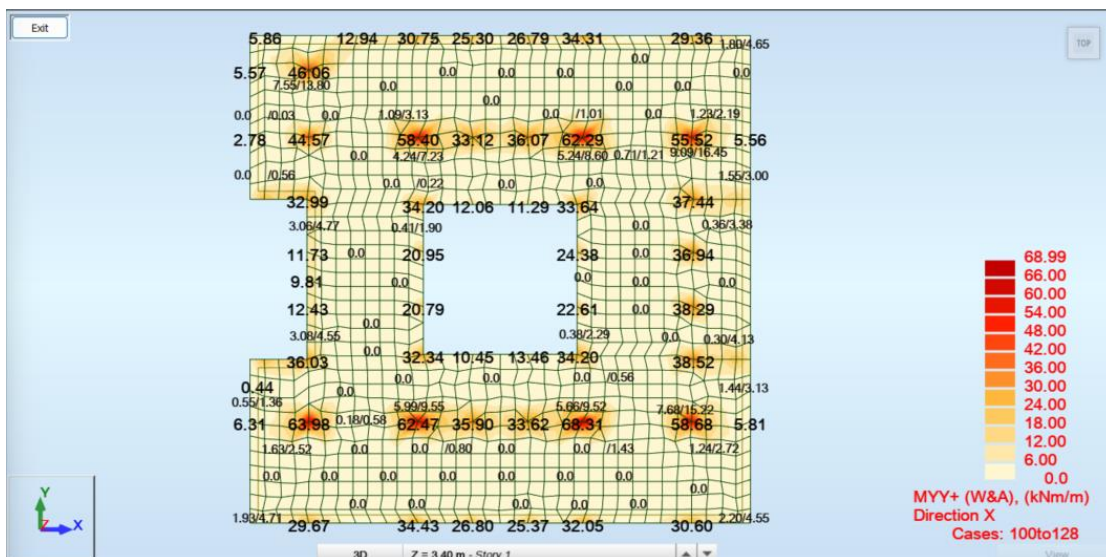
Momento Positivo Direção xx



Momento Positivo Direção yy

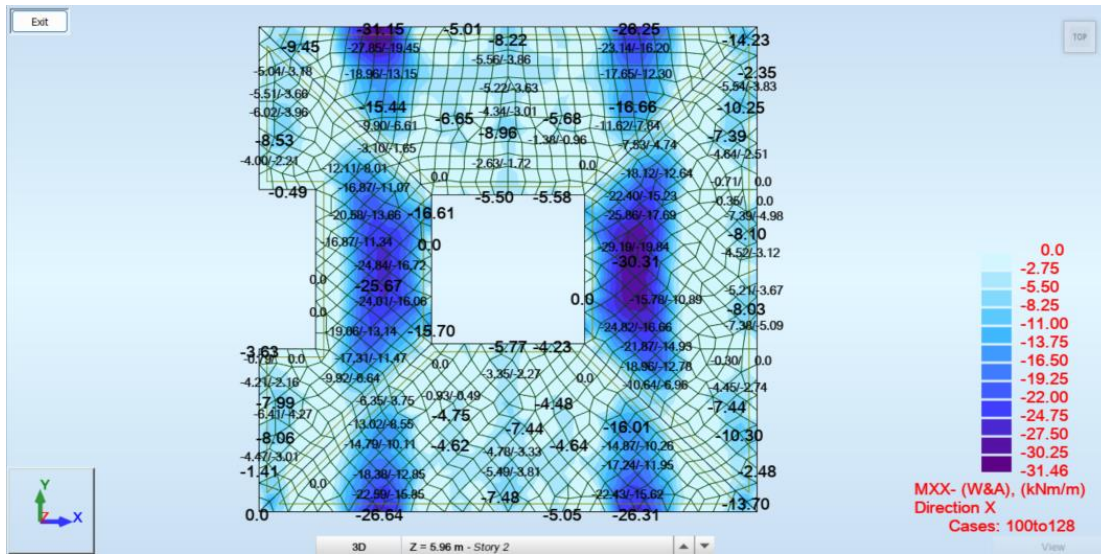


Momento Negativo Direção xx

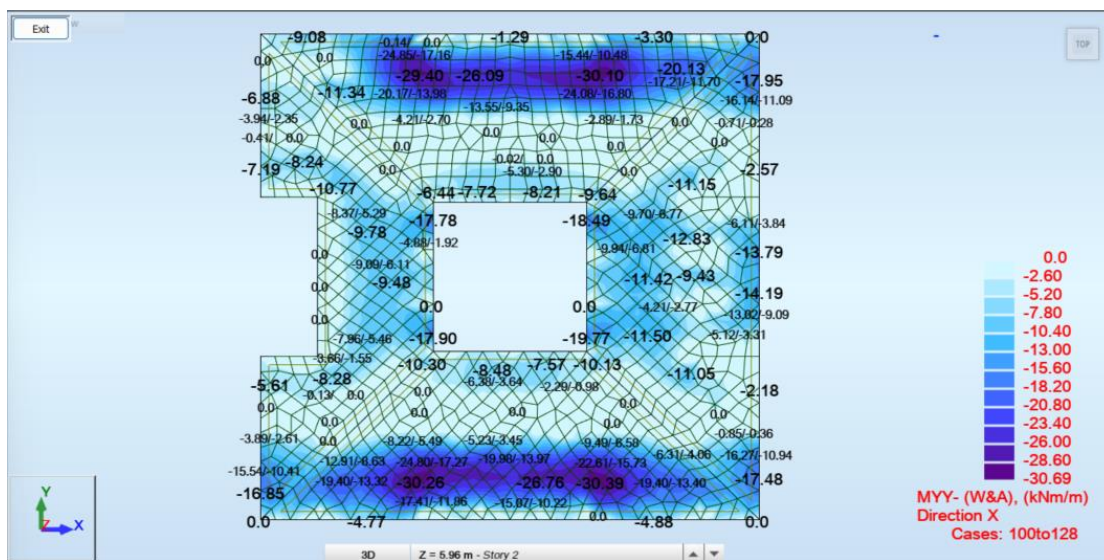


Momento Negativo Direção yy

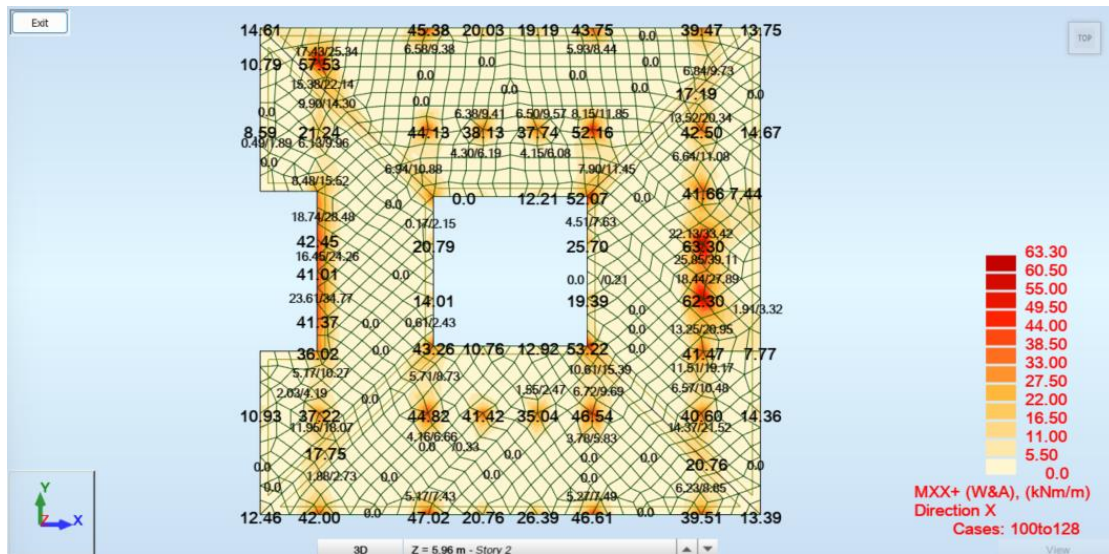
# Telhado



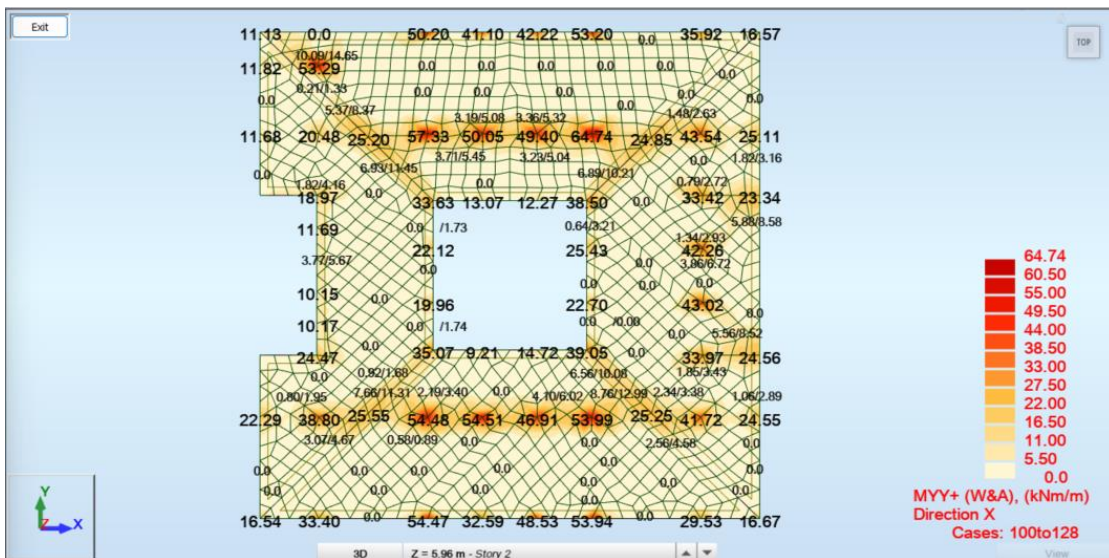
Momento Positivo Direção xx



Momento Positivo Direção yy



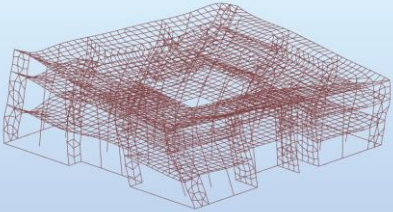
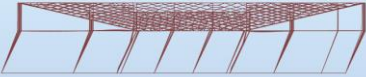
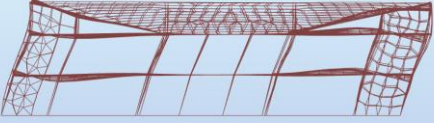
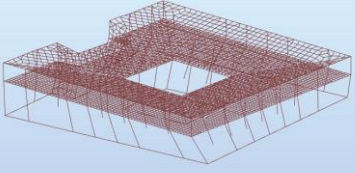
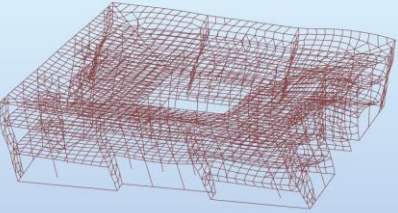
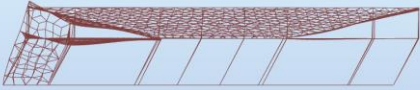
Momento Negativo Direção xx



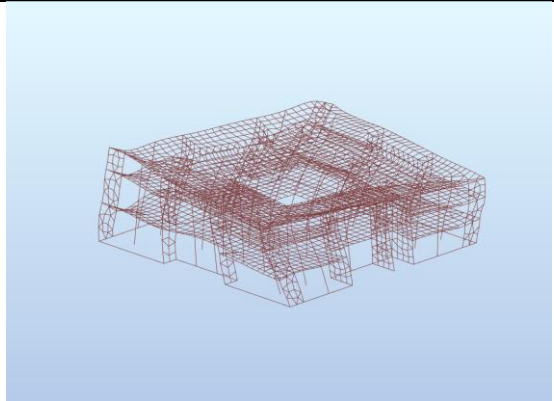
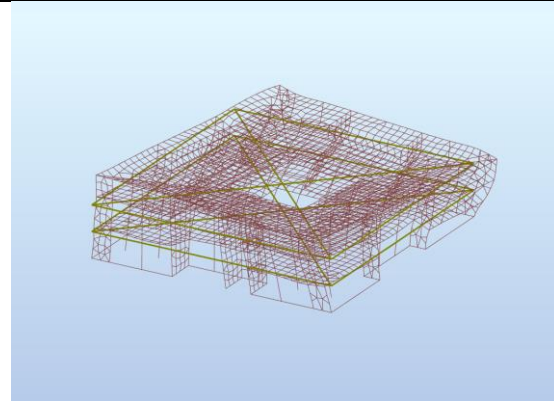
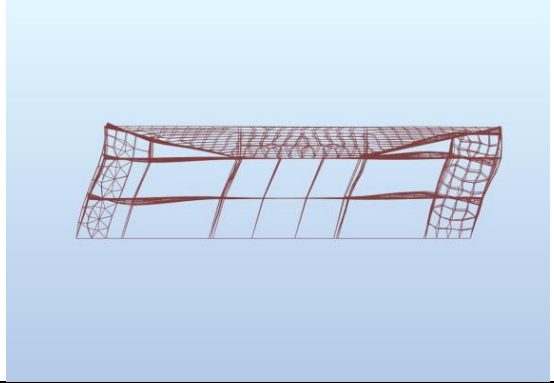
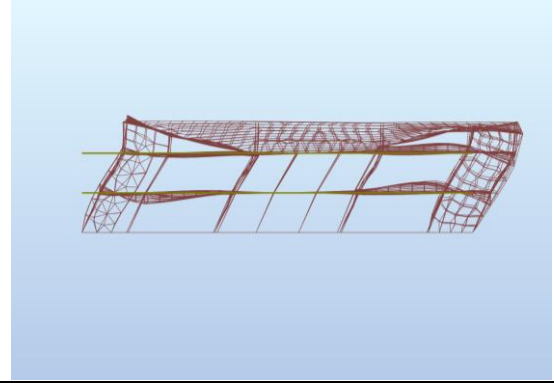
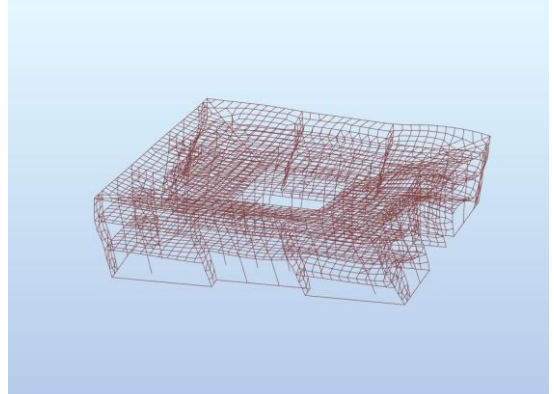
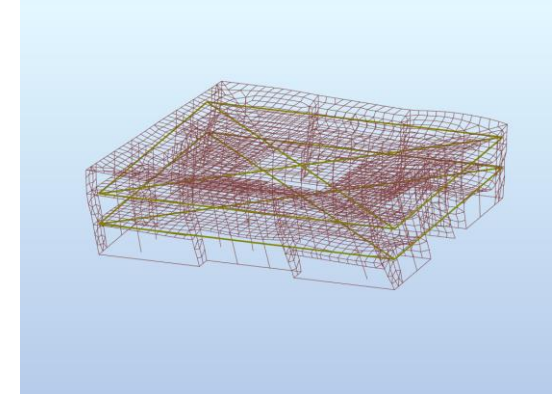
Momento Negativo Direção yy

## **Anexo 3 – Modos de vibração e centros de gravidade e de rigidez**

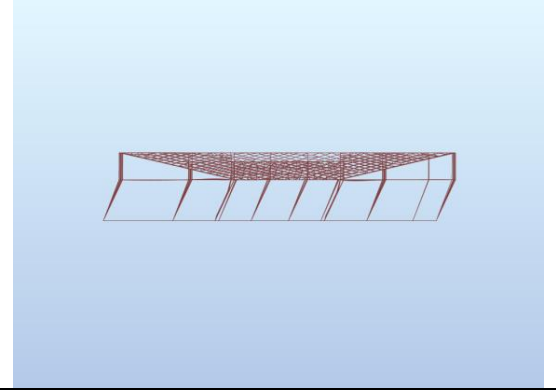
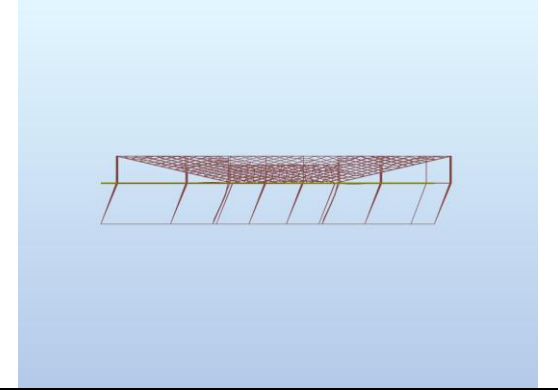
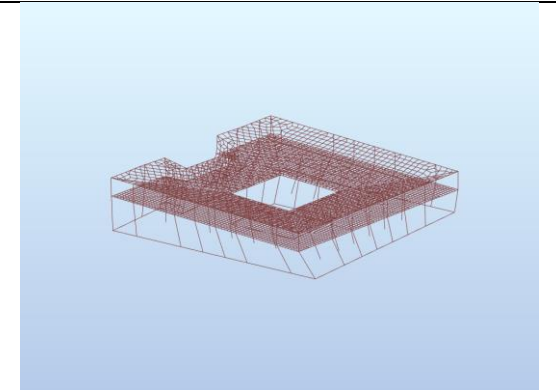
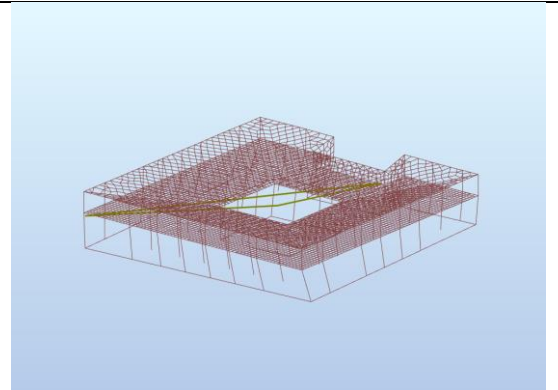
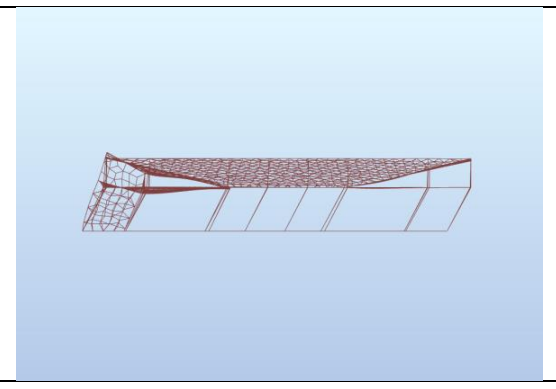
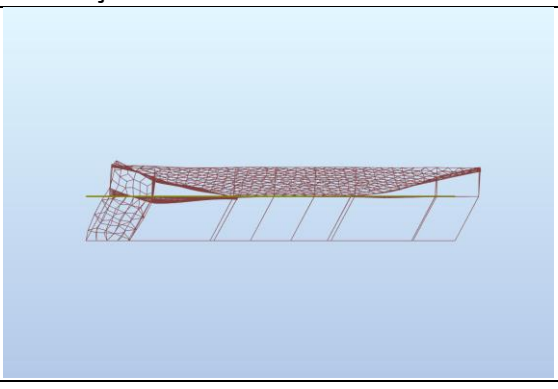
**Modos de vibração dos edifícios.**

Bloco 1	Bloco 2
	
<b>1.º Modo de Vibração</b>	
	
<b>2.º Modo de Vibração</b>	
	
<b>3.º Modo de Vibração</b>	

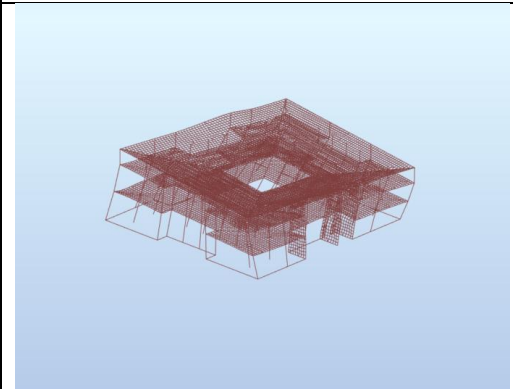
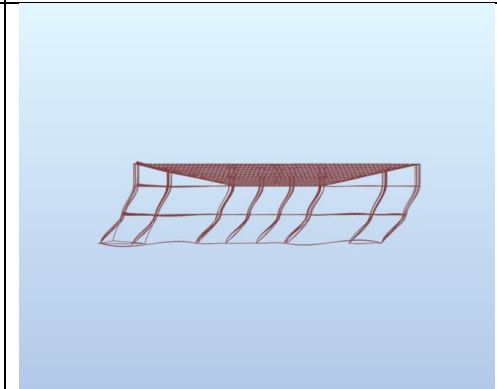
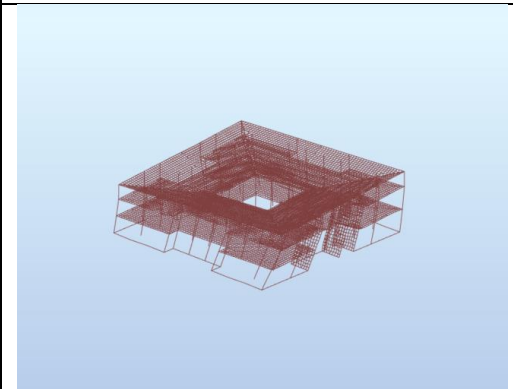
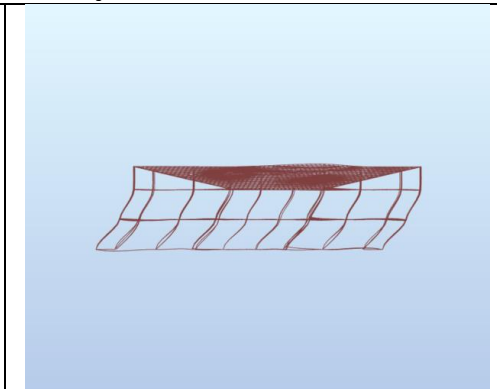
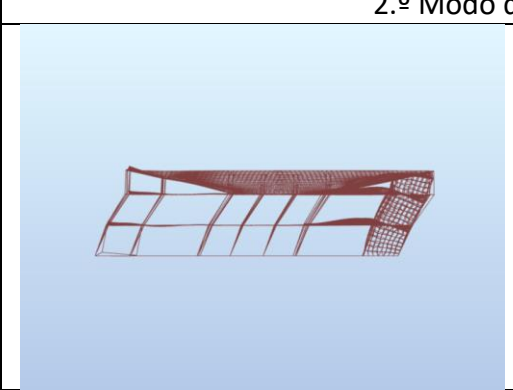
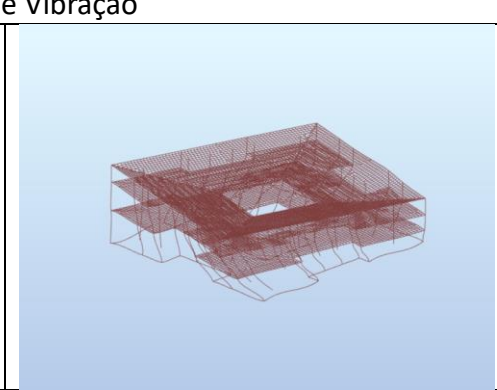
**Modos de vibração dos edifícios diafragma rígido Bloco 1.**

Bloco 1	
Sem diafragma rígido	Com diafragma rígido
	
1.º Modo de Vibração	
	
2.º Modo de Vibração	
	
3.º Modo de Vibração	


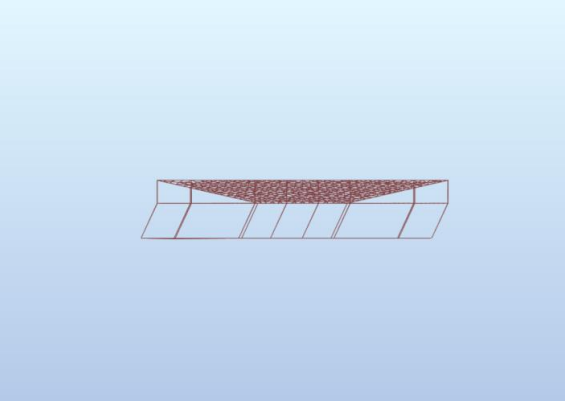
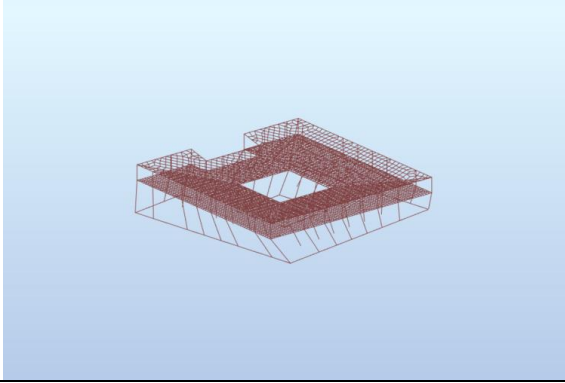
**Modos de vibração dos edifícios diafragma rígido Bloco 2.**

Bloco 2	
Sem diafragma rígido	Com diafragma rígido
	
1.º Modo de Vibração	
	
2.º Modo de Vibração	
	
3.º Modo de Vibração	

**Modos de vibração do Bloco 1 do estudo de paredes.**

Bloco 1	
Nu + Pilares	Apenas Pilares
	
1.º Modo de Vibração	
	
2.º Modo de Vibração	
	
1.º Modo de Vibração	

**Modos de vibração do Bloco 2 do estudo de paredes.**

Bloco 2
Pilares

1.º Modo de Vibração

2.º Modo de Vibração

3.º Modo de Vibração

**Centros de gravidade e de rigidez Bloco 1.**

Paredes	
Níveis	Centro de Gravidade e Centro de Rigidez
Piso 2	<p>Diagram showing the center of gravity (CG) and center of rigidity (CR) for the second floor slab. The CG is located at coordinates (16.88, 14.33, 2.93) and the CR is located at coordinates (16.68, 13.84, 2.93).</p>
Cobertura	<p>Diagram showing the center of gravity (CG) and center of rigidity (CR) for the roof slab. The CG is located at coordinates (16.88, 14.33, 6.43) and the CR is located at coordinates (16.68, 13.85, 6.43).</p>
Laje inclinada	<p>Diagram showing the center of gravity (CG) and center of rigidity (CR) for the inclined slab. The CG is located at coordinates (15.91, 13.81, 8.20) and the CR is located at coordinates (16.40, 13.82, 8.20).</p>

Nu + Pilares	
Níveis	Centro de Gravidade e Centro de Rigidez
Piso 2	<p>Diagram showing the center of gravity (CG) and center of rigidity (CR) for the floor slab (Piso 2). The CG is located at coordinates (16.61, 13.83, 2.97) and the CR is located at coordinates (27.14, 14.44, 2.97).</p>
Cobertura	<p>Diagram showing the center of gravity (CG) and center of rigidity (CR) for the roof slab (Cobertura). The CG is located at coordinates (16.77, 13.84, 6.53) and the CR is located at coordinates (27.14, 14.44, 6.53).</p>
Laje inclinada	<p>Diagram showing the center of gravity (CG) and center of rigidity (CR) for the inclined slab (Laje inclinada). The CG is located at coordinates (16.48, 13.81, 8.25) and the CR is located at coordinates (16.80, 13.82, 8.25).</p>

Pilares	
Níveis	Centro de Gravidade e Centro de Rigidez
Piso 2	
Cobertura	
Laje inclinada	

**Centros de gravidade e de rigidez Bloco 2.**

Nu + Pilares	
Níveis	Centro de Gravidade e Centro de Rigidez
Cobertura	
Laje inclinada	

Pilares	
Níveis	Centro de Gravidade e Centro de Rigidez
Cobertura	
Laje inclinada	

## **Anexo 4 – Esforços Axiais nas barras do pilar P1**

22/ 632/ 100 (C) (CQC)	198.63	199.53	1209/ 632/ 100 (C) (CQC)	405.41	406.35
22/ 632/ 101 (C) (CQC)	199.53		1209/ 632/ 101 (C) (CQC)	406.35	
22/ 632/ 102 (C) (CQC)	198.65		1209/ 632/ 102 (C) (CQC)	405.38	
22/ 632/ 103 (C) (CQC)	199.2		1209/ 632/ 103 (C) (CQC)	405.97	
22/ 632/ 104 (C) (CQC)	197.4		1209/ 632/ 104 (C) (CQC)	404.3	
22/ 632/ 105 (C) (CQC)	188.46		1209/ 632/ 105 (C) (CQC)	385.73	
22/ 632/ 106 (C) (CQC)	186.99		1209/ 632/ 106 (C) (CQC)	384.11	
22/ 632/ 107 (C) (CQC)	187.91		1209/ 632/ 107 (C) (CQC)	385.09	
22/ 632/ 108 (C) (CQC)	184.91		1209/ 632/ 108 (C) (CQC)	382.3	
22/ 632/ 109 (C) (CQC)	196.63		1209/ 632/ 109 (C) (CQC)	400.61	
22/ 632/ 110 (C) (CQC)	195.16		1209/ 632/ 110 (C) (CQC)	398.99	
22/ 632/ 111 (C) (CQC)	196.08		1209/ 632/ 111 (C) (CQC)	399.97	
22/ 632/ 112 (C) (CQC)	193.08		1209/ 632/ 112 (C) (CQC)	397.18	
22/ 632/ 113 (C) (CQC)	145.34		1209/ 632/ 113 (C) (CQC)	294.4	
22/ 632/ 114 (C) (CQC)	141.07		1209/ 632/ 114 (C) (CQC)	290.12	
22/ 632/ 115 (C) (CQC)	140.59		1209/ 632/ 115 (C) (CQC)	287.49	
22/ 632/ 116 (C) (CQC)	136.31		1209/ 632/ 116 (C) (CQC)	283.22	
22/ 632/ 117 (C) (CQC)	148.66		1209/ 632/ 117 (C) (CQC)	296.97	
22/ 632/ 118 (C) (CQC)	134.42		1209/ 632/ 118 (C) (CQC)	282.71	
22/ 632/ 119 (C) (CQC)	147.23		1209/ 632/ 119 (C) (CQC)	294.9	
22/ 632/ 120 (C) (CQC)	132.99		1209/ 632/ 120 (C) (CQC)	280.64	
22/ 632/ 121 (C) (CQC)	148.03		1209/ 632/ 121 (C) (CQC)	298.1	
22/ 632/ 122 (C) (CQC)	141.7		1209/ 632/ 122 (C) (CQC)	291.72	
22/ 632/ 123 (C) (CQC)	139.95		1209/ 632/ 123 (C) (CQC)	285.89	
22/ 632/ 124 (C) (CQC)	133.62		1209/ 632/ 124 (C) (CQC)	279.52	
22/ 632/ 125 (C) (CQC)	152.58		1209/ 632/ 125 (C) (CQC)	301.27	
22/ 632/ 126 (C) (CQC)	131.49		1209/ 632/ 126 (C) (CQC)	280.01	
22/ 632/ 127 (C) (CQC)	150.16		1209/ 632/ 127 (C) (CQC)	297.61	
22/ 632/ 128 (C) (CQC)	129.07		1209/ 632/ 128 (C) (CQC)	276.35	
1209/ 656/ 100 (C) (CQC)	412.24	413.18	1417/ 656/ 100 (C) (CQC)	865.06	866.22
1209/ 656/ 101 (C) (CQC)	413.18		1417/ 656/ 101 (C) (CQC)	866.22	
1209/ 656/ 102 (C) (CQC)	412.22		1417/ 656/ 102 (C) (CQC)	864.97	
1209/ 656/ 103 (C) (CQC)	412.8		1417/ 656/ 103 (C) (CQC)	865.4	
1209/ 656/ 104 (C) (CQC)	411.13		1417/ 656/ 104 (C) (CQC)	864.32	
1209/ 656/ 105 (C) (CQC)	392.56		1417/ 656/ 105 (C) (CQC)	775.73	
1209/ 656/ 106 (C) (CQC)	390.94		1417/ 656/ 106 (C) (CQC)	773.63	
1209/ 656/ 107 (C) (CQC)	391.92		1417/ 656/ 107 (C) (CQC)	774.35	
1209/ 656/ 108 (C) (CQC)	389.13		1417/ 656/ 108 (C) (CQC)	772.55	
1209/ 656/ 109 (C) (CQC)	407.44		1417/ 656/ 109 (C) (CQC)	839.62	
1209/ 656/ 110 (C) (CQC)	405.82		1417/ 656/ 110 (C) (CQC)	837.52	
1209/ 656/ 111 (C) (CQC)	406.8		1417/ 656/ 111 (C) (CQC)	838.24	
1209/ 656/ 112 (C) (CQC)	404.01		1417/ 656/ 112 (C) (CQC)	836.44	
1209/ 656/ 113 (C) (CQC)	299.46		1417/ 656/ 113 (C) (CQC)	599.21	
1209/ 656/ 114 (C) (CQC)	295.18		1417/ 656/ 114 (C) (CQC)	595.02	
1209/ 656/ 115 (C) (CQC)	292.55		1417/ 656/ 115 (C) (CQC)	587.85	
1209/ 656/ 116 (C) (CQC)	288.28		1417/ 656/ 116 (C) (CQC)	583.66	
1209/ 656/ 117 (C) (CQC)	302.03		1417/ 656/ 117 (C) (CQC)	600.12	
1209/ 656/ 118 (C) (CQC)	287.77		1417/ 656/ 118 (C) (CQC)	586.16	
1209/ 656/ 119 (C) (CQC)	299.96		1417/ 656/ 119 (C) (CQC)	596.71	

1209/ 656/ 120 (C) (CQC) 285.7  
1209/ 656/ 121 (C) (CQC) 303.16  
1209/ 656/ 122 (C) (CQC) 296.78  
1209/ 656/ 123 (C) (CQC) 290.95  
1209/ 656/ 124 (C) (CQC) 284.58  
1209/ 656/ 125 (C) (CQC) 306.33  
1209/ 656/ 126 (C) (CQC) 285.07  
1209/ 656/ 127 (C) (CQC) 302.67  
1209/ 656/ 128 (C) (CQC) 281.41

1417/ 656/ 120 (C) (CQC) 582.75  
1417/ 656/ 121 (C) (CQC) 604.98  
1417/ 656/ 122 (C) (CQC) 598.38  
1417/ 656/ 123 (C) (CQC) 584.49  
1417/ 656/ 124 (C) (CQC) 577.89  
1417/ 656/ 125 (C) (CQC) 605.51  
1417/ 656/ 126 (C) (CQC) 583.51  
1417/ 656/ 127 (C) (CQC) 599.36  
1417/ 656/ 128 (C) (CQC) 577.36

## **Anexo 5 – Peças Desenhadas**





PROJETO  
 CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
 PORTO



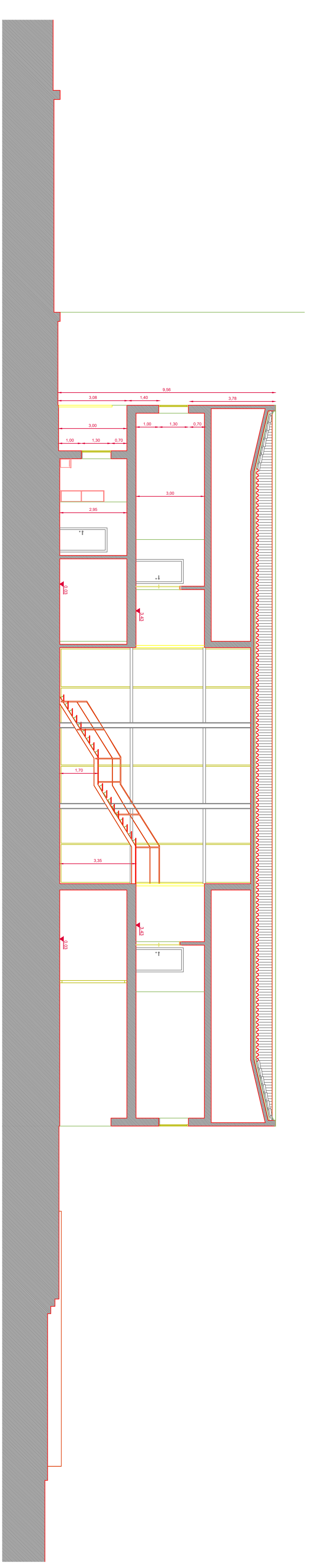
**ISEP** INSTITUTO SUPERIOR  
 DE ENGENHARIA DO PORTO

PROJETO	EXE	ENGENHARIA	TRAB	DESE	PROJ. AUTOMATIZADO	REVISÃO
0000	EX	ARG	PD	00	01PLT.002	00
PLANTA DO PISO 2						01PLT.002

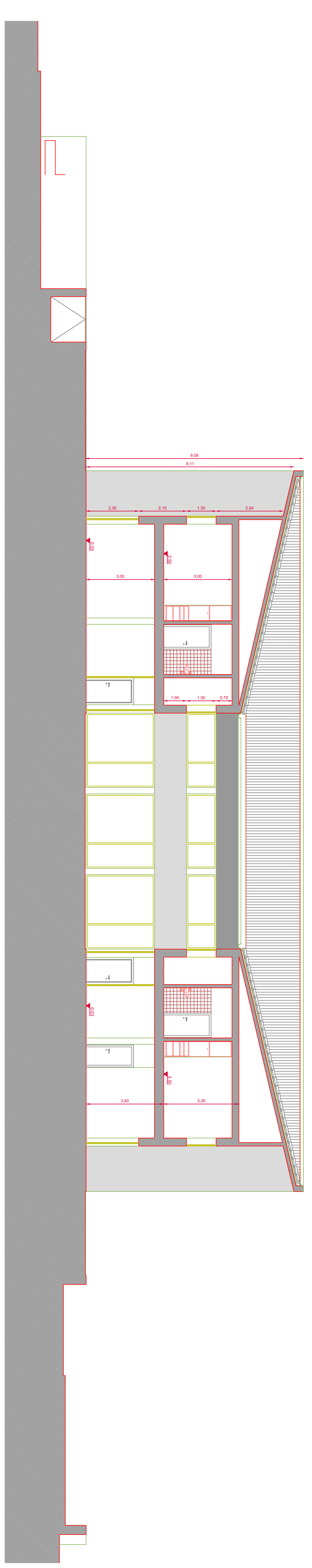




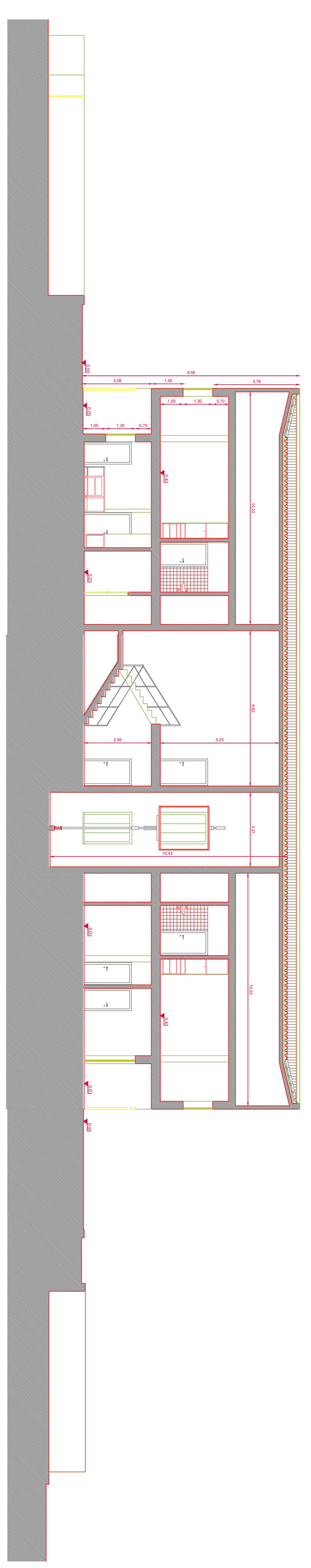
CORTES ARQUITETURA  
Esc. 1/100



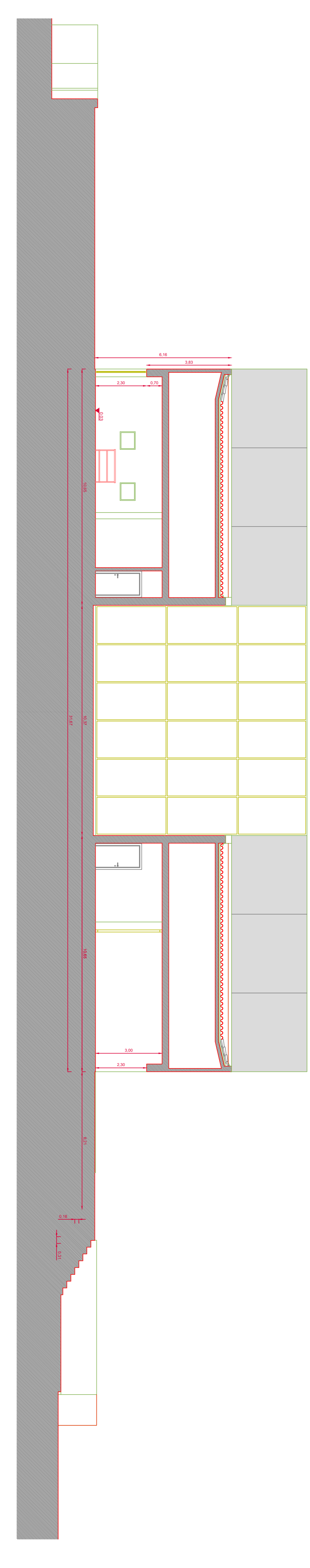
CORTES ARQUITETURA  
Esc. 1/100



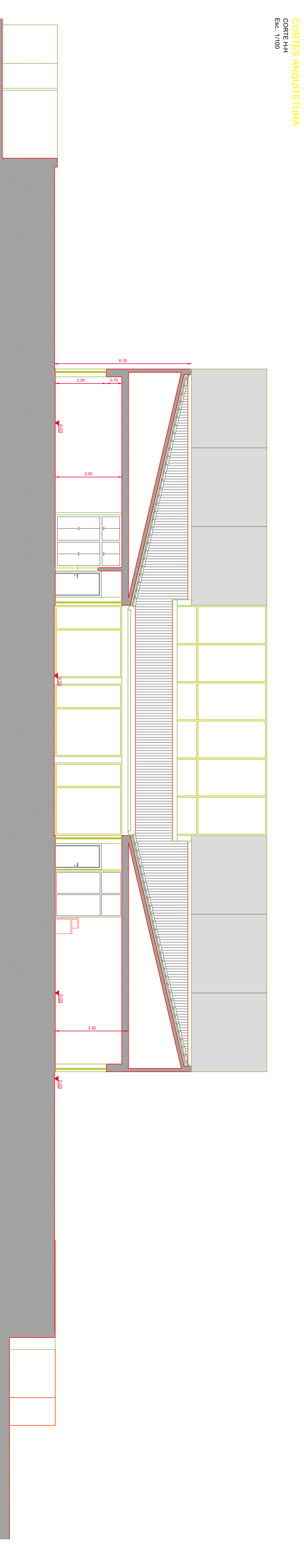
CORTES ARQUITETURA  
Esc. 1/100



CORTES ARQUITETURA  
Esc. 1/100



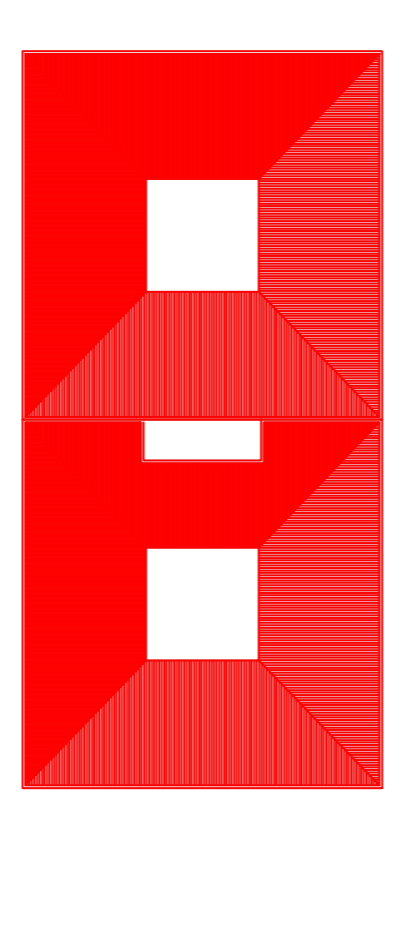
CORTES ARQUITETURA  
Esc. 1/100



CORTES ARQUITETURA  
Esc. 1/100



LEGENDA



PROJ.	DATA	DESCRIÇÃO	EST.	DEL.	IMP.	REV.
0000	EX	ARQ	PD	00	01 CRT 002	000

**ISEP** INSTITUTO SUPERIOR  
DE ENGENHARIA DO PORTO

OBJETO  
CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
PORTO

FEZ  
EXECUÇÃO  
ARQUITETURA

REVISOR  
OPM

PROJECIONISTA  
CORTES TRANSVERSAS

01 CRT 002

**DESIGNAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM PLANTA:**

SI - Sistema	PA - Pormenor
VE - Viga de Equilíbrio	PA - Nódulo
VI - Viga de Transferência	EL - Escala
MA - Muro de Suporte	LI - Liga Metálica
PI - Pila	CI - Coberta

**Condição de Materiais: S235, Fe 360**

1. Não é permitida a aplicação de reforços, incluindo superarmaduras, sem a aprovação prévia do projectista.
2. Não é permitida a utilização de barras com qualquer outro tipo de rebolo para além da quantidade prevista na sua designação.
3. O uso de barras com rebolos não autorizados é considerado uma alteração de tipo de barras e deve ser aprovado pelo projectista.
4. O uso de barras com rebolos não autorizados é considerado uma alteração de tipo de barras e deve ser aprovado pelo projectista.
5. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.
6. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.
7. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.
8. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.
9. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.
10. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

Condição de Materiais: S235, Fe 360

1. Não é permitida a aplicação de reforços, incluindo superarmaduras, sem a aprovação prévia do projectista.

2. Não é permitida a utilização de barras com qualquer outro tipo de rebolo para além da quantidade prevista na sua designação.

3. O uso de barras com rebolos não autorizados é considerado uma alteração de tipo de barras e deve ser aprovado pelo projectista.

4. O uso de barras com rebolos não autorizados é considerado uma alteração de tipo de barras e deve ser aprovado pelo projectista.

5. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

6. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

7. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

8. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

9. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

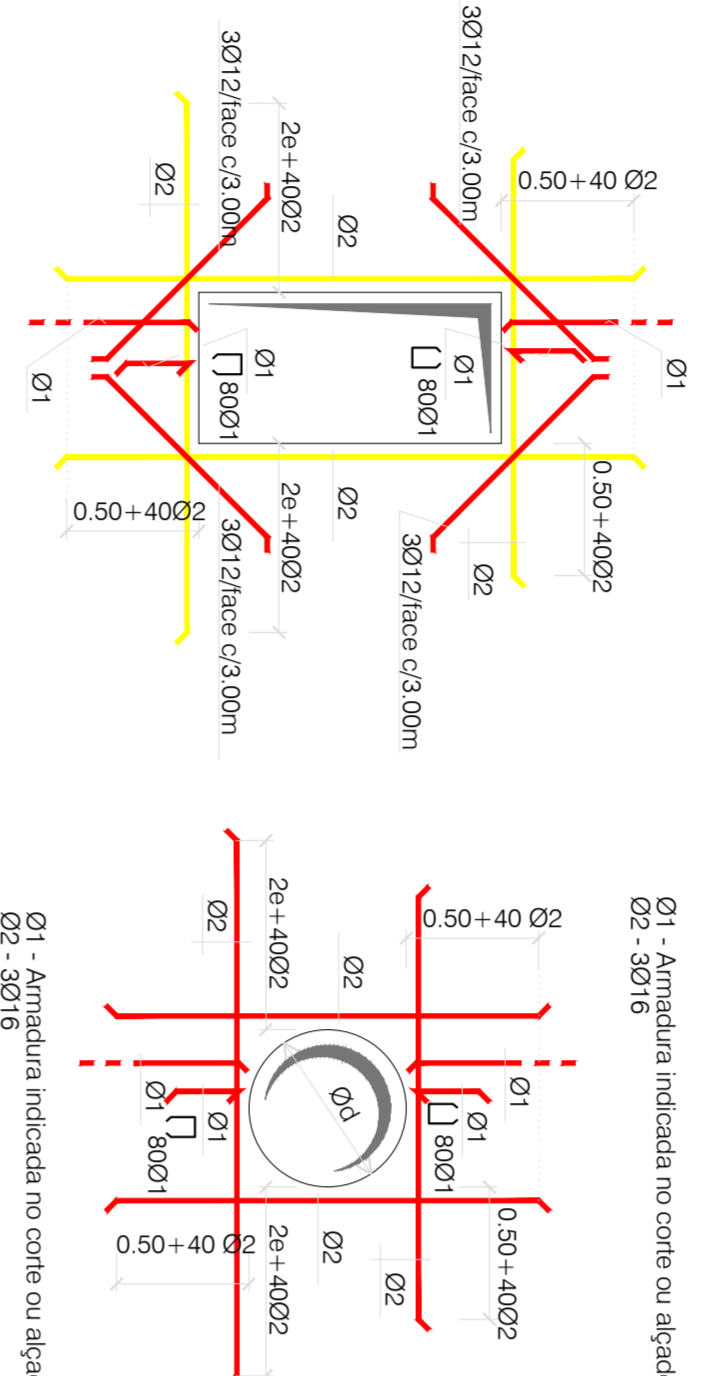
10. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

11. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

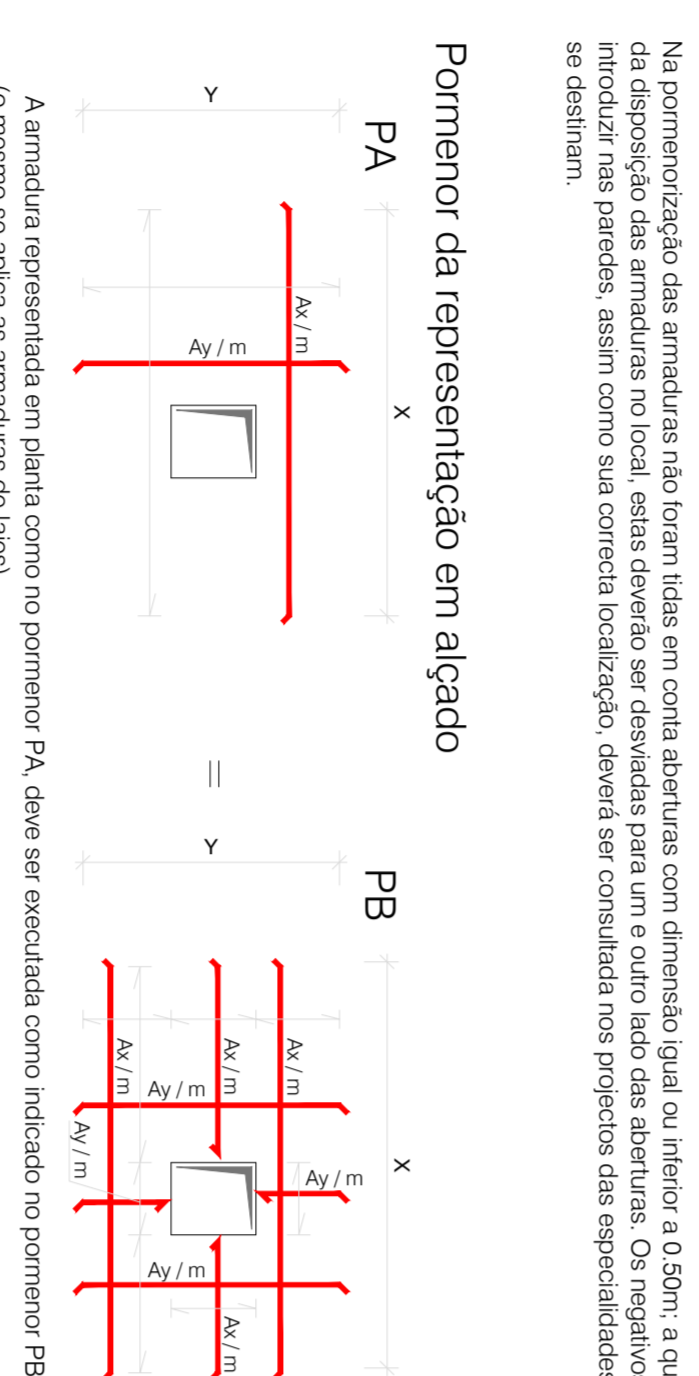
12. Não são permitidas barras com rebolos não autorizados.

**Notas sobre a execução de Reforços em aberturas, rasgos**

**Reforço de armaduras em aberturas de dimensões superiores a 0,50m**  
(quando o furo estiverem outras definidas em deçado ou em corte)

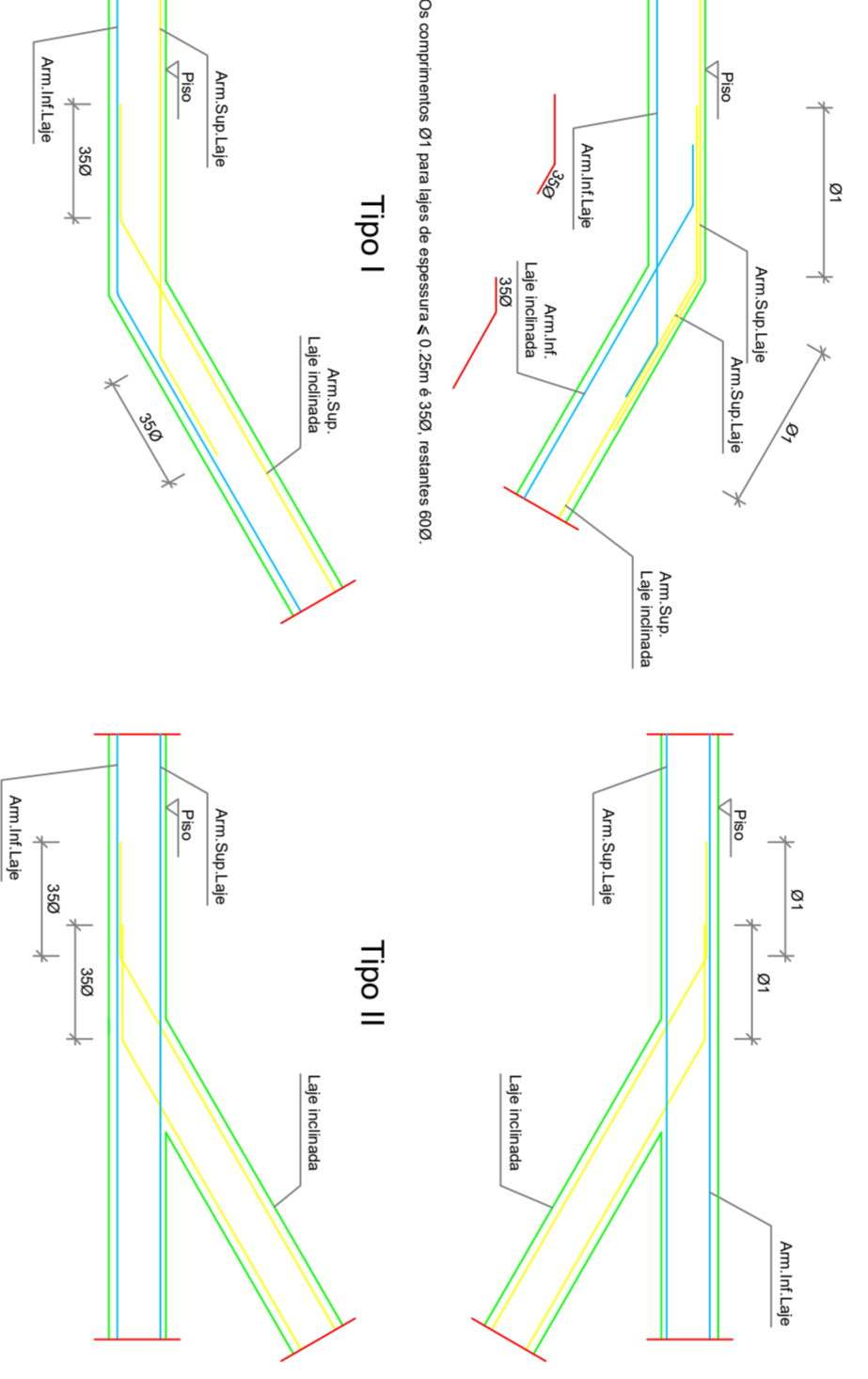


**Reforço de armaduras em aberturas de dimensões inferiores a 0,50m**  
(quando não estiverem outras definidas em deçado ou em corte)

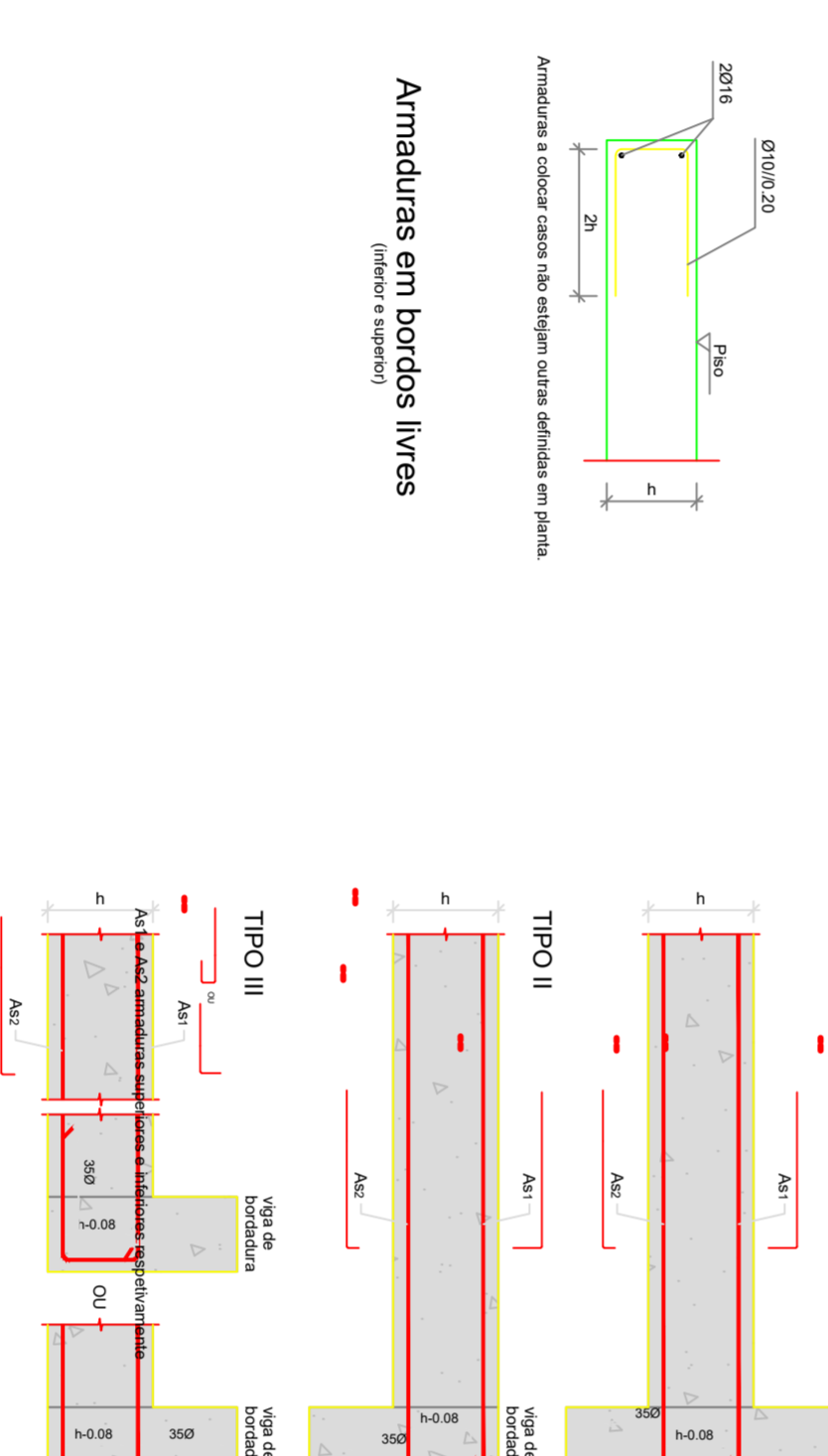


**Notas sobre a execução de Reforços em lajes**

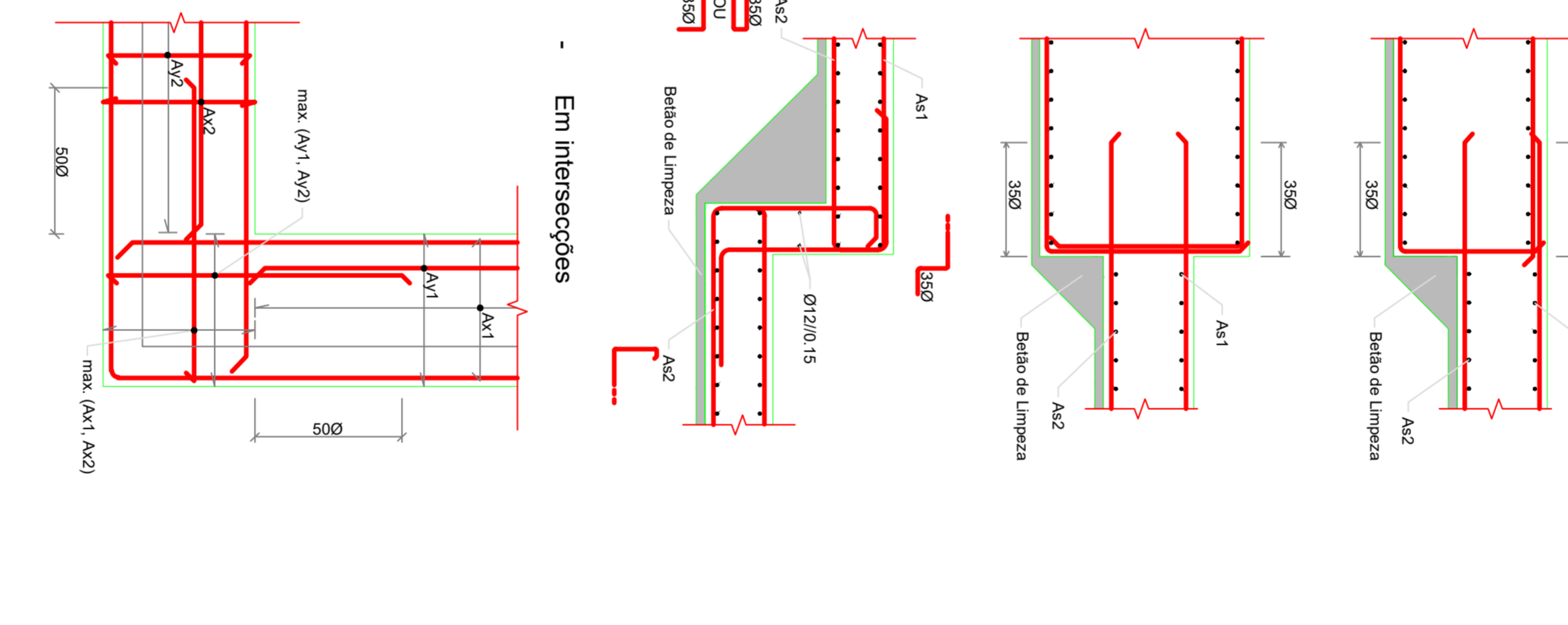
**Pormenor de Emenda das Armaduras em lajes horizontais com lajes inclinada**



**Pormenor de Reforço em aberturas, rasgos, e bordos livres**



**Pormenores a considerar para a execução de sapatas**

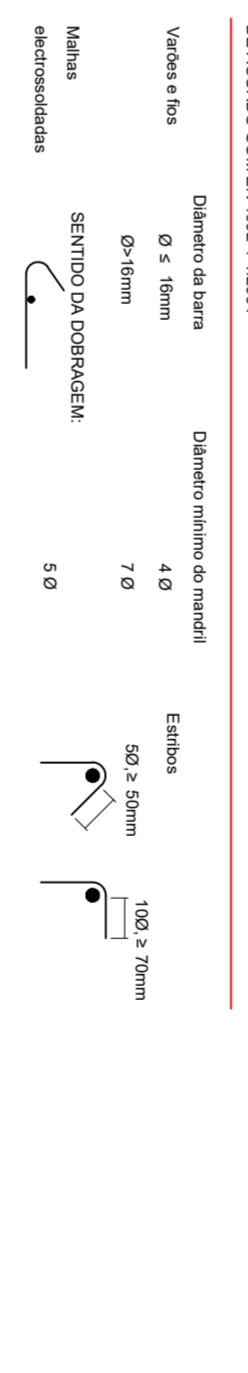


**Notas sobre a execução de Reforços em lajes**

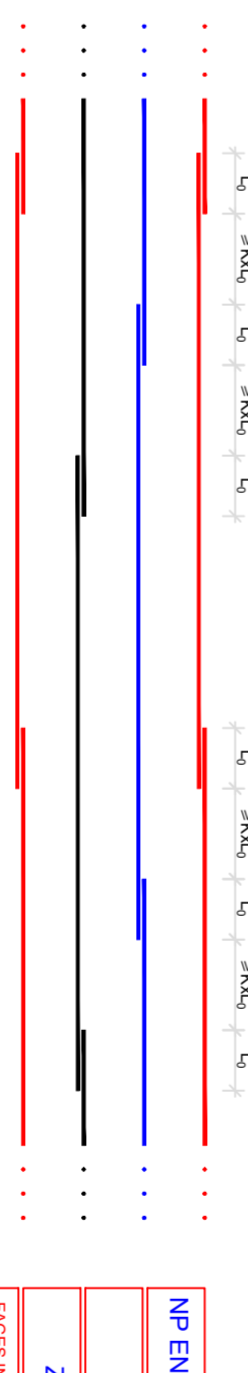
**Armadura Superior**  
O rebolo superior deve ser feito com um comprimento de superposição mínimo de 300 e não podendo ser armada mais de 12 a cada 150mm. O rebolo inferior deve ser feito com um comprimento de superposição mínimo de 300 e não podendo ser armada mais de 12 a cada 150mm. O rebolo inferior deve ser feito com um comprimento de superposição mínimo de 300 e não podendo ser armada mais de 12 a cada 150mm.

Armaduras	AMARRAÇÃO DE ARMADURAS
REPRESENTAÇÃO EM PLANTA	ALÇADO
Armadura Superior	Armadura Inferior
Armadura Inferior	Armadura Superior

**REGRAS DE DOBRAGEM DE ARMADURAS**



**REGRAS DE DOBRAGEM DE ARMADURAS**



**REGRAS DE DOBRAGEM DE ARMADURAS**

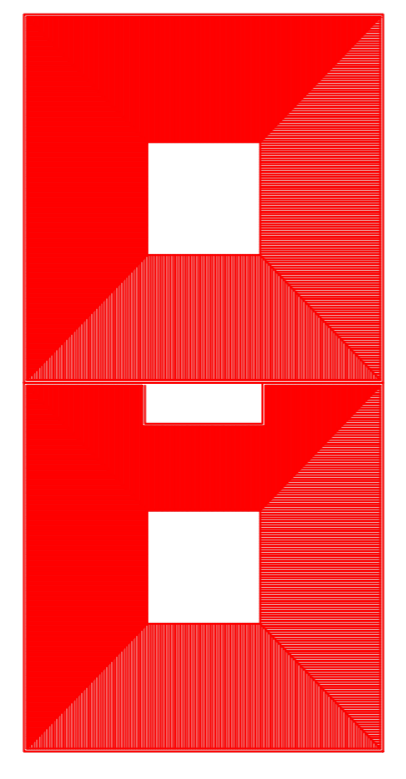


**REGRAS DE DOBRAGEM DE ARMADURAS**



**REGRAS DE DOBRAGEM DE ARMADURAS**





**ISEP** INSTITUTO SUPERIOR  
DE ENGENHARIA DO PORTO

PROFESSOR	RAE	ESPECIALIDADE	TP2	CRÉDITOS	150	VALIAÇÃO	EXAMENOS
ALUNO	EX	ESPECIALIDADE	EST	PD	00	00/NOV/2007	R30

**CONTEÚDO**

CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
PORTO

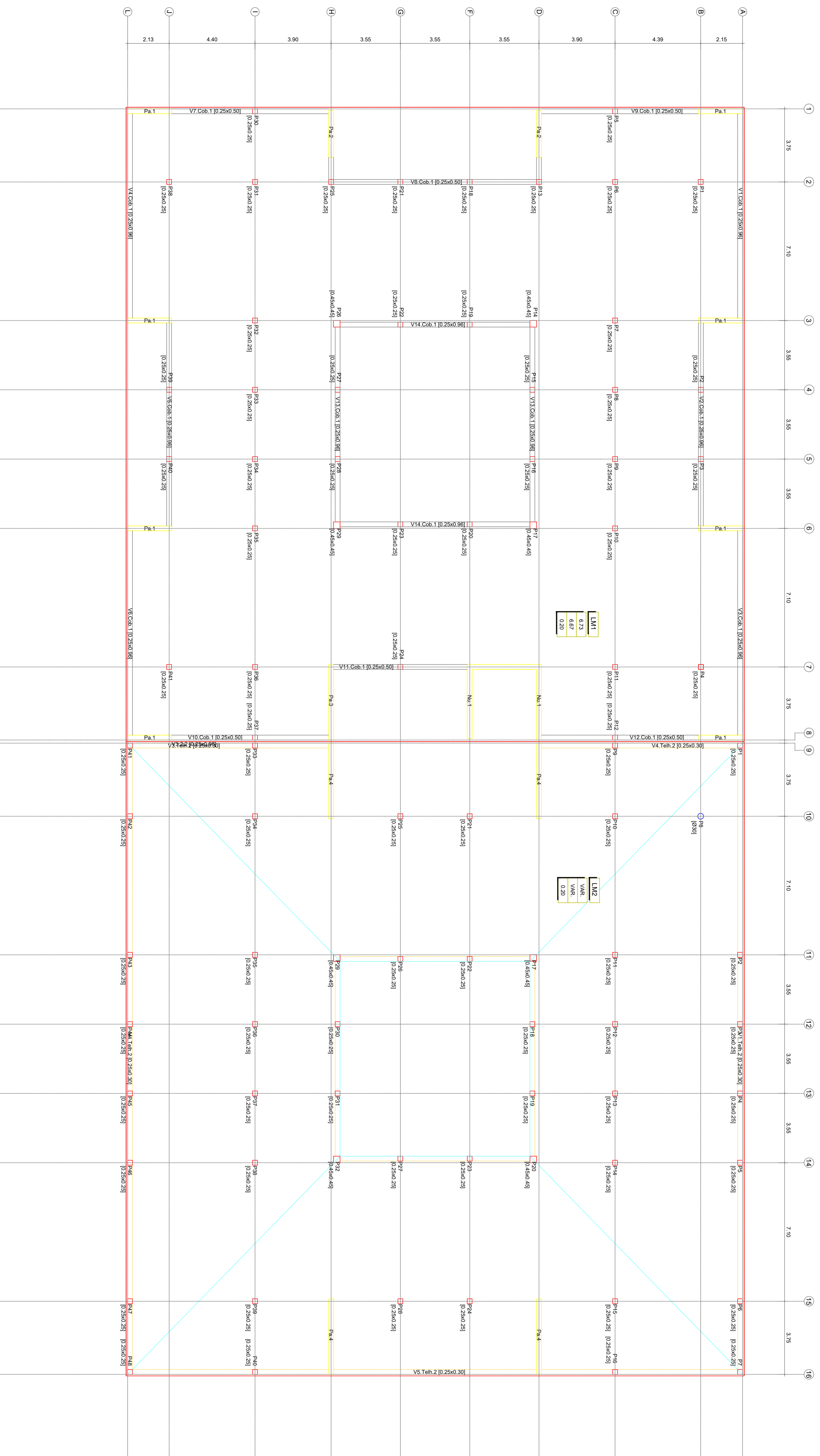
EXERCÍCIO  
ESTRUTURAS  
NOTAS GEMAS







PLANTA DE ESTRUTURAS  
COBERTURA



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	ESC.	PROJ.	CONF.	DATA

PROJ.	REV.	DATA	DESCRIÇÃO	ESC.	PROJ.	CONF.	DATA



PROJETO  
CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
PORTO

EXECUÇÃO  
ESTRUTURAS

PLANTA DA COBERTURA

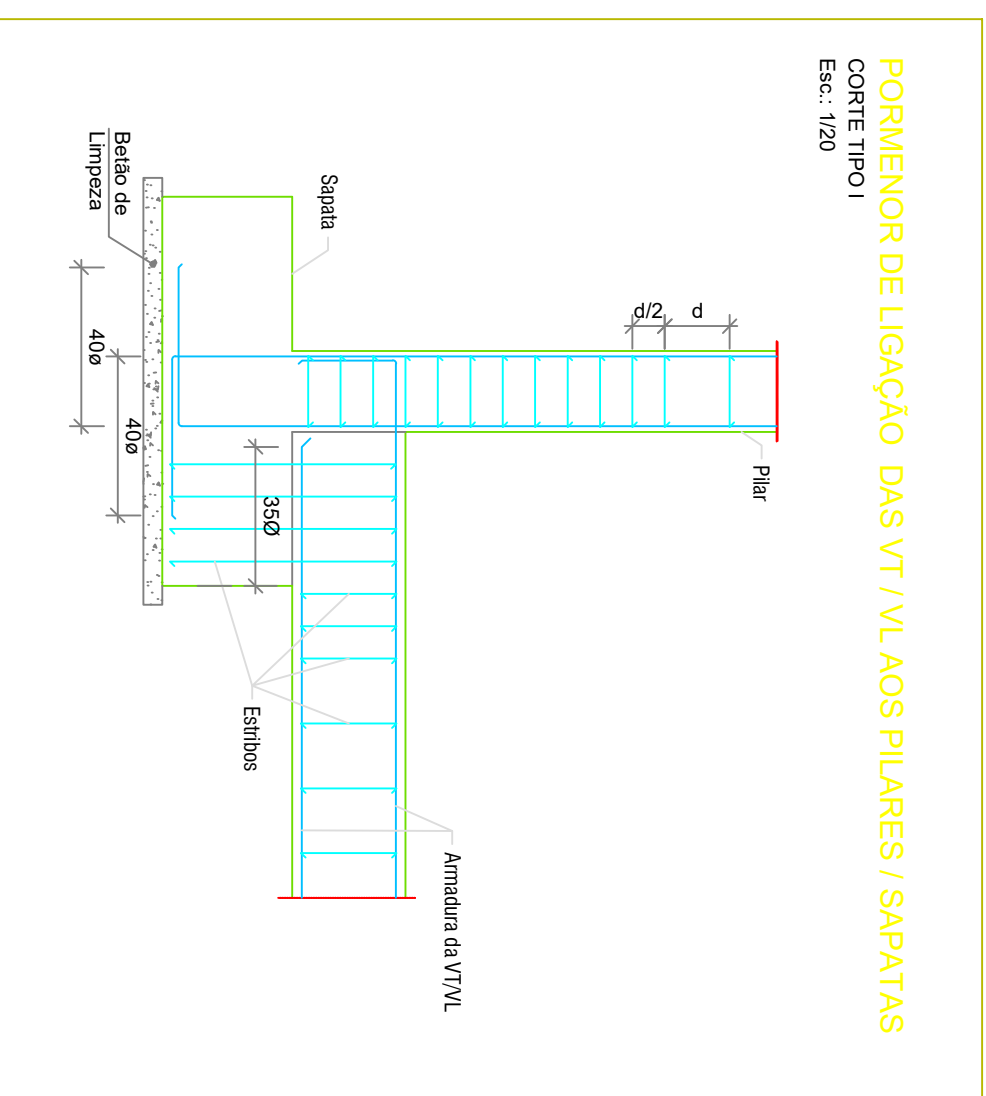
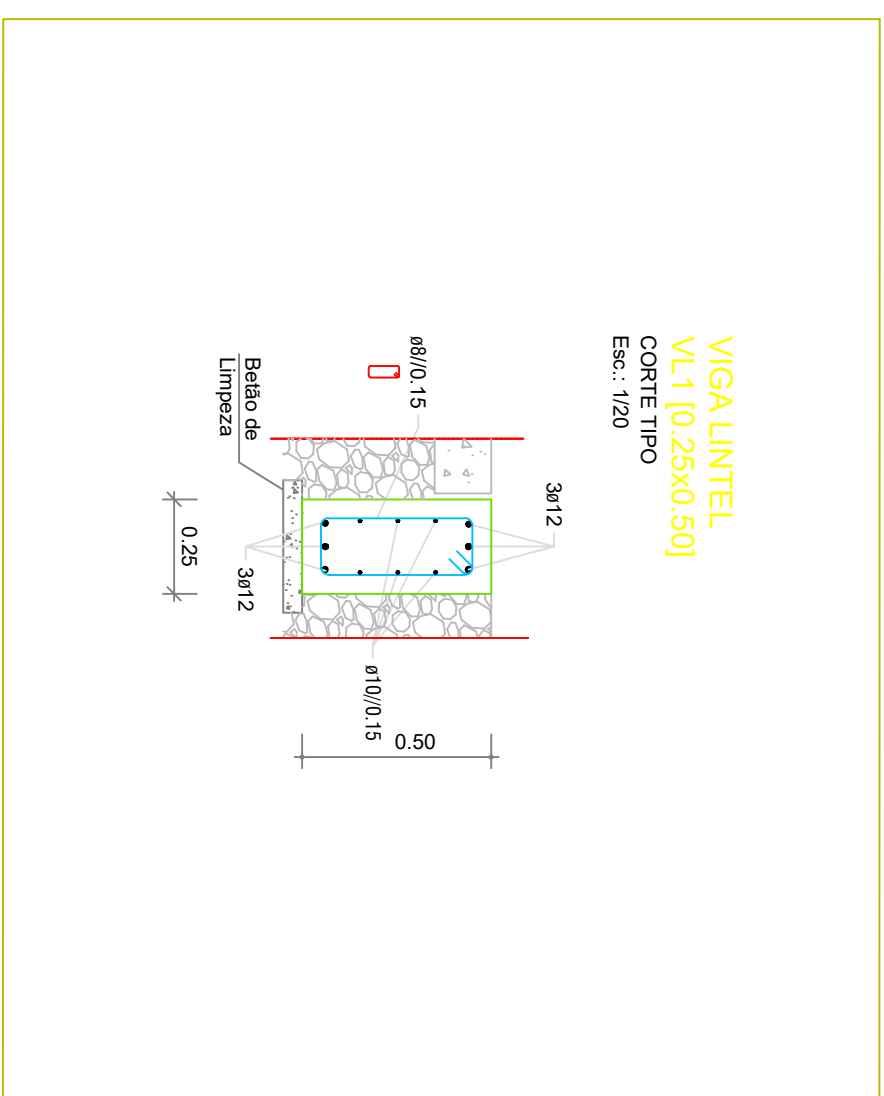
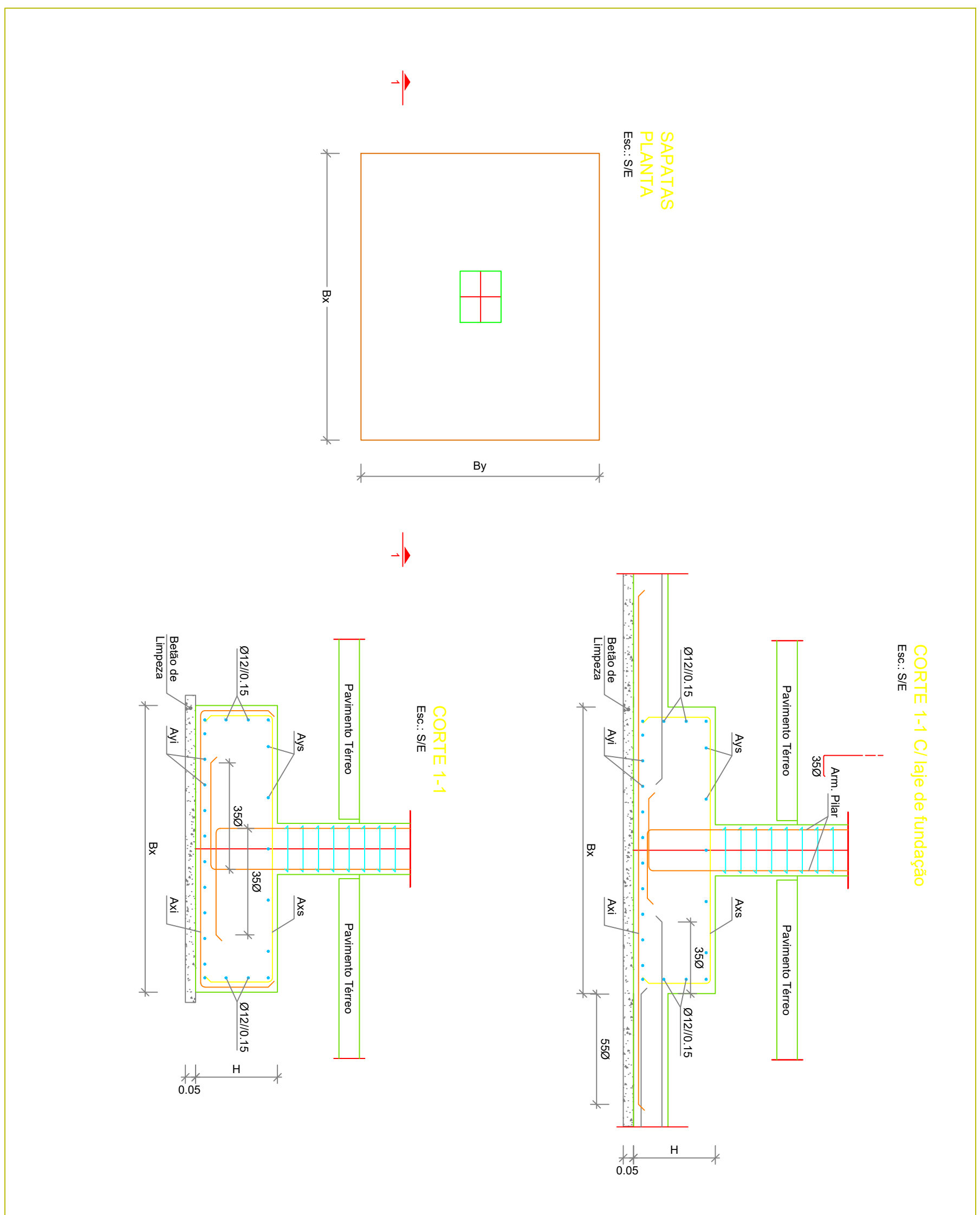
01-PT-004

0000 EX EST PD 00 01-PT-004

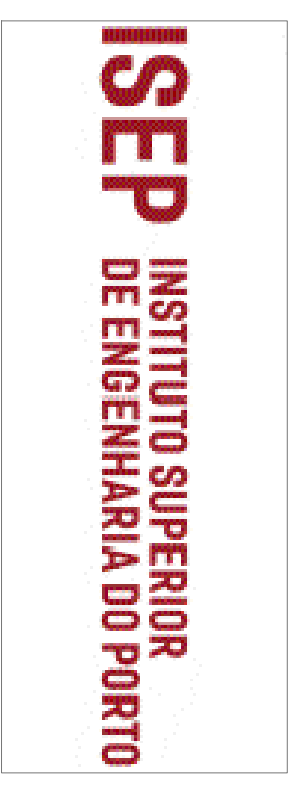
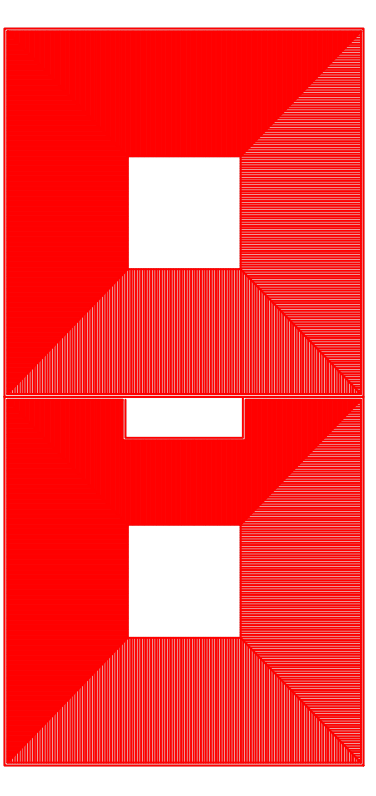


QUADRO DE SAPATAS DE FUNDAÇÃO

Nº	GEOMÉTRICA DA SAPATA			ARMADURAS				
	B <sub>x</sub> (m)	B <sub>y</sub> (m)	H (m)	A <sub>xi</sub>	A <sub>yi</sub>	A <sub>xs</sub>	A <sub>ys</sub>	
S1	1.70	1.70	0.50	Ø12/0.15	Ø10/0.30	Ø10/0.30	Ø10/0.30	
S2	1.50	1.50	0.50	Ø12/0.15	Ø10/0.30	Ø10/0.30	Ø10/0.30	
S3	1.20	1.20	0.50	Ø12/0.15	Ø10/0.30	Ø10/0.30	Ø10/0.30	
S4	3.20	1.50	0.50	Ø12/0.15	Ø12/0.15	Ø10/0.30	Ø10/0.30	
S5	3.40	1.50	0.50	Ø12/0.15	Ø12/0.15	Ø10/0.30	Ø10/0.30	
S6	4.33	1.50	0.50	Ø12/0.15	Ø12/0.15	Ø10/0.30	Ø10/0.30	
S7	2.00	2.00	0.50	Ø12/0.10	Ø10/0.10	Ø10/0.20	Ø10/0.20	
S8	3.20	1.90	0.50	Ø12/0.10	Ø10/0.10	Ø10/0.20	Ø10/0.20	
S9	8.90	1.50	0.50	Ø12/0.10	Ø10/0.10	Ø10/0.20	Ø10/0.20	
S10	8.90	4.80	0.50	Ø12/0.10	Ø10/0.10	Ø10/0.20	Ø10/0.20	



REVISÃO



REV. DATA DESCRICAO DES. PRQ. ARR. ASS.

R00 10/2024 PRIMEIRA EMISSAO LSC LSC

REALIZADO

PROJETO

CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL

PORTO

FASE EXECUÇÃO

ESPECIALIDADE

ESTRUTURAS

C/nd.

NOME DO DESENHO

QUADRO DE FUNDAÇÕES

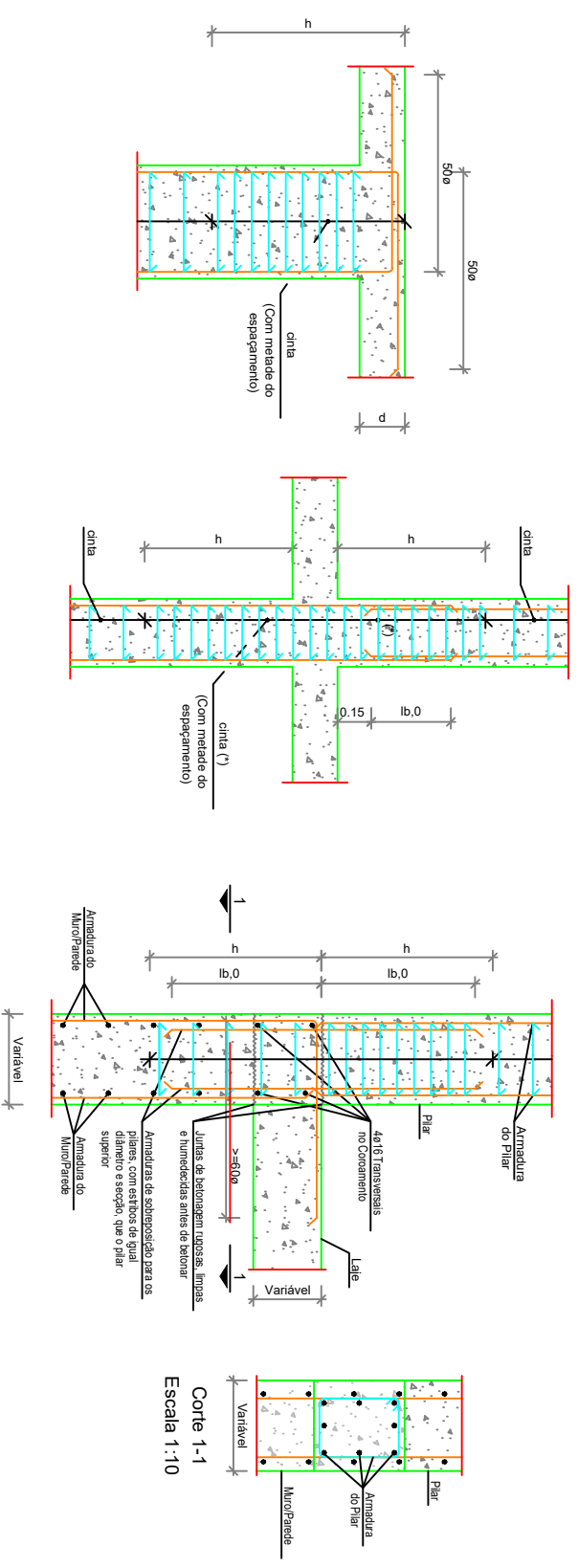
03.FUN.001

Nº PROCESSO 0000 FASE EX ESPECIALIDADE EST PD LOTE 00 TIPO INTERIOR 03.FUN.001 REVISÃO R00

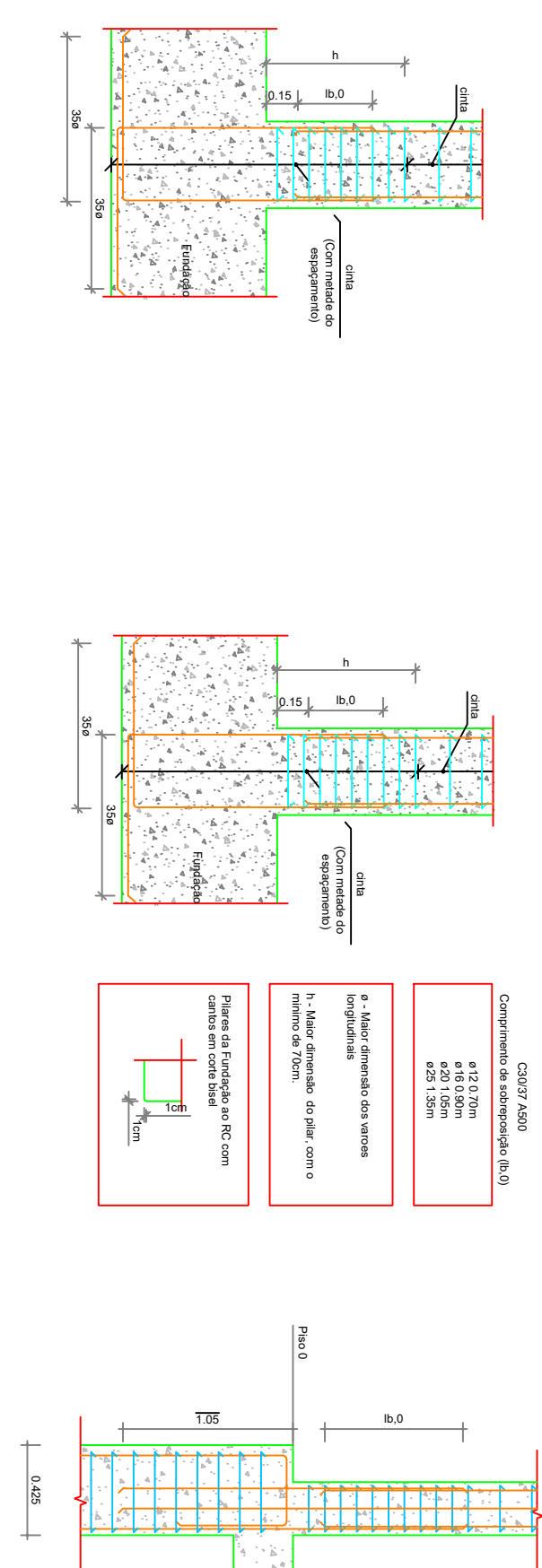
1:20

Pilar	P1, P4, P7, P10, P32, P35, P38 e P41	P2, P3, P5, P6, P8, P9, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P33, P34, P36, P37, P39, e P40.
Cobertura	8ø16	8ø12
Piso 2	8ø16	8ø12
	8ø16	8ø12
Piso 1	8ø16	8ø12
	8ø16	8ø12
Fundação	8ø16	8ø12

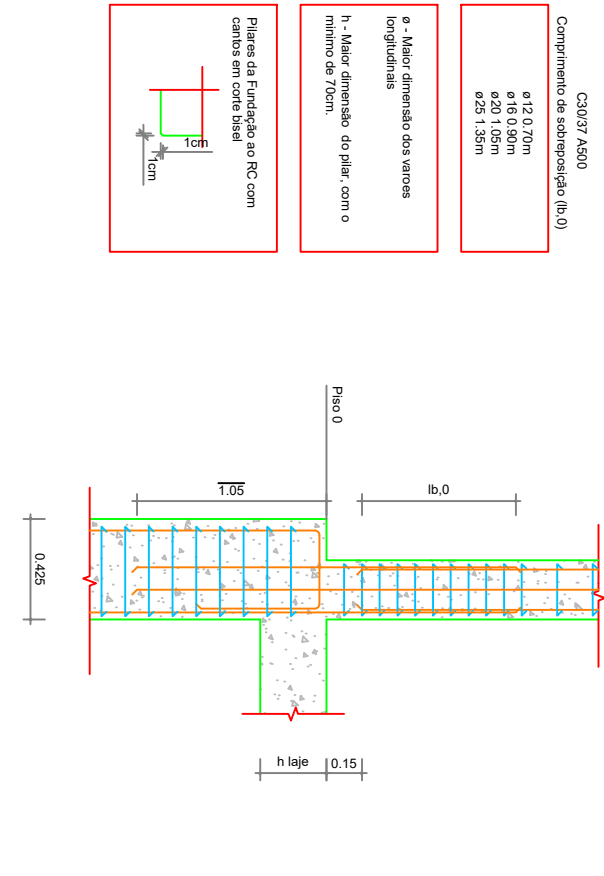
AMARRAÇÃO DE ARMADURAS EM LAJES E VIGAS



PILARES COM SEÇÃO CONSTANTE



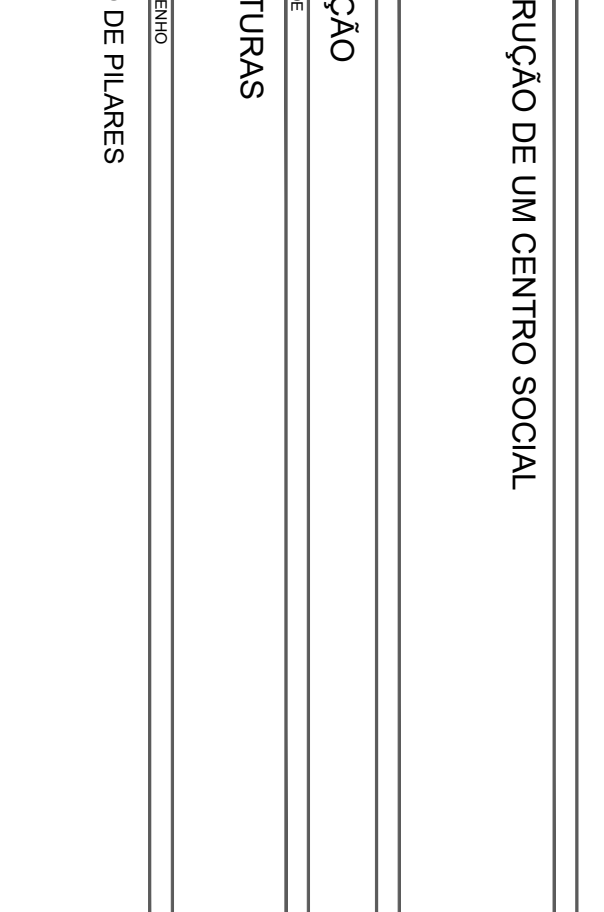
ARRANQUE DE PILARES EM MURO



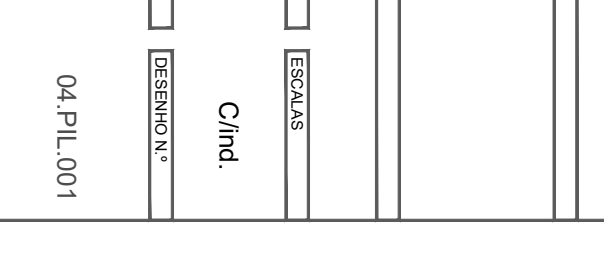
ARRANQUE DE ARMADURAS EM LAJES, VIGAS E SAPATAS



ARRANQUE DE ARMADURAS EM LAJES, VIGAS E SAPATAS



COMPLEMENTO DE SOBRESERVIÇÃO



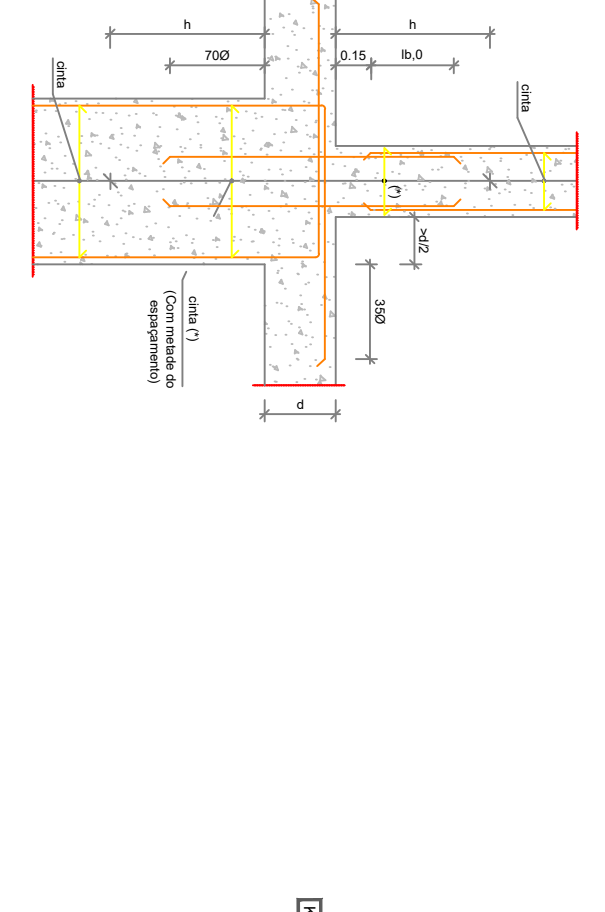
ARRANQUE EM MURO



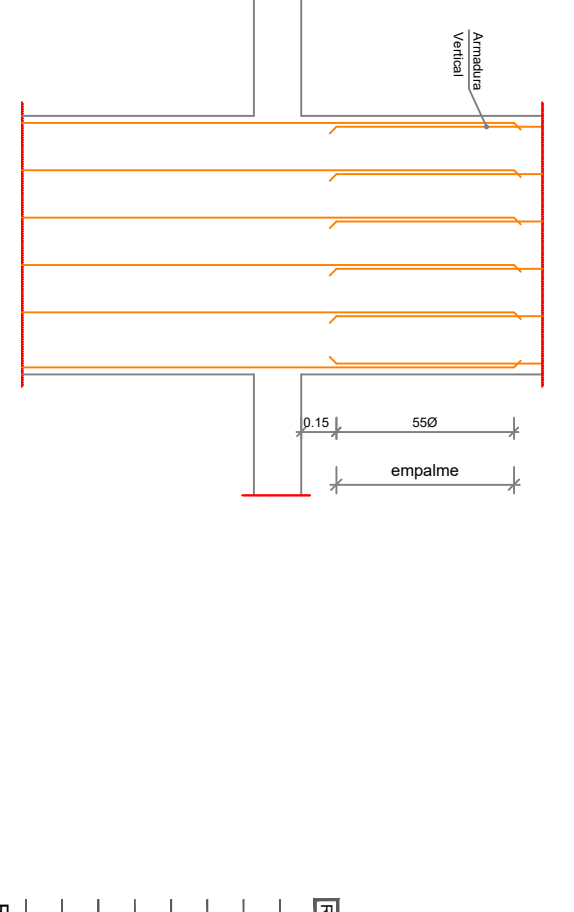
1:20

Pilar	P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P10, P11, P14, P15, P21, P24, P25, P28, P34, P35, P38, P39, P41, P43, P44, P45, P46, P47 e P48	P8, P9, P12, P13, P16, P17, P18, P19, P20, P22, P23, P26, P27, P29, P30, P31, P32, P33, P36, P37, P40 e P42.	P8
Cobertura	8ø16	8ø12	9ø12
Piso 1	8ø16	8ø12	9ø12
	8ø16	8ø12	9ø12
Fundação	8ø16	8ø12	9ø12

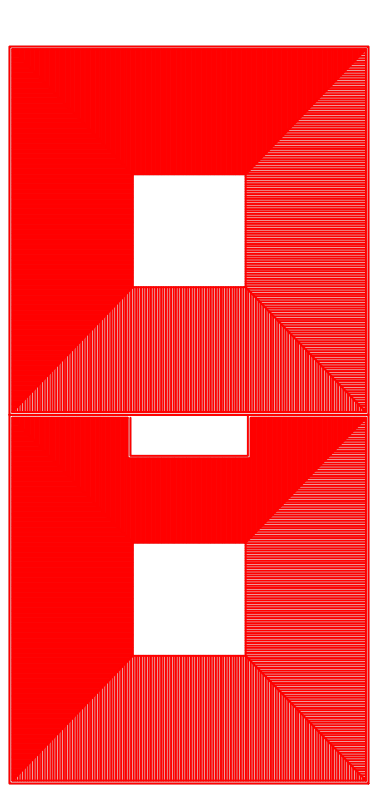
PILARES COM SEÇÃO VARIÁVEL



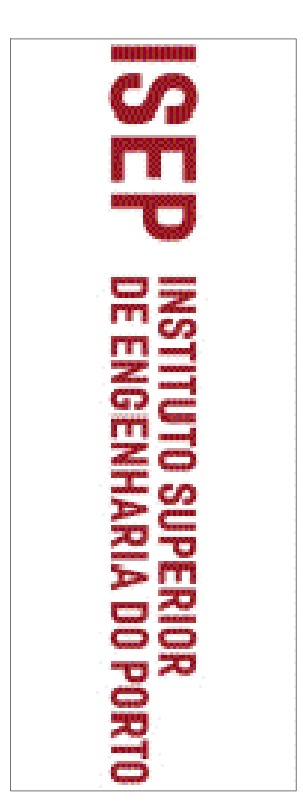
Empolme em Paredes/Núcleos



REVISÃO



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	DES.	PROJ.	APR.	ASS.
R00	10/2024	PRIMEIRA EMISSÃO	J.S.C.	J.S.C.		
REALIZADO						



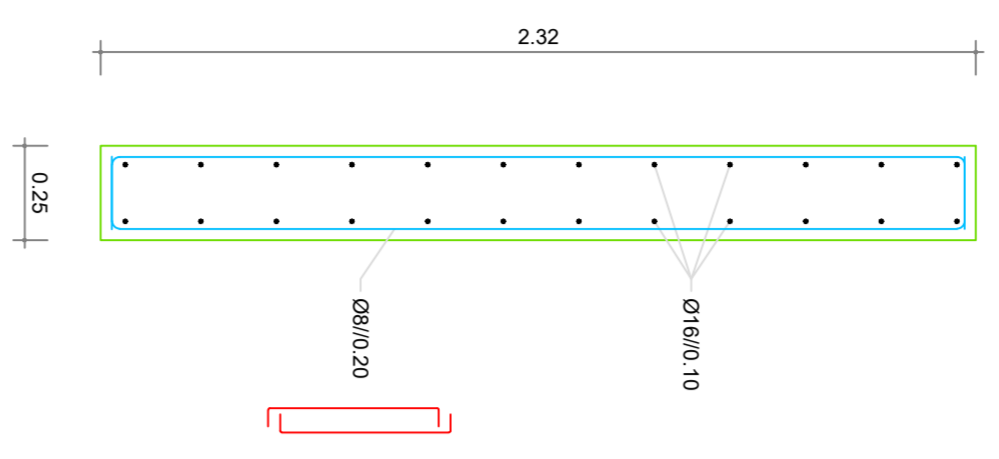
PROJETO  
CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
PORTO

FASE  
EXECUÇÃO  
ESPECIALIDADE  
ESTRUTURAS  
NOME DO DESENHO  
QUADRO DE PILARES

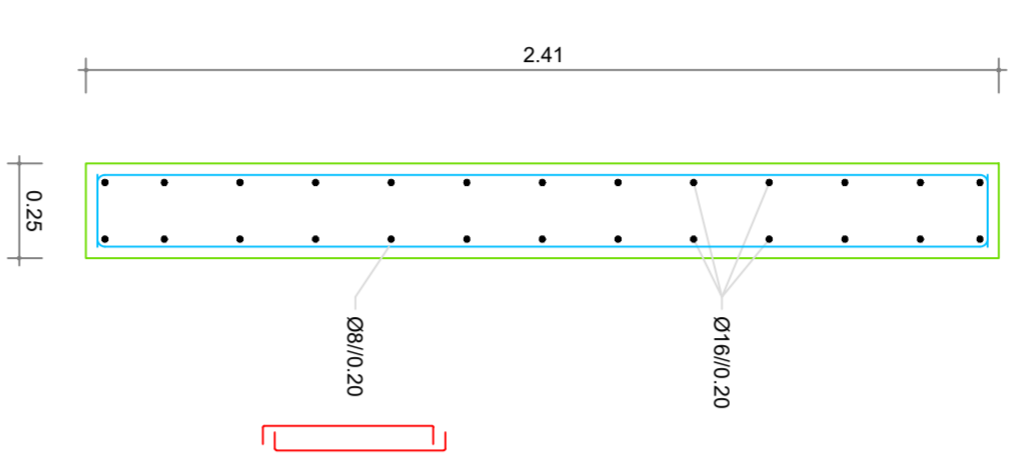
Nº PROCESSO  
0000  
FASE  
EX  
ESPECIALIDADE  
EST  
TIPO  
PD  
LOTE  
00  
TIPO Nº DESENHO  
04.PIL.001  
REVISÃO  
R00

04.PIL.001

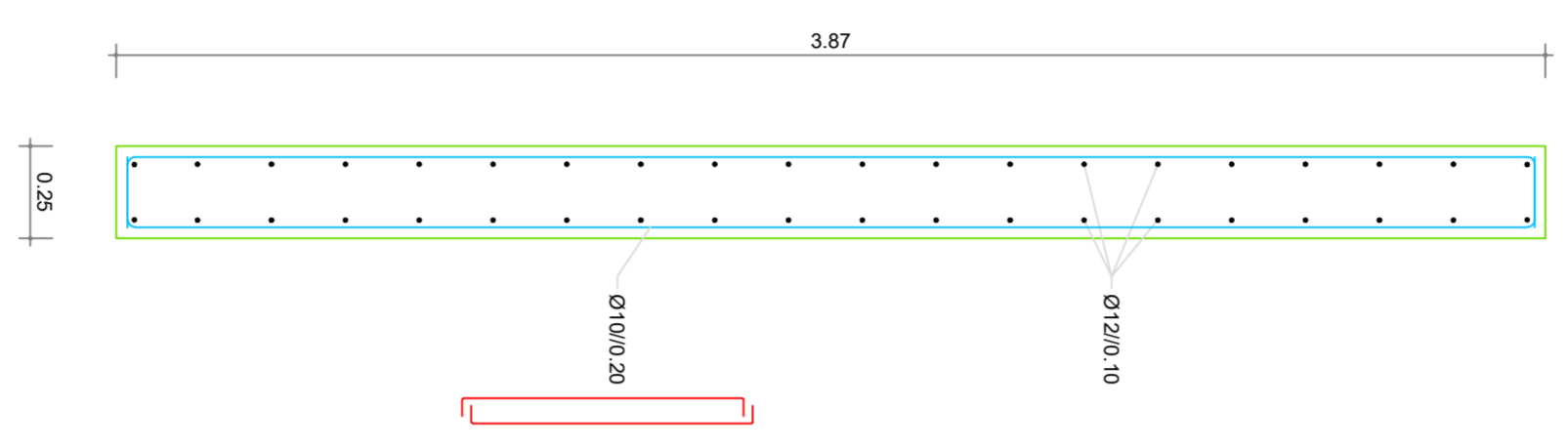
Parede Pa.1 - Fundações à Cobertura  
 COITE TPO  
 Esc.: 1/20



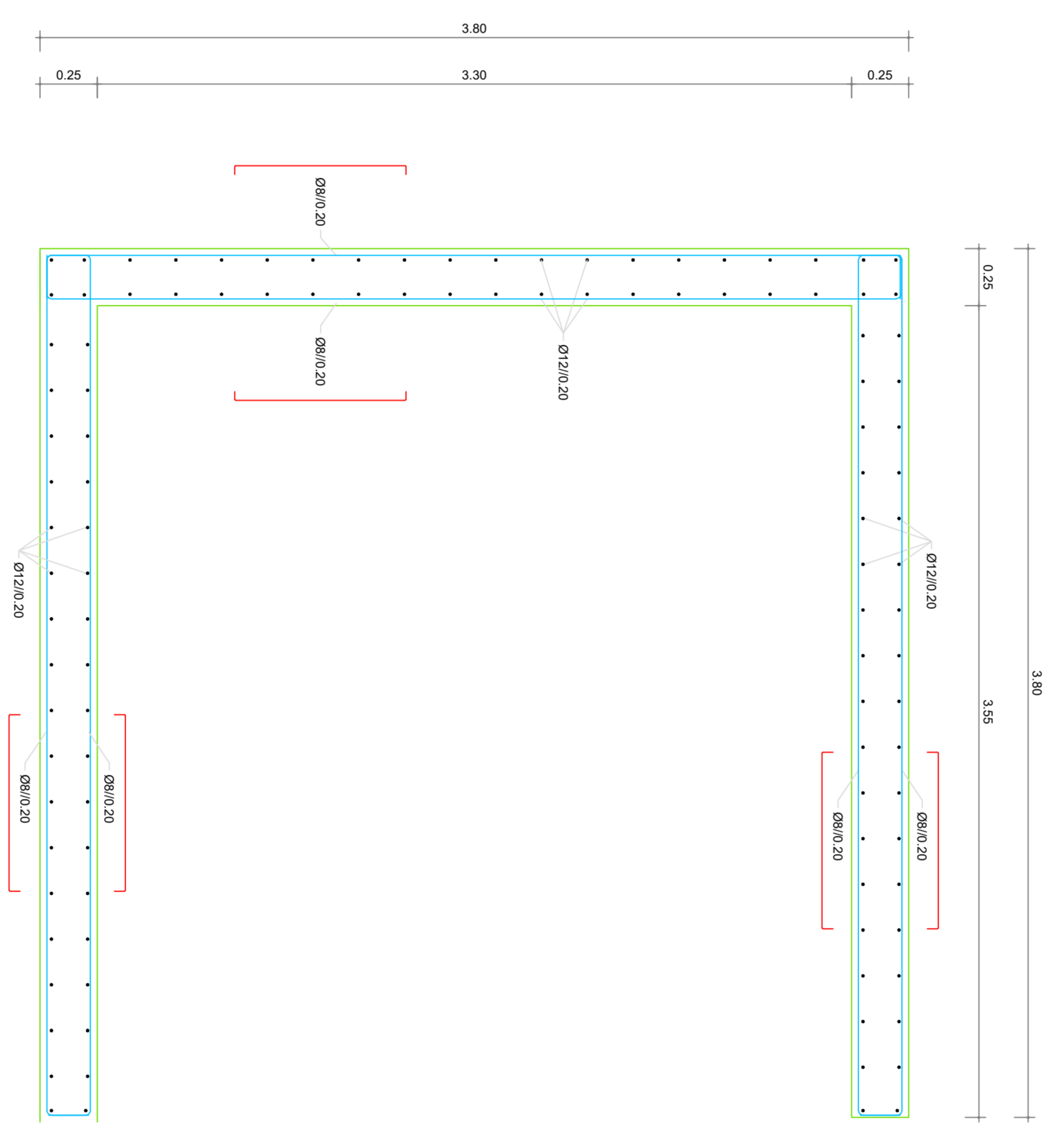
Parede Pa.2 - Fundações à Cobertura  
 COITE TPO  
 Esc.: 1/20



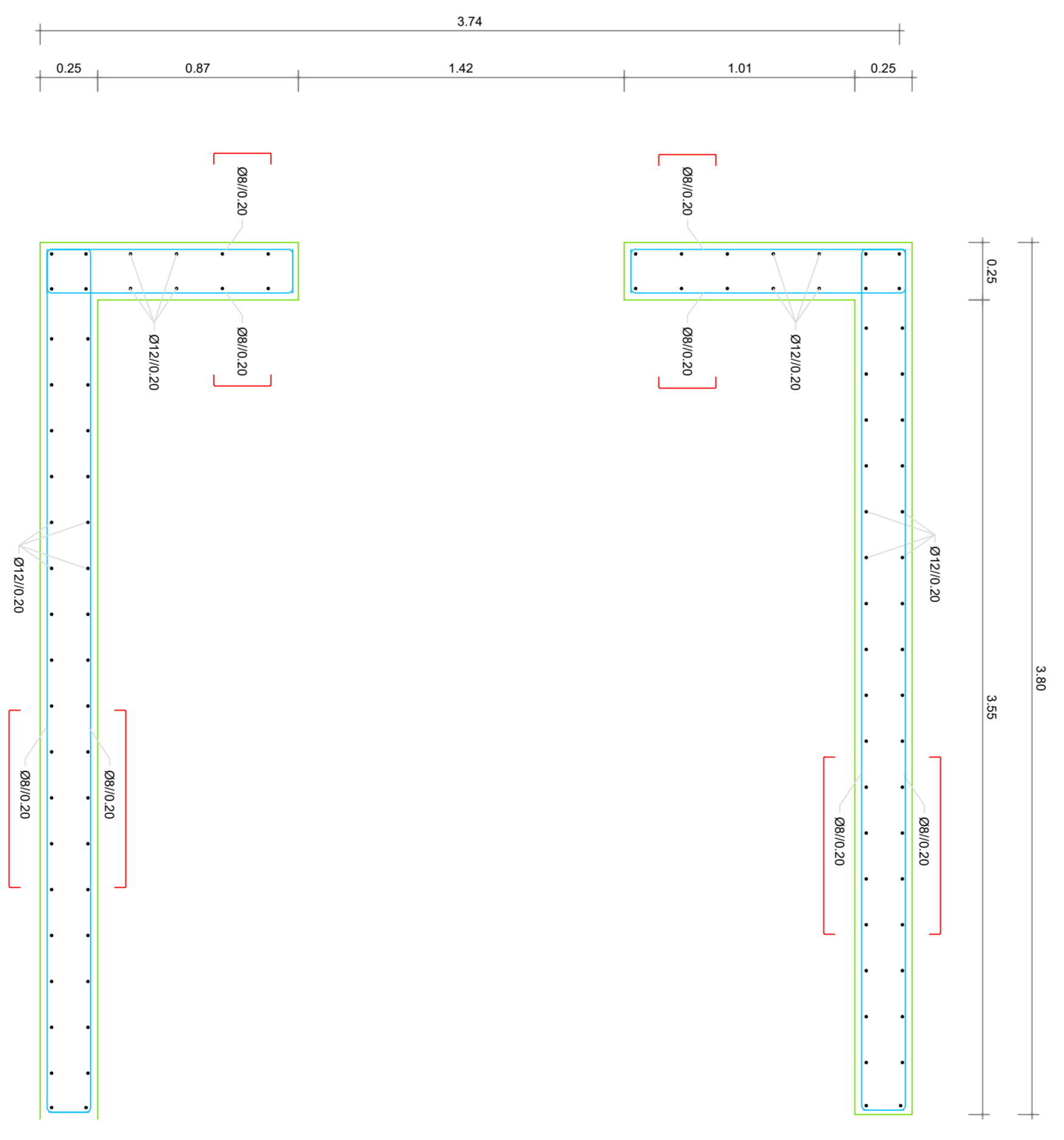
Parede Pa.3 - Fundações à Cobertura  
 COITE TPO  
 Esc.: 1/20



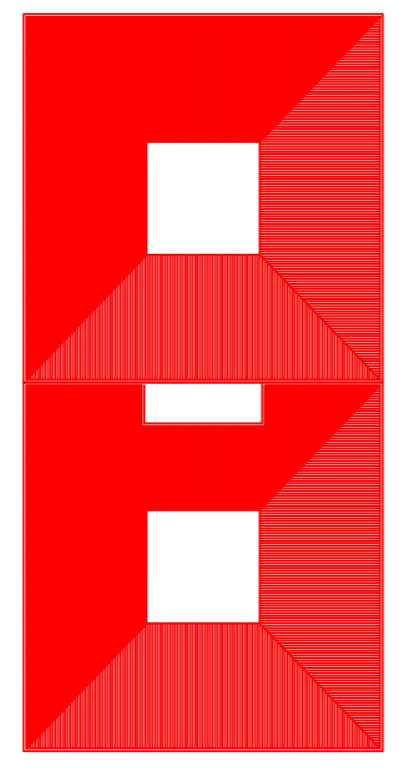
Parede Nu.1 - Fundações ao Piso1  
 COITE TPO  
 Esc.: 1/20



Parede Nu.1 - Piso1 à Cobertura  
 COITE TPO  
 Esc.: 1/20



REVISÃO



**ISEP**  
 INSTITUTO SUPERIOR  
 DE ENGENHARIA DO PORTO

PROJETO  
 CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
 PORTO

TÍTULO  
 EXECUÇÃO  
 ESTRUTURAS

PROJETO DE ARQUITETURA  
 PORTAL DE ENGENHEIROS

PROJETO Nº 0000 EX EST PD 00 03-PAK-001 R00  
 05-PAK-001



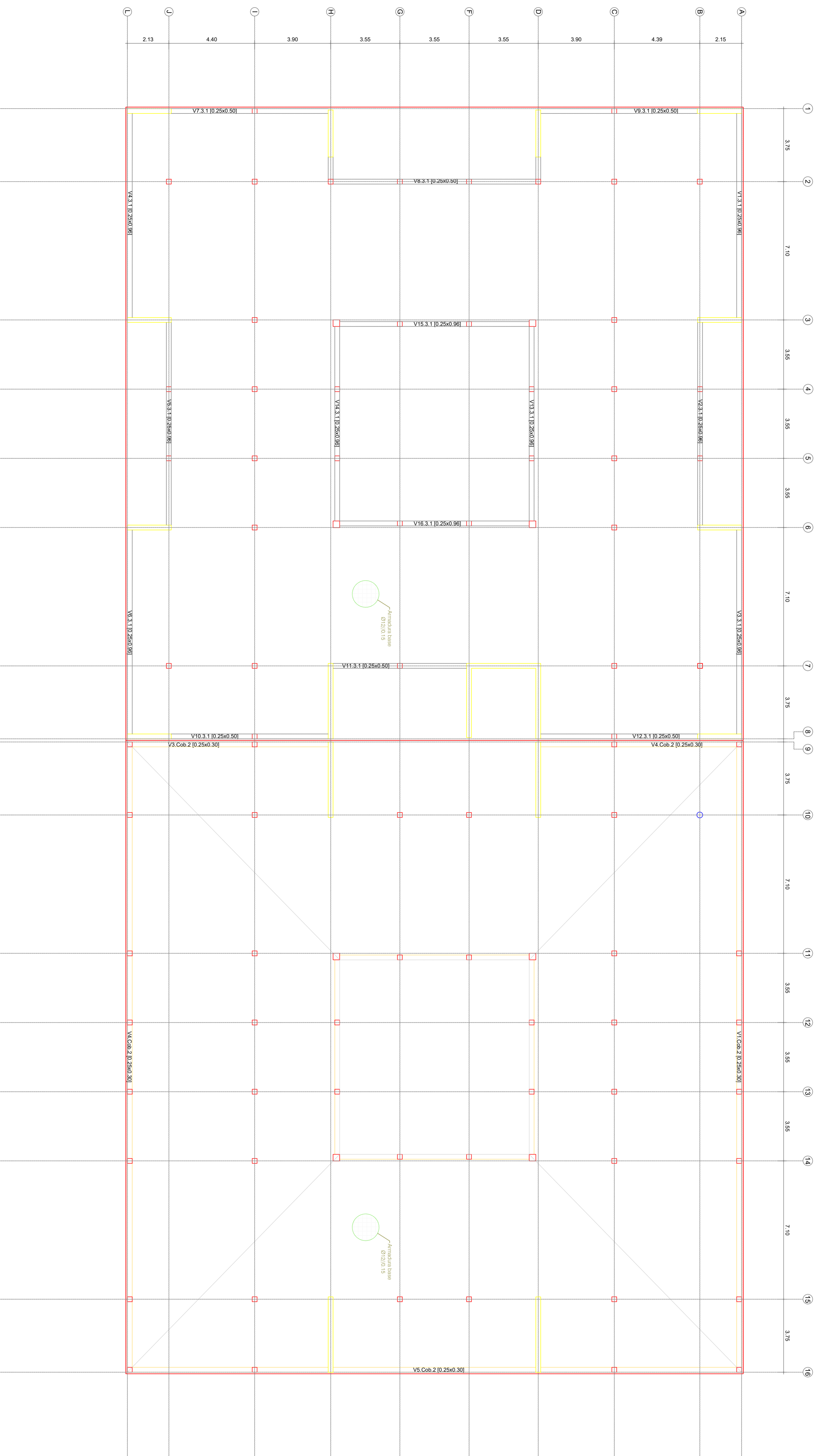




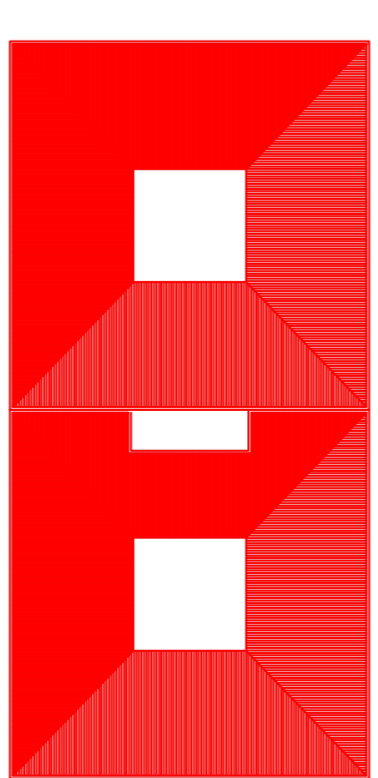


PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES  
COBERTURA

ESCALA 1:100



REVISÃO



**ISEP** INSTITUTO SUPERIOR  
DE ENGENHARIA DO PORTO

PROJETO  
CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
PORTO

EXECUÇÃO  
ESTRUTURAS

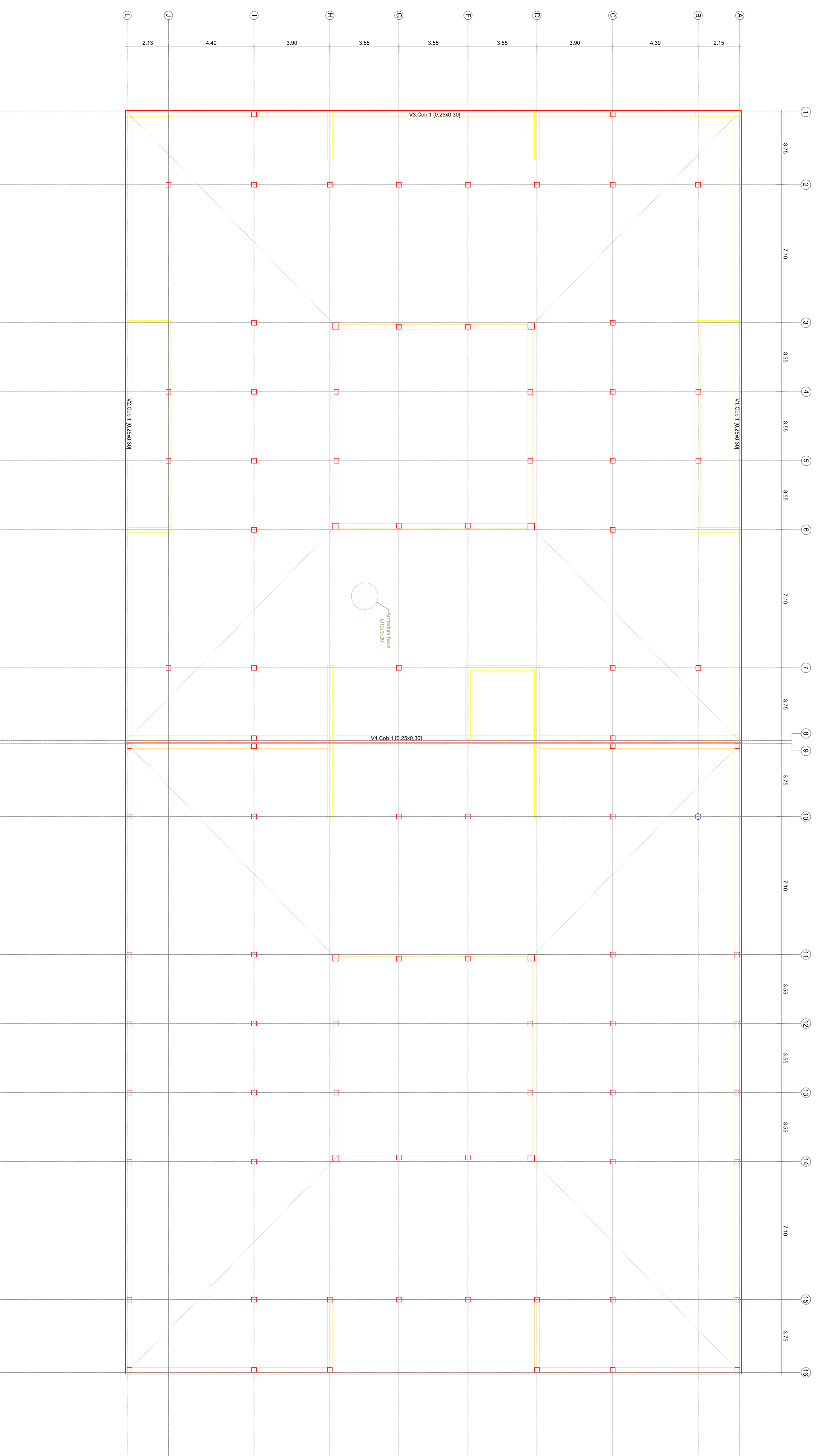
PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES DA COBERTURA

PROJETO: 0000  
FASE: EX  
EMPRESA: EST  
TPO: PD  
LSE: 00  
PROJETO: 09.ARM.004  
REVISÃO: R00

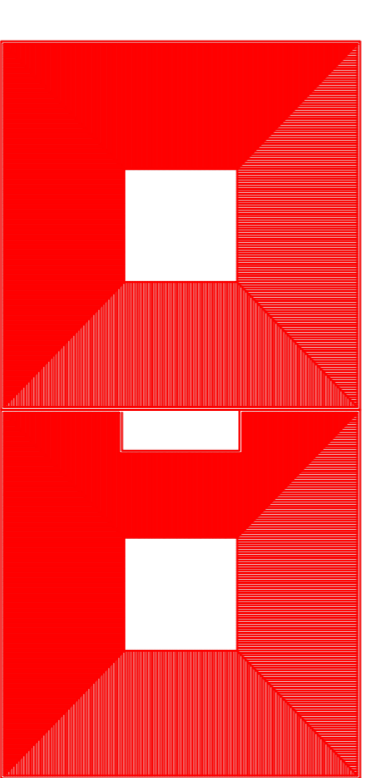
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	ELAB.	REV.	QTM.	QTB.
R00	10/2024	PRIMEIRA EMISSÃO	LSC	LSC		
RESERVADO						

09.ARM.004

PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES  
TELHADO  
Escala: 1/100



PROJETO: \_\_\_\_\_



**ISEP** INSTITUTO SUPERIOR  
DE ENGENHARIA DO PORTO

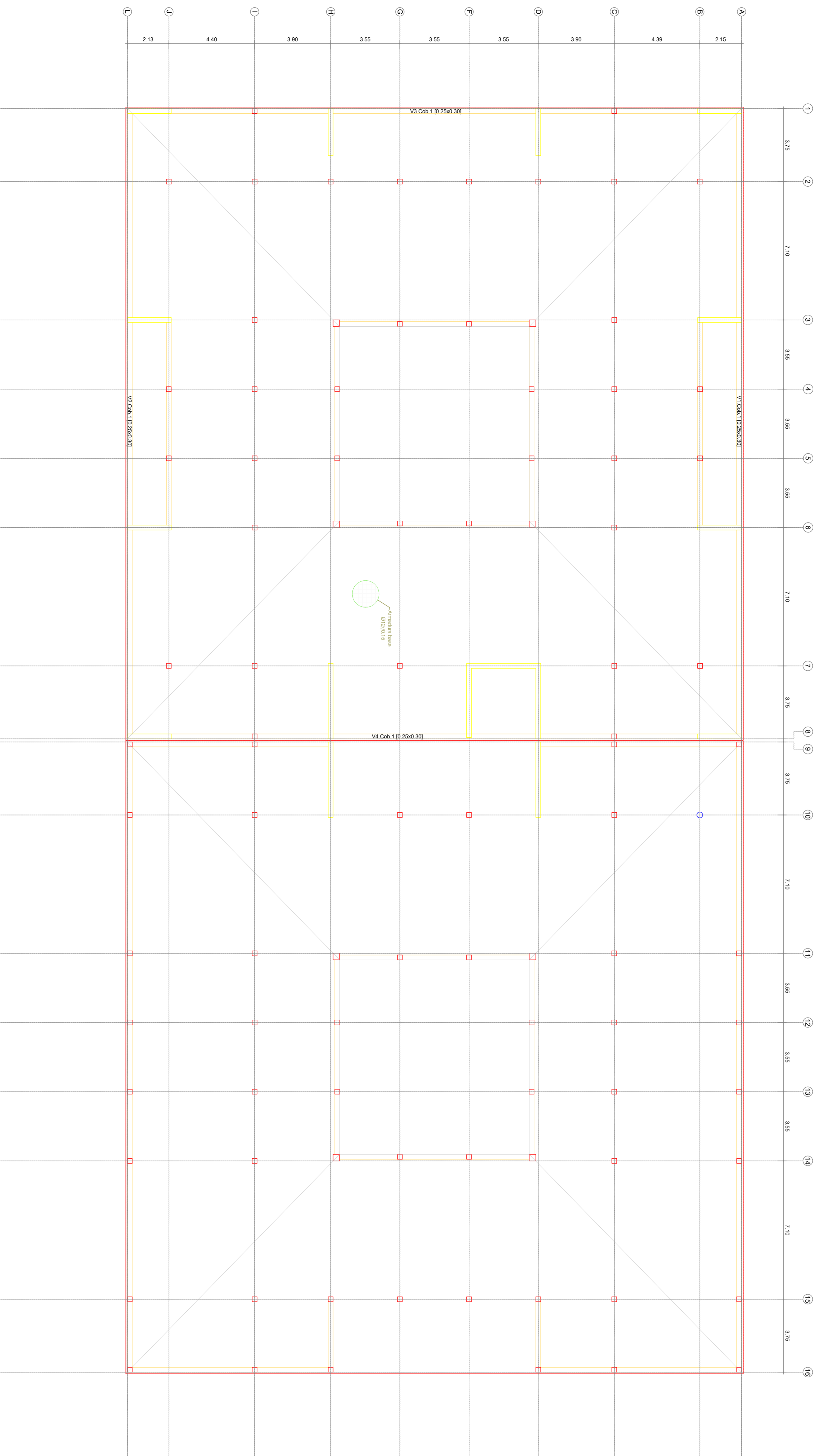
PROJETO: \_\_\_\_\_  
CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
PORTO

EXECUÇÃO: \_\_\_\_\_  
ESTRUTURAS: \_\_\_\_\_

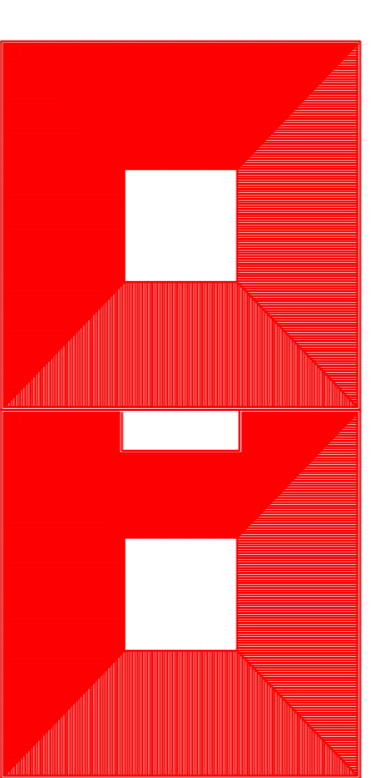
PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES TELHADO

PROJETO: \_\_\_\_\_  
EX: \_\_\_\_\_  
EST: \_\_\_\_\_  
PD: \_\_\_\_\_  
00: \_\_\_\_\_  
09.ARM.005: \_\_\_\_\_  
ROO: \_\_\_\_\_

PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES  
TELHADO  
Escala: 1/100



PROJETO: \_\_\_\_\_



**ISEP** INSTITUTO SUPERIOR  
DE ENGENHARIA DO PORTO

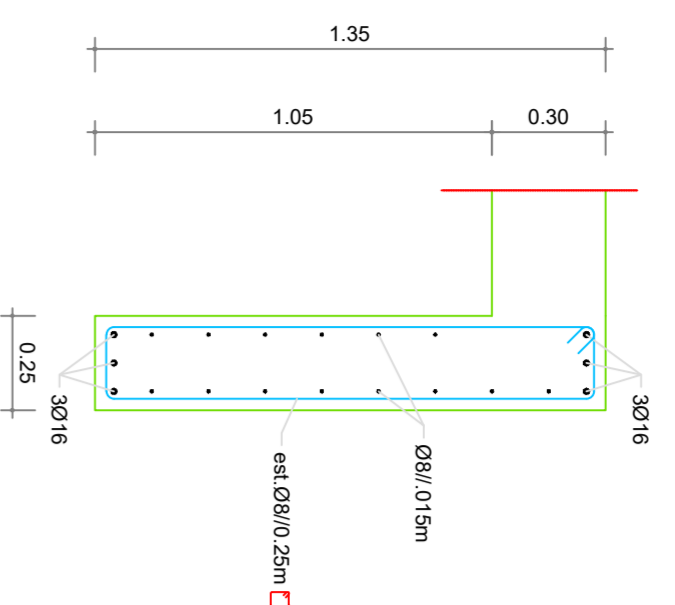
PROJETO: \_\_\_\_\_  
CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
PORTO

EXECUÇÃO: \_\_\_\_\_  
ESTRUTURAS

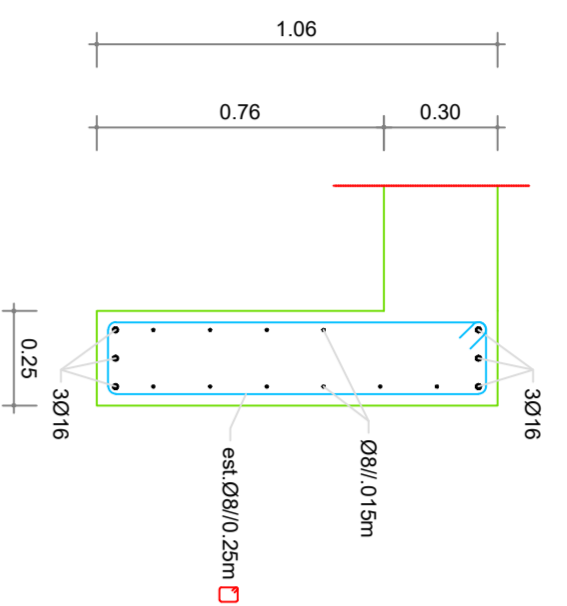
PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES DA DO TELHADO

PROJETO: \_\_\_\_\_  
EX EST PD 00 09.ARM.006

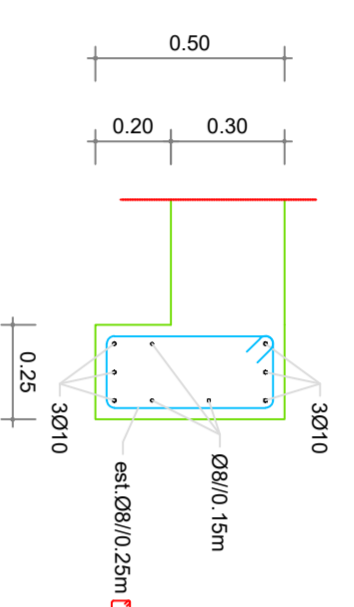
V3.2.1; V4.2.1; V6.2.1; V13.2.1  
e V14.2.1 [0.25x0.30]  
CORTE TIPO  
Escala: 1/20



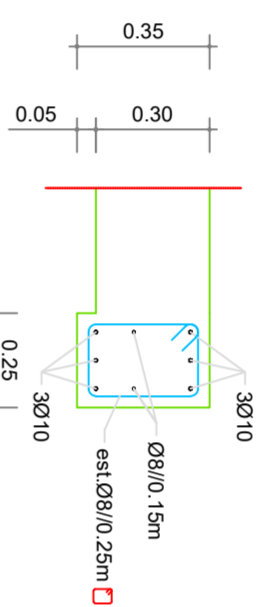
V1.2.1; V2.2.1 e V5.2.1  
[0.25x0.08]  
CORTE TIPO  
Escala: 1/20



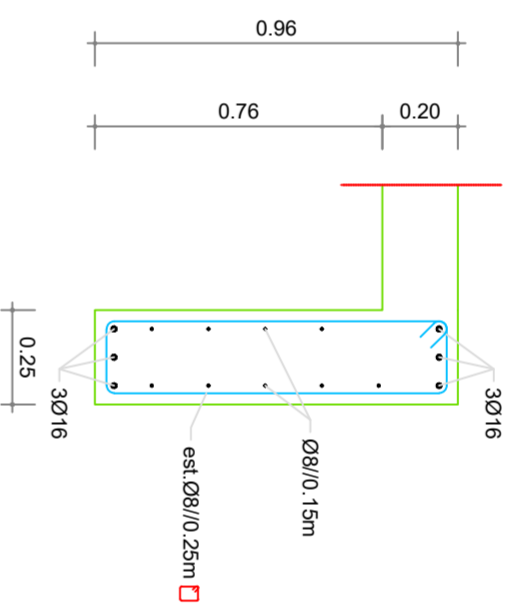
V7.2.1; V9.2.1; V10.2.1;  
V11.2.1 e V12.2.1 [0.25x0.50]  
CORTE TIPO  
Escala: 1/20



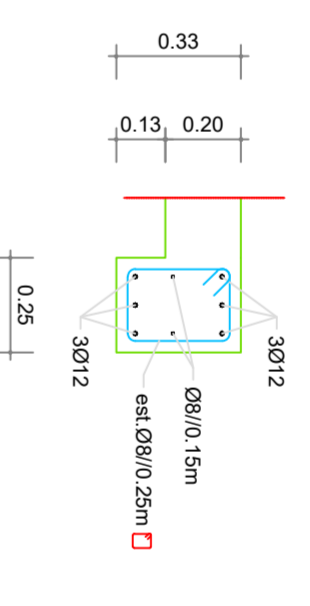
V8.2.1 [0.25x0.50]  
CORTE TIPO  
Escala: 1/20



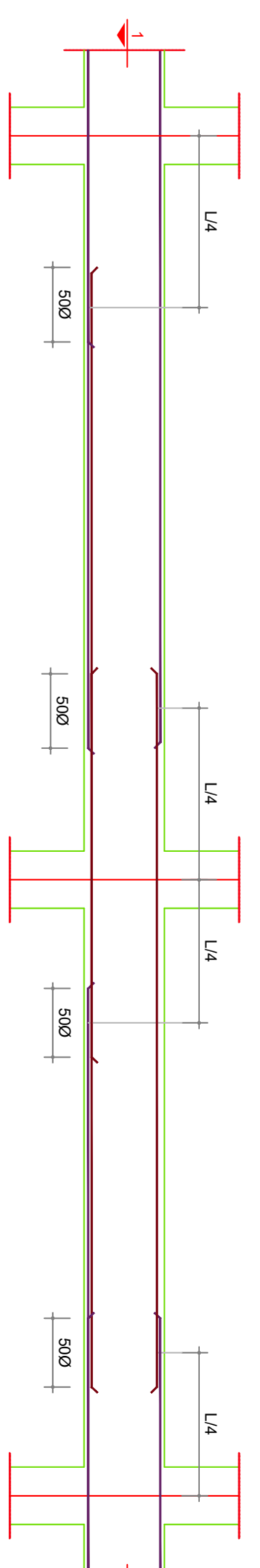
V1. COb.2; V2. COb.2; V3. COb.2; V4. COb.2;  
V5. COb.2; V6. COb.2; V7. COb.2 e  
V8. COb.2 [0.25x0.98]  
CORTE TIPO  
Escala: 1/20



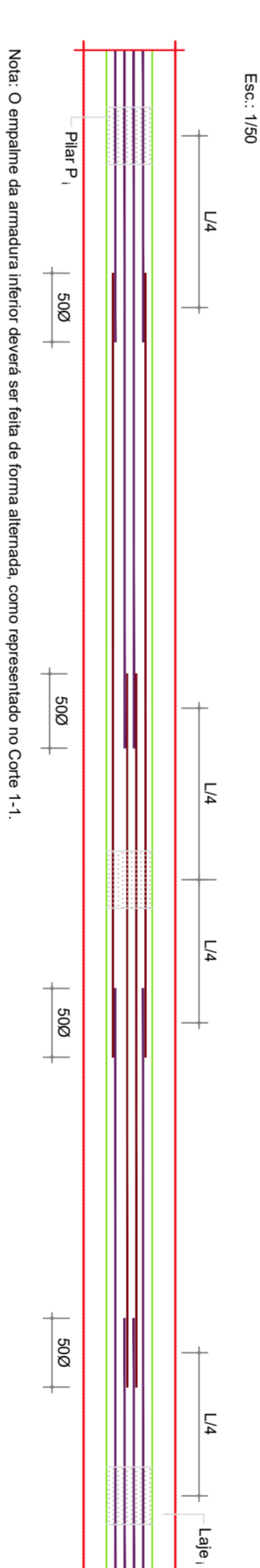
V9. COb.2 e V10. COb.2  
[0.25x0.53]  
CORTE TIPO  
Escala: 1/20



**ESQUEMA DE EMPALME DE VARÕES (QUANDO NECESSÁRIO)**

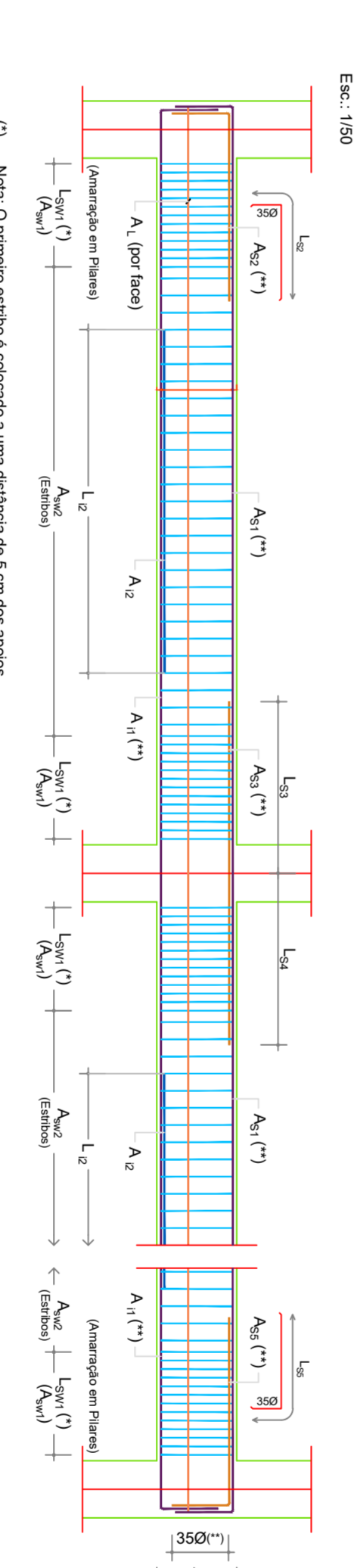


**CORTE 1-1 (EXEMPLO DE EMPALME DE VARÕES INFERIORES)**



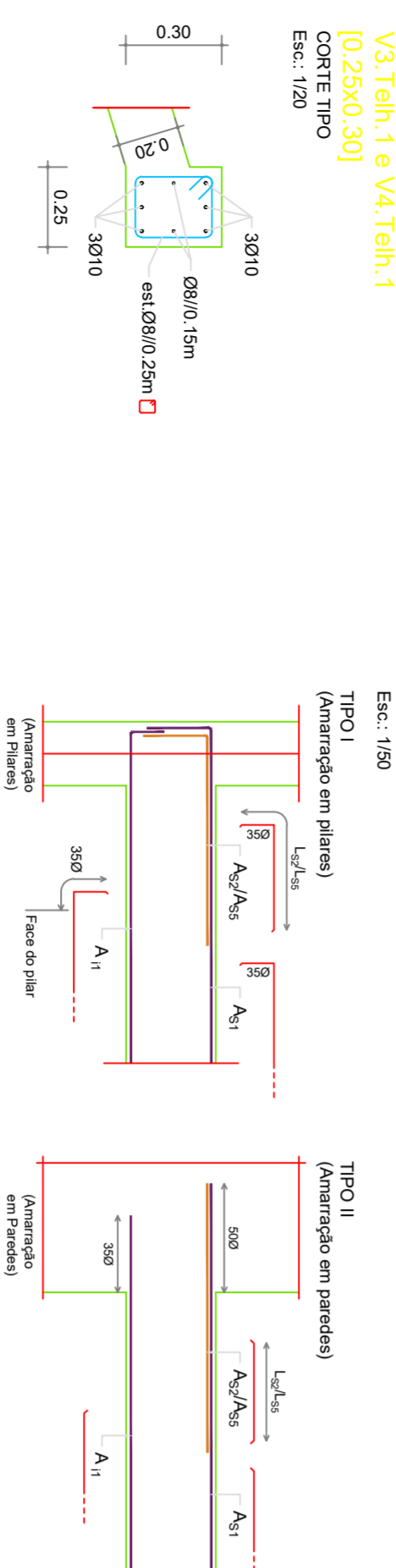
Nota: O empalme da armadura inferior deverá ser feita de forma alternada, como representado no Corte 1-1.

**ALÇADOS DE VIGAS (PORMENOR TIPO)**

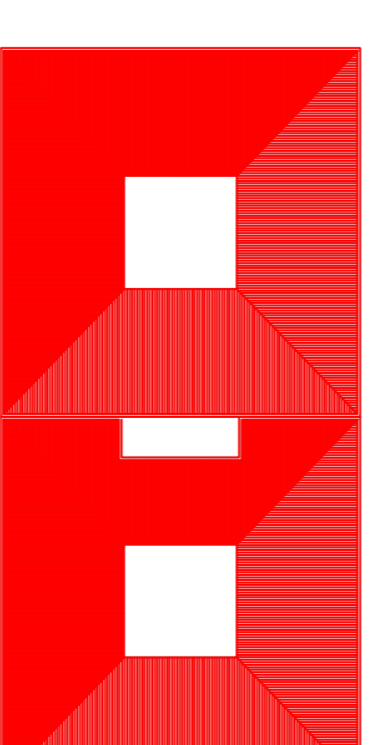
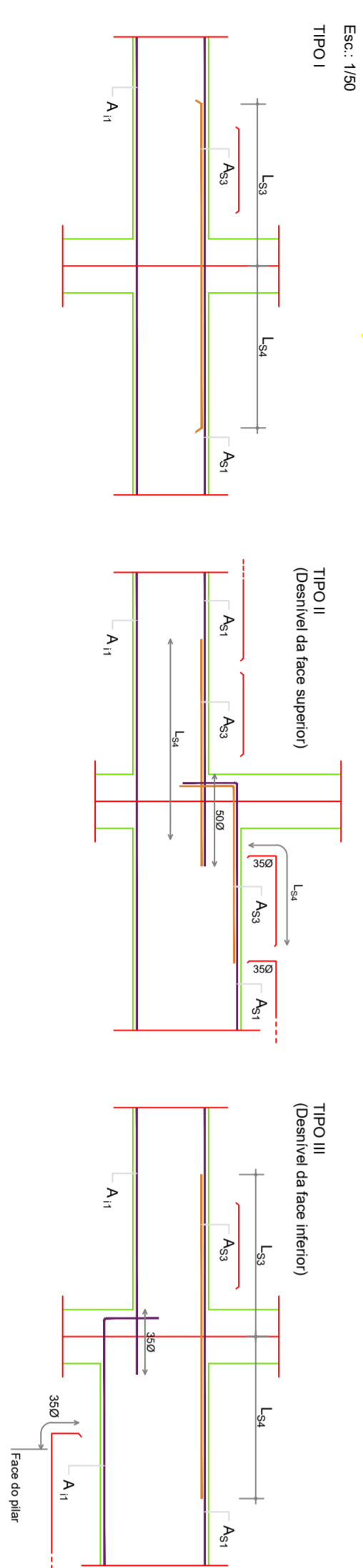


(\*) Nota: O pormenor aplica-se adotado a uma distância de 5 cm dos apoios.  
 (\*\*) Nota: O pormenor de armadura a aplicar nos apoios, de extensão de informação, deverá ser adaptado, sempre que necessário, aplicando o pormenor de armadura adequado a esta situação, conforme os pormenores de armaduras complementares a este alçado tipo.  
 (\*\*\*) Nota: Para outros tipos de armaduras não indicados, consultar os pormenores de armadura das NOTAS GERAIS.

**PORMENORES DE AMARRAÇÃO EM APOIO DE EXTREMIDADE**



**PORMENORES DE AMARRAÇÃO EM APOIO INTERMÉDIO**



**ISEP** INSTITUTO SUPERIOR  
DE ENGENHARIA DO PORTO

PROJETO  
CONSTRUÇÃO DE UM CENTRO SOCIAL  
PORTO

EXECUÇÃO  
ESTRUTURAS

Vigas