

APLICAÇÃO DA METODOLOGIA BIM EM UM PROJETO DE ESTRUTURAS

Rafael Ricardo dos Santos Oliveira

**Mestrado em Engenharia Civil
Área de Especialização: Estruturas
Estágio**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Miguel Sérgio Lourenço

Novembro de 2023

Dissertação submetida no Instituto Politécnico de Setúbal

APLICAÇÃO DA METODOLOGIA BIM EM UM PROJETO DE ESTRUTURAS

Mestrado em Engenharia Civil

DECLARAÇÃO DE AUTORIA DO TRABALHO

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e constam da listagem de referências incluída.

Rafael Ricardo dos Santos Oliveira

(assinatura)

DIREITOS DE COPIA OU COPYRIGHT

© **Copyright:** Rafael Ricardo dos Santos Oliveira

O Instituto Politécnico de Setúbal tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicitar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

“A picture is worth a thousand words, a BIM model is worth a thousand pictures”

Desconhecido

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento deste projeto contou com a ajuda de diversas pessoas, mas primeiramente eu agradeço a Deus por permitir a conclusão de mais uma importante etapa da minha vida acadêmica.

Agradeço também aos meus pais, Sérgio e Luciana por todo incentivo e suporte incondicional durante meu percurso acadêmico, em especial a minha mãe por acreditar em mim e que lutou tanto para eu pudesse alcançar meus objetivos.

Aos meus avós maternos e paternos pela sua contribuição ao longo de minha educação e trajetória.

As minhas irmãs, Bruna e Isabella pelo apoio e carinho ao durante os momentos difíceis.

A minha namorada, Isabella, por todo reconhecimento, admiração e incentivo em minha luta diária em busca dos meus objetivos.

Ao meu professor e orientador, Dr. Miguel Sérgio Lourenço, por confiar em minha capacidade, pela ajuda e disponibilidade para tornar este projeto possível.

A toda equipa da empresa *JSJ Structural Engineering* por todo suporte e ensinamentos ao longo deste estágio.

Agradeço também ao Instituto Politécnico de Setúbal, em especial a Escola Superior de Tecnologia do Barreiro por todo o suporte prestado continuamente.

A todos os professores que estiveram presentes ao longo da minha formação acadêmica, no qual, não seria possível sem eles, agradeço por todo conhecimento transmitido e exponho toda minha admiração e gratidão por estes docentes.

Por fim, agradeço também a todos amigos e envolvidos, que de forma direta ou indireta estiveram presentes.

RESUMO

O planeamento e dimensionamento de uma estrutura é um processo longo, que passa por várias etapas e é baseado em estudos e nas regulamentações vigentes. Para conceber uma estrutura, é necessário realizar uma avaliação que leve em consideração diversos fatores, como o tipo de utilização da estrutura, sua vida útil, as ações envolvidas, as especificações impostas pelo cliente e outros fatores relevantes na escolha da solução estrutural.

Ao longo do processo de desenvolvimento de um projeto, diversas especialidades precisam ser compatibilizadas, tornando o processo complexo e com um grande fluxo de dados, a partir disso, a metodologia BIM tem como o objetivo centralizar e tratar os dados através de uma modelo central e colaborativo. Com isso, torna-se possível a elaboração e aprimoramento das metodologias de trabalho, que visam a maximização e melhor qualidade dos resultados.

Além disso, para a elaboração de um projeto de engenharia, diversos estudos podem ser abordados de acordo com o nível do empreendimento. Desta forma, através do estudo prático realizado no estágio, realizou-se o projeto de um edifício hospitalar em Leiria, com o objetivo da análise de diversas componentes, como por exemplo o estudo comparativo entre soluções estruturais da laje, tendo como opção a solução de laje maciça e solução de laje com aligeiramento de Cobiax, sendo estas opções compradas com base na análise económica e sustentável entre soluções.

A partir de uma solução estrutural determinada, realizou-se a modelação e o estudo de interoperabilidade entre os softwares *Revit* e *Robot*, de modo a obter uma melhor metodologia de trabalho entre o modelo físico e o modelo analítico da estrutura.

Por fim, será tema de estudo também, o desenvolvimento do dimensionamento estrutural do edifício através do software de cálculo *Robot*.

PALAVRAS-CHAVE: Metodologia BIM, Interoperabilidade, GWP, Cobiax, Dimensionamento estrutural

ABSTRACT

The planning and dimensioning of a structure is a long process, which goes through several stages and is based on studies and current regulations. To design a structure, it is necessary to perform an evaluation that considers several factors, such as the type of use of the structure, its service life, the actions involved, the specifications imposed by the customer and other relevant factors in the choice of the structural solution.

Throughout the development process of a project, several specialties need to be made compatible, making the process complex and with a large flow of data, from this, the BIM methodology aims to centralize and treat data through a central and collaborative model. With this, it becomes possible to elaborate and improve work methodologies, which aim to maximize and better quality of results.

In addition, for the preparation of an engineering project, several studies can be addressed according to the level of the enterprise. Thus, through the practical study carried out in the internship, the project of a hospital building in Leiria was carried out, with the objective of analysing several components, such as the comparative study between structural solutions of the slab, with the option of solid slab solution and slab solution with Cobiax lightening, and these options are purchased based on economic and sustainable analysis between solutions.

From a determined structural solution, the modelling and the study of interoperability between Revit and Robot software was carried out, in order to obtain a better working methodology between the physical model and the analytical model of the structure.

Finally, it will also be the subject of study, the development of the structural design of the building through the Robot calculation software.

KEYWORDS: BIM Methodology, Interoperability, GWP, Cobiax, Structural Design

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ESTRUTURA GERAL DO PROJETO	2
2 METODOLOGIA BIM.....	4
2.1 CONCEITO.....	5
2.2 IMPORTÂNCIA DA METODOLOGIA BIM.....	6
2.3 CASOS DE SUCESSO COM O BIM	8
2.4 DIMENSÕES DO MODELO BIM.....	10
2.5 NIVEIS DE DESENVOLVIMENTO (LOD)	12
2.6 CONCEITO DE INTEROPERABILIDADE	13
3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	15
3.1 REGULAMENTAÇÃO.....	15
3.2 DESCRIÇÃO ARQUITETÔNICA	15
3.3 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL.....	16
3.4 COMPARAÇÃO ENTRE LAJE MACIÇA E LAJE COM COBIAX.....	18
3.4.1 OBJETIVO.....	18
3.4.2 LAJE MACIÇA	18
3.4.3 LAJE ALIGEIRADA COM COBIAX	19
3.4.4 INTEROPERABILIDADE ROBOT-REVIT	23
3.4.5 AVALIAÇÃO ECONÔMICA	30
3.4.6 AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE	38
3.4.7 LAJE MACIÇA VS LAJE ALIGEIRADA COM COBIAX	56
4 CASO DE ESTUDO – MODELAÇÃO 3D COM METODOLOGIA BIM	59
4.1 INTRODUÇÃO	59
4.2 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA NO REVIT	59
4.2.1 MODELO FÍSICO	59
4.2.2 MODELO ANALÍTICO	64
4.3 INTEROPERABILIDADE REVIT-ROBOT	73
4.4 ATUALIZAÇÃO DO MODELO	75
4.4.1 ATUALIZAÇÃO DA DEFINIÇÃO DAS SECÇÕES	76
4.4.2 ATUALIZAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS ELEMENTOS.....	78

4.4.3	ADICIONAR OU REMOVER ELEMENTOS.....	79
5	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	81
5.2	AÇÕES E COMBINAÇÕES	82
5.2.1	AÇÕES VERTICAIS	82
5.2.2	AÇÃO SÍSMICA.....	85
5.2.3	AÇÃO DO VENTO.....	86
5.2.4	COMBINAÇÕES DAS AÇÕES	86
5.3	ANÁLISE SÍSMICA.....	88
5.3.1	CLASSE DE DUCTIBILIDADE	88
5.3.2	CRITÉRIOS DE REGULARIDADE	88
5.3.3	PROPRIEDADES DINÂMICAS DA ESTRUTURA	93
5.3.4	CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL.....	95
5.3.5	COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	97
5.3.6	EFEITOS DE 2ª ORDEM.....	98
5.3.7	LIMITAÇÃO DE DANOS.....	99
5.4	LAJES	100
5.4.1	ELU – VERIFICAÇÃO FLEXÃO.....	100
5.4.2	ELU – VERIFICAÇÃO AO PUNÇAMENTO.....	102
5.4.3	ELS – DEFORMAÇÃO	105
5.5	BANDAS PRÉ-ESFORÇADAS	110
5.5.1	ELS – DEFORMAÇÃO	110
5.5.2	ELU – VERIFICAÇÃO À FLEXÃO	113
5.5.3	ELU – VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO.....	115
5.5.4	VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES	117
5.6	PILARES	118
5.6.1	ELU - VERIFICAÇÃO À FLEXÃO	118
5.6.2	ELU - VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO	121
5.7	PAREDES E NÚCLEOS	122
5.7.1	ARMADURA LONGITUDINAL.....	125
5.7.2	ARMADURA HORIZONTAL DE CONFINAMENTO.....	126
5.7.3	ARMADURA HORIZONTAL PARA ESFORÇO TRANSVERSO	126
5.7.4	VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO ELEMENTO	127
5.8	FUNDAÇÕES	129
	CONCLUSÃO.....	134
	BIBLIOGRAFIA.....	136
	ANEXO 1 – PLANTAS DA ARQUITETURA.....	1
	ANEXO 2 – TABELAS AUXILIARES	5
	ANEXO 3 – LISTA DE PEÇAS DESENHADAS	11

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Localização da construção do edifício em estudo	1
Figura 2.1 - Interoperabilidade entre especialidades.....	5
Figura 2.2 - Interoperabilidade dentro de um sistema BIM	6
Figura 2.3 – Exemplo de um modelo 3D das especialidades envolvidas no projeto da linha de metro de Istambul.....	8
Figura 2.4 - Vista aérea da arena Chase Center	9
Figura 2.5 – Projeto da ESS na Suécia.....	10
Figura 2.6 - Dimensões dos modelos BIM	11
Figura 2.7 - Níveis de desenvolvimento (LOD).....	12
Figura 2.8 – Interoperabilidade entre os diversos softwares utilizados em um projeto	13
Figura 3.1 - Render 3D do edifício	16
Figura 3.2 - Identificação das bandas pré-esforçadas no piso 1 e 2.....	17
Figura 3.3 - Identificação das bandas pré-esforçadas na cobertura.....	17
Figura 3.4 - Tipos de molde de aligeiramento tipo Cobiax da FERCA.....	19
Figura 3.5 - Ciclo de produção dos moldes	20
Figura 3.6 - Disposição construtiva em alçado e em planta dos moldes de aligeiramento Cobiax	20
Figura 3.7 - Sequência de montagem da laje com aligeiramento de Cobiax	21
Figura 3.8 – Posição da linha neutra acima do vazio da lâmina de compressão.....	21
Figura 3.9 - Secção tipo de uma laje com aligeiramento CBX da Ferca.....	22
Figura 3.10 - Modelo global da estrutura em fase de pré-dimensionamento	24
Figura 3.11 - Comando utilizado no Robot para ligação com Revit.....	24
Figura 3.12 – Janela de integração com o Revit	25
Figura 3.13 - Comando utilizado no Revit para ligação com o Robot	25
Figura 3.14 – Janela no Revit de integração com o Robot.....	26
Figura 3.15 – Modelo Físico e cargas exportadas do Robot para o Revit 2023.....	26
Figura 3.16 - Comando "Analytical Automation" no menu "Analyze"	27
Figura 3.17 - Janela do comando "Analytical Automation" do Revit	27
Figura 3.18 - Criação do elemento correspondente a laje de 0,26m	28

Figura 3.19 - Modelo físico e analítico após utilização do comando "Analytical Automation"	28
Figura 3.20 - Comparação de soluções para o modelo analítico do piso 1 e 2.....	29
Figura 3.21 - Modelo físico final para a integração Robot-Revit	29
Figura 3.22 - Fases da análise do ciclo de vida	42
Figura 3.23 - Quantidade de EPD's nos países da Europa	45
Figura 3.24 – Valores estatísticos da plataforma EC3 para o betão C30/37	46
Figura 3.25 – Betão Verdi Zero da Secil	55
Figura 4.1 - Menu das estruturas no Revit	59
Figura 4.2 - Elementos verticais modelados no Revit.....	60
Figura 4.3 – Laje, bandas e capitéis modelados no Revit	60
Figura 4.4 - Opções de modelação para lajes, bandas e capitéis	61
Figura 4.5 – Modelo analítico para as opções de modelação.....	62
Figura 4.6 - Menu para os elementos arquitetónicos do Revit.....	62
Figura 4.7 - Modelação das escadas	63
Figura 4.8 - Menu utilizado para a modelação das sapatas	63
Figura 4.9 - Vista tridimensional das sapatas dos pilares.....	64
Figura 4.10 – Menu “Analyze” do Revit 2023	65
Figura 4.11 - Modelo analítico gerado pelo comando "Analytical Automation "	65
Figura 4.12 – Ajustes necessários no modelo analítico.....	66
Figura 4.13 – Vista em planta do modelo físico e analítico da abertura da caixa de escadas	66
Figura 4.14 – Vista em alçado para a correção do modelo analítico dos pilares	67
Figura 4.15 – Comando “Wall Joins” utilizado para a correção das paredes.....	67
Figura 4.16 - Antes e depois da correção do modelo analítico das paredes	68
Figura 4.17 – Comando “By Face” utilizado para a correção das aberturas da laje	68
Figura 4.18 – Comparação entre soluções de modelação da laje do piso 0.....	69
Figura 4.19 – Comparação entre soluções de modelação de um painel de lajes do piso 0 (solução incorreta e solução correta)	69
Figura 4.20 – Imperfeição geométrica no painel de laje do piso -1.....	70
Figura 4.21 - Utilização do comando "Analytical Link" em pilares	70
Figura 4.22 – Parâmetros dos painéis das escadas e modelo analítico	71
Figura 4.23 - Menu "Boundary Conditions" usado para a definição das condições de apoio.....	71
Figura 4.24 – Menu “Manage” do Revit.....	72

Figura 4.25 - Janela dos casos e combinações de cargas.....	72
Figura 4.26 – Menu para a aplicação das cargas no Revit.....	72
Figura 4.27 - Modelo analítico da estrutura após as correções.....	73
Figura 4.28 – Menu “Analyze” e opção “Robot Structural Analysis Link”	73
Figura 4.29 – Modelo do Robot resultante da exportação do modelo analítico	74
Figura 4.30 - Janela do comando "Update Model"	75
Figura 4.31 - Atualização das secções dos pilares a partir do comando “Update Model” – Revit para Robot.....	76
Figura 4.32 - Erro na atualização das coordenadas dos pilares novos	77
Figura 4.33 - Erro dos níveis dos pilares.....	77
Figura 4.34 – Atualização da localização dos pilares com o comando “Update Model” – Revit para Robot.....	78
Figura 4.35 - Atualização da localização dos pilares com o comando “Update Model” – Robot para Revit.....	79
Figura 4.36 - Modelo 3D com a estrutura dos painéis solares na cobertura.....	79
Figura 4.37 - Atualização da subestrutura metálica com o comando “Update Model” .	80
Figura 5.1 - Mapa de cargas do piso -2 e -1	83
Figura 5.2 - Mapa de cargas do piso 0 e 1.....	84
Figura 5.3 - Mapa de cargas do piso 2 e cobertura.....	84
Figura 5.4 - Modo de vibração 1 para a estrutura e para o piso 2	94
Figura 5.5 - Modo de vibração 2 para a estrutura e para o piso 2	94
Figura 5.6 - Modo de vibração 3 para a estrutura e para o piso 2	94
Figura 5.7 - Modo de vibração 4 para a estrutura e para o piso 2	95
Figura 5.8 - Modo de vibração 5 para a estrutura e para o piso 2	95
Figura 5.9 - Exemplo de aplicação dos "Shear studs"	102
Figura 5.10 - Coeficientes de repartição para determinação do K_t global.....	106
Figura 5.11 - Deformações no piso -1.....	107
Figura 5.12 - Deformações no piso 0.....	107
Figura 5.13 – Deformações no piso 1	107
Figura 5.14 - Deformações no piso 2.....	108
Figura 5.15 - Deformações na cobertura.....	108
Figura 5.16 - Deformações elásticas para a combinação CQP + PE do piso 0	111
Figura 5.17 - Deformações elásticas para a combinação CQP + PE do piso 1	111
Figura 5.18 - Deformações elásticas para a combinação CQP + PE do piso 2	111

Figura 5.19 - Deformações elásticas para a combinação CQP + PE da cobertura....	112
Figura 5.20 – Método do diagrama retangular simplificado para o pré-esforço do lado da ação.....	113
Figura 5.21 - Tensões segundo y do piso 1 para a combinação SW+PE0	117
Figura 5.22 - Tensões segundo y da cobertura para a combinação SW+PE0	117
Figura 5.23 - Diagrama de interação N-M para o pilar com secção 1,00x0,50	120
Figura 5.24 - Núcleos modelados no Robot	122
Figura 5.25 - Identificação das paredes do núcleo 4 (N4)	123
Figura 5.26 - Método dos pilares fictícios.....	123
Figura 5.27 - Modelo de escoras e tirantes da sapata sem excentricidade da carga	129
Figura 5.28 - Modelo de escoras e tirantes para sapatas com excentricidade e tensões no solo em menos da metade da sapata	130
Figura 5.29 - Modelo de escoras e tirantes para sapatas com excentricidade e tensões no solo em mais da metade da sapata	131
Figura 0.1 - Planta da arquitetura do piso -2	2
Figura 0.2 - Planta da arquitetura do piso -1	2
Figura 0.3 - Planta da arquitetura do piso 0	3
Figura 0.4 - Planta da arquitetura do piso 1	3
Figura 0.5 - Planta da arquitetura do piso 2	4
Figura 0.6 - Planta da arquitetura da cobertura.....	4
Figura 0.7 - Tensões segundo x do piso 0 para a combinação SW+PE0	10
Figura 0.8 - Tensões segundo y do piso 2 para a combinação SW+PE0	10

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Factores de correção da inércia para lajes aligeiradas com o sistema Cobiax CBX	22
Tabela 3.2 - Fluxo de dados entre Revit e Robot 2023	23
Tabela 3.3 – Preços compostos para as estimativas no pré-dimensionamento da laje maciça	30
Tabela 3.4 – Preços compostos para as estimativas no pré-dimensionamento da laje aligeirada com Cobiax	31
Tabela 3.5 – Volume de betão por elemento na solução com laje maciça e laje aligeirada com Cobiax.....	32
Tabela 3.6 – Estimativa de custos para a solução de laje maciça.....	32
Tabela 3.7 – Estimativa de custos para a solução de laje aligeirada com Cobiax	33
Tabela 3.8 - Volumes e custos por metro cúbico das soluções.....	37
Tabela 3.9 – Quantidade de kgCO _{2e} por material	46
Tabela 3.10 - Quantidade de CO _{2e} por solução para as fases A1, A2 e A3, em toneladas	47
Tabela 3.11 - Quantidade de emissões de CO ₂ por litro de combustível consumido...	47
Tabela 3.12 – Quantidade de kgCO _{2e} para a fase A4 da SLM	48
Tabela 3.13 - Quantidade de kgCO _{2e} para a fase A4 da SLAC	49
Tabela 3.14 – Resistência dos terrenos à desagregação.....	50
Tabela 3.15 - Rendimento possível de máquinas de escavação na ponderação dos ciclos - extensão dos percursos, dificuldade de corte e condições de ataque	50
Tabela 3.16 – Relação potência nominal/rendimento em metros cúbicos por metro de percurso em pleno esforço (buldozer ou angledozer)	51
Tabela 3.17 - Consumo de combustível em máquinas de corte e movimentação de terras (Em kg x cv/hora).....	51
Tabela 3.18 – Factor de carga aplicável	51
Tabela 3.19 - Estimativa de horas de trabalho necessárias para a escavação	52
Tabela 3.20 – Consumo de combustível durante os trabalhos de escavações na fase A5	52
Tabela 3.21 – Quantidade de CO _{2e} emitido durante os trabalhos de transporte de terras para o aterro na fase A5	53
Tabela 3.22 – Quantidade de CO _{2e} emitido durante os trabalhos de bombagem do betão na fase A5	53

Tabela 3.23 - Total de CO _{2e} para a fase A5, em toneladas.....	53
Tabela 3.24 – Total de CO _{2e} das soluções estruturais por fase de estudo, em toneladas.	54
Tabela 3.25 – Vantagens e desvantagens das soluções	56
Tabela 4.1 - Dimensões das sapatas dos pilares	63
Tabela 5.1 – Especificações das classes dos betões e recobrimentos	81
Tabela 5.2 - Característica do aço adotado	81
Tabela 5.3 - Restantes cargas permanentes	82
Tabela 5.4 - Sobrecargas de utilização	83
Tabela 5.5 – Parâmetros de cálculo para a ação sísmica	85
Tabela 5.6 – Parâmetros para a determinação da ação do vento	86
Tabela 5.7 - Verificação da condição 4) da regularidade em planta	91
Tabela 5.8 - Dados iniciais para a análise da condição 5) da regularidade em planta.	91
Tabela 5.9 – Parâmetros para a análise do raio de torção, r_x e r_y	92
Tabela 5.10 - Resultados para os raios de torção r_x e r_y	92
Tabela 5.11 - Verificação para a condição 5) na direção x.....	92
Tabela 5.12 - Verificação para a condição 5) na direção y.....	92
Tabela 5.13 - Propriedades dinâmicas da estrutura.....	93
Tabela 5.14 – Forças basais para os elementos verticais.....	96
Tabela 5.15 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , para sistemas regulares em altura.....	97
Tabela 5.16 - Verificação da limitação de danos para o sismo tipo 1	100
Tabela 5.17 - Armaduras adotadas para a verificação ao ELU à flexão da laje nas zonas mais condicionantes	101
Tabela 5.18 - Momentos resistentes das armaduras das zonas mais condicionantes	101
Tabela 5.19 - Resultados para a análise do punçoamento nos pilares interiores	103
Tabela 5.20 - Resultados para as armaduras de punçoamento nos pilares interiores mais condicionantes.....	104
Tabela 5.21 - Regra de pormenorização das armaduras de punçoamento	105
Tabela 5.22 - Momentos de fendilhação (M_{cr})	106
Tabela 5.23 – Valores considerados para o método dos coeficientes globais do piso -1	109
Tabela 5.24 - Resumo dos valores das deformações a longo prazo dos pisos	109
Tabela 5.25 - Cabos de pré-esforço utilizados por solução em cada piso.....	112

Tabela 5.26 - Verificação das deformações a longo prazo.....	112
Tabela 5.27 - Armadura mínima e máxima para as bandas pré-esforçadas	113
Tabela 5.28 - Armaduras adotadas para as bandas pré-esforçadas	114
Tabela 5.29 - Momento resistente da banda de 0,45m e 4 cabos.....	114
Tabela 5.30 - Momento resistente da banda de 0,45m e 8 cabos.....	114
Tabela 5.31 - Momento resistente da banda de 0,50m e 4 cabos.....	115
Tabela 5.32 - Momento resistente da banda de 0,50m e 10 cabos.....	115
Tabela 5.33 - Momento resistente da banda de 0,80m e 10 cabos.....	115
Tabela 5.34 – Armaduras adotadas para a verificação ao ELU das bandas pré-esforçadas	116
Tabela 5.35 - Parâmetros para escolha do expoente "a"	118
Tabela 5.36 - Armaduras longitudinais adotadas para os pilares por secção	119
Tabela 5.37 - Determinação das armaduras transversais e de confinamento	122
Tabela 5.38 - Dimensões dos pilares fictícios	124
Tabela 5.39 - Esforços para o núcleo 4 ao nível do piso 0	125
Tabela 5.40 - Armaduras mínimas e máximas.....	126
Tabela 5.41 - Cálculo da armadura de esforço transversal do núcleo.....	127
Tabela 5.42 – Resumo das verificações do núcleo N4.....	127
Tabela 5.43 - Nível dos esforços mais condicionantes nas sapatas por combinação	132
Tabela 5.44 - Esforços e armaduras mais condicionantes para as sapatas dos pilares	133
Tabela 5.45 – Armaduras adotadas para as sapatas dos pilares.....	133
Tabela 0.1 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem na direção x.....	6
Tabela 0.2 - Verificação para os efeitos de 2ª ordem na direção y.....	7
Tabela 0.3 - Verificação da limitação de danos para a direção x	8
Tabela 0.4 - Verificação da limitação de danos para a direção y	9

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ACV – Avaliação do ciclo de vida

AEC – Arquitetura, engenharia e construção

BIM – *Building Information Modeling*

ELS – Estado limite de serviço

ELU – Estado limite último

EPD – *Environmental Product Declaration*

GEE – Gases de efeito estufa

GWP – *Global Warming Potential*

IFC - Industry Foundation Classes

LCA – *Life cycle analysis*

LOD – Level of development

SGA – Sistema de gestão ambiental

SLAC – Sistema de laje com aligeiramento em Cobiax

SLM – Sistema de laje maciça

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A concepção e dimensionamento de uma estrutura consiste num processo longo, que passa por diversas etapas e é fundamentado em estudos e na regulamentação em vigor. Para uma concepção estrutural é necessário realizar uma avaliação que leve em consideração diversos fatores, como o exemplo o tipo de utilização à qual destina-se a estrutura, o tempo de vida útil, as ações atuantes, especificações impostas pelo dono de obra e ainda outros fatores importantes na escolha da solução estrutural.

O processo de desenvolvimento de um projeto possui um grande fluxo de informações entre os intervenientes do projeto. A utilização da metodologia BIM traz grandes vantagens para a coordenação dos projetos, no qual, baseia-se em uma representação digital parametrizada e partilhada do projeto que promove uma comunicação melhor entre as diversas especialidades e um maior controle dos resultados obtidos neste processo da idealização da estrutura. Esta metodologia consiste na passagem de um projeto 2D para 3D tornando o projeto mais completo em detalhes. Para além de aspetos de coordenação, ainda é possível incorporar informações como o tipo e quantidade de material e a partir disto, possibilitar a definição do prazo para cada processo a ser realizado, o que acaba por possibilitar a avaliação dos custos e o tempo total da construção. Com isso a utilização desta metodologia torna-se benéfica por traduzir com uma maior fiabilidade os resultados e reduzir erros causados por incompatibilidades em obra. Ao longo deste processo de utilização da metodologia BIM são utilizados diversas ferramentas e softwares de modo a atender as necessidades para a implementação do projeto, sendo um dos focos de estudo, esses softwares de modo a aprimorar os conhecimentos práticos relevantes a esta metodologia.

Será realizado o desenvolvimento do plano do estágio curricular, que será orientado ao projeto de um edifício hospitalar designado como Hospital CUF Leiria, edifício a ser construído em Leiria na Rua Cabrita Franco com a metodologia BIM. (Figura 1.1)



Figura 1.1 - Localização da construção do edifício em estudo

1.2 OBJETIVOS

Pretende-se abordar os temas relevantes e estudo realizado durante o período de estágio, onde, este teve como objetivo a realização de um projeto de um ambiente de gabinete de projetos de modo a criar uma maior proximidade com o ambiente de trabalho e ainda promover um maior contato com situações reais durante o desenvolvimento de uma concepção e dimensionamento estrutural. Durante a realização do estágio, o estudo do projeto passará por diversas etapas, passando pelo dimensionamento e pormenorização até a avaliação de custo de materiais da obra e avaliação da sustentabilidade, sendo ampliado a capacidade de sentido crítico e utilização dos conceitos desenvolvidos durante o percurso acadêmico.

O projeto irá realizar-se com recurso a metodologia BIM, no qual, é necessário desenvolver capacidades digitais para a utilização de softwares fundamentais nesta metodologia.

Ainda no âmbito digital, será realizado testes com novas funcionalidades e a possível melhoria do processo de modelação 3D de um edifício para o modelo e cálculo estrutural.

Será objetivo também, realizar a comparação de soluções estruturais durante o pré-dimensionamento por meio da estimativa de custos e análise da sustentabilidade da estrutura através do estudo do CO_{2e} (dióxido de carbono equivalente) de modo a medir o impacto da construção das diferentes soluções para a estrutura.

1.3 ESTRUTURA GERAL DO PROJETO

O projeto será dividido em cinco capítulos, em que, durante estes capítulos, será abordado o desenvolvimento do projeto com diferentes componentes do BIM. As primeiras três dimensões são utilizadas para o desenvolvimento do modelo tridimensional, na componente 5D é realizado a avaliação dos custos dos materiais e por fim, na componente 6D trata-se da questão da sustentabilidade e gestão dos ativos da construção.

A partir do dimensionamento da estrutura no Revit, obtém-se as quantidades de cada material e assim, viabilizando a estimativa de custos dos materiais desta estrutura, parte que diz respeito a dimensão 5D.

A sustentabilidade do projeto será abordado na dimensão 6D, em que será avaliado o potencial de aquecimento global por meio da quantificação do CO_{2e} (dióxido de carbono equivalente), para ter uma melhor avaliação do quanto uma estrutura de betão agride o meio ambiente desde a extração dos materiais na natureza até o momento em que é construída, isto com a finalidade de exemplificar a metodologia e a partir deste ponto, tornar possível a comparação entre diferentes soluções estruturais ou com diferentes materiais.

No capítulo 3 será realizado o pré-dimensionamento da estrutura, de modo a estudar duas soluções estruturais diferentes para obter os resultados necessários para a comparação entre soluções. Neste capítulo será tratado as componentes 3D, 5D e 6D, referentes a modelação espacial, avaliação econômica e avaliação da sustentabilidade, respetivamente. Ainda no capítulo 3, irá ser testado a interoperabilidade entre Robot e Revit em um dos fluxos de dados.

O projeto desenvolvido será objeto de estudo a partir do estudo prévio ocorrido, no qual, será realizado novamente a modelação 3D da estrutura em Revit com base na arquitetura imposta, tema abordado durante o capítulo 4, em que, para esta modelação serão realizados testes e investigações para o correto desenvolver face as exigências para obtenção mais assertiva de estimativas de custos e prazos, levando ainda em consideração determinados critérios de

dimensionamento. Ainda, na fase de modelação, será avaliado continuamente o modelo analítico da estrutura criado pelo Revit, a partir de um modelo físico para esta finalidade, de modo a reduzir ao máximo erros de modelação da estrutura quando importado para o software de cálculo estrutural (*Robot Structural Analysis Professional*) e ser possível obter o maior aproveitamento da modelação da estrutura no Revit, reduzindo a necessidade de realizar novamente a estrutura no Robot, no qual, será avaliado a viabilidade deste processo de importação entre softwares da *AutoDesk*.

No capítulo 5, irá desenvolver-se o dimensionamento estrutural de um edifício hospitalar em betão armado com dois pisos enterrados, um piso ao nível do solo e dois pisos elevados, sendo localizado na zona de Leiria, em que para vencer determinados desafios, será necessário utilizar o pré-esforço. O dimensionamento desta estrutura torna-se mais exigente por se enquadrar na classe de importância IV de acordo com a NP EN1998-1, que classifica as estruturas de acordo com a sua importância face aos sismos. Ainda importante de salientar que a estrutura deverá ser projetada para uma vida útil de 100 anos, ou seja, tempo que corresponde ao dobro do período de referência de 50 anos preconizado na NP EN1998-1. Neste capítulo foi realizado apenas o dimensionamento de elementos no qual foram estudados durante o estágio.

(Página em branco)

2 METODOLOGIA BIM

2.1 CONCEITO

O *Building Information Modeling* (BIM) é uma representação digital paramétrica e compartilhada da construção que permite a concepção, construção e operação de projetos em um ambiente virtual por meio de tecnologias, processos e políticas. O conceito BIM evoluiu extensivamente ao longo dos anos e é agora considerado uma marca registrada da inovação digital na indústria global da construção.

A sigla BIM significa em português “Modelação da informação da construção”, ou seja, o BIM se classifica como um processo e/ou uma metodologia que visa automatizar o uso da informação de uma melhor forma em busca de maior precisão e capacidade de processamento de um grande fluxo de dados.

Em complemento as representações 2D de projetos, este processo consiste na criação de um modelo 3D tornando o projeto mais rico em detalhes e mais perceptível através da visualização de perspectivas tridimensionais. Além disso, é capaz de incorporar informações como: o tipo do material utilizado em cada processo da construção; a quantidade de cada material e consequentemente viabilizar a estimativa de custos; prazos para cada processo, documentações, entre outros.

O BIM veio abrir o caminho para uma comunicação mais fácil, completa e concisa entre os vários especialistas envolvidos num projeto (arquitetos, engenheiros, empreiteiros, proprietários...). Com este conceito, todos envolvidos no processo de construção podem visualizar o modelo de diferentes perspectivas (tendo em conta a sua especialização), acrescentar ou modificar informações a tempo real e muitas outras funções sem terem a necessidade de converter ficheiros ou haver contacto interpessoal entre profissionais. Por exemplo, um arquiteto pode inserir a sua planta e comparar se entra em conflito com alguma estrutura dos engenheiros civil ou mecânico. (Cardoso, A. *et al* – 2013) (Figura 2.1)



Figura 2.1 - Interoperabilidade entre especialidades

Um dos fundamentos do BIM é a comunicação entre todas as partes intervenientes e troca de informação. Durante um projeto convencional, o projeto é dividido por especialidades (estrutura, hidráulica, elétrica, AVAC, entre outros) e por vezes, essas especialidades tendem a ser concebidas de maneira independente umas das outras sem levar em consideração a harmonização entre elas, o que torna a união destes projetos um processo cansativo e desafiador, porém, com o BIM a troca de informações se torna um fluxo constante com a finalidade de compatibilizar todos os projetos envolvidos. Com isso, problemas futuros que seriam gerados pela compatibilização destes projetos que só poderiam ser detetados em obra, agora podem ser previstos e solucionados previamente, economizando nos custos do empreendimento e tempo, graças ao modelo centralizado de trabalho. (Figura 2.2)

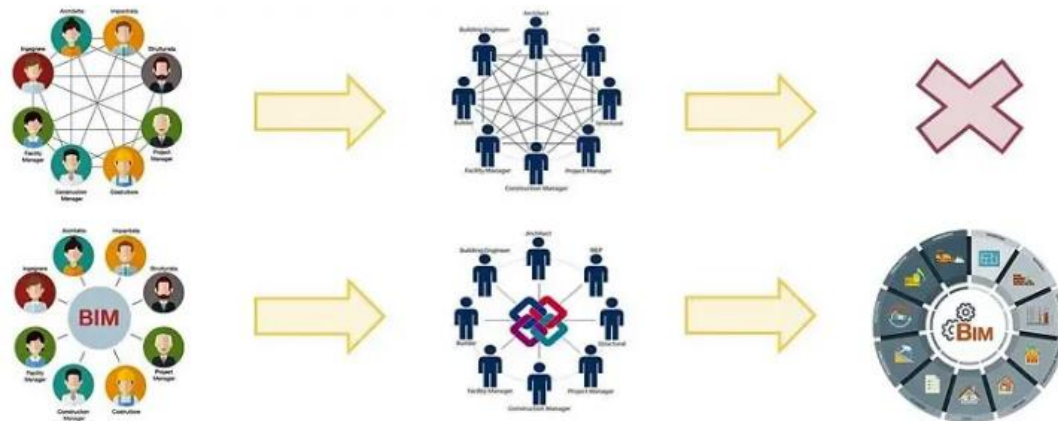


Figura 2.2 - Interoperabilidade dentro de um sistema BIM

2.2 IMPORTÂNCIA DA METODOLOGIA BIM

Um projeto bem executado leva em consideração diversos fatores como a execução em obra, manutenção do sistema, compatibilização entre os projetos e também a funcionalidade do espaço para o utilizador.

Um empreendimento da construção civil conta com diversas especialidades e fases construtiva, no qual, algumas possuem um maior peso no orçamento para o dono da obra. Com isso, o planejamento e a capacidade de “prever” incompatibilidades e problemas futuros, torna-se um quesito indispensável para o desenvolvimento de um projeto.

No ciclo de vida de um empreendimento o projeto custa pouco frente à sua capacidade de influenciar na produtividade, facilitando o processo de construção. Ainda assim, algumas empresas e/ou clientes finais não valorizam o seu processo de elaboração. Como resultado, são gerados projetos mal-executados, realizados num curto espaço de tempo e sem considerar os demais projetistas.

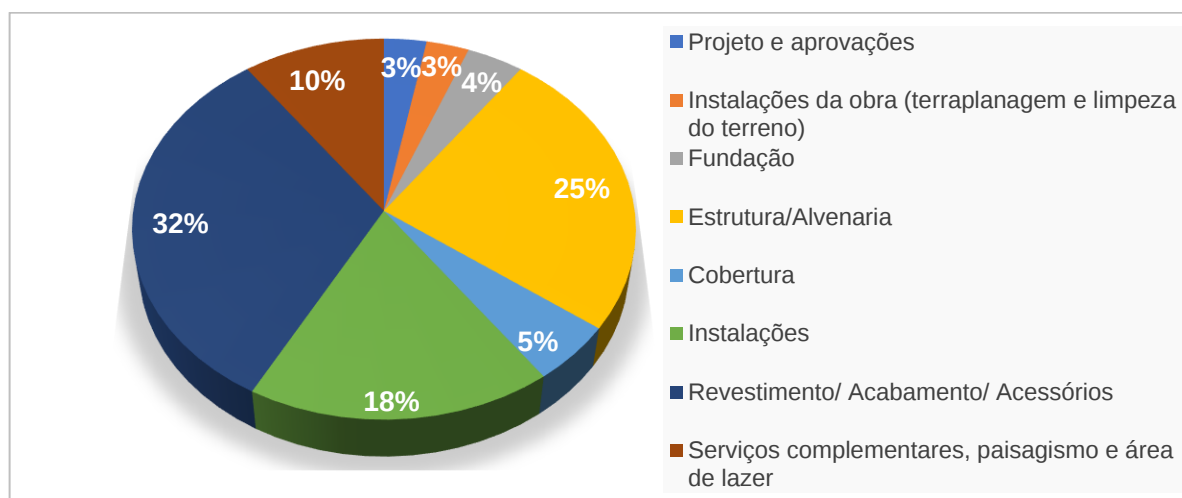
Isto leva a muitos problemas, como a falta de compatibilidade com outros subsistemas. Como resultado, diversos impactos podem ocorrer durante a construção demandando medidas emergenciais, que podem acarretar custos significativos. Os custos de manutenção também aumentam e a durabilidade diminui. Outro ponto importante é que um projeto bem executado

aumenta significativamente a eficácia de um orçamento. Isso dá às empresas de construção a oportunidade de reduzir custos quando oferecidos aos usuários.

Além disso, o bom planejamento de um projeto, ajuda a garantir o cumprimento do orçamento, aumenta a segurança da obra, favorece a entrega dentro do prazo e ainda é uma forma de assegurar a qualidade na entrega.

Estima-se que durante a construção, a fase de projeto representa apenas cerca de 3% do custo total do projeto, tornando-se uma das fases menos dispendiosas no orçamento. Com isso, conclui-se que os custos do projeto são insignificantes em comparação com a importância e a capacidade de impactar a produtividade. (Gráfico 2.1)

Gráfico 2.1 - Custos por cada etapa da construção



Entre os principais fatores que influenciam erros no planejamento e gestão da obra, podemos citar:

- Falta de planejamento
- Definição incorreta do orçamento
- Cronograma de obra incoerente
- Negligenciar as normas em vigor
- Má gestão de fornecedores
- Comunicação falha ou inexistente
- Fiscalização inadequada

Com isso, a metodologia BIM acaba por interferir de forma direta ou indireta, nestes fatores listados acima, de modo a conseguir adequar a gestão do projeto com parâmetros cada vez mais exigentes na construção civil.

2.3 CASOS DE SUCESSO COM O BIM

“Desde a sua introdução, cerca de 20 anos atrás, o BIM tem dado aos arquitetos, engenheiros, empreiteiros e donos de obra, a compreensão e ferramentas necessárias para planejar, projectar, construir e gerenciar edifícios e infraestruturas com mais eficiência. De acordo com o NBS National BIM Report 2019, 63% dos que adotaram o BIM, sentem que fizeram isso com sucesso, e 55% dos que ainda não o adotaram, pensam que ficarão para trás se não o fizerem. Olhando para o futuro, 63% antecipam que precisarão usar o BIM em todos os projetos.” (AutoDesk – 2020)

Segundo dados obtidos através do estudo *“Inside look at 12 projects winning with BIM”* da empresa de softwares AutoDesk, realizou-se uma análise detalhada em mais de 500 projetos, para descobrir como seus clientes estão usando os fluxos de trabalho do BIM, de forma a conseguir alcançar seus objetivos. De forma exemplificar o sucesso da metodologia BIM, foram citados alguns projetos desafiadores que foram realizados com base na metodologia BIM, os “3 C’s” – Coordenação, comunicação e colaboração.

- Fase 1 da nova linha de metro de Istanbul – Turquia

Como exemplo de sucesso na vertente de coordenação, o projeto realizado pela empresa “Yüksel Proje” para a nova linha de metro de Istanbul consiste na criação de 16km de linha férrea e 11 novas estações conectadas a 5 estações já existentes, no qual, representa um desafio na integração de diversas especialidades para um único projeto.

Segundo a empresa responsável, 20 modelos de diferentes especialidades foram convergidos para um único modelo de coordenação, de modo a facilitar a coordenação entre as especialidades e permitir um trabalho conjunto entre projetos. Como por exemplo neste caso, com a realização de uma coordenação eficaz, todas as especialidades podem trabalhar de uma forma conjunta em um único modelo, reduzindo a perda de dados, o tempo de trabalho e os custos envolvidos.

Como um dos benefícios chave de uma coordenação integrada, a detecção de conflitos entre especialidades, permite avaliar antecipadamente esses conflitos entre os diversos projetos, que tendem a ocorrer com uma maior possibilidade conforme o aumento da complexidade do projeto final. (Figura 2.3)

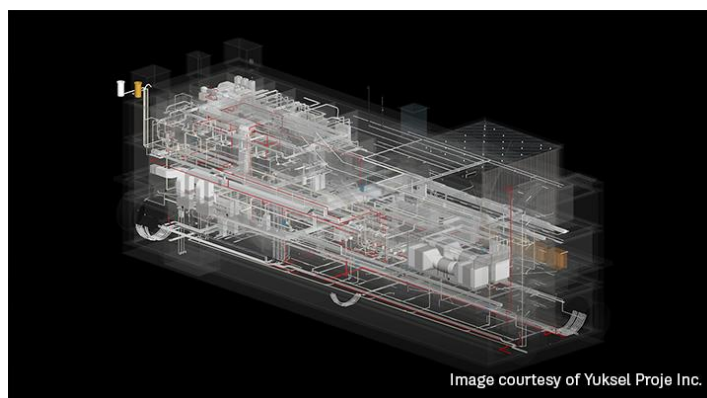


Figura 2.3 – Exemplo de um modelo 3D das especialidades envolvidas no projeto da linha de metro de Istanbul

- Chase Center – EUA

A arena *Chase Center* é a casa do clube de basquete *Golden State Warrior* mas não é apenas uma arena esportiva, o local consiste em um espaço multiusos de entretenimento com 18000 assentos, dois prédios de escritórios com 11 andares, mais de 20 lojas exclusivas, praças acessíveis ao público e estacionamento com 925 vagas.

Sendo um caso de sucesso de utilização do BIM na vertente de comunicação, foi possível atender aos objetivos relativamente ao fato de viabilizar a condução de reuniões e tomada de decisões em conjunto; melhorar a comunicação visando atender os requisitos para a realização do projeto final e melhorar a comunicação com a comunidade a volta através da visualização do projeto. (Figura 2.4)



Figura 2.4 - Vista aérea da arena *Chase Center*

- ESS (*European Spallation Source*) – Suécia

Como exemplo de sucesso para a vertente da colaboração, é possível citarmos uma obra conjunta desenvolvida por *ÅF Infrastructure*, *Sweco Architects* e *Skanska Sverige AB* com um orçamento avaliado em U\$ 1,8 bilhões traduzindo em um dos maiores projetos da europa. Este projeto terá como objetivo, ser um dos maiores centros de pesquisa de neutrões do mundo e o principal centro de pesquisa de forma sustentável.

Por se tratar de um projeto com constantes alterações, com um grau de complexidade alta e extremamente técnico e exigente e ainda por envolver partes interessadas em 13 países diferentes, a metodologia BIM torna-se indispensável neste projeto.

Neste projeto, com auxílio da tecnologia BIM, os projetistas trabalham em um arquivo central no Revit em conjunto, de forma a viabilizar as alterações de projeto de uma forma fácil e rápida de ser gerenciado. Desta forma, a equipa conseguiu aproximar os colaboradores e simplificar os processos, gerando uma otimização do tempo em várias etapas do projeto. (Figura 2.5)



Figura 2.5 – Projeto da ESS na Suécia

2.4 DIMENSÕES DO MODELO BIM

Dentro de um projeto com metodologia BIM, ao longo de seu desenvolvimento, diversas informações são detalhadas em cada vertente, por isso dentro deste método, desenvolveu-se diversas dimensões BIM.

A utilização do BIM tornou-se uma metodologia que ultrapassa o conceito tridimensional e que consiste na adição de diversas disciplinas e serviços dentro da engenharia. Estas dimensões visam melhorar os dados associados a um modelo para segmentos específicos de conhecimento. Além disso, essas informações compartilhadas com os envolvidos, possibilitam o melhor entendimento do ciclo de vida da construção.

As dimensões BIM podem ser traduzidas como as fases de desenvolvimento de uma construção, desde a concepção até o fim da vida do edificado. Como dito anteriormente, estas dimensões vão além dos modelos tridimensionais e possuem o objetivo de representar todo o conjunto de ideias para o projeto. Basicamente essas dimensões se referem à forma como alguns dados estão vinculados a um modelo de dados.

Cada uma das dimensões BIM atua como uma camada e conhecimento complementar, agregando novos elementos ao projeto de modo a obter um maior detalhamento do processo, além de uma melhor gestão, precisão na estimativa de custos, avaliação da sustentabilidade, compatibilidade e outros processos. A adoção destas dimensões, possibilitam o melhor entendimento desde o planejamento das obras até a gestão sustentável do empreendimento.

As principais dimensões que podem ser listadas vão da dimensão 3D até a 7D, em que, cada uma destas dimensões, é abordado uma vertente da construção acrescida ao modelo. (Figura 2.6)



Figura 2.6 - Dimensões dos modelos BIM

A primeira dimensão do BIM é o 3D, em que, nesta dimensão parte do princípio de tornar o projeto 2D representado através de desenhos em representações tridimensionais virtuais. Esta dimensão torna-se indispensável pelo facto de ser possível detetar possíveis divergências entre especialidades ou até mesmo algum tipo de incoerência, antes deste projeto passar para a fase de execução.

Já na dimensão 4D, é responsável pelo planeamento da obra, no que diz respeito ao cumprimento de prazos e custos. Nesta etapa, é importante a criação de uma sequência cronológica dos trabalhos associados a cada etapa da obra com o objetivo de tornar o processo mais económico e inteligente.

A dimensão 5D visa determinar as estimativas de custos para o projeto tendo como auxílio os dados obtidos através da etapa de modelação 3D para medir a quantidade de materiais necessário no empreendimento. Nesta etapa, o foco principal torna-se a racionalização do projeto de modo a evitar desperdícios de recursos.

A sustentabilidade também é um factor levado em consideração em um projeto com metodologia BIM, sendo na dimensão 6D, o foco principal a abordagem da sustentabilidade de um empreendimento. Nesta etapa pode ser objeto de estudo o impacto ambiental de um empreendimento, tanto na vertente de produção de CO_{2e} associado ao ciclo de vida da construção, como também pode ser tema de análise pontos como o consumo energético e performance térmica. Cada vez mais esta etapa torna-se necessária na construção, sendo um ponto importante para a sustentabilidade do empreendimento.

A sétima dimensão é relacionada diretamente com a viabilização de operações pós-obra, em que, visa os cuidados necessários para a manutenção da edificação ao longo do seu ciclo de vida. Através desta dimensão, é possível obter informações relevantes a respeito de manuais de operação, especificações dos materiais utilizados, assim como as suas datas de garantia e outros dados importantes para a gestão da manutenção. Com base nessas informações, é possível viabilizar de uma forma mais eficiente a gestão dos ativos da construção.

2.5 NÍVEIS DE DESENVOLVIMENTO (LOD)

Ao iniciar um projeto de uma construção com metodologia BIM, é necessário definir os níveis de detalhamento (LOD) para cada fase do projeto, sendo então criado os LOD's. As especificações desses níveis de desenvolvimento surgiram como forma de ser um parâmetro de referência, de modo a padronizar qual informação deverá ser fornecida em cada nível, tornando a comunicação entre os utilizadores do BIM mais facilitada.

Estes níveis podem variar de acordo com cada projeto e o especificado pelo cliente. Isto é tratado inicialmente entre as partes para poder definir qual será o nível para cada fase do projeto.

Os níveis de desenvolvimento dividem-se em seis níveis, sendo eles: LOD100; LOD200; LOD300; LOD400 e LOD500. Quanto maior o LOD, maior o detalhamento e quantidade de informações.

O nível LOD100 é geralmente associado a uma etapa anterior ao dimensionamento da estrutura, ainda em uma fase de pré-dimensionamento, em que pode ser utilizado na fase do programa base do projeto. Neste nível de detalhamento os elementos são um modelo conceitual representados de uma forma genérica com parâmetros como área, volume, altura, localização e orientação são definidas. Nesta etapa as informações ainda são consideradas uma aproximação.

No nível LOD200 os elementos começam a tomar forma, sendo possível identificar os tamanhos e formas dos elementos, sendo possível ainda adicionar informações não geométricas neste modelo, sendo possível extrair neste momento informações já relevantes para a análise estrutural. Normalmente associa-se esta etapa a fase de estudo prévio.

Já no LOD300, os níveis de detalhamento para dimensionamento começam a ser mais refinados com modelos específicos e mais precisos em relação ao LOD200. Neste nível, as informações relevantes são fornecidas e podem ser usadas para o projeto de execução.

O nível LOD400 caracteriza-se por ser um estágio associado a preparação e execução da obra, em que as informações completas em relação a fabricação, montagem e instalação de componentes para são fornecidas.

Para o último nível de detalhamento, o LOD500, é realizado o modelo *as-built* utilizado principalmente na pós-construção por fornecer elementos precisos em termos de forma, tamanho, quantidade, orientação e localização. Estas informações podem ser utilizadas como referência para operação e manutenção. (Figura 2.7)



Figura 2.7 - Níveis de desenvolvimento (LOD)

2.6 CONCEITO DE INTEROPERABILIDADE

A interoperabilidade é definida como a capacidade de dois ou mais sistemas ou componentes trocarem informações e usar as informações que foram trocadas.” Um modelo que incorpora todos esses recursos, caminha para a verdadeira definição do BIM e a sua desejada capacidade de fornecer resultados. (AZEVEDO, O. - 2009)

Este conceito define-se pela capacidade de sistema interagirem entre si sem a interferência na troca de dados e informações, suprimindo a necessidade de efetuar trabalhos já realizados anteriormente e viabilizando a otimização do trabalho.

A troca direta de dados elimina a possibilidade da geração de dados duplicados, introdução repetitiva da mesma informação e de erros humanos. A interoperabilidade consiste na utilização de um formato de troca de arquivos, através do qual funciona em todo o sistema. (SAKAMORI, M. – 2015)

Normalmente, cada profissional responsabiliza-se por uma série de documentos que precisam ser devidamente produzidos e coordenados. As mudanças realizadas por cada indivíduo devem ser absorvidas pelo restante da equipe, por isso é necessário um trabalho colaborativo entre os diversos participantes durante o ciclo de vida do projeto. Esta integração é de fundamental importância para a integração dos processos e gestão da informação no processo construtivo.

Com isso, devido ao crescimento e obrigação da utilização do BIM em alguns projetos de AEC, o conceito de interoperabilidade mostrou-se ainda mais necessário entre os diferentes softwares utilizados pelos intervenientes nas diversas fases do projeto. (Figura 2.8)

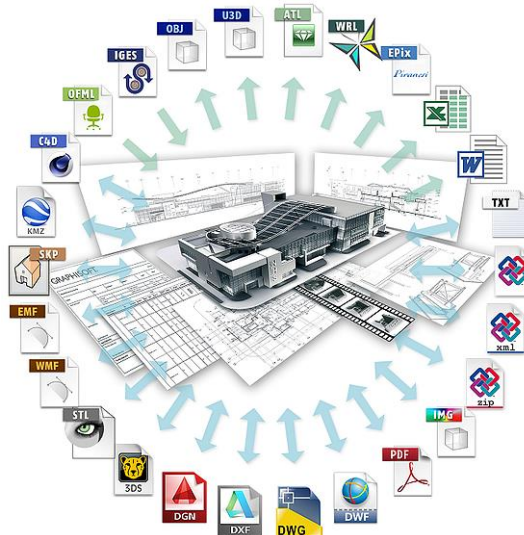


Figura 2.8 – Interoperabilidade entre os diversos softwares utilizados em um projeto

Com este conceito de interoperabilidade cada vez mais forte, em 1995, empresas ligadas ao mercado AEC dos Estados Unidos reuniram-se para discutir diferentes formas de implementar tecnologias modernas de informações no ramo.

Em meados de 1996, a *International Alliance for Interoperability* (IAI) constitui uma organização sem fins lucrativos, que tem como missão definir parâmetros e especificações para o formato de linguagem *Industry Foundation Classes* (IFC).

Desde 2005, a aliança está ativa por meio da organização internacional chamada *BuildingSMART*. Os objetivos atuais da *BuildingSMART* são melhorar a troca de informações entre aplicativos de software usados no setor de construção e desenvolver ferramentas internacionais e padrões de treinamento para apoiar o uso generalizado do BIM.

O IFC foi desenvolvido baseado no padrão de transferência de dados *Standard Exchange of Product Model Data* (STEP), linguagem padrão da indústria manufatureira. O IFC é um modelo representativo de uma coleção de classes e é capaz de representar toda uma edificação com uma única estrutura de dados. Pode-se distribuir facilmente esta estrutura através de aplicativos usados pelos profissionais da indústria AEC. (SAKAMORI, M. – 2015)

O principal objetivo desta iniciativa foi melhorar a comunicação, a produtividade, os prazos de entrega, os custos e a qualidade ao longo do ciclo de vida do edifício através da possibilidade de troca de informação entre os envolvidos no projeto independentemente dos programas aplicados por cada um. É por isso que esta norma desenvolvida já é considerada um requisito para melhorar os fluxos de trabalho de construção utilizando metodologias BIM, contribuindo significativamente para a eliminação de desperdícios gerados por interoperabilidade inadequada.

3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3.1 REGULAMENTAÇÃO

Durante o desenvolvimento deste projeto, realizou-se a consulta de diversas bibliografias de referência, mas também se tornou necessário a utilização da regulamentação em vigor, sendo o projeto baseado nas seguintes normas:

- NP EN 1990: Bases para projeto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- NP EN 1991-1-4: Ações gerais – Ação do vento;
- NP EN 1992-1-1: Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1998-1 Parte 1: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- NP EN 206-1 - Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- Especificação LNEC E464 – Betões.

3.2 DESCRIÇÃO ARQUITETÔNICA

A arquitetura prevê a construção do edifício com dois pisos enterrados, dois pisos elevados e uma cobertura, sendo uma estrutura com regularidade em planta e com forma retangular. Dentre esses pisos, aproximadamente 12084m² são para os pisos enterrados, 6213m² para o piso térreo e 8300m² para os pisos elevados e 4147m² na cobertura, totalizando 30744m² de área de construção. Externamente é previsto a fachada principal voltada para o oeste, com altura e largura de 15,5m x 97m e suas fachadas laterais, a norte e a sul, com cerca de 15,5m x 43m.

De uma forma geral, o edifício será destinado para fins hospitalares e infraestruturas. Quanto a utilização por pisos do edifício, o piso enterrado -2 será destinado unicamente para estacionamento, sendo o piso -1 também com esta função, porém, com acréscimo de áreas destinadas a áreas técnicas, inclui uma zona destinada a um cais de carga e descarga.

No piso térreo, a utilização exterior prevista será uma zona adicional para estacionamento/acessos e interiormente destinado aos serviços hospitalares. Ainda no piso térreo, é importante ser referido uma área prevista para implantação dos equipamentos e serviços de imagiologia, área esta que irá contar com equipamentos de radiologia e respetivo arquivo, tomografia axial computadorizada (TAC) e ressonância magnética (RM). Esta zona para os serviços de imagiologia, posteriormente será identificada como uma potencial zona condicionante para a estrutura pela elevada carga proveniente das máquinas de imagiologia. Além disso, a partir do piso 0 é previsto um pátio interior com o objetivo de ser uma área verde

com um jardim. Ao longo do desenvolvimento em altura do edifício, este jardim projeta uma abertura nos seguintes pisos de modo a criar um ambiente aberto e com luz natural.

Nos dois pisos acima do solo, ambos serão destinados a utilização de serviços hospitalares e áreas técnicas. Em anexo, encontram-se as plantas arquitetónicas dos pisos do edifício. (Figura 3.1)



Figura 3.1 - Render 3D do edifício

3.3 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Durante o estudo prévio, a solução estrutural admitida inicialmente de modo a ser compatibilizada com a arquitetura proposta, considerou de uma forma geral a métrica de 8m entre os pilares estruturais, sendo possível ter vãos de menores dimensões em algumas situações. Para as zonas de acessos verticais como escadas e elevadores, foi proposto a utilização de núcleos de betão armado para a resistência horizontal do edifício.

Diversas condicionantes foram impostas pela conceção, sendo necessário ter em conta estas imposições, de modo a seguir o determinado pelo dono de obra. Como parte destas imposições, foi determinado que a estrutura deveria ser projetada para uma vida útil de 100 anos, o que acabaria por ocasionar recobrimentos maiores para os elementos estruturais de acordo com a especificação LNEC E464 e NP-EN206-1.

Foi condicionado ainda o tipo de solução estrutural, no qual, era necessário ser projetado uma estrutura de betão armado com exclusão da possibilidade de uma solução estrutural com lajes aligeiradas constituídas por nervuras dispostas numa só direção.

Sendo necessário também, ter em conta as juntas de modo a evitar que estas passem em zonas que é exigido ambiente estéril, área suscetíveis de ocorrência de derrames de substâncias perigosas ou outras áreas de risco suscetíveis de ocorrência de desastre como, por exemplo, natureza biológica. Porém, não estão previstas juntas de dilatação, de modo a evitar os possíveis problemas com manutenções periódicas destes elementos, sendo então, adotado as quantidades de armaduras necessárias para controlar a fendilhação da laje, devido às deformações impostas.

Como citado anteriormente na descrição arquitetónica do edifício, uma das condicionantes para a estrutura foi constatada no piso 0, por se tratar de uma zona com elevada carga

gravítica proveniente da área de serviços de imagiologia e ainda por ser uma zona acima do cais de carga e descarga, área onde seria necessário ter um espaço suficientemente grande para o acesso de veículos pesados, sendo então, interrompido um dos pilares de sustentação da laje da zona de imagiologia. Nesta situação, adotou-se uma solução estrutural com uma banda de 0,80m pré-esforçada de modo a vencer o vão de 13,3m.

Para os 1, 2 e cobertura também foi necessário utilizar soluções com bandas pré-esforçadas, de modo a controlar as deformações das consolas com vãos na ordem dos 4,0 a 5,5m. Para o piso 1 e 2 foram adotadas bandas pré-esforçadas com 0,45m de espessura em consolas com 4,1 e 5,5m. Já para a cobertura foram admitidas bandas pré-esforçadas com 0,50m em consolas com 5,0m. (Figura 3.2 e Figura 3.3)

Quanto a solução estrutural para as lajes, em um primeiro momento foi necessário realizar um estudo comparativo entre soluções com lajes maciças e lajes aligeiradas com moldes Cobiax. A partir dos resultados obtidos para ambas as soluções, foi possível obter parâmetros argumentativos para a melhor escolha. De modo a antecipar o resultado do estudo realizado posteriormente, por fim, foi optado por uma solução estrutural com lajes maciças e capitéis.

Para as fundações dos pilares e núcleos, foram adotadas sapatas isoladas para as fundações da estrutura e as contenções periféricas não foram foco de estudo neste relatório de estágio.

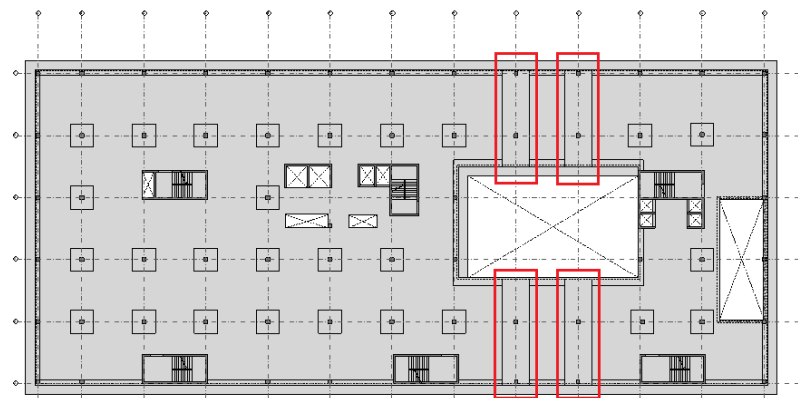


Figura 3.2 - Identificação das bandas pré-esforçadas no piso 1 e 2

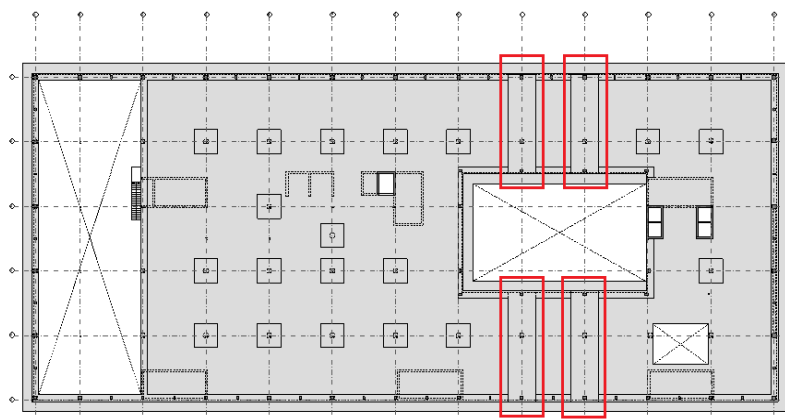


Figura 3.3 - Identificação das bandas pré-esforçadas na cobertura

3.4 COMPARAÇÃO ENTRE LAJE MACIÇA E LAJE COM COBIAX

3.4.1 OBJETIVO

No âmbito do estágio e durante a fase do estudo prévio, foi proposto duas soluções estruturais para as lajes de modo a atender as necessidades do dono de obra e tornar viável sua execução.

O objetivo principal será avaliar ao nível de pré-dimensionamento ambas as possibilidades, sendo elas, a solução de laje maciça e capitéis ou a solução de laje aligeirada com moldes da Cobiax, de forma a avaliar os pontos positivos e negativos a nível estrutural e ainda a nível econômico e de sustentabilidade. É importante salientar que as soluções abordadas não são iguais, mas sim equivalentes, de modo a ter respostas quanto a ambas opções.

A partir da determinação da utilização da estrutura de acordo com o Eurocódigo, foram definidas as ações permanentes e variáveis atuantes na estrutura para os cálculos de pré-dimensionamento e assim, proceder a um estudo com recurso ao software de dimensionamento Robot e ao software de modelação Revit, com a finalidade de possibilitar a quantificação automática dos materiais. Espera-se com esta análise, o esclarecimento dos prós e contras da utilização de cada solução e assim, fornecer argumentos para a melhor escolha entre as soluções.

Após avaliação da estrutura e constatar a geometria necessária para atender a regulamentação, determinou-se a solução que correspondesse ao melhor comportamento face as ações, no qual, a solução será refinada localmente de acordo com cada situação em futuras fases do projeto, de modo a otimizar a solução final apresentada. Ao fim deste estudo inicial de pré-dimensionamento, foi obtido uma solução de laje maciça com 0,26m de espessura para os pisos -1 ao piso 2 com capitéis de 3,5m x 3,5m x 0,35m e 0,20m de espessura na laje de cobertura sem capitéis. Já para a solução com lajes aligeiradas com Cobiax, a espessura atingida para os pisos piso -1 ao piso 2 foi de 0,30m e zonas maciças sobre os pilares com 3,5m x 3,5m x 0,30m e ainda adotada uma cobertura idêntica na solução de laje maciça.

3.4.2 LAJE MACIÇA

A laje fungiforme maciça consiste basicamente na utilização de uma “placa” de betão armado constituído unicamente por este material, em que, sua execução torna-se totalmente *in loco*. Esta solução torna-se muito utilizada em situações com edifícios com diversos andares e torna-se amplamente utilizada por possuir facilidade na execução e não exigir mão de obra altamente qualificada e por ter um bom tempo de execução.

Esta solução é considerada como a mais utilizada e tradicional solução para lajes, em que, as cargas são transmitidas diretamente para os pilares, sem a necessidade de ter a utilização de vigas.

Nesta solução, a gama de espessuras das lajes em função dos vãos, depende da utilização ou não de capitéis, que ajudam no desempenho estrutural.

3.4.3 LAJE ALIGEIRADA COM COBIAX

A laje aligeirada com Cobiax, assenta em princípios de racionalização económica e ambiental que permitem a execução de lajes aligeiradas bidirecionais de comportamento similar a uma tradicional laje maciça. A introdução de um vazio de forma elipsoidal na zona onde o betão pouco contribui para o funcionamento global da laje, permite uma otimização da espessura da laje, a melhoria do seu comportamento e uma eficiência acrescida na utilização dos recursos. (Ferca – 2021)

As opções para aligeiramento são diversas e de acordo com a representante da empresa Cobiax em Portugal, a empresa FERCA, é disponibilizado três tipos de aligeiramento do tipo Cobiax com formatos e gama de utilização diferentes, cada uma tendo sua influência maior ou menor na redução do peso próprio, inércia e resistência ao corte. Em todas as soluções do tipo Cobiax, os moldes de aligeiramentos são “perdidos”, ou seja, ficam dentro do elemento e não podem ser recuperáveis. (Figura 3.4)

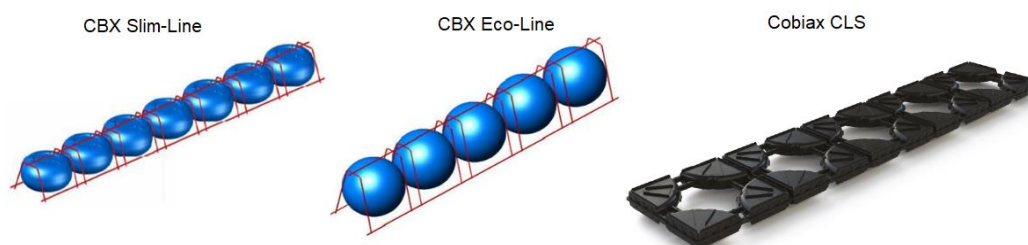


Figura 3.4 - Tipos de molde de aligeiramento tipo Cobiax da FERCA

A utilização de cada tipo de molde, diferencia-se basicamente na espessura de laje final a ser atingida com os aligeiramentos, para uma espessura de laje entre 0,20m a 0,40m, utiliza-se o modelo CBX Slim-Line, para uma espessura final de 0,40m a 0,60m utiliza-se o molde Cobiax do tipo CBX Eco-Line, já os moldes tipo Cobiax CLS possuem uma amplitude maior e atendem espessuras finais de 0,20m até 0,76m.

Para a avaliação da solução com aligeiramento, foi considerado o sistema Ferca CBX Slim-Line por oferecer uma gama de espessuras mais ajustada a situação de projeto em estudo.

A matéria-prima base para a produção do material de aligeiramento Cobiax é constituído por plástico reciclado em forma granulada. O processo de fabricação consiste na injeção do plástico reciclado granulado na máquina de moldagem e então o ar comprimido é utilizado para dar forma ao molde Cobiax. O material utilizado para a produção dos moldes pode ser reaproveitado futuramente para a reciclagem e produção de novos moldes. (Figura 3.5)

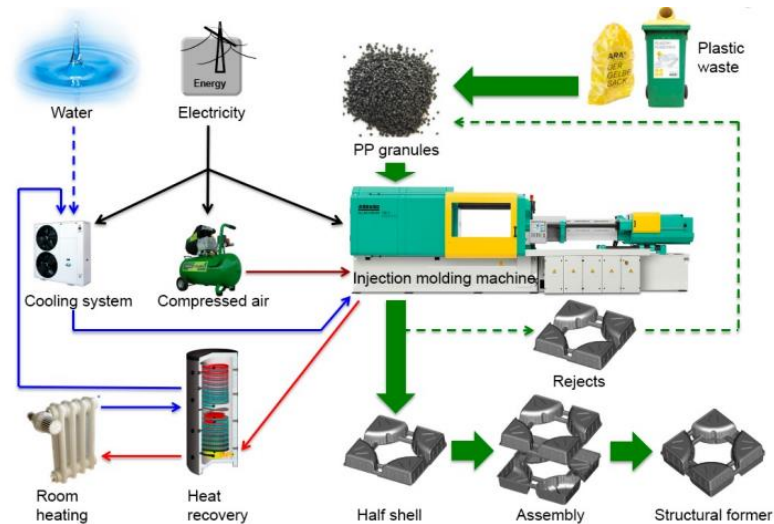


Figura 3.5 - Ciclo de produção dos moldes

O sistema FERCA CBX constitui-se de grelhas metálicas com 2.50m que servem de apoio à armadura superior e albergam as formas plásticas constituídas em 100% por material reciclado que dão corpo aos vazios pretendidos no interior da laje. O volume de betão que as elipsóides permitem eliminar, origina reduções no peso da laje entre 1,40 kN/m² a 3,37 kN/m². (Ferca – 2021) (Figura 3.6)

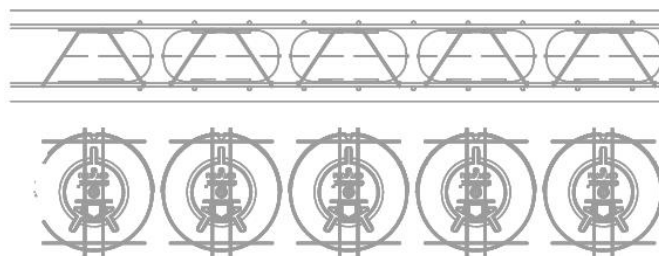


Figura 3.6 - Disposição construtiva em alçado e em planta dos moldes de aligeiramento Cobiax

A sequência de montagem da laje com este tipo de aligeiramento, torna-se mais cuidadosa e conduz a um tempo maior por consistir em uma execução faseada, sendo necessário executar duas fases de betonagem separadas por 1 a 2 horas entre fases, isto deve-se pelo fato de ser necessário garantir uma correta ancoragem das grelhas na primeira camada de betão e ainda a não fluatibilidade dos moldes durante uma eventual betonagem única. Durante a primeira fase de betonagem, é importante garantir o preenchimento do fundo da laje até o recobrimento das armaduras inferiores e dos varões longitudinais da grelha dos moldes. Sendo assim, desta forma, é necessário realizar a montagem da laje seguindo a sequência determinada pelo fabricante. (Figura 3.7)

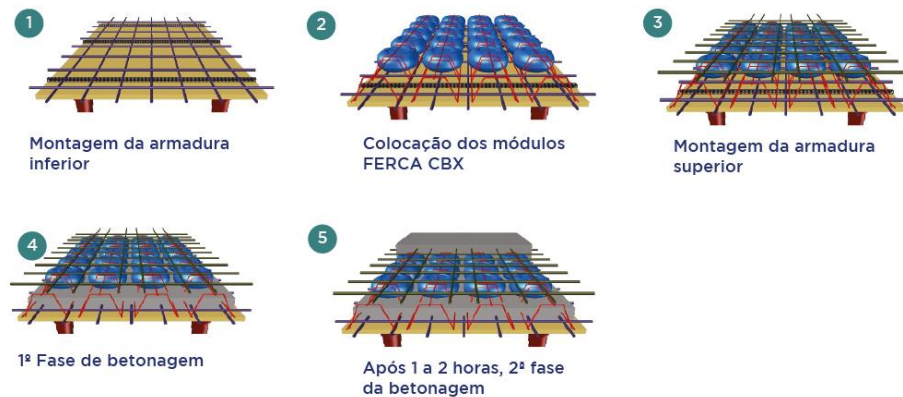


Figura 3.7 - Sequência de montagem da laje com aligeiramento de Cobiax

De acordo com a ficha técnica do molde da empresa *Ferca*, quanto a parte de desenvolvimento de projetos com aligeiramento de Cobiax, é necessário ter em conta alguns detalhes importantes para sua concepção. Os aligeiramentos alteram as características físicas das lajes em comparação com uma laje maciça de igual espessura.

Quanto a resistência a flexão das lajes aligeiradas com o sistema escolhido para o pré-dimensionamento, o comportamento para situações correntes (esforços baixos a médios) é idêntico ao de uma laje maciça, tendo o posicionamento da linha neutra acima dos moldes de aligeiramento (Figura 3.8). Para cargas elevadas, recomenda-se a verificação da posição da linha neutra de acordo com a situação. (Ferca – 2021)

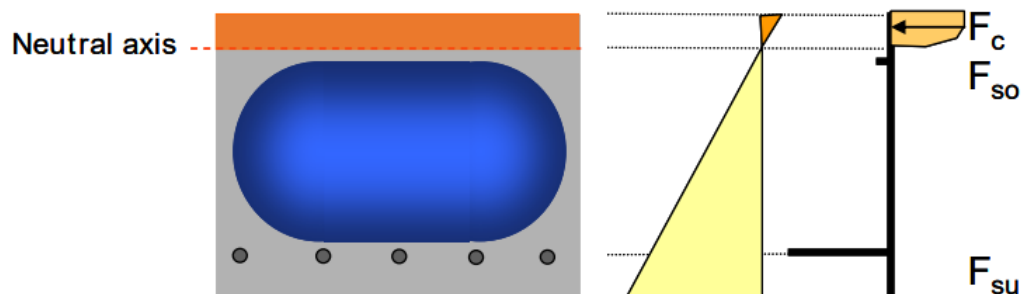


Figura 3.8 – Posição da linha neutra acima do vazio da lâmina de compressão

Essencialmente, três características distinguem a laje aligeirada com Cobiax das lajes maciças, sendo necessário levar em consideração estas características no dimensionamento e pormenorizações. Os aligeiramentos afetam principalmente no peso próprio, na inércia e na resistência ao corte com valores que podem variar com a solução de Cobiax utilizada.

O peso próprio é afetado de uma forma positiva, tendo em consideração que o peso é reduzido em até 32% quando comparado a uma solução de laje maciça de mesma espessura.

A rigidez da laje também é afetada pelo aligeiramento da secção, o valor para a redução da inércia gira em torno de 8% e 11%, dependendo da solução escolhida. Para a correção deste parâmetro, é necessário realizar o rácio entre a inércia da secção aligeirada e a inércia da

secção maciça. A partir disso, é possível ter uma estimativa enquanto a secção será afetada pelo aligeiramento. Além disso, outro parâmetro que também é afetado pelos aligeiramentos é a resistência ao corte, parâmetro este que pode ter sua resistência afetado pela metade. De acordo com os dados disponibilizados no site da empresa Ferca, através da tabela a seguir, é demonstrado valores exemplificativos para a solução em escolhida com laje de diferentes espessuras. (Tabela 3.1 e Figura 3.9)

Tabela 3.1 – Factores de correção da inércia para lajes aligeiradas com o sistema Cobiax CBX

Esp. Laje (mm)	200	225	250	275	300	325	350	375	400
Redução de carga (kN/m ²)	1,40	1,64	1,88	2,10	2,32	2,56	2,80	3,10	3,37
Factor correção da inércia	0,92	0,92	0,92	0,92	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91
Factor de redução ao corte	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Altura do suporte [A] (mm)	110	130	150	170	190	210	230	250	270
Altura do vazio [B] (mm)	100	120	140	160	180	200	220	240	260
Nº de vazios (un/m ²)	8,16	8,16	8,16	8,16	8,16	8,16	8,16	8,16	8,16
Volume de vazios (m ³ /m ²)	0,056	0,066	0,075	0,084	0,093	0,102	0,112	0,124	0,135
Redução de CO ₂ (ton/m ²)	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020	0,022	0,023	0,026	0,028
Afast. entre vazios (mm)	350	350	350	350	350	350	350	350	350

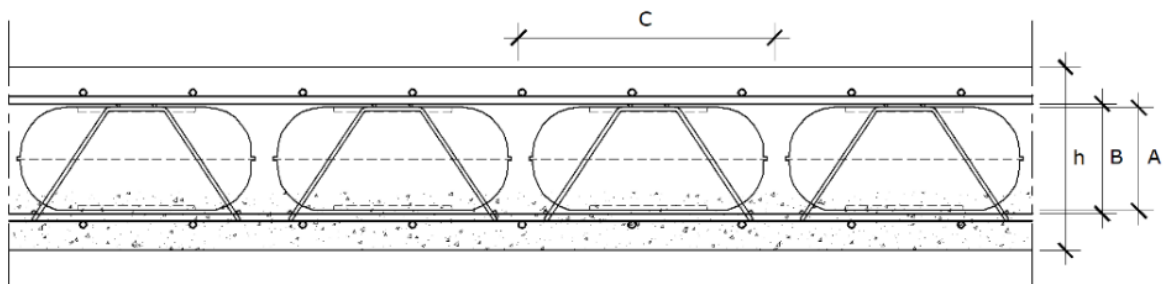


Figura 3.9 - Secção tipo de uma laje com aligeiramento CBX da Ferca

3.4.4 INTEROPERABILIDADE ROBOT-REVIT

O desenvolvimento de um projeto consiste na criação de dois tipos de modelo, sendo o modelo analítico e modelo físico. O modelo analítico tem como objetivo a criação de uma representação da estrutura em um software de cálculo automático com a finalidade de serem obtidos parâmetros de cálculo para o desenvolvimento do dimensionamento estrutural, sendo neste caso, este modelo desenvolvido no Robot. Um modelo analítico não tem o objetivo de representar com exatidão as características físicas e geométricas da construção, sendo uma modelo simplificado da estrutura.

O modelo físico consiste na representação física da estrutura, de modo a refletir ao máximo a semelhança geométrica com a estrutura real, no que se pretende ser a representação 3D mais fiel ao que se pretende realizar em obra. Neste modelo o intuito é ter uma modelação física coesa o suficiente para a análise de conflito entre especialidades (arquitetura, AVAC, hidráulica e outros), medições de materiais, plantas estruturais e outras utilidades.

Ambos os modelos são representações diferentes de uma mesma estrutura, em que, esses modelos precisam ter uma “comunicação”, de modo a garantir a equivalência entre si durante as diversas etapas do projeto. Com isso, o conceito de interoperabilidade tem como objetivo garantir essa comunicação entre modelo analítico e físico.

A empresa AutoDesk garante a interoperabilidade bidirecional entre os software Revit e Robot que ajuda a reduzir o tempo necessário para criar e atualizar vários modelos de análise e ajuda a evitar possíveis erros resultantes de uma coordenação manual entre os resultados da análise e documentação de construção.

Porém, sabe-se que esta interoperabilidade bidirecional tem suas limitações e com isso, é objetivo deste tópico descrever como os elementos entre os softwares são transferidos e admitidos entre si. Segundo a empresa desenvolvedora dos programas, durante o processo de vinculação do Robot-Revit para ambos, com versões a partir de 2023, os elementos são convertidos da seguinte forma:

Tabela 3.2 - Fluxo de dados entre Revit e Robot 2023

Revit	Robot
Elemento analítico	Objeto
- Membro - Painel	- Membro - Painel
Condições de fronteira/Apoios	Apoios
Releases no topo ou base dos elementos (Rótulas)	Releases (Rótulas)
Materiais	Materiais
Cargas	- Cargas pontuais/Nó - Cargas lineares - Cargas distribuídas
Caso de carga e categoria	Caso de carga e natureza do carregamento
Combinações de carga	Combinações de carga
Linhas de grelha	Linhas de grelha
Níveis estruturais	Eixos estruturais
Níveis de andares	Níveis de andares
Linhas, linhas de cota, textos	Não são transferidos

Conhecendo as limitações e fluxo de dados entre os softwares, durante o desenvolvimento de algumas etapas do pré-dimensionamento foram realizadas com auxílio do Robot, através da realização de modelos locais para cada piso e posteriormente, foram unificados todos os modelos locais em um único modelo global.

De modo a testar a funcionalidade da interoperabilidade entre os softwares, no início será utilizado esta função como auxílio para obter as medições de materiais, a partir de modelos locais e globais utilizados para o pré-dimensionamento. (Figura 3.10)

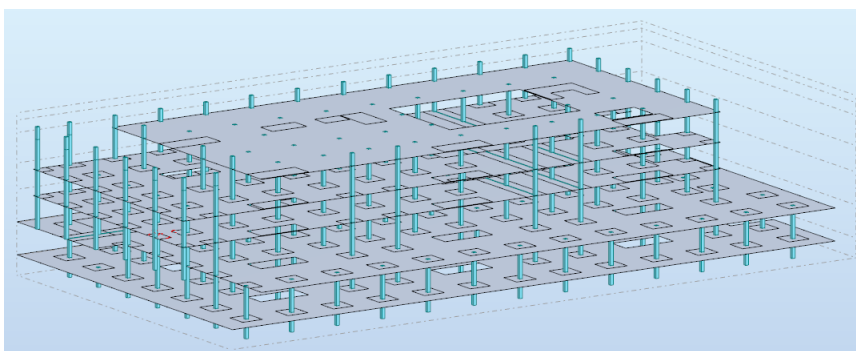


Figura 3.10 - Modelo global da estrutura em fase de pré-dimensionamento

Ao ter ambos os softwares instalados no computador, novas comandos são disponibilizadas para a ligação entre si. Este link permite que o usuário do Robot envie um modelo para o Revit em ambos os sentidos, possibilitando o dimensionamento e atualização do modelo com base nos resultados das análises.

A ligação entre softwares a partir do Robot na versão 2023 é feita através da opção “Add-Ins”, encontrada no menu superior, como demonstrado na Figura 3.11.

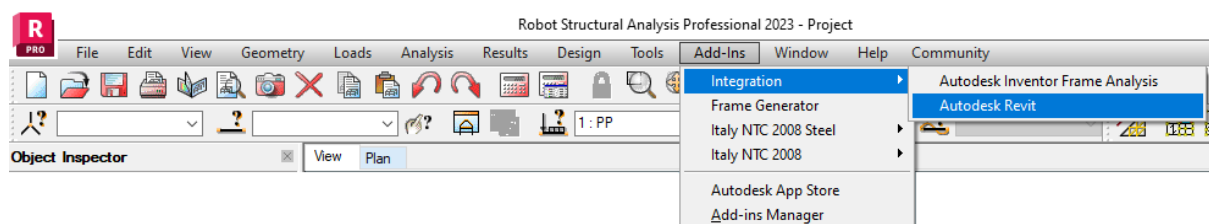


Figura 3.11 - Comando utilizado no Robot para ligação com Revit

A partir disto, uma nova janela de integração com o Revit é apresentada, em que, nesta janela é apresentada ao usuário as opções de enviar o modelo com ou sem os resultados analíticos do Robot ou então, a opção de atualizar o modelo do Robot com base em um modelo Revit. Também é apresentado o tipo de integração entre modelos, sendo possível escolher entre a opção de uma integração direta entre os softwares, em que, nesta opção, é necessário ter ambos os softwares abertos no mesmo computador ou então, um tipo de integração através de um ficheiro intermediário (.smxx). O primeiro tipo de integração utiliza-se unicamente em situações de integração de modelos no mesmo computador, já a integração por meio de um ficheiro intermediário (.smxx) pode se tornar benéfica em situações de integrações de modelos por pessoas ou computadores diferentes, além de que, esta opção também pode ser

utilizada pelo usuário que deseja realizar esta integração no mesmo computador. O tipo de integração utilizado fica à escolha do usuário, sendo ambas as opções válidas para o mesmo efeito. (Figura 3.12)

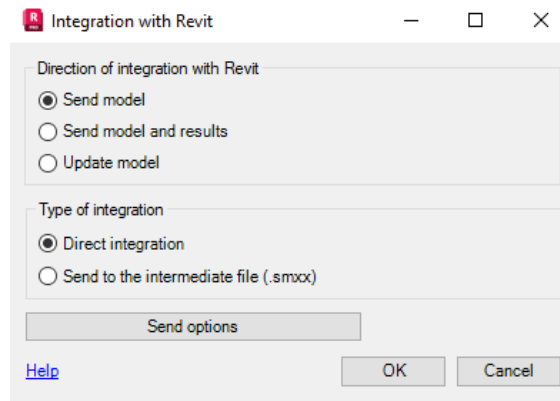


Figura 3.12 – Janela de integração com o Revit

Se no processo anterior tiver sido escolhido o tipo de integração direta, o modelo será exportado automaticamente para o Revit aberto no computador sem a necessidade de realizar outro comando, se não, caso tenha escolhido a opção de integração por ficheiro intermediário (.smxx), será necessário em seguida, com o Revit já aberto no computador, aceder ao menu “Analyze” na parte superior, no menu principal e buscar pela opção de integração com o Robot. (Figura 3.13)

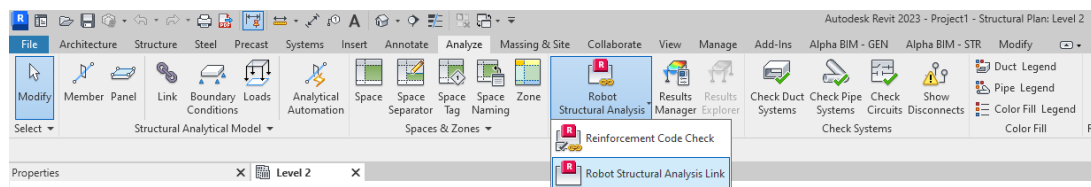


Figura 3.13 - Comando utilizado no Revit para ligação com o Robot

Após isto, a janela a seguir de integração com o Robot assemelha-se a janela demonstrada anteriormente, sendo uma interface bem parecida com a figura 21, porém, agora será preciso escolher a opção de atualizar o modelo através de um ficheiro intermediário (.smxx) e partir disso, escolher o ficheiro criado anteriormente no formato “.smxx” para o processo estar concluído. (Figura 3.14)

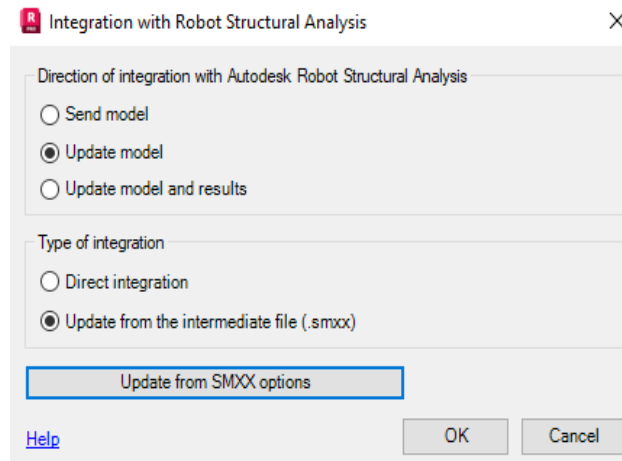


Figura 3.14 – Janela no Revit de integração com o Robot

Durante a integração realizada entre Robot-Revit na versão 2023 de ambos os programas, verificou-se que o Revit não exportou um modelo físico equivalente de uma forma direta, sendo constatado a criação de apenas do modelo analítico no Revit, mas que será utilizado para a criação do modelo físico posteriormente, através de um comando presente no Revit. Quanto a exportação do modelo analítico para o Revit, conclui-se que cerca de 90% dos elementos foram bem-sucedidos no processo, com exceção de algumas aberturas para os capiteis que não foram exportadas para a cobertura e piso 0. Além disso, a exportação das cargas e combinações criadas anteriormente no Robot, também foram exportadas com 100% de êxito. O fato do modelo físico não ser criado automaticamente com a exportação do Robot para o Revit, era esperado pelo fato de informações disponibilizadas pela AutoDesk, que a partir desta versão a funcionalidade de criação do modelo físico automático neste sentido de integração, seria desativado e sendo preciso o usuário intervir com o comando “Analytical Automation” para a criação deste modelo. (Figura 3.15)

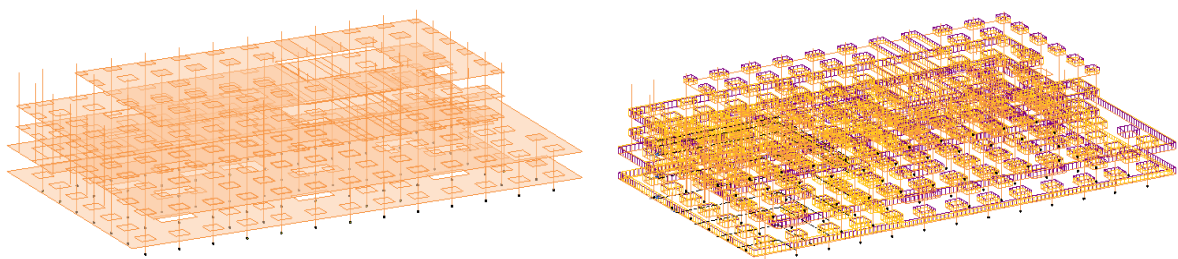


Figura 3.15 – Modelo Físico e cargas exportadas do Robot para o Revit 2023

Com base no novo conceito de fluxo de dados entre os software, o fato do modelo físico não ser criado automaticamente durante a exportação do modelo analítico, gera a necessidade de o utilizador usar o comando “Analytical Automation”, localizado no menu “Analyze” do Revit para a criação do modelo físico. (Figura 3.16)

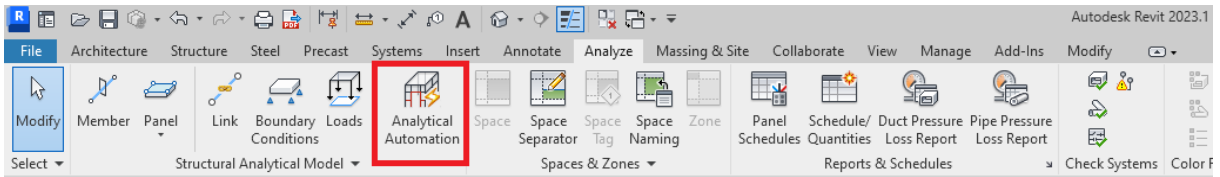


Figura 3.16 - Comando "Analytical Automation" no menu "Analyze"

Em seguida, irá aparecer uma nova janela com duas opções distintas, que será utilizada de acordo com a fase de desenvolvimento do projeto, sendo a primeira opção necessária para a conversão do modelo analítico para o modelo físico e a segunda opção, realiza a conversão no caminho inverso, de um modelo físico gera um modelo analítico. Por estar em uma fase em que há um modelo analítico e desejamos obter o modelo físico, será selecionado a primeira opção. (Figura 3.17)

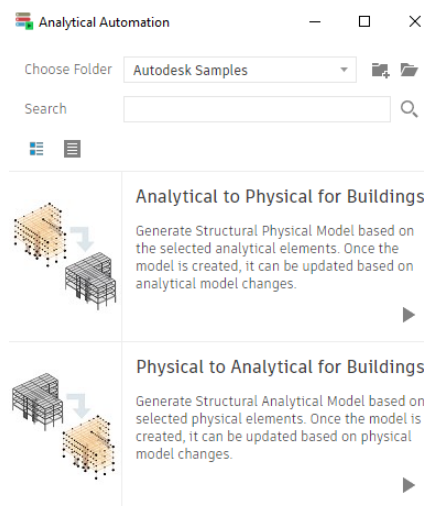


Figura 3.17 - Janela do comando "Analytical Automation" do Revit

Para a criação do modelo físico através do modelo analítico, notou-se que o Revit tem como pré-requisito a criação das secções dos elementos planos (lajes, bandas e capitéis) no Revit, ou seja, um painel analítico denominado como "*Floor*" e com uma espessura e material específico, necessita de uma secção configurada previamente como "*Structural Floor*" e com as mesmas características no Revit. Em caso de não haver as secções já previamente criadas, a funcionalidade não consegue criar o modelo físico a partir do modelo analítico. Com isso, foi necessário configurar as lajes, bandas e capiteis com suas respectivas dimensões de espessuras e o material. Tendo como exemplo, criou-se o tipo de laje com espessura de 0,26m e betão C30/37, de modo a permitir o Revit assimilar os painéis analíticos com o elemento físico correspondente. (Figura 3.18)

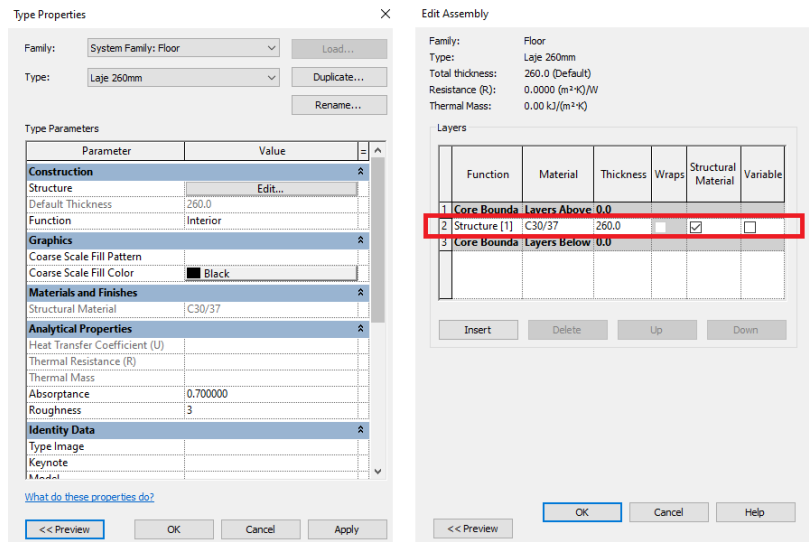


Figura 3.18 - Criação do elemento correspondente a laje de 0,26m

Verificou-se que o comando “Analytical Automation” para a função de conversão do modelo analítico para o físico, não conseguiu gerar o modelo físico em sua totalidade, mais propriamente para os elementos de laje do piso 1 e piso 2, sendo necessário avaliar o motivo de tal fato. Na Figura 3.19 podemos observar que a laje do piso 1 e 2 não foram criadas, porém, o restante dos elementos como: pilares, capitéis, aberturas e até mesmo a laje de outros pavimentos, foram criados, sugerindo algum tipo de conflito dos elementos analíticos nos pisos sem modelo físico.

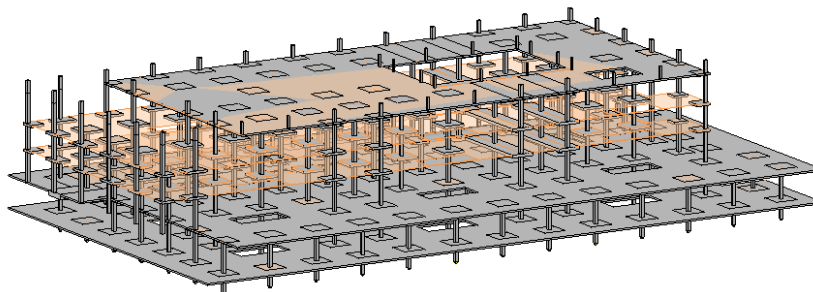


Figura 3.19 - Modelo físico e analítico após utilização do comando "Analytical Automation"

Ao analisar o piso 1 e piso 2, podemos constatar que a utilização de elementos analíticos com aberturas que cortem por completo o próprio elemento, tornam inválida a utilização da ferramenta de conversão de modelos, causando um conflito dos elementos, sendo necessário, a correção dos elementos analíticos, de forma a tornar possível a utilização do comando. Sugere-se que a modelação do modelo analítico nesta situação, proceda de uma forma faseada, tendo em consideração as variações de elementos e espessuras que “cortam” por completo o elemento analítico. Durante o ajuste do modelo analítico, sugere-se que a correção deste modelo seja feita de forma a contornar os capiteis nas extremidades da laje e repartir a laje na zona das bandas que cortam por completo o elemento plano analítico. Na Figura 3.20 observamos o modelo analítico inicialmente utilizado durante a integração do Robot para o Revit, ocasionando em um modelo inválido para a criação do modelo físico

automático, sendo sinalizado com “X” as aberturas conflitantes para a realização de conversão de modelo analítico para físico. Já no modelo mais a direita da mesma figura, é demonstrado uma solução de modelação para a realização correta do comando "Analytical Automation" na fase atual.

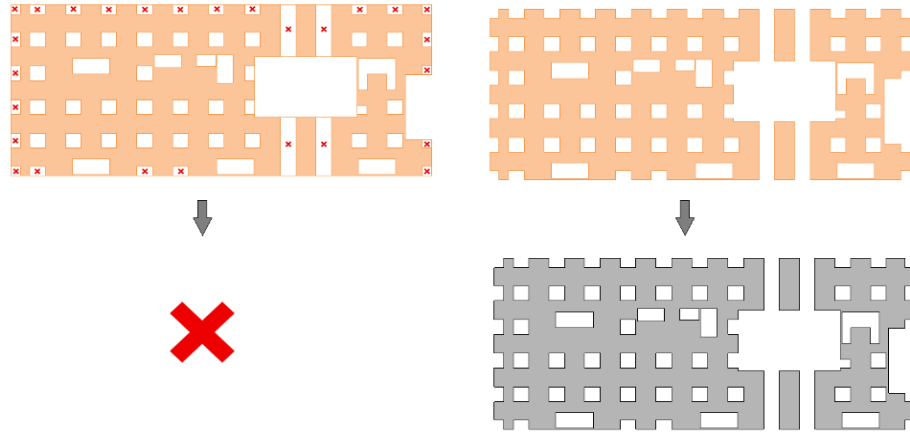


Figura 3.20 - Comparação de soluções para o modelo analítico do piso 1 e 2

Por fim, apesar de haver a funcionalidade de dimensionamento das sapatas no Robot, estes elementos foram dimensionados a partir de uma folha de cálculo automático no *Excel* e posteriormente modelados diretamente no Revit, não sendo testado então a integração entre os softwares para as sapatas no sentido de fluxo de dados do Robot para o Revit.

Após realizar as correções do modelo analítico, conforme descrito anteriormente foi obtido e apresentado na figura a seguir, o seguinte resultado para o modelo físico. (Figura 3.21)

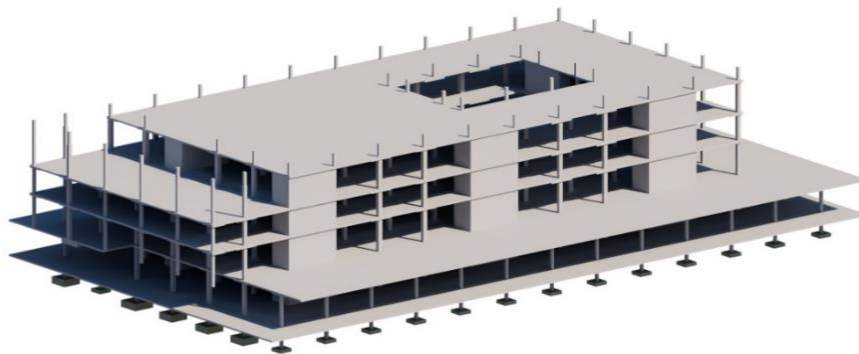


Figura 3.21 - Modelo físico final para a integração Robot-Revit

3.4.5 AVALIAÇÃO ECONÔMICA

3.4.5.1 CONCEITO

A avaliação econômica consiste na estimativa dos gastos necessários para o desenvolvimento do empreendimento, esta avaliação financeira antecipada pode ter como benefício o aumento do lucro, a melhoria do preço e consequentemente, uma maior competitividade para o empreiteiro/projetista no mercado, além da redução dos riscos no investimento da construção.

Com isso, de modo a integrar a componente 5D do BIM ao estudo realizado, será realizado a avaliação dos custos dos materiais para o projeto em análise, ainda em uma fase de pré-dimensionamento.

A partir do quantitativo de volume de betão extraído do modelo Revit de pré-dimensionamento, é possível realizar o comparativo dos custos entre soluções estruturais, como por exemplo, a solução com laje maciça (SLM) e solução de laje aligeirada com Cobiax (SLAC). Este estudo será realizado de uma forma global das soluções.

Esta avaliação econômica entre soluções tem como o objetivo obter uma estimativa inicial para ser mais um factor comparativo para a tomada de decisão na escolha final para a solução estrutural ideal para esta situação.

Por se tratar ainda de uma fase de pré-dimensionamento, torna-se necessário efetuar simplificações e estimativas de quantidades do aço e de cofragem, de modo a viabilizar o estudo na fase atual de projeto. Com isso, a metodologia de trabalho utilizada para esta avaliação, gira em torno de preços compostos dos materiais, em que foram admitidas as seguintes relações de materiais em função do volume de betão utilizado:

Tabela 3.3 – Preços compostos para as estimativas no pré-dimensionamento da laje maciça

Elemento	m ² cofr./m ³ betão	Kg aço/m ³ betão	Kg AçoPE/ m ³ betão	€/m ³ Betão	€/Kg Aço	€/Kg Aço PE	€/m ² Cofr.	€/m ³ Betão composto
Banda PE	2,5	150	35	110	1,30	6,00	25	578
Capitel	2,8	150	-	110	1,30	-	30	389
Laje	4,0	130	-	110	1,30	-	25	379
Pilar	6,7	300	-	110	1,30	-	25	668
Sapata S1	1,0	80	-	110	1,30	-	22	236
Sapata S2	1,0	70	-	110	1,30	-	22	223
Sapata S3	1,0	50	-	110	1,30	-	22	197
Sapata S4	1,0	75	-	110	1,30	-	22	230

Tabela 3.4 – Preços compostos para as estimativas no pré-dimensionamento da laje aligeirada com Cobiax

Elemento	m ² cofr./ m ³ betão	Kg aço/ m ³ betão	Kg AçoPE/ m ³ betão	Valor/ m ³ betão	Valor Cobiax/ m ³ betão	€/Kg Aço	€/Kg Aço PE	€/m ² Cofr.	€/m ³ Betão composto
Banda PE	2,5	150	35	110	-	1,30	6,00	25	578
Zona maciça	2,5	130	-	110	-	1,30	-	25	342
Laje Cobiax	4,0	160	-	110	120	1,30	-	25	538
Pilar	6,7	260	-	110	-	1,30	-	25	616
Sapata S1	1,0	80	-	110	-	1,30	-	22	236
Sapata S2	1,0	70	-	110	-	1,30	-	22	223
Sapata S3	1,0	50	-	110	-	1,30	-	22	197
Sapata S4	1,0	75	-	110	-	1,30	-	22	230

Além disso, salienta-se que foi realizado uma avaliação simplificada dos elementos que seriam mais suscetíveis a variação de volume face as alterações realizadas para a opção da solução estrutural da laje, no qual, foram realizadas medições para o volume de betão da laje, dos pilares e fundações e sendo admitido a não variação dos volumes de elementos como o núcleo de elevadores/escadas, as escadas, muros de contenções ou outras contenções periféricas e banda pré-esforçadas.

Durante a análise, se considerou para o volume final de betão das lajes, os elementos como capitéis, bandas maciças e bandas pré-esforçadas, com isso, entende-se que o volume final engloba o betão da laje propriamente dito, além do volume dos capiteis ou zonas maciças no caso da solução aligeirada e ainda o betão para as bandas maciças pré-esforçadas.

Desta forma, analisando a laje como um único elemento, mas levando em consideração a variação da espessura dos elementos como: os capitéis, zonas maciças e bandas maciças.

Para a laje maciça com Cobiax CBCM-S-180 é estimado uma quantidade de 8 a 9 moldes de aligeiramento por m² de laje, em que, o valor por molde será de 2,70€ (24,30 €/m²), valor que está incluído a grelha metálica eletrossoldada, apoio, fixação e restantes materiais necessários. Ao admitir uma solução de laje com 0,30m de espessura e consequentemente 0,30m³/m², então, descontando o volume de betão retirado pelo aligeiramento, seria equivalente a 0,21m³/m². Com base no valor de 24,30 €/m² e no volume equivalente de 0,21m³/m², o quociente destes valores gera o valor dos moldes de cobiax em função do volume de betão utilizado, sendo este resultado aproximadamente 120 €/m³.

3.4.5.2 LEVANTAMENTO DOS QUANTITATIVOS E CUSTOS

De modo a estimar a quantidade dos materiais necessários, foram obtidos os seguintes valores para os volumes de betão em cada elemento por solução estrutural:

Tabela 3.5 – Volume de betão por elemento na solução com laje maciça e laje aligeirada com Cobiax

	SLM	SLAC
	Volume (m ³)	Volume (m ³)
Laje	5749,7	4719,7
Pilar	433,2	403,7
Sapatas	558,0	511,5
Total	6740,9	5634,9

Para os volumes de betão extraídos do Revit e de acordo com os valores admitidos para o volume de betão composto, obteve-se os seguintes valores para a solução de laje maciça demonstrados na Tabela 3.6 e Gráfico 3.1.

Na Tabela 3.6, observamos que o maior gasto na SLM em todos os elementos estudados, foi o aço, chegando a custar quase metade (45%) dos gastos para a laje com os custos de 1.009.835,84 € de um total de 2.263.207,38 € e em seguida o betão com 632.471,40 € (28% do total) mostrou-se com valores um pouco acima dos custo necessário para a execução da cofragem com cerca de 543.594,94 € (24% do total).

O aço também teve um grande peso no orçamento dos pilares com 168.959,70 €, sendo responsável pela parcela de 58% e em seguida a cofragem teve o custo estimado em 72.566,03 € ou 25% do total dos custos. Para os pilares, os custos com o betão nesta solução foi o que gerou menos impacto no orçamento, em comparação aos outros materiais do mesmo elemento, custando cerca de 47.655,30 € ou 17% do custo total.

Para a análise dos resultados das sapatas era expectável a maior percentagem de betão no custo total do elemento por apresentar uma baixa taxa de armadura quando comparado com os outros elementos. Para a solução de laje maciça, verificou-se uma participação do betão de 52%, seguido de 37% do aço e 11% da cofragem nos custos totais.

Tabela 3.6 – Estimativa de custos para a solução de laje maciça

	Lajes	Pilares	Sapatas
Aço	1.009.835,84 €	168.959,70 €	47.905,52 €
Aço PE	77.305,20 €	-	-
Betão	632.471,40 €	47.655,30 €	61.380,00 €
Cofragem	543.594,94 €	72.566,03 €	12.276,00 €
Total	2.263.207,38 €	289.181,03 €	121.561,52 €
Total geral	2.673.949,93 €		

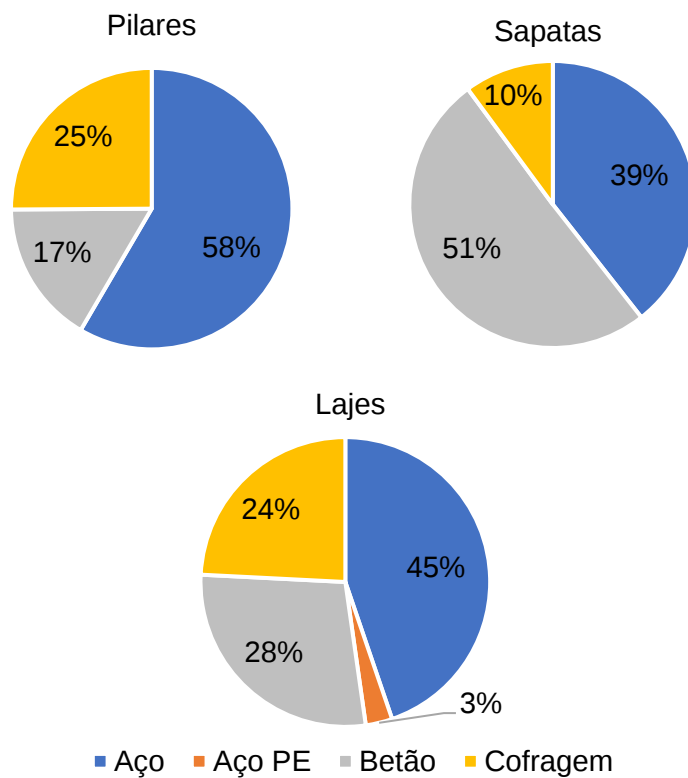


Gráfico 3.1 – Percentagem dos custos para os elementos da SLM

Na SLAC, as percentagens dos custos com aço na laje diminuem, passando para 40% no peso total do orçamento do elemento estrutural, em virtude de os gastos totais aumentarem com a utilização dos moldes de aligeiramento em cerca de 409.211,0 € ou 17% do custos. Nos pilares, verificou-se que a proporção percentual dos materiais no orçamento, houve uma ligeira variação em comparação a solução SLM, não sendo verificado grandes diferenças neste aspecto. (Tabela 3.7 e Gráfico 3.2)

Tabela 3.7 – Estimativa de custos para a solução de laje aligeirada com Cobiax

	Laje	Pilar	Sapatas
Aço	940.194 €	136.450,60 €	39.781,04 €
Aço PE	77.305 €	- €	
Betão	519.167 €	44.407,00 €	56.271,60 €
Cofragem	422.860 €	67.619,75 €	11.254,32 €
Cobiax	409.211 €	- €	- €
Total	2.368.737 €	248.477,35 €	107.306,96 €
Total geral	2.724.520,87 €		

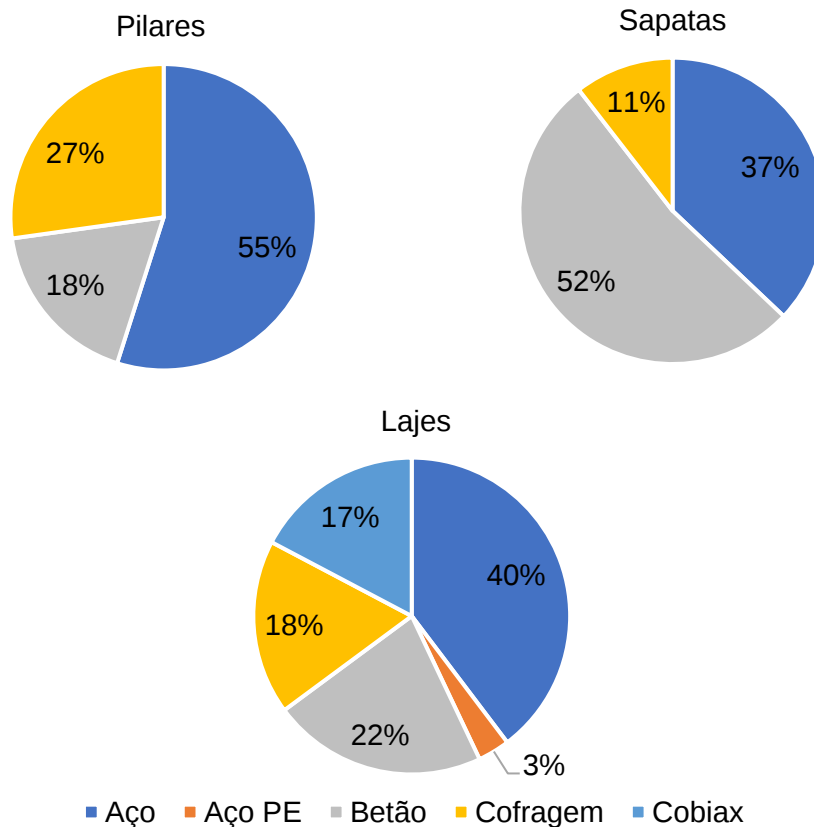


Gráfico 3.2 – Percentagem dos custos para os elementos da SLAC

Ao analisar o Gráfico 3.3 é possível verificar a diferença da quantidade de betão utilizada em ambas as soluções propostas para os elementos mais suscetíveis a variação em função do aligeiramento, no qual, para a solução aligeirada, houve uma redução significativa de 17,9% de volume de betão para a utilização da laje, como referido anteriormente, sendo este elemento estimado levando em consideração o volume da laje, bandas maciças e capitéis. Como esperado, pelo fato da laje atingir uma maior participação na quantidade de betão da estrutura global e pelo fato do aligeiramento ser neste elemento. Já para os pilares, a redução de volume foi menor, atingindo 6,8% em comparação a solução de laje maciça.

As sapatas para ambas soluções também não sofreram grande variação nos volumes de betão entre soluções, sendo verificado a diferença de apenas 8,3% a menos de betão na solução aligeirada.

De uma forma global e com base na Tabela 3.5, o volume total de betão para a solução de laje maciça e aligeirada, respetivamente, foram de 6740,9 m³ e 5634,9 m³, totalizando uma diferença de 1106 m³ ou cerca de 17% a menos no volume de betão utilizado para a solução com aligeiramento. Em questão de valores, ao levar em consideração o valor adotado para o metro cúbico de betão de 110€ e com base na diferença de volume entre soluções, a economia de betão na SLAC seria por volta de 121.660,0 €.

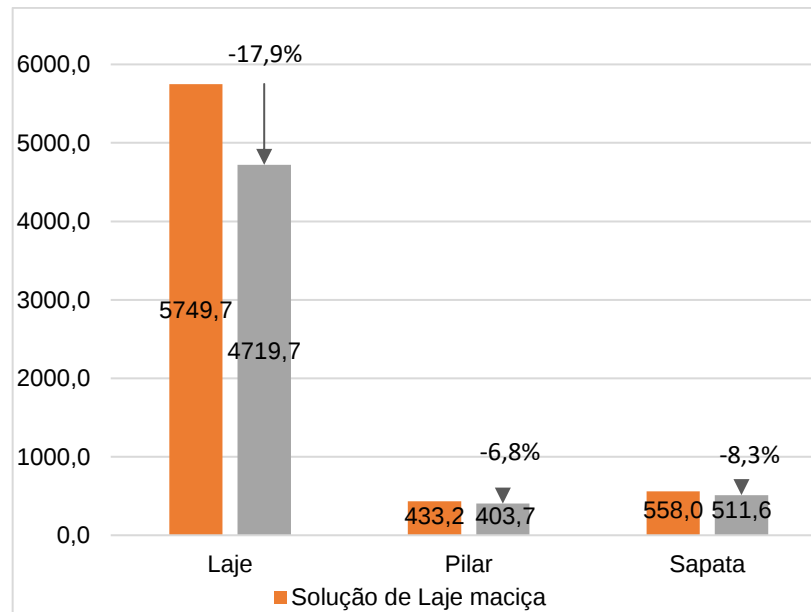


Gráfico 3.3 – Comparação de volumes de betão em m³ por solução estrutural

Quanto as quantidades de aço, notou-se que a quantidade de aço utilizada para a SLAC foi menor em 6,9% em comparação a SLM. Nos pilares, a quantidade de aço mostrou-se ainda menor, sendo uma economia no material em cerca de 19,2%, quando adotado a solução de SLAC, enquanto nas sapatas foi possível ter uma economia de cerca 17%. (Gráfico 3.4)

Com o valor de 1,30€ por kg de aço, com uma simples diferença de 84,8t e 9% na quantidade total de aço entre soluções, ocasionaria em uma economia de 110.240,0 € ao adotar a SLAC.

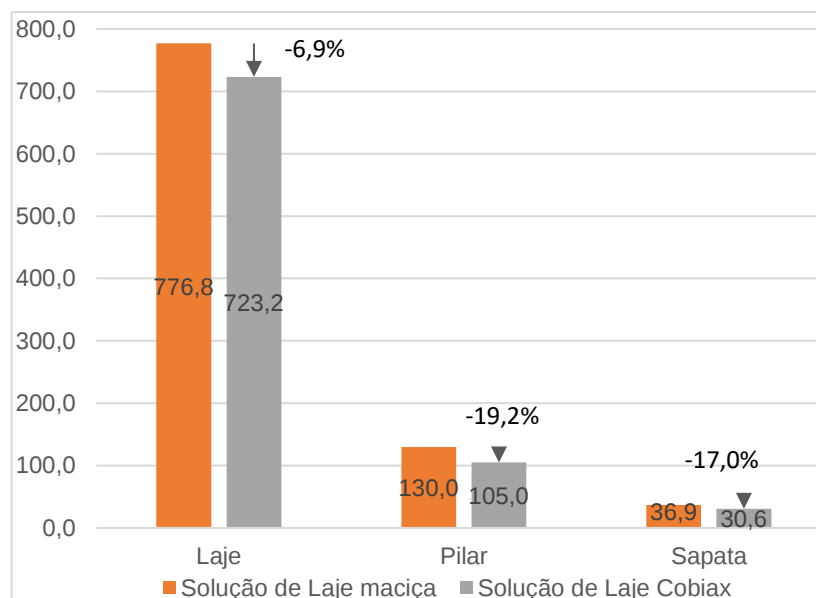


Gráfico 3.4 - Comparação de peso de aço em toneladas por solução estrutural

Observa-se que para a diferença na quantidade da cofragem entre os elementos, verificou-se a maior desigualdade entre os valores para a construção da laje, isso tendo em consideração que pelo fato dos capitéis e bandas maciças serem elementos de espessuras diferentes da laje. Com isso, torna-se necessário a utilização de mais cofragem para a execução destes elementos na SLM, do que para a SLAC, por ter as zonas maciças nos pilares com a mesma espessura, não exige uma cofragem adicional para sua execução quando comparado com a SLM. Como resultado disso, a diferença de quantidade para cofragem entre soluções para a execução da laje foi cerca de 4214,3 m² ou 19,9% a menos para a SLAC.

Quanto aos pilares, por haver uma diminuição de dimensões reduzidas entre soluções, foi observado na fase de pré-dimensionamento que a redução da área do pilar seria algo por volta de 0,0025 m² por pilar em algumas situações, então este elemento mostrou-se pouco suscetível a alterações, apresentando uma diferença de apenas 6,8%.

Por fim, a quantidade de cofragem para sapatas da SLAC mostrou-se mais econômica em cerca de 8,3% em relação a SLM, pelo fato de haver uma diminuição da quantidade de sapatas de maiores dimensões em algumas situações, ou seja, por haver menos carga devido ao peso próprio dos elementos, menor é a demanda de sapatas maiores, sendo possível verificar a segurança para estes elementos com dimensões menores para as sapatas. (Gráfico 3.5)

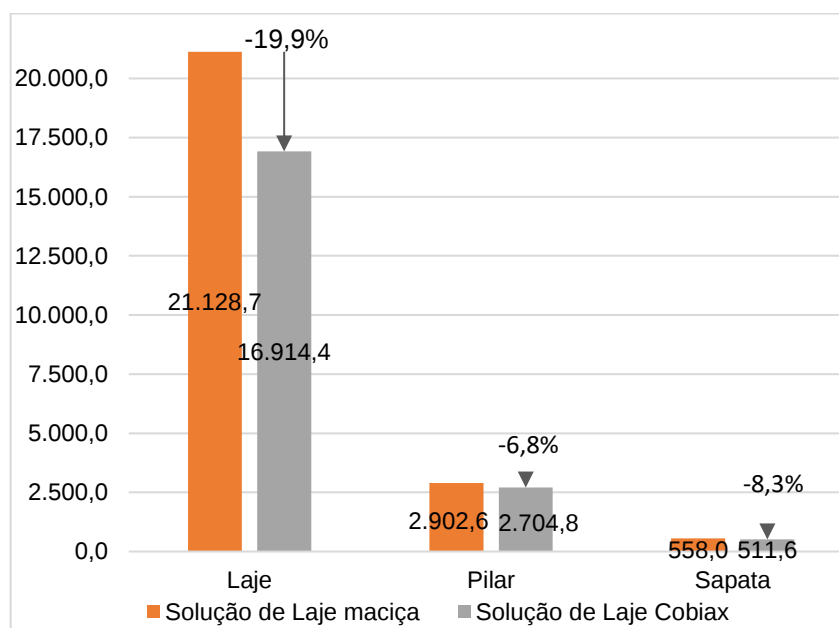


Gráfico 3.5 - Comparação da quantidade de cofragem em m² por solução estrutural

Em relação aos custos finais da comparação entre soluções, notou-se uma ligeira diferença entre elas, no qual, a solução de laje aligeirada apresentou valores acima da solução de laje maciça. Com um custo total da laje de 2.368.737 € para a SLAC e 2.263.207 € para a SLM, a diferença de 105.529 € representa apenas 5% de diferença entre as soluções. Ao constatar valores mais econômicos para o aço, betão e cofragem na SLAC para todos os elementos, houve em contrapartida os gastos com os moldes de aligeiramento, gerando um equilíbrio maior entre as soluções estruturais, ocasionando uma compensação dos gastos. (Gráfico 3.6)

Por fim, com a redução do peso próprio da estrutura, os pilares foram menos exigidos, reduzindo a quantidade de betão necessário e consequentemente, quantidade de cofragem e aço na estrutura, sendo assim, diminuindo em 14% o valor final dos custos. O mesmo aconteceu com as sapatas que tiveram uma economia de cerca de 14.255 €, o que reflete em uma diminuição dos custos em cerca de 12% quando utilizada a solução com aligeiramento (Gráfico 3.6)

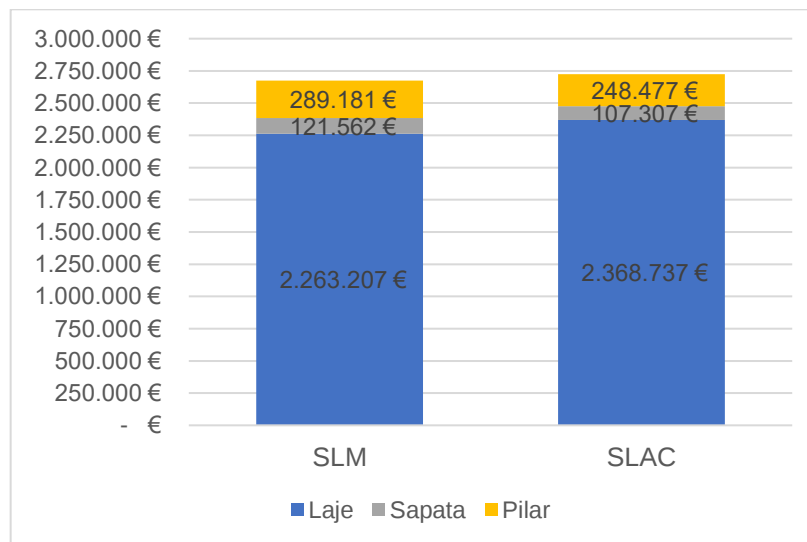


Gráfico 3.6 – Comparação de valores entre soluções, em euros

Ao fim, conclui-se que nesta análise a solução de aligeiramento com Cobiax, em termos econômico custaria cerca de 2.724.521 € contra 2.673.950 € da solução de laje maciça, uma diferença de 50.571€ ou 2,0% mais cara que a solução maciça, sendo uma diferença baixa entre soluções. Essa diferença torna-se mais equilibrada pelo fato da SLAC ter uma economia dos materiais estudados nas lajes, pilares e fundações, mas se contrapondo com um gasto maior com o material de aligeiramento, ou seja, neste âmbito de estudos em pré-dimensionamento, a redução de custos com aço, betão e cofragem na SLAC, não tem grande relevância a ponto de ser mais econômica que a SLM.

Os custos associados à SLM e SLAC para este projeto são cerca de 394 €/m³ e 502 €/m³ para as lajes, para os pilares os custos obtidos foram de 668 €/m³ e 616 €/m³ e para as sapatas 218 €/m³ e 210 €/m³. Sendo possível concluir ao fim da análise, que a SLM teria um custo de 397€/m³ e 484 €/m³ para a SLAC. (Tabela 3.8)

Tabela 3.8 - Volumes e custos por metro cúbico das soluções

	Volume de betão (m³)		Custos		Custos/m³	
	SLM	SLAC	SLM	SLAC	SLM	SLAC
Laje	5749,74	4719,70	2.263.207 €	2.368.737 €	394 €	502 €
Pilar	433,23	403,70	289.181 €	248.477 €	668 €	616 €
Sapata	558,00	511,56	21.562 €	107.307 €	218 €	210 €
Total	6740,97	5634,96	2.673.950 €	2.724.521 €	397 €	484 €

Apesar de não ser uma estimativa final e precisa da estrutura global, pelo fato das simplificações efetuadas, como por exemplo, o fato de não contabilizar os núcleos, escadas, muros de contenção e outros elementos de menor importância, esta análise torna-se importante de modo a conseguir elucidar a ordem de grandeza das diferenças entre custos das soluções e perceber em quais elementos estruturais seriam mais impactados pelo aligeiramento da laje.

Com isso, conclui-se que em questões financeiras, as soluções seriam praticamente equivalentes, com uma ligeira diferença percentual de 2,0%, em que, supostamente não seria um factor determinante para a escolha da solução, sendo necessário analisar as outras variáveis que acompanham cada tipo de solução.

3.4.6 AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE

3.4.6.1 INTRODUÇÃO

Os GEE's (gases de efeito estufa) estão naturalmente na atmosfera terrestre, em que, tem a função da regularização da temperatura no planeta terra, sem esta atmosfera e esses gases, a terra teria temperaturas diferentes e não adequadas para a vida. O problema parte do princípio do agravamento da quantidade de certos gases na atmosfera, o que acaba por desregular a temperatura na terra.

Os GEE's são capazes de reter parte da radiação solar refletida pela superfície terrestre, em que os principais gases causadores destes efeitos, podemos citar o dióxido de carbono (CO_2), o metano (CH_4), o óxido de azoto (N_2O), os hidrofluorcarbonetos (HFCs), perfluorcarbonetos (PFCs), entre outros com menor participação neste efeito.

De acordo com a *Global Carbon Project*, que é uma organização que busca quantificar os GEE's, cerca de 86% do dióxido de carbono (CO_2) é produzido durante o processo de combustão e queima de combustível fóssil e cerca de 14% pode ser originado por efeito do desmatamento e queimadas. Apesar de outros gases como o metano (CH_4) ser 80 vezes mais potente e o óxido de azoto (N_2O) ser 280 vezes mais potente quanto ao potencial em relação ao efeito estufa, o CO_2 representa cerca de 75-80% dos GEE's emitidos. (Global Carbon Project – 2019)

O Metano (CH_4) é em sua maioria produzido por meio de processos biológicos, em que parte é proveniente de aterros sanitários, efluentes líquidos e atividades agropecuárias, nomeadamente por meio de animais ruminantes. A extração e refino do petróleo também contribui neste quesito de produção do metano e ainda a queima de biomassa. Já o óxido de azoto (N_2O), é proveniente de processos industriais e do setor da agricultura. (WayCarbon – adaptado – 2017)

3.4.6.2 CENÁRIO GLOBAL

De acordo com a organização não governamental ambientalista e conservacionista, *World Resources Institute*, o setor energético é o maior produtor dos gases de efeito estufa no mundo, sendo responsável por 76% (37,6 GtCO₂) do total produzido no ano de 2019 (49,8 GtCO₂), seguido do setor da agricultura com 12% (5,8 GtCO₂), processos industriais de químicos, cimento e outros com 6% (3,1 GtCO₂), resíduos incluindo aterros e águas residuais com 3% (1,6 GtCO₂) e outros emissores como por exemplo mudança de uso da terra e desmatamentos com 3% (1,6 GtCO₂). (World Resources Institute – 2020) (Gráfico 3.7)

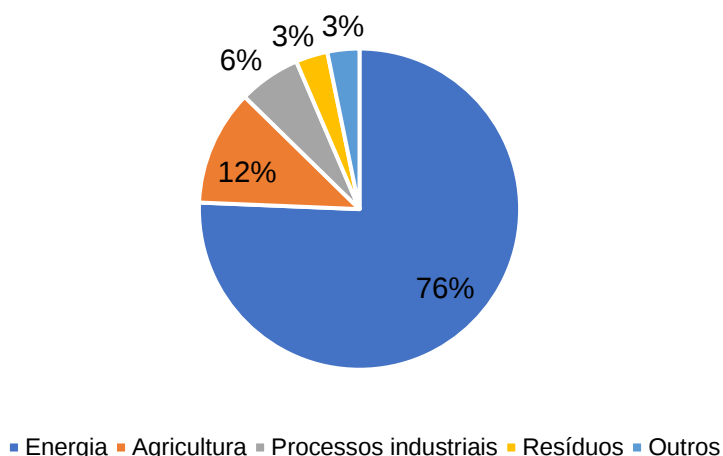


Gráfico 3.7 – Emissão de CO₂ por setores no mundo, em 2019

Para a parcela dos processos industriais, três setores industriais são responsáveis pela maior parte desta emissão, sendo elas: as indústrias cimenteira, siderúrgicas e de produtos químicos.

Algumas fontes chegam a estimar valores para a participação do cimento no cenário mundial. O cimento por ser o material de construção mais utilizado no mundo, apresenta uma considerável contribuição neste cenário de agravamento da quantidade dos GEE's na atmosfera. Segundo dados de 2018 levantados pela *Chatham House*, os processos de combustão química e térmica envolvidos na produção de cimento são uma grande fonte de emissões de dióxido de carbono (CO₂). A cada ano, mais de 4 bilhões de toneladas de cimento são produzidas, representando cerca de 8% das emissões globais de CO₂.

A indústria da construção tem sido alvo de discussão na busca pela necessidade do desenvolvimento sustentável, pois é grande consumidora de recursos naturais e gera grande quantidade de resíduos.

3.4.6.3 CENÁRIO EM PORTUGAL

Já no cenário português, as estimativas aproximam-se do cenário do mundo, porém, com algumas diferenças em certos setores, em que totalizam cerca de 61,7 MtCO₂ no ano de 2019. (World Resources Institute – 2020)

Realizando uma análise mais voltada para o cenário em Portugal, é possível observar uma crescente melhora do país frente a utilização de energias renováveis.

Segundo a APA (Agência portuguesa do ambiente), a energia é o setor mais importante, respondendo por aproximadamente 67% das emissões totais em 2020 e diminuindo 8% entre 2005 e 2020. Os setores de energia e transporte são as duas fontes mais importantes de emissões, representando aproximadamente 18% e 26% do total de emissões, respetivamente. (APA – 2022)

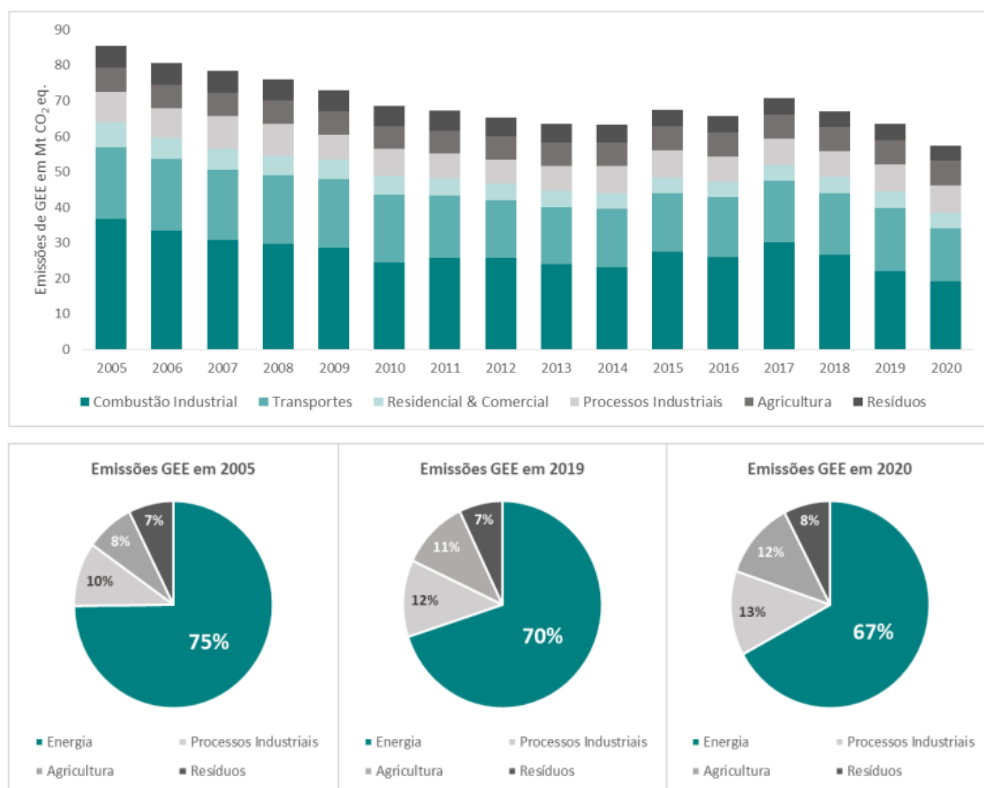


Gráfico 3.8 - Emissões de GEE por setores

“Embora se venha registrando uma diminuição do seu peso, o petróleo e derivados continuam a ser a fonte energética mais utilizada em Portugal, correspondendo a 40,9% do consumo de energia primária em 2020. Seguiu-se o gás natural com 25% e biomassa com 14,9%. Em quarto lugar ficou a energia elétrica com 12,1%. Já o carvão registou uma redução significativa em 2020, representando apenas 2,7% do total do consumo de energia primária. Em 2019 tinha sido de 5,6%” (REA – 2023)

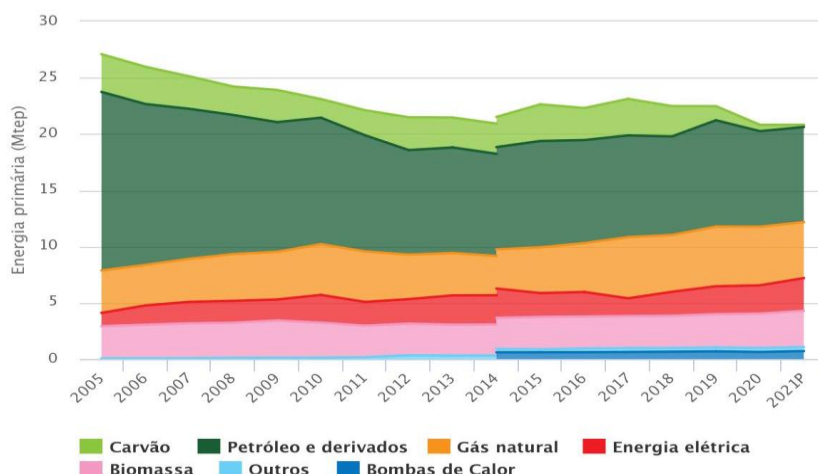


Gráfico 3.9 – Evolução do consumo de energia primária por fonte energética

Isto torna-se relevante para esta análise, pelo fato do tipo de energia utilizada, sendo renovável ou não, influencia na quantidade emitida de CO₂e relacionada a cada material, sendo esta componente mais importante na fase A3, relacionado com os processos de fabricação do material.

3.4.6.4 ANÁLISE DO CICLO DE VIDA (ACV)

Para um dos setores mais poluentes e críticos no quesito de poluição, mostrou-se necessário que o setor da construção precisaria de técnicas para o avanço na vertente da sustentabilidade.

Com isso, com o objetivo de ajudar a melhorar os processos construtivos de uma forma sustentável, desenvolveu-se a análise do ciclo de vida (ACV), do inglês “*Life cicly analysis*” (LCA), que consiste em um método de análise quantitativa dos impactos ambientais causados por um material, desde a sua fase mais bruta e natural possível até o fim de sua vida útil em um eventual descarte ou reutilização. A metodologia permite avaliar cada etapa do ciclo de vida de um determinado material de forma numérica e assim, identificar possíveis fases críticas com a finalidade de melhorar o processo.

De acordo com a EN 15978 e EN 15804, esta análise divide-se em cinco fases principais: a fase de produção (A1-A3), fase dos processos construtivos (A4-A5), fase de utilização (B1-B7) e fase de fim de vida útil (C1-C4) e fase de potencial reutilização, reciclagem e valorização (D). (Figura 3.22)

- Fases da análise do ciclo de vida (ACV)
 - A1: Extração e processamento da matéria-prima;
 - A2: Transporte da matéria-prima para o fabricante;
 - A3: Processo de fabricação;
 - A4: Transporte do material até a obra;
 - A5: Processo de construção e instalação em obra;
 - B1: Uso do material;

- B2: Manutenção;
- B3: Reparo;
- B4: Substituição;
- B5: Reabilitação;
- B6: Uso operacional de energia;
- B7: Uso operacional de água;
- C1: Desconstrução e demolição;
- C2: Transporte para o tratamento dos resíduos da demolição;
- C3: Tratamento e processamento dos resíduos;
- C4: Descarte dos resíduos.
- D: Potencial de reutilização/reciclagem do material

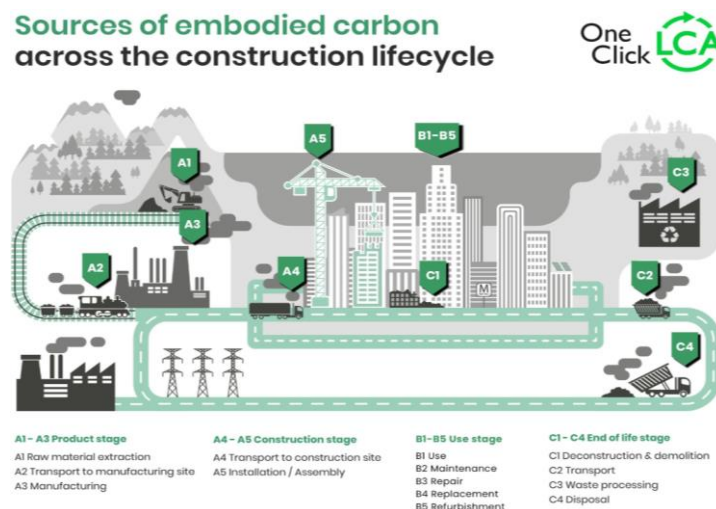


Figura 3.22 - Fases da análise do ciclo de vida

3.4.6.5 REGULAMENTAÇÃO E NORMAS

As demandas da comunidade internacional por sustentabilidade ambiental global ajudaram as organizações a perceber-se que seu relacionamento com a sociedade não pode ser unilateral. Nesse contexto, as organizações passaram a utilizar práticas de gestão ambiental que agregam valor às suas estratégias. Uma das formas mais usuais de iniciar práticas de gestão ambiental é implementar um Sistema de Gestão Ambiental (SGA) para certificação. Com isso, para a utilização deste processo, utiliza-se as normas ISO 14000 para a implementação de acordo com normas internacionais. Como principais normas da ISO 14000 podemos citar:

- ISO 14001: Especifica os requisitos básicos para a implantação de um SGA;
- ISO 14004: Norma para suporte da gestão ambiental de forma interna na empresa;
- ISO 14010: Destinado a auditorias ambientais;
- ISO 14031: Desempenho ambiental;
- ISO 14020: Rotulagem ambiental;
- ISO 14040: Análise do ciclo de vida.

Além disso, a nível europeu, podemos citar algumas normas baseadas em normas internacionais, como por exemplo, a norma “EN 15804 – Sustainability of construction works.

Environmental product declarations. Core rules for the product category of construction products” que visa esclarecer regras básicas referente ao desenvolvimento de EPD’s para a sustentabilidade de obras e serviços.

Podemos citar também a “*EN 15978 - Sustainability of construction works. Assessment of environmental performance of buildings. Calculation method*” que especifica um método de cálculo baseado na avaliação do ciclo de vida (LCA) e outras informações ambientais quantificadas para avaliar o impacto ambiental de um edifício e fornece um meio de relatar e comunicar os resultados da avaliação.

No contexto deste estudo acadêmico, para a análise do ciclo de vida (ACV) da construção utiliza-se como base as normas europeias citadas anteriormente para a análise das fases A1, A2 e A3. Para as fases A4 e A5, foram utilizadas outras fontes bibliográficas com a finalidade de obter os valores necessários para as respectivas fases.

3.4.6.6 HIPÓTESES

Para o processo de mensuração do CO₂e é necessário considerar alguns fatores relevantes durante esta análise. Este processo baseia-se na hipótese que o CO₂ associado a cada material, possui uma fase pré-operacional associado as fases A1, A2 e A3 (antes do início da vida útil) e fase operacional, associadas as fases A4 e A5, sendo de uma forma geral, a fase pré-operacional com um maior consumo energético para ser realizada e conseqüentemente, com uma maior emissão de CO₂. Isto justifica-se por causa da alta concentração de fontes energéticas não renováveis utilizadas durante os processos produtivos que são grandes agentes poluidores.

A quantificação da energia total gasta durante o ciclo de vida de uma edificação é um complexo e moroso, no qual, não se torna o objetivo principal deste estudo, sendo assim, para a análise realizada, será considerado o CO₂ associado a esta estrutura até o momento de sua utilização. É possível incluir a análise durante a fase operacional e ainda ao fim da vida útil da estrutura, porém, não sendo o caso em estudo.

Apesar de possuir uma grande gama de materiais envolvidos no processo de construção de uma edificação, neste caso, será alvo de análise a parte estrutural da edificação, sendo então, este processo direcionado a materiais utilizados para a construção desta estrutura.

3.4.6.7 METODOLOGIA

A quantificação do CO₂ para cada material será realizada a estimativa através da Plataforma EC3 da *Bulding Transparency* que leva em consideração as fases A1, A2 e A3 do ciclo de vida da construção, respectivamente, a fase de extração, tratamento de matéria-prima e materiais secundários; fase de transporte da zona de extração até o fabricante e por fim, a fase de fabrico. Para a fase A4 (transporte até a obra) será realizado a avaliação com base na quantidade de emissões de CO₂ por litro de combustível consumido. Na fase A5 (execução em obra) será utilizado como fonte bibliográfica o material “Rendimentos de mão-de-obra, materiais e equipamento em edificação e obras públicas” de José Paz Branco (1993).

A *Building Transparency* é uma organização sem fins, sediada em Washington, nos Estados Unidos, que tem como principal missão, fornecer os dados e ferramentas para permitir que as indústrias possam medir e selecionar os materiais utilizados na construção em função da

quantidade produzida de CO₂. A partir disto, foi desenvolvido a *Embodied Carbon in Construction Calculator* (EC3), que pode ser traduzido como uma calculadora de carbono incorporado na construção. A ferramenta baseia-se na informação que consta nas declarações ambientais de produtos (EPD's).

A EPD é um documento que divulga o desempenho ou impacto ambiental de qualquer produto ou substância durante a vida útil de forma transparente. As EPD's ajudam a reduzir as emissões de carbono, permitindo que os usuários avaliem os efeitos de vários materiais e produtos para escolher a alternativa mais sustentável. EPD's são documentos que divulgam de maneira aberta e transparente o desempenho ou impacto ambiental de um produto ou substância durante sua vida útil. (Spherica Blog – 2022)

A Plataforma EC3 permite uma integração com o REVIT, porém, optou-se pela análise de forma manual, sendo utilizada a Plataforma EC3 para a consulta das informações necessárias para o desenvolvimento do estudo.

3.4.6.8 OBJETIVO

O objetivo deste estudo será aplicar ferramentas e metodologias de cálculos já desenvolvidas, a fim, de demonstrar a sua utilização e potencialidade, de modo a permitir otimizações no âmbito da sustentabilidade durante a concepção de uma estrutura, desde a exploração da matéria-prima, até a fase construtiva.

Com isso, a quantificação dos gases de efeito estufa parte da ideia de que um inventário é o primeiro passo para que torne possível mensurar e controlar a emissão desses gases e a partir disto, traçar estratégias e objetivos a serem atingidos, de forma a reduzir ou compensar estes gases.

Esta análise visa mostrar que a escolha dos materiais usados na construção pode influenciar na quantidade de CO_{2e}, porém, o tipo de material fica condicionado a estudos comparativos entre materiais, já neste caso, será abordado a influência da escolha da solução estrutural, em função da quantidade de betão e aço.

Na primeira fase de pré-dimensionamento, será realizada a comparação entre soluções estruturais com suas devidas simplificações para tal efeito, sendo considerado a quantidade de materiais para ambas situações, porém, já no fim da fase de dimensionamento, será realizada uma análise mais completa da solução escolhida para a concepção da estrutura, em que, será avaliado com mais precisão face aos materiais empregados.

3.4.6.9 QUANTIFICAÇÃO DO CO_{2e}

A plataforma fornece estatística em três níveis para as análises possíveis, sendo os valores alcançáveis, valores médios e valores conservativos, tendo ainda um grau de incerteza associado aos valores médios.

A plataforma conta com 164.420 EPD's registadas, sendo 3680 EPD's registadas na Europa, em que, boa parte destes registos estão localizados na Itália (428), Suécia (309), Reino Unido (228), Espanha (217) e Noruega (133). Até o momento, Portugal ainda não tem EPD's disponíveis para betão na *EC3 Building Transparency*, o que pode gerar valores com maior imprecisão, por conta de os valores adotados não levarem em consideração o cenário

nacional nas fases A1, A2 e A3. Atualmente, a base de dados da *EC3 Building Transparency* há apenas 6 EPD's, relativamente a materiais de isolamentos acústicos, chapas metálicas, revestimentos e outros. (Figura 3.23)

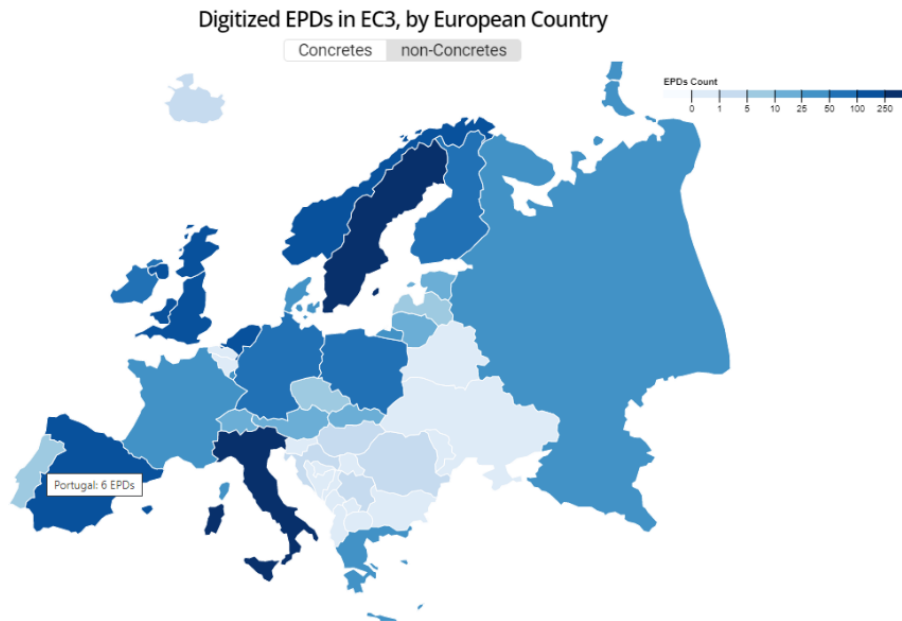


Figura 3.23 - Quantidade de EPD's nos países da Europa

Por não haver ainda materiais de origem portuguesa registados na plataforma, será levado em consideração o valor atribuído pela plataforma com base em EPD's de produtos com as características correspondentes a pesquisa efetuada. Segundo o EC3, os tipos de análise são baseados em valores obtidos são com os seguintes critérios:

- Valor alcançável

Nesta análise, os valores obtidos para esta estatística, correspondem aos valores que estão abaixo de 20% das EPD's dos dados obtidos para o material em pesquisa.

- Valor medio

Para a análise com valor médio, os valores são obtidos através de uma média aritmética e desvio padrão relativo a todos os dados das EPD's correspondentes aos termos em pesquisa.

- Valor conservativo

Nesta análise, os valores obtidos para esta estatística, correspondem aos valores que estão acima de 80% das EPD's dos dados obtidos para o material em pesquisa.

Para um betão C30/37 e para o aço A500, será atribuído os seguintes valores em tCO_{2e} para os cálculos, sendo que, estes valores são médios de acordo com as estatísticas apresentadas pelo *Building Transparency – EC3* para a União Europeia. (Figura 3.24 e Tabela 3.9)

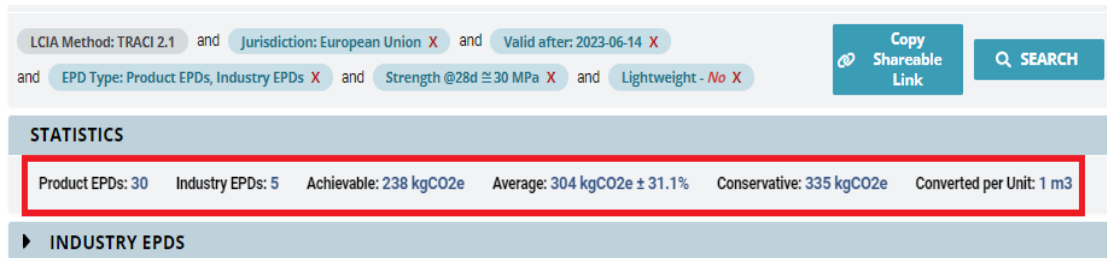


Figura 3.24 – Valores estatísticos da plataforma EC3 para o betão C30/37

Tabela 3.9 – Quantidade de kgCO_{2e} por material

	Betão C30/37	Aço A500
	(kgCO _{2e} /m ³)	(kgCO _{2e} /kg)
Valor alcançável	238	0,492
Valor médio	304 ± 31,1%	0,828 ± 45.4%
Valor conservativo	335	1,16

Os valores apresentados anteriormente para o betão e aço são válidos para todos os elementos da solução de laje maciça e para os elementos da solução aligeirada, com exclusão da laje, que pelo fato de haver ainda os moldes de aligeiramento a ser considerado na análise, será utilizado os dados fornecidos pela empresa alemã fabricante dos moldes de aligeiramento, a Cobiax.

A empresa Cobiax, divulgou dados em sua EPD nº EPD-COB-20180135-IAD1-EN de 29/10/2018 e válida até 28/10/2023, em que certifica os dados válidos para 1m³ de laje betonada *in-situ* com os moldes Cobiax *Slim-Line* e *Eco-Line* para os tipos de betão C20/25 a C45/55 e aço A500. Nesta EPD, em 1m³ de betão armado, foram admitidos 93,4% de massa para o betão, além de 6,1% de massa para as armaduras e ainda 0,5% de massa para os moldes de aligeiramento. Nesta EPD disponibilizada pela empresa Cobiax, é levado em consideração todas as etapas envolvidas nas fases A1, A2 e A3 para o betão, para o aço e para os moldes de aligeiramento. Com isso, como resultado para a análise da laje de betão armado com os moldes Cobiax, o GWP deste elemento estrutural é de 298,68 kgCO_{2e}.

Com isso, pelo fato da empresa Cobiax não fornecer em sua EPD valores alcançáveis, médios e conservativos do GWP, assim como a EC3, de modo a tentar obter uma análise média do desempenho entre soluções, será considerado para as fases A1, A2 e A3, os valores obtidos na análise com valores médios de emissão de CO_{2e}, tanto para o betão, quanto para o aço.

Então, para as fases A1, A2 e A3, tendo em conta os valores do GWP do betão C30/37, do aço A500 e da laje de betão armado com aligeiramento Cobiax e levando em consideração as estimativas de quantidade dos materiais obtidos anteriormente, podemos obter os seguintes valores para as soluções estruturais analisadas:

Tabela 3.10 - Quantidade de CO_{2e} por solução para as fases A1, A2 e A3, em toneladas

	SLM	SLAC	Diferença
Laje	2391,1	1563,7	34,6%
Pilares	239,3	209,6	12,4%
Sapatas	200,1	180,9	9,6%
Total	2830,6	1954,2	31,0%

Observou-se que, como era de se esperar, a maior diferença na emissão do CO_{2e} seria na laje, por ser o elemento estrutural sujeito ao aligeiramento dos moldes de Cobiax, sendo este elemento o maior responsável pela redução do CO_{2e} da solução com aligeiramentos, onde constatou-se que a redução de 34,6% nas emissões de CO_{2e}.

Em relação a fase A4, nesta etapa é referido as emissões de GEE's provenientes da queima de combustível fóssil durante o transporte do material para a execução da obra. Nesta fase, sabe-se que a sua participação no conjunto global das emissões de poluentes GEE's torna-se menor por já ter tido em consideração anteriormente as maiores fases poluidoras no ciclo de vida de um material (A1, A2 e A3).

Os cálculos para a estimativa de CO₂ durante a fase A4 consiste na estimativa de fatores e parâmetros para serem utilizados em função do consumo de combustível fóssil de um veículo tipo e na quantidade de CO₂ emitida durante esta queima de combustível e ainda, sendo levado em consideração a distância percorrida para o abastecimento completo dos materiais utilizados em obra.

A produção de CO₂ em cada veículo, varia em função do combustível utilizado, isto ocorre porque diferentes tipos de combustível têm densidades diferentes. Os combustíveis que contêm hidrocarbonetos mais densos, como o gasóleo, contêm mais carbono. Em outras palavras, cria uma quantidade maior de produção de CO₂ para uma determinada quantidade de combustível. Primeiramente, é necessário escolher tipo de combustível fóssil utilizado para o veículo tipo, assumindo então, que este terá como combustível o diesel. De acordo com a *Natural Resources Canada*, o diesel emite cerca de 2,66 kgCO₂ para cada litro de combustível consumido. (Tabela 3.11)

Tabela 3.11 - Quantidade de emissões de CO₂ por litro de combustível consumido

Tipo de combustível	Quantidade de kgCO ₂ /L
Gasolina	2,29
E10 (10% Etanol + 90% Gasolina)	2,21
E85 (85% Etanol + 15% Gasolina)	1,61
Diesel	2,66
B5 (5% biodiesel + 95% Diesel)	2,65
B20 (20% biodiesel + 80% Diesel)	2,62

O consumo de cada veículo varia com diversos fatores, como: peso transportado, estilo de condução do condutor, condições de conservação e manutenção do veículo, idade do veículo, potência, entre outros. De uma forma simplificada, será adotado o valor 30L/100km para o consumo de diesel no veículo tipo. Desta forma, será possível determinar a quantidade de CO₂ para cada quilometro percorrido pelo veículo através da equação (1).

$$Q = E_{litro} \cdot \frac{Aut.}{100} \cdot c_v \quad (1)$$

Onde:

E_{litro} é a emissão de kgCO₂ por litro de combustível;

$Aut.$ é a autonomia do veículo tipo, em L/100km;

c_v é o coeficiente de redução quando o veículo estiver vazio, sendo adotado 0,8 para o veículo vazio e 1,0 para o veículo cheio.

Como resultado da expressão utilizada anteriormente, a quantidade de CO₂ emitida durante o transporte de materiais será de 0,798 kgCO₂/km e 0,638 kgCO₂/km para a situação do veículo vazio. Com estes valores, a determinação da emissão de CO₂ para um trajeto, depende unicamente da estimativa da distância entre o distribuidor do material até a obra. Após consultar a disponibilidade de fornecimento de material para a zona de implantação da obra, será admitido uma distância de até 10km para o abastecimento de betão, aço e moldes de aligeiramento.

Por fim, é necessário introduzir o conceito dos “ciclos”, em que, para uma determinada quantidade de material necessária, é preciso utilizar “x” vezes um caminhão com uma capacidade de transporte. Sendo assim, “ciclo” define-se pelo quociente entre a quantidade de material necessário e a capacidade de transporte de material no veículo. A capacidade máxima de transporte de betão em cada caminhão será determinada como 7,5 m³ e 20000kg de aço. Quanto ao transporte dos moldes de aligeiramento, segundo o fornecedor do material, é estimado que um caminhão tipo será capaz de transportar o material necessário para a implantação ao equivalente a 1600m² de laje aligeirada. Então, com todos os dados necessários, a estimativa de CO_{2eq} para as soluções estruturais relativo a fase de transporte do material (A4) é apresentado nas tabelas a seguir:

Tabela 3.12 – Quantidade de kgCO_{2e} para a fase A4 da SLM

Parâmetro	Quantidade
Capacidade do caminhão de betão (m ³)	7,5
Nº de ciclos do betão	899
Capacidade do caminhão para o aço (kg)	20000
Nº ciclos aço do aço	48
Distância à obra (km)	10
Quantidade de CO _{2eq} betão (kgCO _{2e})	12913
Quantidade de CO _{2eq} aço (kgCO _{2e})	689
Quantidade de CO _{2eq} total (kgCO _{2e})	13603

Tabela 3.13 - Quantidade de kgCO_{2e} para a fase A4 da SLAC

Parâmetro	Quantidade
Capacidade do caminhão de betão (m ³)	7,5
Nº de ciclos do betão	752
Capacidade do caminhão para o aço (kg)	20000
Nº ciclos aço do aço	43
Capacidade do caminhão para os moldes (m ²)	1600
Nº ciclos dos moldes	11
Distância à obra (km)	10
Quantidade de CO _{2e} betão (kgCO _{2e})	10802
Quantidade de CO _{2e} aço (kgCO _{2e})	618
Quantidade de CO _{2e} moldes (kgCO _{2e})	158
Quantidade de CO _{2e} total (kgCO _{2e})	11577

Com isso, verifica-se que para a fase A4, estimasse que a solução SLM irá gerar cerca de 13.603 kgCO_{2e}, representando uma diferença de 17,5% a mais de CO_{2e}, em comparação com a SLAC que emitiria cerca de 11.577 kgCO_{2e}. Nesta fase, o responsável pela maior parte da diferença entre soluções, deve-se principalmente pelo número de ciclos necessário para o abastecimento de betão em obra, em que, para a SLM seriam necessários 147 ciclos a mais que a SLAC para o fornecimento do betão.

Por fim, a última fase associada ao estágio de processos de construção, é a fase A5, denominada como a fase direcionada aos processos de construção e instalação em obra. Nesta etapa, o objetivo é quantificar a quantidade de CO_{2e} associados ao processo construtivo em obra, referente a utilização de equipamentos para a execução da obra.

Durante o processo construtivo diversos equipamentos/ferramentas são utilizados, como por exemplo: Veículos para transporte de materiais em geral; veículos para execução de escavações e movimentação de terras; equipamentos para bombagem e vibração do betão, equipamentos de menor porte, entre outros. Com a grande diversidade de equipamentos utilizados nesta fase de execução em obra, será objeto de estudo aqueles que tiverem um maior impacto durante a sua utilização, sendo então, admitido para as estimativas de emissões CO_{2e} de para a fase A5 os trabalhos relacionados a escavação de terras, transporte de terras para o aterro e bombagem do betão.

O grau de incerteza desta fase torna-se maior face ao número de variáveis a serem levadas em consideração, com isso, torna-se necessário a utilização de algumas estimativas de modo a viabilizar a quantificação de CO_{2e} nesta fase. A partir da bibliografia “Rendimentos de mão-de-obra, materiais e equipamento em edificação e obras públicas” de José Paz Branco (1993), é possível obter valores estimativos de forma a serem utilizados na estimativa da fase A5.

Primeiramente, para os trabalhos de escavação, será tido em consideração o tipo de solo a ser escavado, sendo um factor de dificuldade associado a resistência dos terrenos à desagregação, em que este factor de dificuldade deve ser considerado como um coeficiente de majoração ao fim, para a determinação final da quantidade de horas necessárias para a execução do trabalho e sendo demonstrado na tabela a seguir as respetivas classificações:

Tabela 3.14 – Resistência dos terrenos à desagregação

Classificação (condições de serviço)	Tipo de terreno	Factor de dificuldade
Fáceis	Terrenos de aluvião, basalto muito alterado, argila arenosa húmida, argila solta	1,00
Médias	Calcário alterado e fragmentado, argila seca, gessos, saibros frágeis ou seixeiras	2,30
Díficeis	Saibro rijo, estratificados lamelares fraturados e brechas incoerentes	3,40
Violentas	Rocha pré-fragmentada a fogo	4,50

Em seguida, é introduzido o conceito do possível rendimento de máquinas de escavação na ponderação de ciclos de acordo com o tipo de esforço das máquinas. O rendimento é dado pela multiplicação da extensão do percurso e a duração do ciclo para a realização da manobra necessária para a realização da operação. (Tabela 3.15)

Tabela 3.15 - Rendimento possível de máquinas de escavação na ponderação dos ciclos - extensão dos percursos, dificuldade de corte e condições de ataque

Extensão do percurso (m)	Percorso possível em m/hora com esforço nos dois sentidos				Percorso possível em m/hora com esforço em um sentido			
	Fáceis	Médias	Díficeis	Violentas	Fáceis	Médias	Díficeis	Violentas
20,00	1880,0	1666,0	1250,0	770,0	1286,0	1160,0	934,0	714,0
50,00	2780,0	2275,0	1615,0	895,0	1470,0	1440,0	1160,0	735,0
100,00	3270,0	2560,0	1790,0	940,0	1790,0	1560,0	1240,0	770,0
150,00	3480,0	2730,0	1845,0	960,0	1860,0	1605,0	1275,0	780,0
200,00	3600,0	2780,0	1900,0	980,0	1900,0	1640,0	1280,0	783,0

O rendimento possível das máquinas de escavação (Tabela 3.15) deve ser relacionado com a relação potência nominal/rendimento em metros cúbicos por metro de percurso (Tabela 3.16), de modo a estimar o volume de terras movimentadas por hora.

Tabela 3.16 – Relação potência nominal/rendimento em metros cúbicos por metro de percurso em pleno esforço (buldozer ou angledozer)

Tipo	Potência nominal e cv									
	45	60	75	90	115	130	150	175	200	240
Com esteiras	0,125	0,166	0,208	0,250	0,319	0,361	0,416	0,485	0,555	0,666
Com pneus	0,112	0,149	0,186	0,224	0,285	0,323	0,373	0,434	0,479	0,596

O cálculo da quantidade de combustível associado aos trabalho de escavação deve ser relacionado a parâmetros adequados face a sua condição de utilização e tipo de combustível utilizado, como por exemplo factor de consumo de combustível em máquinas de corte e movimentação de terras (Tabela 3.17) e o factor de carga aplicável (Tabela 3.18). Ao multiplicarmos a potência do equipamento (em cv) com o consumo de combustível (em kg/hora) e o factor de carga aplicável, obtemos o consumo em quilos por hora. Ao considerarmos o peso volúmico do combustível gasóleo como 0,83 kg/m³ e dividirmos o valor obtido anteriormente, podemos obter o valor de combustível em litros/hora.

Tabela 3.17 - Consumo de combustível em máquinas de corte e movimentação de terras (Em kg x cv/hora)

Combustível	Boa assistência		Má assistência	
	Pleno esforço	Pausa	Pleno esforço	Pausa
Gasolina	0,180	0,063	0,234	0,088
Petróleo	0,187	0,066	0,243	0,092
Gasóleo	0,180	0,063	0,234	0,088
Fuel-Oil	0,193	0,068	0,251	0,095

Tabela 3.18 – Factor de carga aplicável

	Condições de serviço				
	Fáceis	Médias	Difíceis	Violentas	Sem assistência
Tratores dozer sobre esteiras	0,90	0,80	0,70	0,55	0,40
Escavadora-carregadora com esteiras	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
Escavadora-carregadora com pneus	0,80	0,65	0,55	0,45	0,35
Camiões	0,80	0,65	0,45	0,35	0,25

Com os parâmetros necessário já definidos, procedeu-se o cálculo das emissões de CO_{2e} para os trabalhos relacionados a escavação, sendo esta estimativa, válida tanto para a SLM e SLAC, em que, foram atingidos um valor total de 5,2h de trabalho necessária e uma emissão total de 418 kgCO₂. (Tabela 3.19 e Tabela 3.20)

O volume de escavação relacionada a fase de execução das estrutura de contenção foram estimados em cerca de 4609 m³ e para a fase de escavações relacionadas as fundações estimou-se 1100 m³, totalizando 5709 m³ de terras.

Tabela 3.19 - Estimativa de horas de trabalho necessárias para a escavação

Parâmetro	Factor
Condições de serviço (Fáceis, médias, difíceis ou violentas)	Média
Factor de dificuldade (1; 2,3; 3,4 ou 4,5)	2,3
Extensão do percurso (m)	50
Rendimento possível (Extensão* ciclo)	2275
Potência escavadora (Cv)	175
Relação potência nominal/rendimento (m ³ /m de ataque)	0,485
Rendimento (m ³ /h)	1104
Volume de escavação (m ³)	5709
Total de horas de trabalho (h)	5,2

Tabela 3.20 – Consumo de combustível durante os trabalhos de escavações na fase A5

Parâmetro	Factor	Observação
Potência escavadora (Cv)	175	
Factor de carga aplicável	0,80	Tractores dozer sobre esteiras
Consumo de combustível em máquinas de corte	0,18	Boa assistência/Pleno esforço /Gasóleo
Consumo de combustível (kg/hora)	25,2	
Consumo de combustível total (kg)	130,3	
Densidade gasóleo (kg/l)	0,83	
Consumo de combustível (l/hora)	30,4	
Consumo de combustível total (l)	157,0	
Qtd. CO ₂ Diesel (kgCO ₂ /l)	2,66	
Qtd. CO _{2e} Total (kgCO _{2e})	418	

Para a estimativa da quantidade de CO_{2e} para o transporte de terras da obra até o aterro para o depósito de terras excedentes, será utilizado o mesmo conceito utilizado e os mesmos parâmetros determinados na fase A4, desta forma, será levado em consideração um caminhão com capacidade máxima de transporte de terras com 15m³ para um aterro localizado a 50km do local da obra, então, foram estimados cerca de 27363 kgCO_{2e} para esta etapa. (Tabela 3.21)

Tabela 3.21 – Quantidade de CO_{2e} emitido durante os trabalhos de transporte de terras para o aterro na fase A5

Parâmetro	Factor
Capacidade caminhão de betão (m ³)	15
Nº ciclos betão	381
Distância da obra ao aterro (km)	50
Qtd. CO _{2e} Total (kgCO _{2e})	27363

Por fim, para a quantidade de CO_{2e} emitido pela autobomba utilizada para a betonagem, será admitido um equipamento com capacidade de bombear cerca de 90 a 120m³/h de acordo com a ficha técnica consultada para algumas empresas especializadas neste serviço e ainda, admitido o valor de 30 l/h de consumo de combustível (gasóleo) para o funcionamento da autobomba. Nesta etapa de trabalho, será necessário efetuar duas medições em função do tipo solução estrutural em função da quantidade de betão utilizada em cada uma, serem diferentes. (Tabela 3.22 e Tabela 3.23)

Tabela 3.22 – Quantidade de CO_{2e} emitido durante os trabalhos de bombagem do betão na fase A5

Parâmetro	Factor	Factor
Solução estrutural	SLM	SLAC
Rendimento (m ³ /h)	100	100
Horas de trabalho SLM (h)	67	56
Combustível gasto (l/h)	30	30
Combustível gasto total (l)	2022	1690
Qtd. CO _{2e} total (kgCO _{2e})	5379	4497

Por fim, o total de CO_{2e} para a fase A5 é totalizado em 33,16 tCO_{2e} para a SLM e 32,08 tCO_{2e} para a SLAC.

Tabela 3.23 - Total de CO_{2e} para a fase A5, em toneladas.

Trabalho	SLM	SLAC
Escavações	0,42	0,42
Transporte de terras	27,36	27,36
Bombagem do betão	5,38	4,50
Total	33,16	32,08

Por fim, com a estimativa de CO_{2e} para todas as fases já concluídas, é possível concluir que a SLM teria um potencial de aquecimento global (GWP do inglês) maior que a SLAC, em que, a primeira solução apresentou valor de 2849,6 tCO_{2e} contra 1970,3 tCO_{2e} para a SLAC, o que traduz em uma diferença percentual considerável de 30,6% a mais na SLM. (Tabela 3.24 e Gráfico 3.10)

Tabela 3.24 – Total de CO_{2e} das soluções estruturais por fase de estudo, em toneladas.

Fase	SLM	SLAC	Diferença
A1, A2 e A3	2830,6	1954,2	31,0%
A4	13,6	11,6	14,9%
A5	33,2	32,3	2,7%
Total	2877,3	1998,0	30,6%

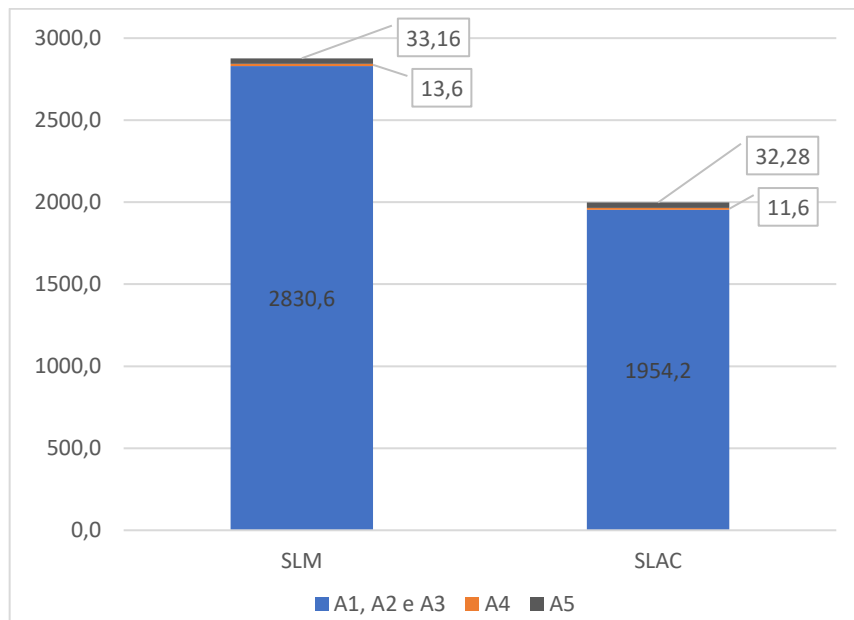


Gráfico 3.10 - Total de CO_{2e} das soluções estruturais por fase de estudo, em toneladas

Como esperado, as fases A1, A2 e A3, referentes as etapas de produção do material, apresentaram uma percentagem de participação no GWP muito maior que as etapas A4 e A5. Com isso, podemos concluir que as três primeiras fases são primordiais para um bom desempenho ambiental da estrutura, sendo nesta fase, a maior efetividade nas intervenções para um menor impacto ambiental e com isso, a escolha dos materiais de construção, tornam-se mais importantes, face a outras etapas abordadas na análise do ciclo de vida (ACV) em estudo. (Gráfico 3.11)

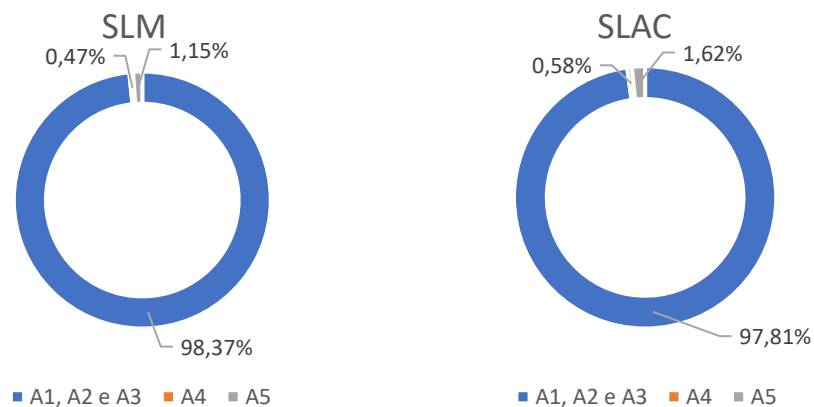


Gráfico 3.11 – Participação de cada fase no GWP para a SLM e SLAC

Desta forma, podemos abordar diferentes opções de materiais e soluções estruturais com distintas pegadas ecológicas e conseguir avaliar a melhor opção no quesito sustentável sem afetar o desempenho final em obra.

De modo a conseguir soluções mais sustentável, é possível citar a iniciativa da empresa Secil, que é um grupo empresarial cuja atividade se centra produção e comercialização de cimento, betão, agregados, argamassas e cal hidráulica. Com isso, foi desenvolvido o primeiro betão neutro em carbono de Portugal, o betão Verdi Zero. (Figura 3.25)



Figura 3.25 – Betão Verdi Zero da Secil

Na composição do betão Verdi Zero há 24% de resíduos reciclados, o que promove uma economia circular através da incorporação destes resíduos, e assim, diminuindo a percentagem de utilização de matérias-primas mais poluentes em sua constituição.

“O Betão Verdi Zero é certificado como um produto *CarbonNeutral*® de acordo com o *CarbonNeutral Protocol* pela *Climate Impact Partners*, sendo este o *framework* líder para a neutralidade do carbono. Esta é alcançada compensando as emissões remanescentes através de projetos de redução de emissões externas e garantindo que, por cada tonelada de CO2 emitida pelo Betão Verdi Zero, exista uma tonelada a menos na atmosfera.

Presentemente a Secil, está a apoiar iniciativas de redução de carbono nas áreas de reflorestação, energia eólica e aquecimento solar de água. Estes projetos são assim uma forma de reduzir a pegada carbónica, contribuindo para o desenvolvimento sustentável das comunidades locais.” (Secil – 2023)

Além disso, a empresa garante uma estratégia de redução de pegada de carbono através da inovação de processos produtivos e de produtos e também, através das três principais frentes de ataque para esta redução: a fase de operação; os produtos e a fase de transportes.

Então, através disto, consegue-se atingir a neutralidade de carbono do betão com a compensação das emissões de CO₂ associadas a produção deste produto.

3.4.7 LAJE MACIÇA VS LAJE ALIGEIRADA COM COBIAX

A escolha da solução se baseia em diversos fatores, sendo necessário levar em consideração a utilização a qual se destina a estrutura, os custos e facilidade para execução, comportamento estrutural, impacto ambiental, entre outros. Com isso pode-se verificar que ambas soluções possuem vantagens e desvantagens em sua utilização, quando comparadas entre si. Com isso, foram listados os pontos relevantes para a comparação das soluções em estudo. (Tabela 3.25)

Tabela 3.25 – Vantagens e desvantagens das soluções

Solução	Vantagem	Desvantagem
Laje maciça (SLM)	- Facilidade e rapidez de execução - Mão de obra minimamente especializada	- Tetos irregulares, causando interferência nas especialidades - Maior geração de resíduos após fim da vida útil da estrutura
Laje aligeirada com Cobiax (SLAC)	- Possibilidade de vãos maiores - Solução com tetos planos - Aumento do pé-direito - Comportamento ao fogo, térmico e acústico similar à laje maciça - Melhoria do comportamento sísmico por diminuição da massa da estrutura - Maior eficiência na utilização de recursos (menos betão e utilização de material reciclado)	- Execução faseada (2 betonagens) - Mão de obra mais especializada

Face aos argumentos citados para a comparação entre as soluções, os pontos mais importante a serem considerados para a adoção da laje aligeirada seria a vantagem de ser uma solução que proporciona os tetos planos, factor que facilitaria a implementação das outras especialidades, em que, por se tratar de um edifício hospitalar, a quantidade de especialidades torna uma problemática ainda maior neste caso, porém, outro fato a ter em

consideração nesta solução estrutural com lajes aligeiradas, seria a problemática da execução mais lenta e com uma logística maior, pela razão de envolver mais um material em obra e demandar ainda uma mão de obra mais especializada para a montagem dos moldes e execução *in situ*.

Já a laje maciça, torna-se uma solução mais prática por ter uma execução simples sem a necessidade de utilização de mão de obra com um rigor técnico maior, quando comparado com a solução aligeirada. Anteriormente também se verificou que a comparação econômica entre ambas soluções, não seria um dos fatores determinantes para a utilização da laje aligeirada com Cobiax.

Por fim, optou-se pela utilização da solução com laje maciça, pelo fato da facilidade de execução e dispensar mão de obra especializada serem pontos mais determinantes na escolha.

(Página em branco)

4 CASO DE ESTUDO – MODELAÇÃO 3D COM METODOLOGIA BIM

4.1 INTRODUÇÃO

Dentre alguns dos softwares que utilizam a metodologia BIM, o software Revit da Autodesk é um dos mais populares para modelação 3D, tanto de modelos arquitetônicos quanto estruturais. Este capítulo será direcionado a abordar a metodologia de modelação da estrutura através do Revit e posteriormente, testar o sentido de integração Revit-Robot.

Apesar de já haver uma base para um modelo físico, anteriormente criado a partir da integração do Robot para Revit, decidiu-se realizar novamente a modelação da estrutura de modo a estudar e comparar procedimentos relativamente ao sentido inverso de fluxo de dados. Nesta etapa, o foco principal será também, o estudo das metodologias de modelação para posteriormente, ser possível compreender a influência para o modelo analítico da estrutura.

4.2 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA NO REVIT

4.2.1 MODELO FÍSICO

Inicialmente, utilizou-se a planta estrutural do AutoCad como forma de possibilitar a percepção da localização dos elementos estruturais durante a modelação.

A partir dos parâmetros obtidos durante o estudo do pré-dimensionamento, procedeu-se a modelação estrutural 3D no Revit, tendo como base um *template* previamente configurado pela empresa onde realizou-se o estágio, a *JSJ Structural Engineering*. Neste *template* há a configuração de parâmetros pré-definidos como por exemplo os materiais, famílias, *tags* dos elementos, vistas, unidades, nomenclaturas, entre outros parâmetros. Sendo então, dispensado a configuração dos parâmetros iniciais para esta etapa da modelação.

Os elementos devem ser modelados de forma a buscar sempre uma continuidade entre os elementos estruturais, de forma a obter o melhor resultado posteriormente para o modelo analítico da estrutura.

Todos os elementos estruturais com exceção da escada, sendo este elemento considerado como um elemento da arquitetura pelo Revit, foram modelados através do menu principal das estrutura disponível no software. (Figura 4.1)

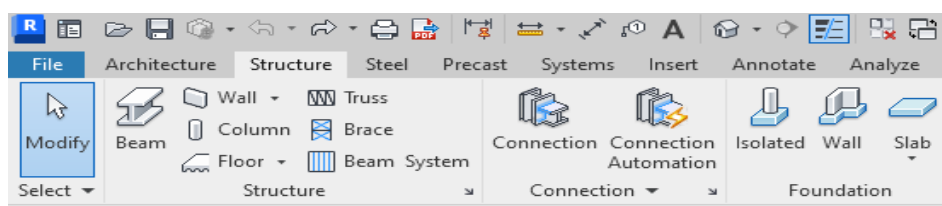


Figura 4.1 - Menu das estruturas no Revit

4.2.1.1 ELEMENTOS VERTICAIS

Os elementos verticais foram modelados de forma a serem representados por piso, ou seja, com início e fim entre a face superior da laje o qual apoia o elemento e a face inferior da laje acima do mesmo, pelo fato de ser necessário analisar analiticamente estes elementos por piso, sendo estes elementos posteriormente utilizados para o modelo analítico. (Figura 4.2)

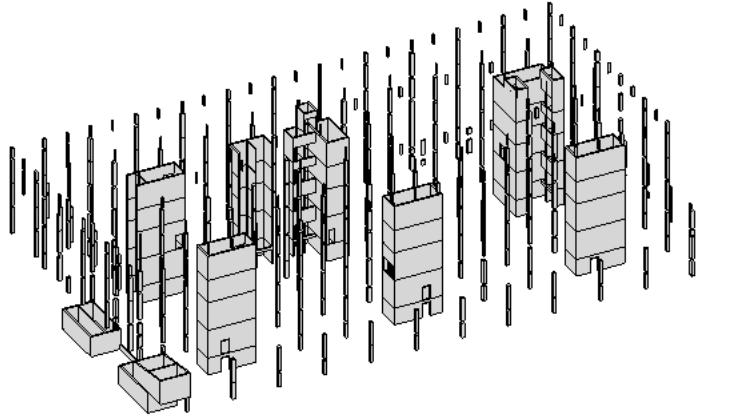


Figura 4.2 - Elementos verticais modelados no Revit

Poucos elementos foram modelados como viga durante o desenvolvimento deste projeto, porém, quando necessário, a modelação seguiu o mesmo princípio para os elementos verticais e através do mesmo menu demonstrado inicialmente.

4.2.1.2 LAJE, BANDAS E CAPITÉIS

Os elementos denominados como laje, bandas ou capitéis foram modelados como elementos “*Structural floor*”, por ser reconhecido como um elemento estrutural durante a modelação física e ainda por ser assimilado como um elemento analítico *shell* quando criado o modelo analítico e em seguida exportado para o Robot. (Figura 4.3)

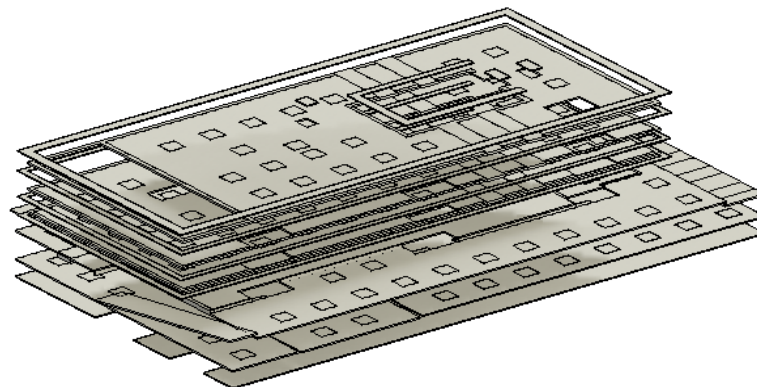


Figura 4.3 – Laje, bandas e capitéis modelados no Revit

É importante enfatizar que a modelação de elementos como lajes, capitéis e bandas maciças no Revit, precisam ser realizadas com aberturas de modo a não criar uma sobreposição dos painéis, o que não é aceito para um modelo analítico para ser exportado para o Robot. Ou seja, estas “aberturas” tendem a cortar os elementos de modo que eles possam funcionar juntos sem que haja o conflito entre eles.

Estes elementos precisam seguir uma regra de modelação, que influenciará posteriormente, o modelo analítico exportado para o Robot.

Então, como forma de definir como será a modelação destes elementos, será necessário optar por uma das quatro formas de modelação:

- 1) Sobreposição da laje e do capitel/bandas, sem qualquer tipo de formatação;
- 2) Utilização da opção “*join*”, de modo, a fazer o capitel “cortar” a laje;
- 3) Utilização da opção “*join*”, de modo, a criar um elemento com a espessura excedente do capitel face a espessura da laje;
- 4) Criar uma abertura no piso através do menu *Modify > Edit Boundary*.

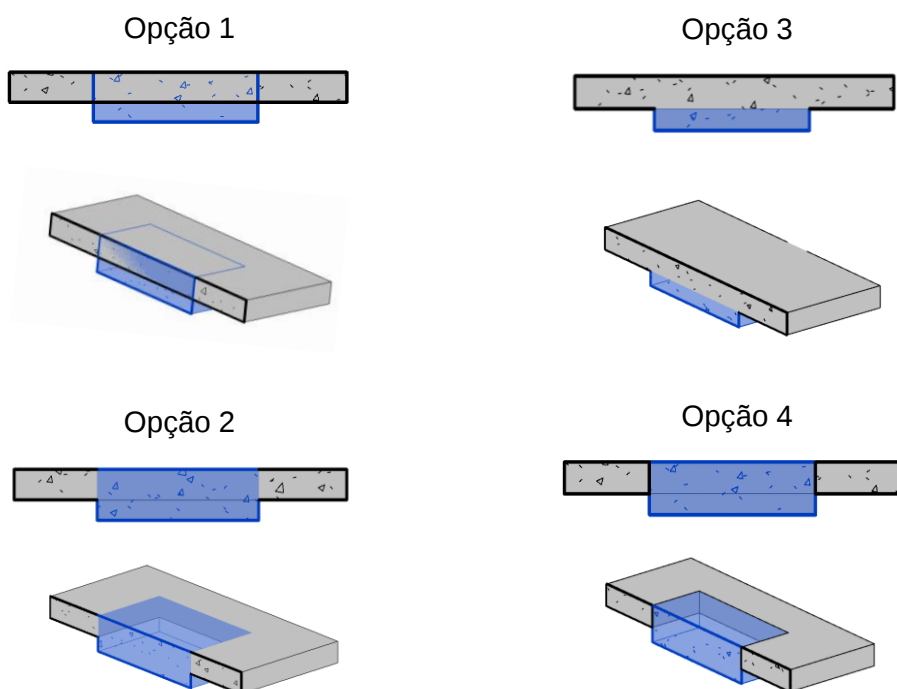


Figura 4.4 - Opções de modelação para lajes, bandas e capitéis

A partir das quatro opções de modelação, realizou-se o modelo analítico para verificar como cada opção se comportaria. As funções utilizadas para a criação deste modelo analítico, são explicadas no tópico a seguir. Conforme verificado na Figura 4.5, a opção 1 apresentou dois elementos analíticos sobrepostos um ao outro, sem aberturas. Já a opção 2 apresentou três elementos analíticos, dois painéis analíticos e uma abertura analítica. Na opção 3, foi criado apenas um único painel analítico, correspondente ao elemento com espessura menor. Na opção 4, os elementos criados foram os mesmos para a opção 2.

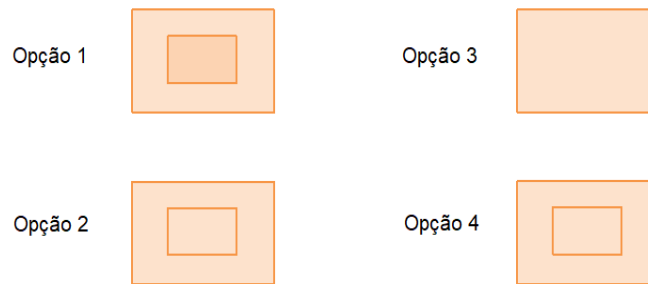


Figura 4.5 – Modelo analítico para as opções de modelação

Com este primeiro teste, verificou-se que a opção 3 mostrou-se inviável por não criar os elementos analíticos necessários para a análise, sendo descartada esta opção. Já em um segundo teste, o modelo analítico foi exportado para o Robot com a finalidade de analisar como os elementos seriam admitidos. Verificou-se que as opções 2 e 4 foram exportadas corretamente e nestas opções, foi constatado a presença das aberturas necessárias nos pisos para a análise estrutural no Robot. Já a opção 1 não se mostrou uma solução fiável por não gerar uma abertura na laje e poder acabar gerando uma sobreposição de elementos “shells” na análise do Robot, sendo essa opção, não considerada também. Foi verificado ainda, resultados de esforços para as duas opções restantes, sendo constatado que não ocorreram variações significativas dos esforços.

A princípio, as opções 2 e 4 são válidas para uma modelação em Revit com finalidade de integração com o Robot, porém, durante os testes realizados com a funcionalidade, verificou-se um melhor comportamento da exportação quando foi utilizado a opção 4, já que em algumas situações a opção 2 ocasionou um comportamento não desejado quando exportado para o Robot, sendo então, recomendado a utilização desta opção 4 para esta situação.

4.2.1.3 ESCADAS

Como explicado anteriormente, para a modelação das escadas é necessário ter em consideração que este elemento é definido como um elemento de arquitetura, sendo este elemento modelado então através do menu destinado a elementos desta disciplina. (Figura 4.6)

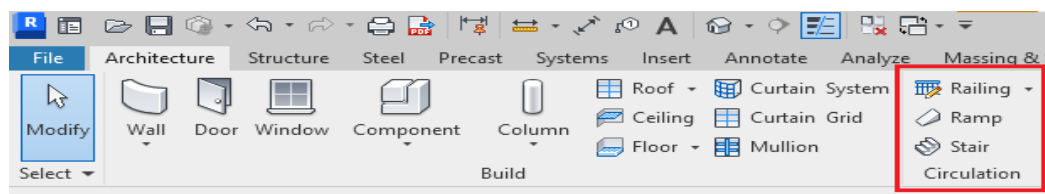


Figura 4.6 - Menu para os elementos arquitetônicos do Revit

Com isso, conclui-se então que as escadas não serão elementos com equivalência durante a integração do modelo físico para o analítico, pelo fato de ser um elemento arquitetônico e não estrutural, porém, as escadas serão modeladas e em seguida, testadas na prática se será possível ou não ter elementos analíticos equivalentes. (Figura 4.7)

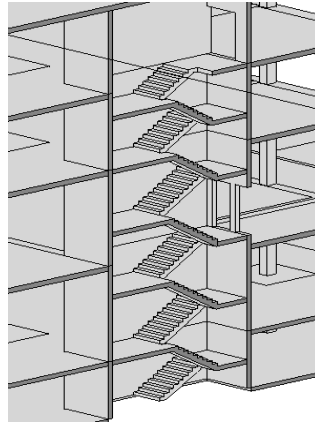


Figura 4.7 - Modelação das escadas

4.2.1.4 FUNDAÇÕES

A fundações dos pilares foram modeladas no Revit com as dimensões de acordo com o determinado no pré-dimensionamento, sendo quatro tipos de sapatas (S1, S2, S3 e S4) com as respectivas dimensões:

Sapata	Dimensões (m)
S1	3,50 x 3,50 x 1,00
S2	3,20 x 3,20 x 1,00
S3	2,80 x 2,80 x 1,00
S4	2,00 x 2,00 x 0,50

Tabela 4.1 - Dimensões das sapatas dos pilares

O Revit também disponibiliza a funcionalidade direcionada a modelação das sapatas dos pilares e dos núcleos dos elevadores e escadas, sendo possível modelar estes elementos diretamente no software, sendo necessário apenas definir as dimensões geométricas para os respetivos elementos. (Figura 4.8)

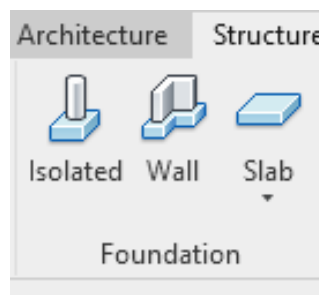


Figura 4.8 - Menu utilizado para a modelação das sapatas

É importante enfatizar que os elementos das sapatas definidos pelo Revit, assim como as escadas, também não possuem uma equivalência para o modelo analítico, sendo necessário posteriormente definir as condições de apoio necessárias no modelo analítico. Por fim, demonstra-se o resultado para a modelação das sapatas dos pilares com a funcionalidade para sapatas isoladas disponibilizada pelo Revit de acordo com a Figura 4.9.

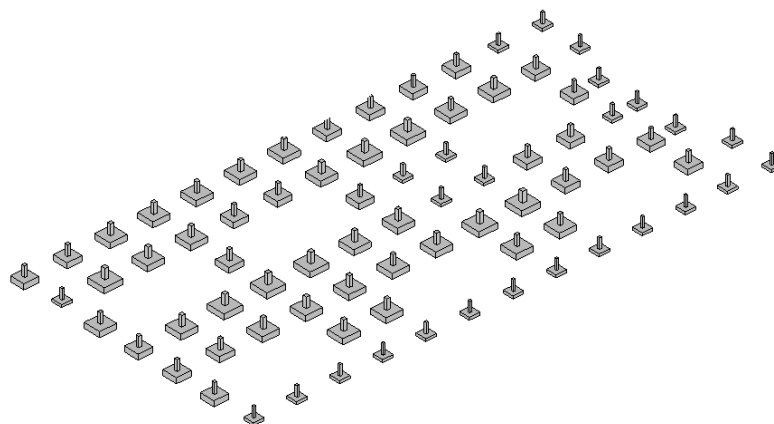


Figura 4.9 - Vista tridimensional das sapatas dos pilares

4.2.2 MODELO ANALÍTICO

Durante as versões anteriores, o desenvolvimento do modelo analítico no Revit era possível, no entanto, essa funcionalidade mostrava-se mais limitada e com uma metodologia diferente para a utilização desta ferramenta, tornando a sua utilização difícil, ainda mais para estruturas mais complexas. Anteriormente, o modelo físico e o analítico estavam diretamente ligados, de modo a não permitir a alteração de um sem interferir no outro. Na versão utilizada para este projeto, o Revit 2023, a Autodesk implementou uma abordagem nova para esta funcionalidade, de modo a conduzir melhores fluxos de trabalho centrados no BIM. Em vista das versões anteriores, a abordagem de criação do modelo analítico do Revit 2023 permite uma maior flexibilidade e controle do utilizador, sendo mais fácil utilizar esta função, até mesmo para estruturas com geometrias menos regulares.

A partir desta versão do Revit, o modelo analítico estrutural é composto por elementos independentes, em que, é possível criar elementos analíticos sem a necessidade de outros objetos e também é possível vincular elementos analíticos aos equivalentes físicos. No entanto, os elementos analíticos não serão excluídos se esses equivalentes estiverem ausentes. (Guia Autodesk – 2023)

Nas versões anteriores, o modelo analítico era automaticamente criado com o modelo físico dos elementos do Revit, porém, a partir da versão 2023, o Revit não cria o modelo analítico automaticamente sendo necessário, o utilizador intervir e utilizar as novas funções do software.

A criação do modelo analítico pode ser realizada através de duas opções, onde o utilizador pode escolher qualquer uma das duas ou até mesmo combinar ambas. A primeira opção para a criação do modelo é utilizar o comando “*Analytical Automation*” e em seguida, de acordo com esta fase de desenvolvimento do projeto, utilizar a função “*Physical to Analytical for*

Buildings” ou então, realizar manualmente o modelo analítico através da ferramenta “*Member*” para representar pilares e vigas e o comando “*Panel*”, que é utilizado para representar elementos planos, como lajes e paredes estruturais. (Figura 4.10)

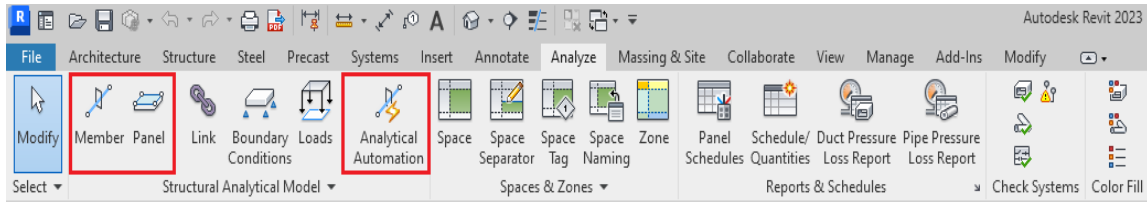


Figura 4.10 – Menu “Analyze” do Revit 2023

O comando “*Analytical Automation*” é mais rápido por realizar uma modelo analítico para toda a estrutura de uma única vez, porém, exige algum desempenho maior do hardware utilizado e ainda é menos preciso, por ser uma opção mais automatizada. Esta opção torna-se mais suscetível a obter erros ocasionados pelo modo como o modelo físico é modelado, como por exemplo em função das ligações desalinhadas entre os elementos, presença de “*offsets*” na base e topo dos elementos e outros parâmetros definidos para os elementos. (Figura 4.11)

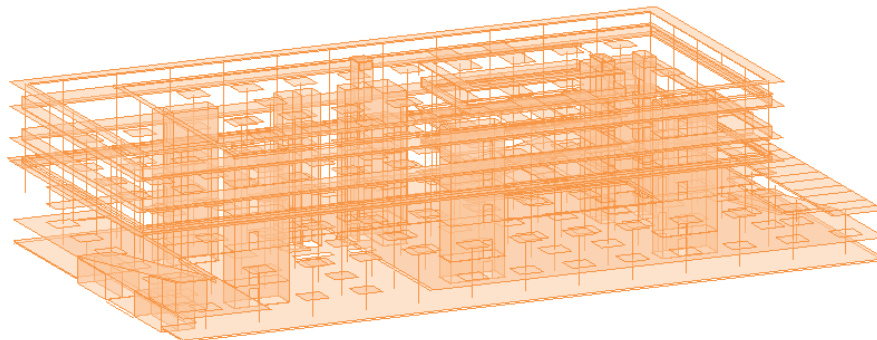


Figura 4.11 - Modelo analítico gerado pelo comando “Analytical Automation ”

A utilização deste comando, acaba por obrigar o utilizador a realizar uma modelação ainda mais cuidada e consciente durante o processo de modelação, quando há a intenção de ser este procedimento destinado a criação do modelo físico, pelo fato de posteriormente, ser necessário realizar diversos ajustes na etapa da criação do modelo analítico, onde podemos citar as seguintes correções: a continuidade dos pilares, como relatado anteriormente; vigas fora dos eixos dos pilares; paredes com os eixos desalinhados; criação de aberturas; Aberturas das lajes não apoiadas nos núcleos de elevadores ou escadas. (Figura 4.12 e Figura 4.13)

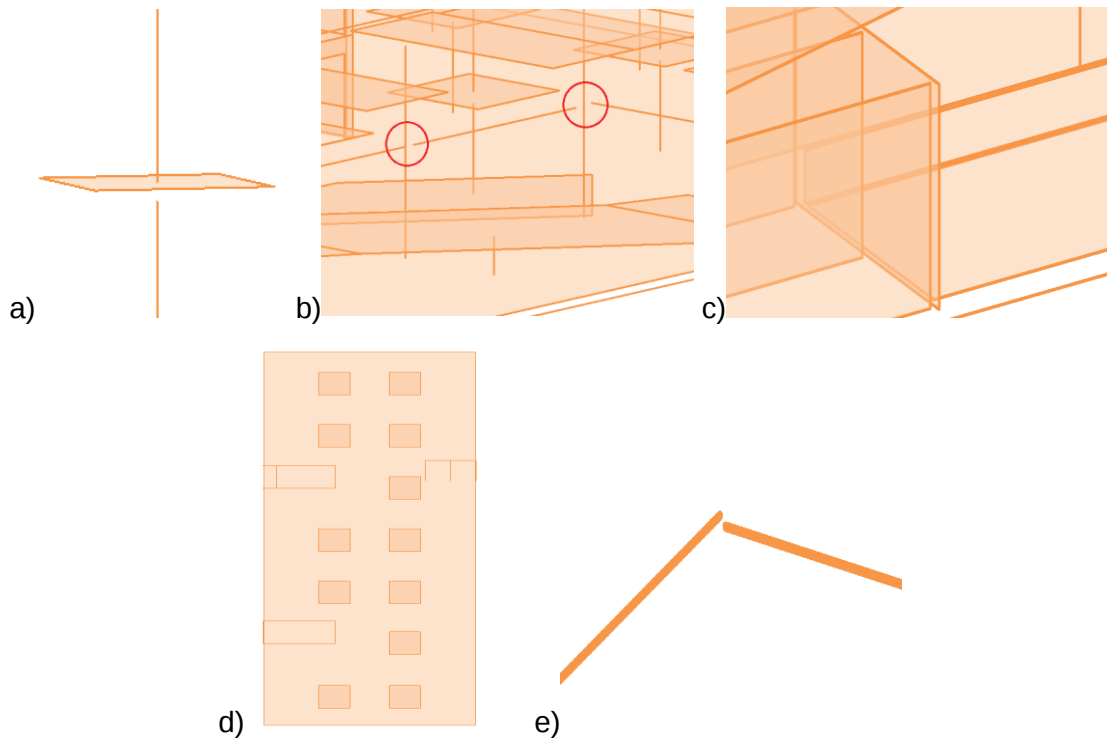


Figura 4.12 – Ajustes necessários no modelo analítico

a) Descontinuidade do pilar no modelo analítico; b) Descontinuidade de vigas no modelo analítico no piso -1; c) Paredes desalinhadas no modelo analítico no piso -2; d) Modelo analítico de um painel de laje do piso -1 sem aberturas; e) Descontinuidade de vigas no modelo analítico.

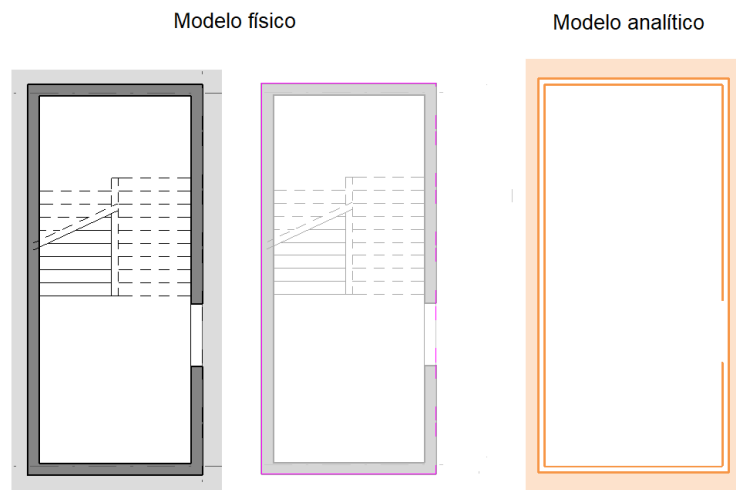


Figura 4.13 – Vista em planta do modelo físico e analítico da abertura da caixa de escadas

Já a segunda opção, utilizar as funções manuais “*Member*” e “*Panel*”, torna-se uma opção mais precisa no processo de criação do modelo analítico, por ser um processo manual, em que cada caso e situação é analisado individualmente. Porém, acaba por ser mais moroso e não tão vantajoso em situações em que o projeto tem uma dimensão considerável. Nesta

opção é necessário utilizar o comando específico para associar cada elemento do modelo físico ao modelo analítico e ainda definir as características do elemento, como por exemplo, dimensões da seção, material e outros parâmetros. Nesta opção, o processo pode não ser compensatório em questões de utilização de tempo, por ter de criar novamente toda a estrutura de forma manual.

Para o desenvolvimento deste estudo, optou-se pela utilização da primeira opção, utilizar o comando “*Analytical Automation*” e proceder com a correção dos elementos incorretos, face ao exigido para o funcionamento correto do modelo analítico.

O problema de continuidade dos pilares deve-se ao fato de haver um “*offset*” no topo ou base dos pilares, de modo a não causar uma contagem equivocada da quantidade de materiais, sendo necessário ser modelado à face do elemento de maior espessura, neste caso, o capitel. Com isso, a correção dos elementos lineares (pilares e vigas) procede-se sem a utilização de um comando específico para tal efeito, sendo necessário apenas selecionar o elemento a ser corrigido e em seguida utilizar os eixos que aparecem para “arrastar” o nó e dar continuidade até o elemento seguinte. (Figura 4.14)

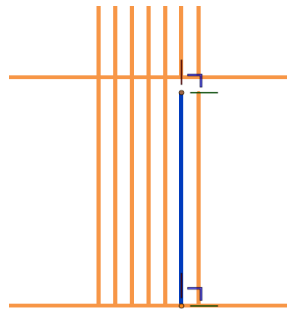


Figura 4.14 – Vista em alçado para a correção do modelo analítico dos pilares

Para a correção do modelo analítico das paredes, é possível realizar o acerto deste elemento de uma forma manual, igual ao procedimento anteriormente realizado para os pilares, porém, recomenda-se uma forma diferente, com recurso ao comando “*Wall joins*”, disponível no menu “*Modify*” e optando por utilizar a junção tipo “*Miter*” que irá gerar um elemento igualmente conectado, através de uma junção tipo chanfro com 45° em cada extremidade das paredes. Desta forma, remedia-se o problema durante o processo de criação do modelo físico, sem o inconveniente de ter de realizar o ajuste nas paredes futuramente. (Figura 4.15 e Figura 4.16)

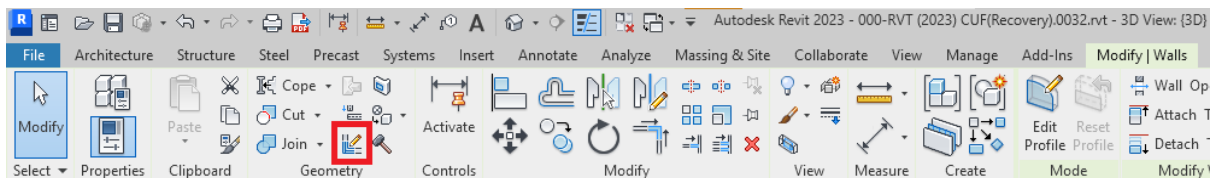


Figura 4.15 – Comando “*Wall Joins*” utilizado para a correção das paredes

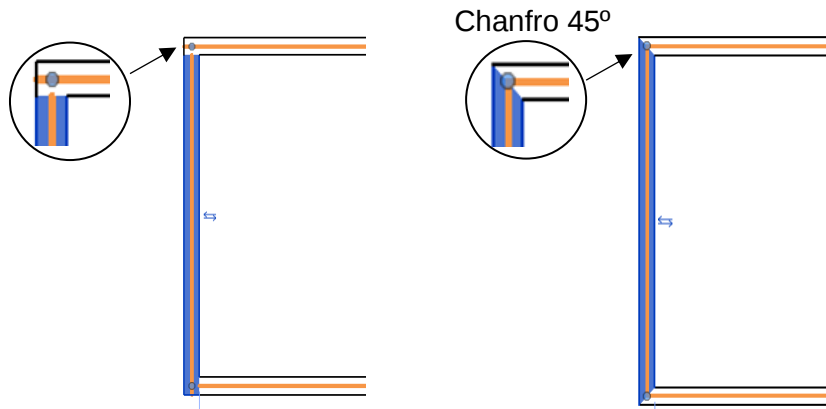


Figura 4.16 - Antes e depois da correção do modelo analítico das paredes

Para a situação da ausência das aberturas, utiliza-se o comando disponibilizado ao selecionar o elemento a ser corrigido, sendo esta funcionalidade denominada por “By Face” e localizado no menu “*Modify/Analytical Panels*”, sendo necessário apenas delimitar a região onde será realizada a abertura no elemento analítico. (Figura 4.17)

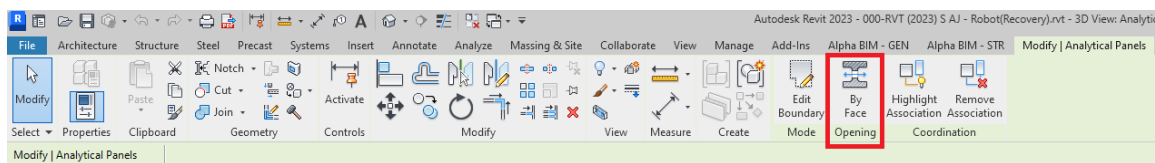


Figura 4.17 – Comando “By Face” utilizado para a correção das aberturas da laje

A correção das aberturas da laje para a caixa de escadas e núcleo dos elevadores pode ser realizada com a alteração da abertura da laje no modelo físico, alterando a abertura para o eixo das paredes, porém, desta forma irá causar um “erro” na planta estrutural do projeto, pelo fato de gerar linhas interrompidas no eixo das paredes, sugerindo a passagem de um elemento estrutural no eixo da parede, sendo então, preferível optar pela correção das aberturas no próprio modelo analítico, sem alterar o modelo físico.

No processo de criação do modelo analítico com o comando “Analytical Automation”, verificou-se que os pisos dos andares -1 até a cobertura, não foram criados, sendo necessário uma análise para esta situação. Durante a análise da utilização desta função, foi possível concluir as seguintes situações:

- O Modelo analítico não admite lajes com formatos muito irregulares

Como observado na Figura 4.18, no painel de laje do piso 0 à esquerda, é possível ver aberturas e formas geométricas irregulares que acabam por não ser uma modelação válida para obtenção do modelo analítico. Como opção de solução para este problema, seria ainda durante a fase de criação do modelo físico, simplificar a geometria do elemento e criar subdivisões nos painéis, de forma a conseguir elementos mais regulares, viabilizando a criação do modelo analítico. Tendo como segunda opção, a função “*Panel*” no menu

“Analyze”, para criar o elemento de laje manualmente e através desta ferramenta, poder criar qualquer geometria desejada para qualquer elemento.

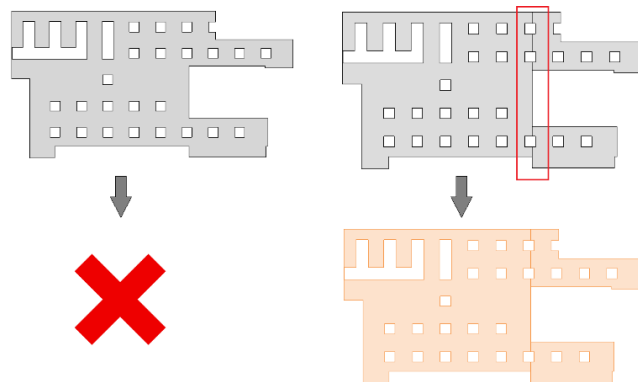


Figura 4.18 – Comparação entre soluções de modelação da laje do piso 0 antes e depois da divisão da laje

- Não é permitido a criação de vários “loops” para um mesmo elemento plano

Outra forma de incompatibilidade demonstrada durante os testes, é em relação a elementos de laje modelados em sequência, em que o software vê como um conflito a criação de mais de um “loop” por elemento analítico, não sendo permitido mais que um “loop” por elemento.

Na Figura 4.19, na solução à esquerda, é possível constatar o modelo físico criado para uma zona do piso 0, em que, foi realizado a modelação de uma única vez os elemento de laje (elemento sinalizado na cor magenta) e o resultado para esta situação, foi uma a criação de um modelo analítico incorreto.

Na mesma, na solução a direita, a modelação para este mesmo elemento, realizou-se de forma individual, painel por painel, resultando em um modelo analítico de acordo com o expectável.

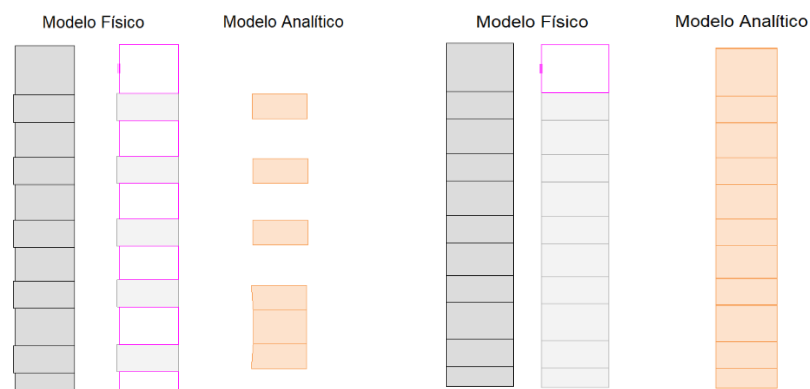


Figura 4.19 – Comparação entre soluções de modelação de um painel de lajes do piso 0 (solução incorreta e solução correta)

- Pequenas imperfeições geométricas podem causar a interferências

Ao analisar um dos painéis de laje no piso -1, verificou-se que não houve a criação automática do modelo analítico através do “*Analytical Automation*”, sendo que para tal situação, o painel apresentado na figura 54 não demonstrava problemas aparentes, porém, ao entrar no modo de edição dos limites da laje em “*Edit Boundary*”, foi possível observar uma imperfeição geométrica acidental gerada durante a modelação do elemento e que torna-se impercetível ao primeiro momento, causando o impedimento na criação do modelo analítico, sendo necessário o ajuste geométrico desta imperfeição. (Figura 4.20)

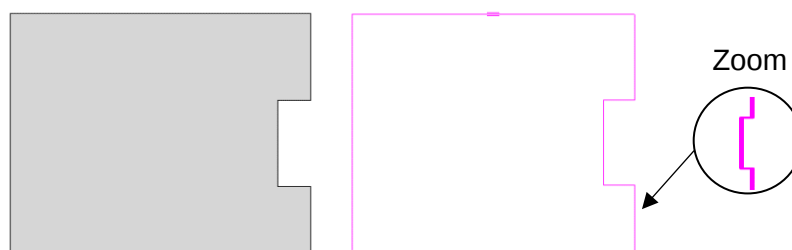


Figura 4.20 – Imperfeição geométrica no painel de laje do piso -1

Por fim, uma parte dos painéis de laje do piso 0 acabaram por não serem criados automaticamente no modelo analítico, sendo necessário utilizar como complemento, a função “*Panel*” no menu “*Analyze*”, para a criação manualmente dos painéis de laje que faltavam no modelo analítico.

Em algumas zonas, verificou-se que alguns pilares não tinham o mesmo alinhamento no modelo analítico. Nas situações em que foi possível, realocou-se os pilares de modo a coincidirem os seus eixos, mas quando não foi possível, utilizou-se o comando “*Analytical Link*” para criar uma ligação rígida entre os dois nós analíticos separados. Esta ligação tem a função de ligar estes nós de modo a garantir a transferência dos esforços de um para o outro. Como exemplo, na Figura 4.21 é possível identificar o “*Analytical Link*” realizando a ligação do modelo analítico no encontro dos pilares.

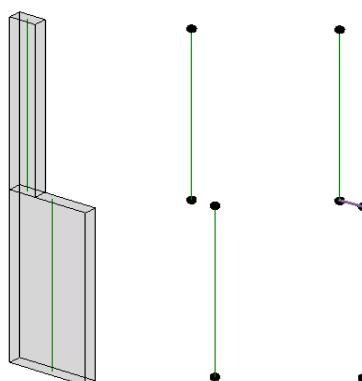


Figura 4.21 - Utilização do comando “*Analytical Link*” em pilares

As escadas por serem elementos arquitetônicos no Revit, não possuem modelo analítico, sendo necessário modelar as escadas como painel de laje manualmente. Através da opção “Panel” no menu “Analyze”, é possível realizar a modelação das escadas, sendo necessário definir apenas a resistência do betão, espessura da laje da escada e o tipo da função estrutural deste elemento, conforme a Figura 4.22.

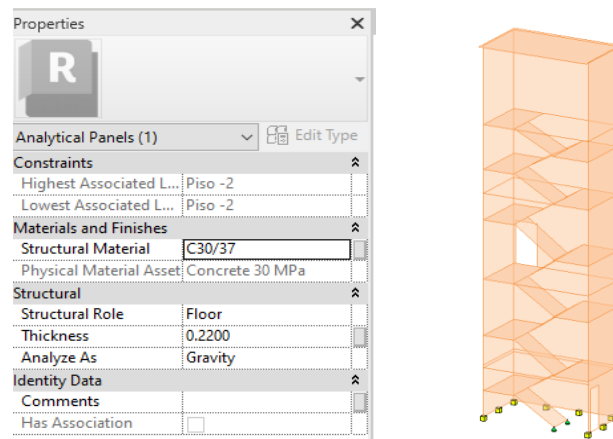


Figura 4.22 – Parâmetros dos painéis das escadas e modelo analítico

As condições de apoio podem ser definidas diretamente no Revit através da opção “Boundary Conditions” no menu “Analyze”, sendo disponibilizado a opção para definir as condições de apoio em pontos, de forma linear ou em elementos de área. (Figura 4.23)

Por definição, o Revit fornece as condições de apoio do tipo encastramento, fixo e apoiado para os apoios em nós; encastramento e fixo para os apoios lineares e para os elementos de área, os apoios tipo fixo, porém, o utilizador pode personalizar as condições de apoio da forma que desejar. Admitiu-se apoio encastrados na base dos pilares no piso -2 e base das paredes dos núcleos e caixas de escadas, já para nos bordos das lajes que estariam apoiadas nos muros de contenção, utilizou-se apoios fixos.

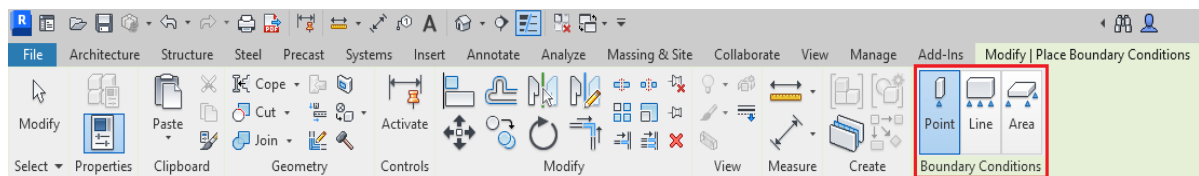


Figura 4.23 - Menu “Boundary Conditions” usado para a definição das condições de apoio

Quanto as cargas e combinações, o Revit dispõe de funcionalidades voltadas para este fim. Alguns casos de cargas são criados automaticamente, mas também podem ser criados casos adicionais. Conforme a Figura 4.24, os casos de cargas podem ser visualizados no menu *Manage > Structural Settings > Load Cases*. As combinações não são criadas automaticamente, mas também podem ser criadas através do mesmo menu e esta função é exemplificada na Figura 4.25.

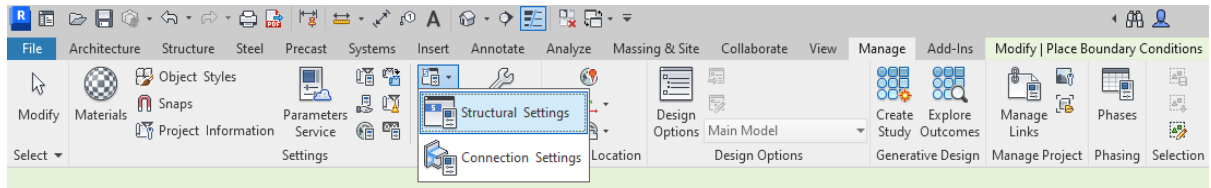


Figura 4.24 – Menu “Manage” do Revit

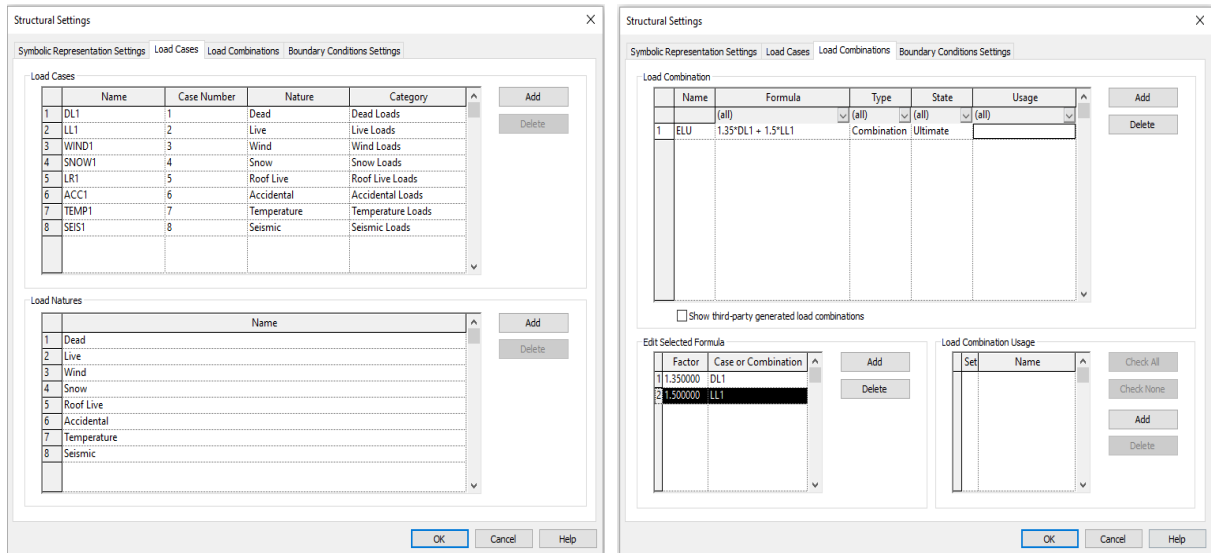


Figura 4.25 - Janela dos casos e combinações de cargas

As cargas podem ser diretamente aplicadas no Revit, através da opção “Loads” no menu “Analyze”, sendo fornecido pelo software, uma boa gama de opções para esta função, como por exemplo a aplicação de carga em pontos, cargas lineares, cargas distribuídas, entre outras. (Figura 4.26)

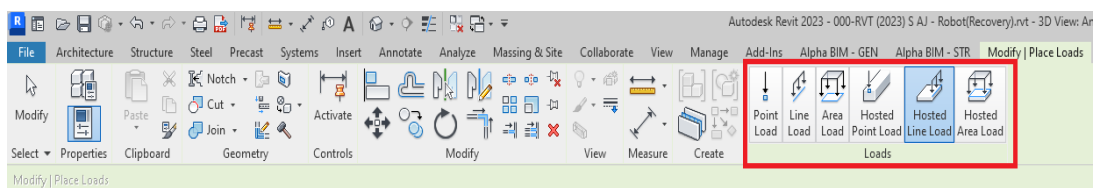


Figura 4.26 – Menu para a aplicação das cargas no Revit

Por mais que as cargas, casos de cargas e combinações possam ser criadas no Revit e exportadas em seguida, estas serão criadas diretamente no Robot, por ter opções mais avançadas e intuitivas por ser um software desenvolvido para análise de estruturas.

Por fim, após as correções do modelo analítico e definições dos parâmetros necessários, foi obtido o seguinte resultado para este modelo. (Figura 4.27)

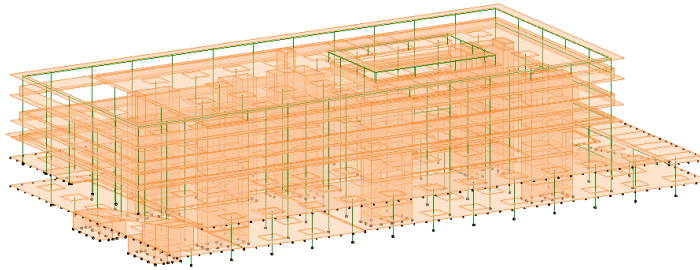
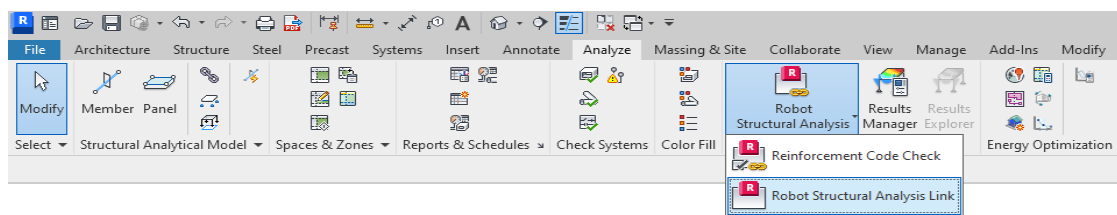


Figura 4.27 - Modelo analítico da estrutura após as correções

4.3 INTEROPERABILIDADE REVIT-ROBOT

Os softwares Revit e Robot garantem uma interoperabilidade direta entre si, assim como usado anteriormente na fase de análise das soluções estruturais no sentido Robot – Revit, porém, agora será testado o caminho inverso, de modo a verificar se a interoperabilidade é funcional em ambos os sentidos.

A opção de envio do modelo do Revit para o Robot assemelha-se a utilizada anteriormente. No menu “*Analyze*”, há a opção “*Robot Structural Analysis Link*” que faz a exportação do modelo para o Robot. (Figura 4.28)

Figura 4.28 – Menu “*Analyze*” e opção “*Robot Structural Analysis Link*”

A seguir, o *Revit* fornece a opção para enviar o modelo para o *Robot* ou atualizar o atual modelo do *Revit* com base no modelo do *Robot*, com ou sem os resultados das análises obtidas. Neste caso, será utilizado a opção “*Send model*” para enviar o modelo Revit para o Robot. Em semelhança a integração realizada no sentido *Robot-Revit*, agora no sentido *Revit-Robot* as opções para o tipo de integração realizada entre os softwares, também podem ser feitas de maneira direta, através da opção “*Direct integration*” ou através da opção “*Send to the intermediate file (.smxx)*”, onde a interface, assemelha-se e apresenta as mesmas opções da apresentada anteriormente na etapa de interoperabilidade *Robot-Revit*.

Após a realização do procedimento acima referido, a integração realizada do *Revit* para o *Robot*, obteve sucesso e sem erros reportados. Após a exportação do modelo para o *Robot* torna-se necessário analisar as particularidades deste modelo, em comparação ao modelo analítico do Revit, ao avaliar e observar como tais elementos foram tratados durante esta integração entre softwares. (Figura 4.29)

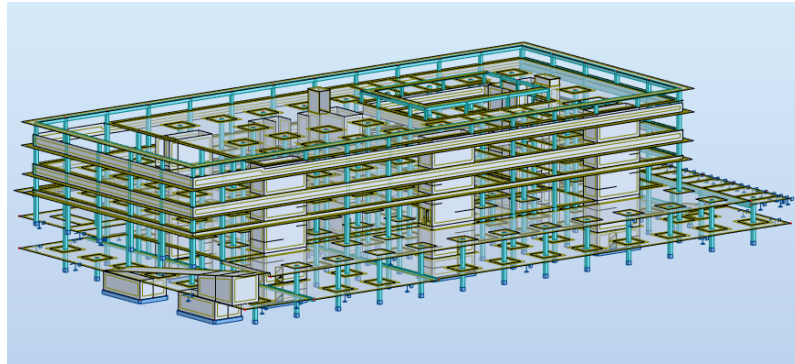


Figura 4.29 – Modelo do Robot resultante da exportação do modelo analítico

É possível observar que os elementos do Revit para o Robot tiveram o seguinte comportamento após a importação:

- Os membros analíticos foram exportados como colunas ou vigas, de acordo com sua definição no Revit;
- Os painéis analíticos designados como pisos foram exportados como elementos de piso, assim como os painéis analíticos tipo “parede” foram exportados como paredes;
- As aberturas analíticas foram exportadas como aberturas, tanto no caso de aberturas nos pisos como aberturas nas paredes;
- Os materiais e respectivas características foram exportados corretamente, assim como as secções dos elementos;
- As grelhas foram exportadas como eixos estruturais;
- Os níveis foram assimilados como os pisos da estrutura;
- Os apoios encastrados tiveram o mesmo efeito representado no Robot, com todas as restrições restringidas e o apoio fixo obteve a mesma equivalência das restrições definidas no Revit;
- Os casos de cargas e combinações foram exportados corretamente;
- Os links analíticos criados no Revit, não foram exportados para o Robot.

4.4 ATUALIZAÇÃO DO MODELO

O dimensionamento de uma estrutura consiste num processo longo, que passa por diversas etapas, em que, o processo de desenvolvimento de um projeto possui um grande fluxo de informações entre os intervenientes, gerando uma necessidade constante de alterações. Durante a fase conceção, alguns fatores podem influenciar a tomada de decisão e acabar ocasionando mudanças na proposta final do empreendimento. Com esse processo constante de alterações, muito tempo é consumido com atualização de desenhos, modelos físicos e analíticos, o que acaba por dificultar o desenvolvimento do projeto.

Frente a esta problemática e de modo a validar a funcionalidade não apenas uma vez, mas sim, durante um processo iterativo que visa refletir as constantes alterações arquitetónicas e estruturais durante um projeto, será objeto de estudo, o fluxo de dados entre o Revit-Robot em ambas direções com recurso ao comando *"Update Model"*. Desta forma, as alterações realizadas no modelo físico no Revit, podem ser enviadas e atualizadas no Robot sempre que necessário e vice-versa, através do menu utilizado anteriormente na integração, mas com a opção *"Update model"* por integração directa ou através do ficheiro (.smxx).

As opções de atualização dos elementos com base nas alterações do outro software, são semelhantes ao mostrado anteriormente para a integração do modelo entre programas, sendo disponibilizado o comando *"Update Model"* no mesmo menu *"Analyze"* no Revit e *"Add-Ins"* no Robot.

A atualização do modelo pode ser realizada através de dois comandos distintos, dentro do menu *"Update Model"*. A primeira opção considera uma atualização global de toda a estrutura, ignorando a seleção atual no software. Já a segunda opção consiste em atualizar apenas as estruturas selecionadas no modelo. Caso não selecione nenhum elemento no modelo, o software não disponibiliza as opções citadas acima e assume uma atualização do modelo de uma forma global. (Figura 4.30)

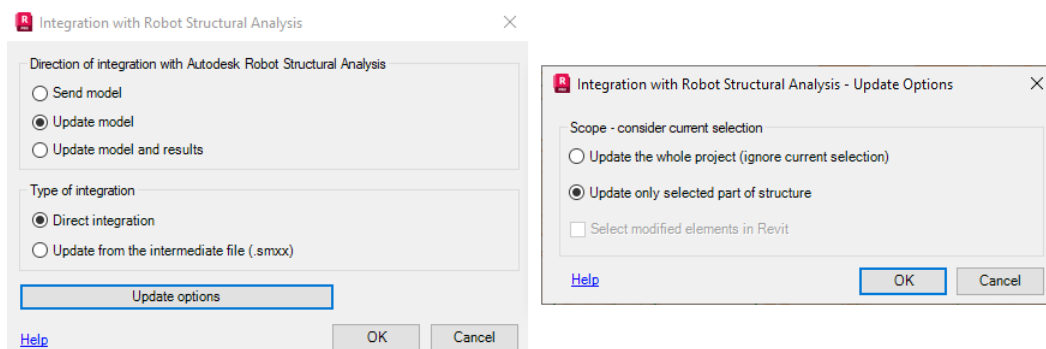


Figura 4.30 - Janela do comando *"Update Model"*

De acordo com a AutoDesk, a funcionalidade de atualização do modelo através do comando *"Update Model"* permite realizar três tipos de ações, sendo: a atualização das secções, atualização da localização dos elementos e ainda adicionar ou remover elementos. Estas opções de ações para este comando, será foco de estudo no próximo tópico.

4.4.1 ATUALIZAÇÃO DA DEFINIÇÃO DAS SECÇÕES

De uma forma genérica, com a finalidade de testar e entender a funcionalidade desta opção de atualização dos modelos, foi inicialmente alterado a secção dos pilares escolhidos para o teste, neste caso, por exemplo, foi feito a troca da secção dos pilares de 0,50mx0,50m e 0,40mx0,40m para pilares circulares de 1,20m de diâmetro.

Após a troca das secções no Revit, é preciso ir ao modelo do Robot, selecionar os elementos correspondentes que foram atualizados anteriormente no Revit e utilizar o comando *"Update Model"*, podendo o usuário escolher o tipo de integração, tanto como integração directa como através de arquivo intermediário (.smxx) e depois selecionar *"Update only current selection"*. (Figura 4.30)

Como resultado, o procedimento foi realizado com sucesso, sendo atualizado as secções dos pilares com base nas alterações realizadas no modelo físico do Revit. (Figura 4.31)

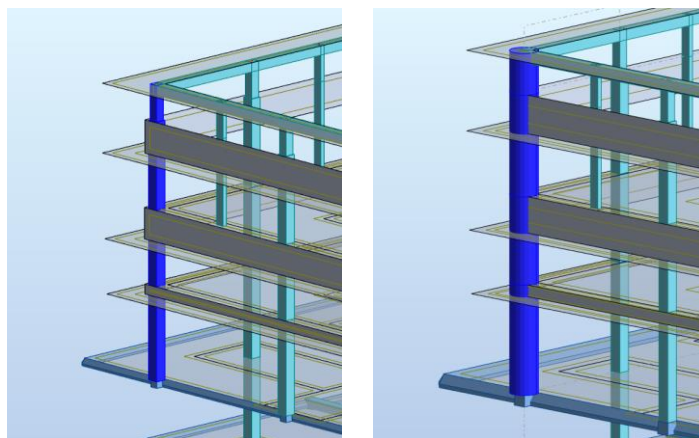


Figura 4.31 - Atualização das secções dos pilares a partir do comando *"Update Model"* – Revit para Robot

A atualização também pode ser realizada de uma forma global, onde também foi verificado que a operação se realizou de forma positiva para os elementos alterados no Revit e atualizados no Robot. A atualização global consiste em um processo moroso que necessita algum tempo para a realização da atualização. A título de exemplo, a atualização global levou cerca de quase 30 minutos para a conclusão e a atualização apenas da secção dos pilares assinalados, levou cerca de 40 segundos.

Agora de forma a contextualizar o comando testado no âmbito do projeto em estudo, será utilizado o mesmo processo de atualização das secções dos pilares, mas no sentido Robot para o Revit. Este teste tem como objetivo representar a atualização da secção dos pilares de todo o edifício durante o dimensionamento dos pilares, sendo as dimensões adotadas de acordo com o procedimento abordado no capítulo de dimensionamento estrutural.

As secções dos pilares foram dimensionadas e atualizadas inicialmente no Robot e posteriormente exportadas para o Revit, utilizando o mesmo procedimento anteriormente descrito. Assim, foi possível constatar que a função de atualização do modelo obteve êxito na sua utilização também neste sentido de fluxo de dados, porém, com algumas observações a serem descritas:

- Localização incorreta dos novos pilares

Os pilares foram importados para uma localização incorreta, em relação aos elementos a serem atualizados, apresentando uma grande diferença nas coordenadas, onde os novos pilares foram colocados abaixo da estrutural original, como mostra a figura a seguir. (Figura 4.32)

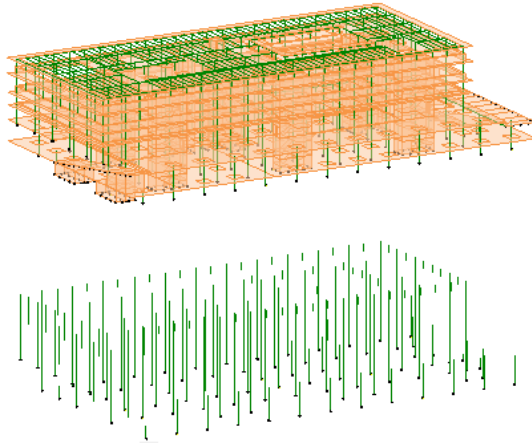


Figura 4.32 - Erro na atualização das coordenadas dos pilares novos

Com isso, pelo fato da localização dos pilares não terem correspondido ao elementos à serem atualizados, verificou-se a necessidade de apagar os elementos analíticos e físicos antigos, para em seguida, colocar os novos modelos analíticos dos pilares na posição correta na estrutura e assim, utilizar o comando “*Analytical Automation*” para a criação do novo modelo físico dos pilares.

- Níveis dos pilares incoerentes

Ao observar a importação dos pilares, verificou-se também que os níveis do topo e da base dos elementos, foram admitidos sempre como “Piso -2” sendo ajustado o “Offset” da base e do topo do pilar de acordo com sua localização, o que poderia ser considerado como um erro de importação pelo fato destes elementos serem definidos por níveis de uma forma correta no modelo do Robot. (Figura 4.33)

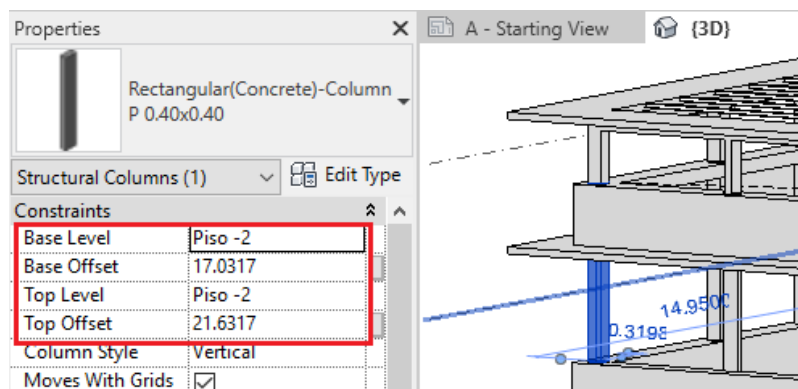


Figura 4.33 - Erro dos níveis dos pilares

4.4.2 ATUALIZAÇÃO DA LOCALIZAÇÃO DOS ELEMENTOS

Neste caso, a localização dos pilares foi trocada propositalmente, de modo a testar a função no caso do deslocamento dos elementos estruturais e verificar se seria realizado a atualização do elemento corretamente. Como verificado na Figura 4.34, para a situação de deslocar os elementos estruturais, a atualização mostrou-se eficiente no sentido Revit-Robot, porém, com a ressalva de que a integração atualizou a localização dos pilares, mas deixou “para trás” alguns nós pertencentes aos elementos.

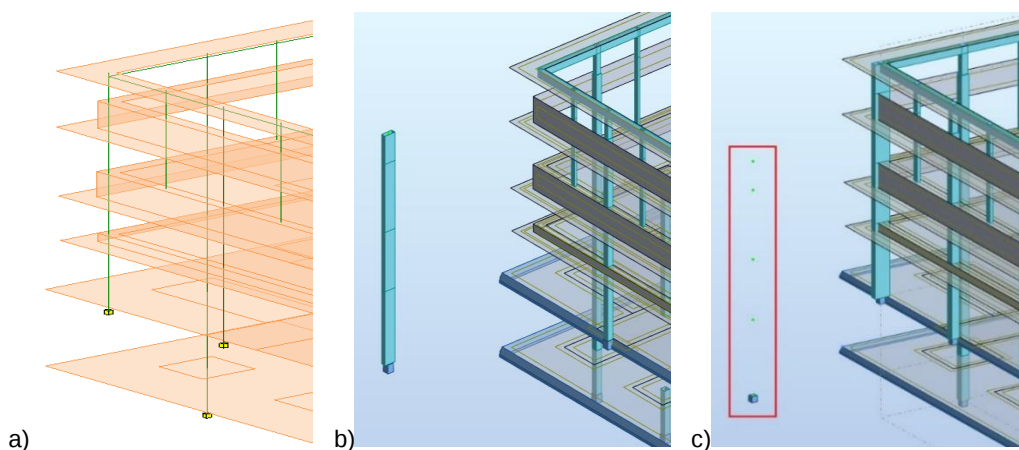


Figura 4.34 – Atualização da localização dos pilares com o comando “Update Model” – Revit para Robot

- a) Modelo base do Revit para utilização com o “Update Model”; b) Modelo a ser atualizado no Robot antes da atualização; c) Modelo após atualização no Robot.

No sentido Robot-Revit, durante a utilização da função no Revit, apenas a atualização global da estrutura a partir de um ficheiro (.smxx) com apenas os pilares alterados, se mostrou eficiente, mas causou uma duplicação dos elementos, não excluindo os pilares originais, conforme a Figura 4.35. Era expectável que tendo os pilares fora da sua localização original no Robot, ao ser atualizado o com base no modelo Revit, teria como resultado a exclusão dos pilares dentro da estrutura e sendo substituído pelos pilares de fora, semelhante ao resultado obtido anteriormente no Robot, porém, esta situação não se verificou no sentido Robot-Revit. Para a atualização dos pilares a partir de uma integração direta selecionando os pilares em específico, as alterações não tiveram algum efeito.

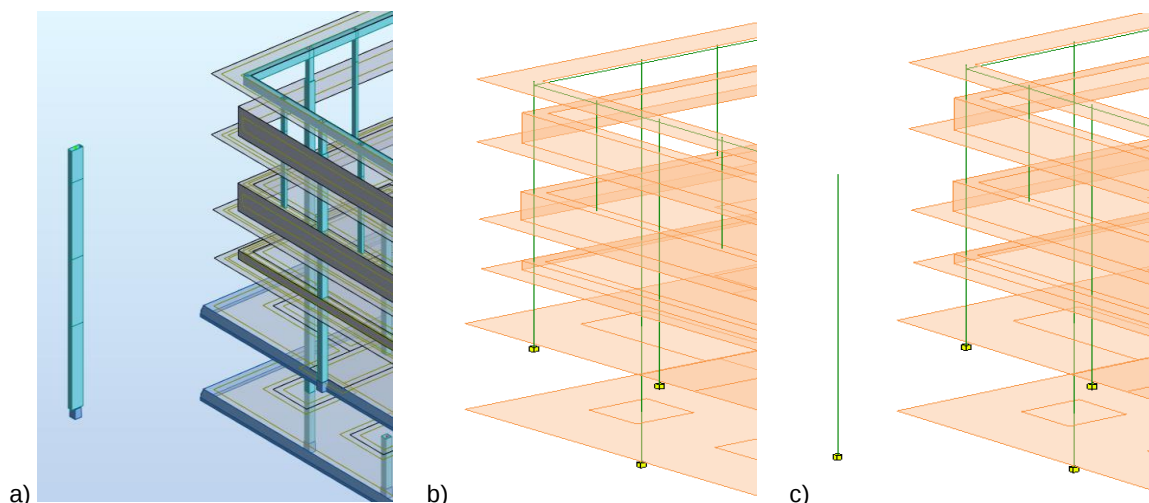


Figura 4.35 - Atualização da localização dos pilares com o comando “Update Model” – Robot para Revit

a) Modelo base do Robot para utilização com o “Update Model”; b) Modelo a ser atualizado no Revit antes da atualização; c) Modelo após atualização no Revit.

4.4.3 ADICIONAR OU REMOVER ELEMENTOS

Por fim, a última funcionalidade a testar com a função “Update Model”, será a situação de adicionar ou excluir elementos na estrutura.

De forma a realizar o teste do comando de adição e remoção de elementos à estrutura, utilizou-se o comando para a integração dos perfis metálico utilizados para a implementação dos painéis solares da cobertura, de acordo com o projeto inicial para a estrutura. Utilizou-se os perfis HEA 240 para as vigas principais e HEA180 para as vigas secundárias, de acordo com o projeto inicial, e ainda, os perfis HEA240 para os pilares. (Figura 4.36)

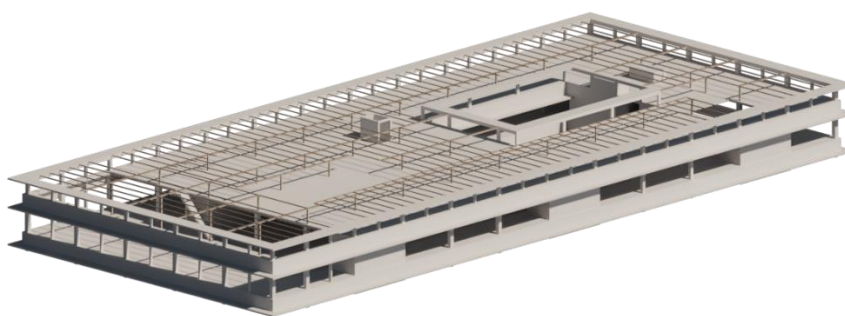


Figura 4.36 - Modelo 3D com a estrutura dos painéis solares na cobertura

A atualização do modelo para o sentido Revit-Robot realizou-se com recurso ao ficheiro auxiliar (.smxx), sendo exportado apenas a estrutura metálica a ser atualizada.

Neste sentido de fluxo de dados, a atualização obteve sucesso e sem apresentar problemas ou erros associados ao procedimento, tendo a sua funcionalidade comprovada. (Figura 4.37)

Já no sentido inverso, Robot-Revit, com um modelo do Robot com a estrutura metálica e um modelo do Revit sem esta estrutura, a ferramenta não conseguiu realizar a atualização do modelo no Revit, não sendo verificado o motivo para tal fato, mesmo após diversos testes.

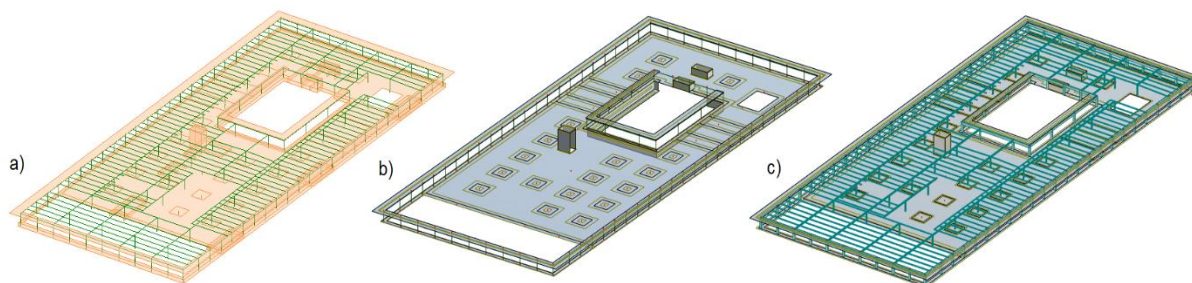


Figura 4.37 - Atualização da subestrutura metálica com o comando “Update Model”

a) Modelo analítico base do Revit para utilização com o “Update Model”; b) Modelo a ser atualizado no Robot antes da atualização; c) Modelo após atualização no Robot.

Finalmente, de modo a concluir o tema abordado em relação a atualização do modelo entre softwares, é necessário enfatizar que durante a utilização do comando “Update Model”, este mostrou-se muito “sensível”, de modo que, qualquer pequena alteração da localização no modelo pode fazer com que os elementos não se reconheçam e causem uma sobreposição ou exclusão dos elementos após a atualização, sendo necessário ter a noção de que a utilização desta funcionalidade, pode causar estes inconvenientes durante a sua utilização. Não se verificou a presença de um comando com a função de ajuste da precisão do modelo, de forma a contornar essa sensibilidade.

Além disso, verificou-se também que o comando “undo”, utilizado para desfazer um comando do utilizador, não surte efeito durante a atualização do modelo no Robot, sendo aconselhável trabalhar com um backup do ficheiro do modelo durante a utilização deste comando, de forma a prevenir de atualizações realizadas de forma incorreta.

É necessário salientar também, que por serem modelos independentes no Revit, o modelo físico não é atualizado após a atualização do modelo analítico, em que, durante a utilização do comando “Update Model”, apenas o modelo analítico é atualizado, sendo necessário o usuário atualizar o modelo físico através do “Analytical Automation” ou de forma manual.

5 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

5.1 MATERIAIS E RECOBRIMENTO

Para os cálculos do pré-dimensionamento e dimensionamento da estrutura foram determinadas as características dos betões referentes a cada elemento de acordo com as especificações da NP EN206-1 e E464 do LNEC. (Tabela 5.1)

Tabela 5.1 – Especificações das classes dos betões e recobrimentos

Elemento	Classes NP EN206-1	Recobrimento (mm)
Regularização	C12/15 X0(P) CI1.0 $D_{max22} \geq S2$	-
Fundações	C30/37 XC2(P) CI0.2 $D_{max22} \geq S3$	50
Pilares	C30/37 XC3(P) CI0.2 $D_{max22} \geq S3$	45
Vigas	C30/37 XC3(P) CI0.2 $D_{max22} \geq S3$	45
Lajes interiores	C30/37 XC1(P) CI0.2 $D_{max22} \geq S3$	35
Lajes exteriores	C30/37 XC1(P) CI0.2 $D_{max22} \geq S3$	35
Lajes interiores pré-esforçadas	C30/37 XC1(P) CI0.1 $D_{max22} \geq S3$	45
Paredes	C30/37 XC3(P) CI0.2 $D_{max22} \geq S3$	45

No caso do aço das armaduras, foram utilizadas armaduras correntes, no cálculo de dimensionamento da estrutura, sendo determinado as características para o aço das armaduras ordinárias e cabos de pré-esforço. (Tabela 5.2)

Tabela 5.2 - Característica do aço adotado

Aplicação	Característica
Armaduras ordinárias	A500 NR SD
Armaduras de pré-esforço (Cabos)	Y1860/1670 - S7 - 15.7 – R2

5.2 AÇÕES E COMBINAÇÕES

5.2.1 AÇÕES VERTICAIS

Durante a fase de pré-dimensionamento, foram determinadas as ações verticais atuantes na estrutura, sendo estas, divididas em ações permanentes e variáveis. As ações foram definidas de acordo com a NP EN 1991-1-1 que determina as ações gerais em estruturas.

- **AÇÕES PERMANENTES**

Para as ações permanentes, foi levado em consideração o peso volumico do betão armado da estrutura com 25 kN/m^3 e ainda uma restante carga permanente (RCP) associada a cada zona dos diferentes pisos, de acordo com a Tabela 5.3.

Para as paredes de alvenaria da envolvente e interiores com maior peso associado, admitiu-se uma carga linear de $9,5 \text{ kN/m}$.

Tabela 5.3 - Restantes cargas permanentes

Zona	RCP (kN/m^2)
Área técnica	5,00
Área técnica cobertura	5,00
Cais de cargas e descargas (Cat. G)	1,00
Serviços hospitalares	4,00
Estacionamento (Cat. F)	1,50
Estacionamento Exterior (Cat. F)	3,00
Serviço de imagiologia	4,00
Pátio interior	6,00
Acesso público	5,00
Terra Vegetal	15,00
Cobertura acessível	5,00
Palas não acessíveis	2,00
Reservatório	1,00

- **SOBRECARGAS DE UTILIZAÇÃO**

As sobrecargas são ações variáveis que são determinadas de acordo com a utilização específica da estrutura, em que essa classificação é realizada por zona, consoante as categorias de utilização preconizadas na NP EN 1991-1-1. (Tabela 5.4)

Tabela 5.4 - Sobrecargas de utilização

Zona	Sobrecarga (kN/m ²)
Área técnica	5,00
Área técnica cobertura	5,00
Cais de cargas e descargas (Cat. G)	5,00
Serviços hospitalares	5,00
Estacionamento (Cat. F)	2,50
Estacionamento Exterior (Cat. F)	5,00
Serviço de imagiologia	20,00
Pátio interior	5,00
Acesso público	5,00
Terra Vegetal	3,00
Cobertura acessível	3,00
Palas não acessíveis	0,40
Reservatório	30,00

De uma forma mais visual, é possível verificar as zonas com suas respectivas ações permanentes e sobrecargas de utilização através do mapa de cargas de cada piso nas figuras seguintes. (Figura 5.1 a Figura 5.3)

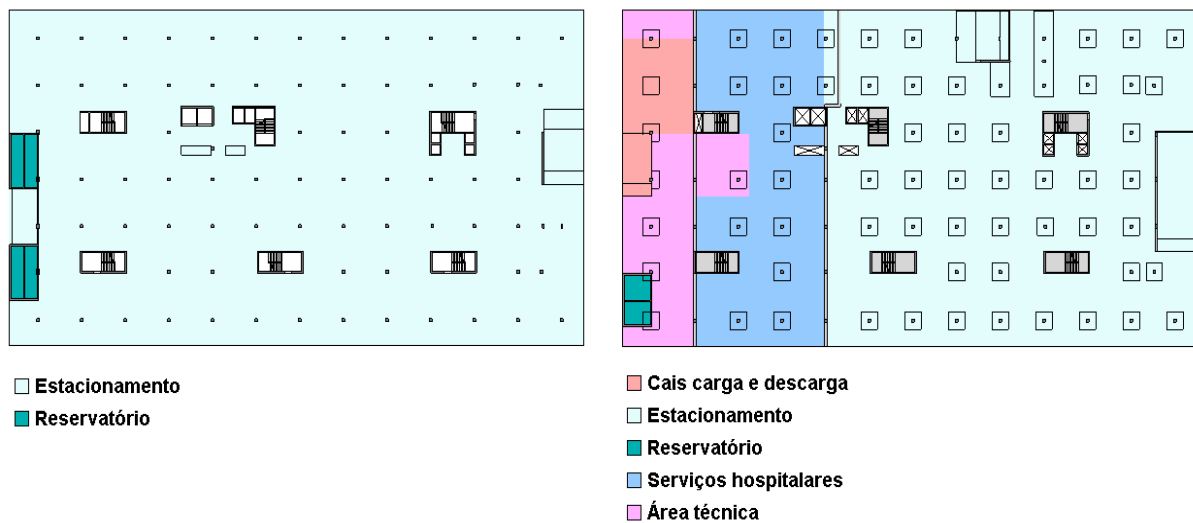


Figura 5.1 - Mapa de cargas do piso -2 e -1

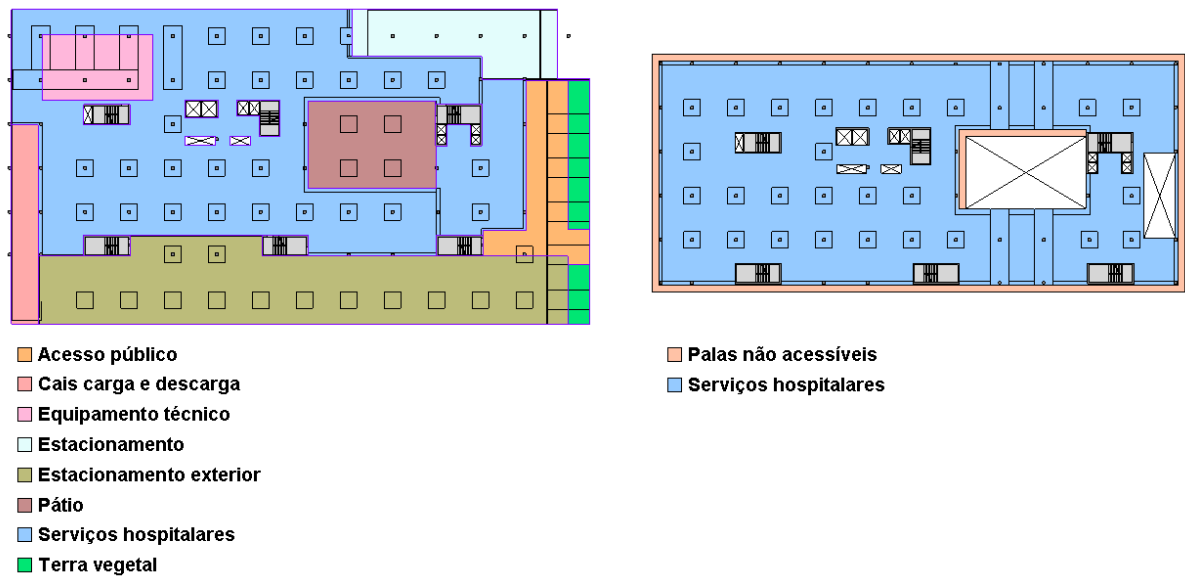


Figura 5.2 - Mapa de cargas do piso 0 e 1

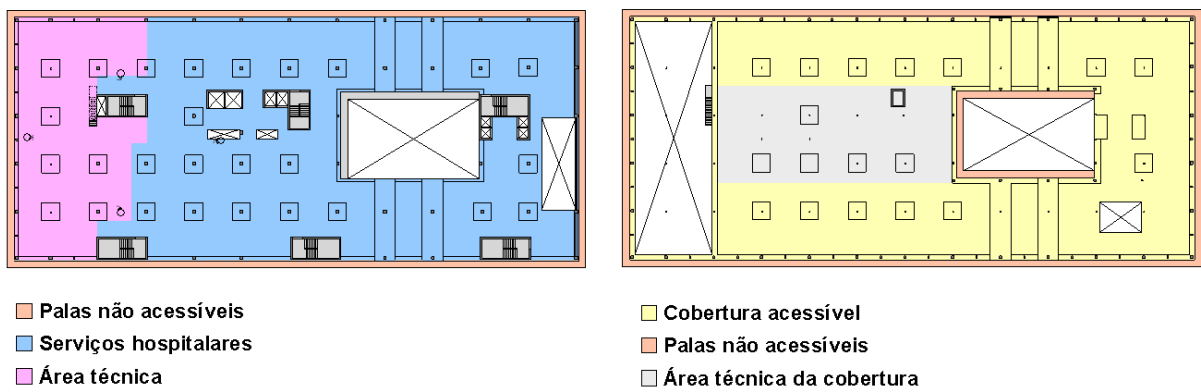


Figura 5.3 - Mapa de cargas do piso 2 e cobertura

5.2.2 AÇÃO SÍSMICA

A ação sísmica foi considerada através da NP EN1998, em que, o tipo de terreno foi caracterizado a partir da característica dos diferentes tipos de solo na zona de construção e foi classificado como um terreno “Tipo B”, com velocidade média das ondas de corte ($v_{s,30}$) de 360 a 800 m/s.

O edifício é uma estrutura de “classe de importância IV” por ser um hospital, edifício cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil.

O valor de cálculo da aceleração à superfície (a_g) para o tipo de terreno em causa, é para o sismo tipo 1: $a_g = 1,17 \text{ m/s}^2$ e para o sismo tipo 2: $a_g = 1,65 \text{ m/s}^2$. (Tabela 5.5)

Tabela 5.5 – Parâmetros de cálculo para a ação sísmica

	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
Zona	1.5	2.4
$a_{gr} \text{ (m/s}^2\text{)}$	0.60	1.10
γ_I	1.95	1.50
$a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$	1.17	1.65
Tipo de Terreno	B	
S	1.33	1.27
$T_b \text{ (s)}$	0.10	0.10
$T_c \text{ (s)}$	0.60	0.25
$T_d \text{ (s)}$	2.00	2.00
q	2.00	2.00

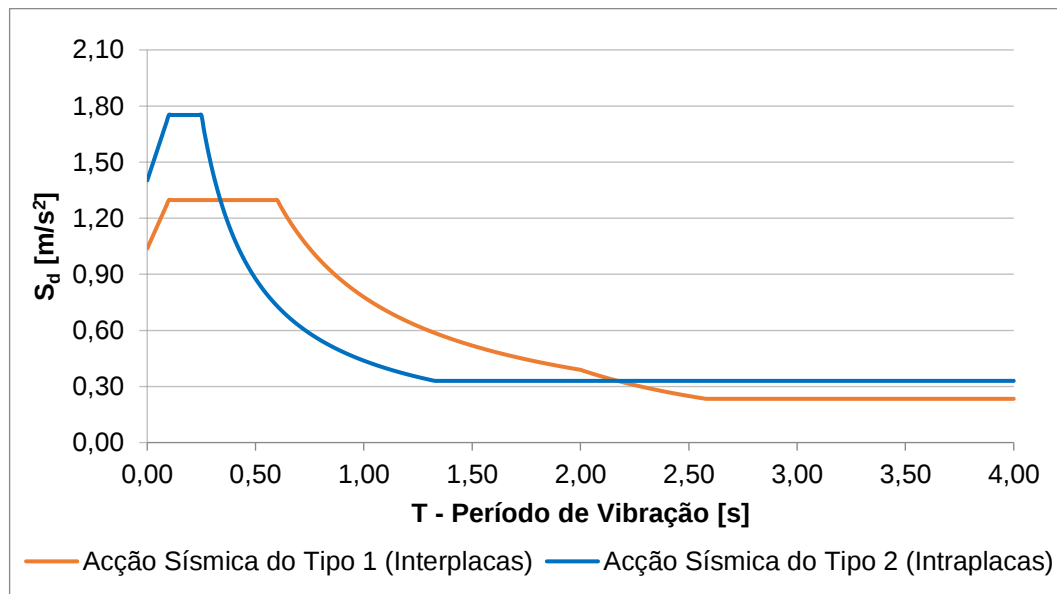


Gráfico 5.1 – Espectro de resposta de cálculo

5.2.3 AÇÃO DO VENTO

De acordo com a NP EN 1991-1-4 referente as ações gerais do vento em estruturas, onde são fornecidas as orientações para a determinação das ações do vento natural em projetos de estrutura de edifícios.

A estrutura está localizada em Leiria, numa zona A. A ação do vento tem em consideração também a influência da categoria de terreno, sendo classificado como categoria III. Na Tabela 5.6, são apresentados os parâmetros utilizados para a quantificação da ação do vento na estrutura.

Tabela 5.6 – Parâmetros para a determinação da ação do vento

$V_{b,0}$ (m/s)	C_{dir}	C_{season}	V_b (m/s)	z (m)	$C_r(z)$	$C_0(z)$	V_m (m/s)	K_1	I_v	q_p (kPa)
27,0	1,0	1,0	27,0	16,10	0,65	1,0	17,55	1,0	0,36	0,68

Por tratar-se de uma estrutura de betão armado, constatou-se na fase de pré-dimensionamento que a ação do vento é menos condicionante que a ação sísmica, deste modo, despreza-se esta ação do vento e considera-se apenas a ação do sismo, por ser mais gravosa.

5.2.4 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES

Para o dimensionamento da estrutura, torna-se necessário realizar a verificação ao estado limite último (ELU), no qual, devemos levar em consideração todas as ações atuantes durante sua utilização, sendo necessário classificar estas ações como permanentes ou variáveis, devidamente majoradas de acordo com a filosofia de segurança regulamentar.

Segundo a NP EN1990, para o dimensionamento ao ELU utilizamos a seguinte expressão para a combinação fundamental:

$$S_d = \sum_i \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_{gi} \times \left[S_{Q1k} + \sum_j \psi_{0j} \times S_{Qj k} \right] \quad (2)$$

Em que:

- S_g são as cargas permanentes;
- S_q são as sobrecargas;
- γ_G é o coeficiente de segurança das ações permanente, quando sua utilização seja desfavorável ou não, respetivamente. ($\gamma_G = 1,35$ ou $1,00$);
- γ_Q é o coeficiente de segurança das ações variáveis, quando sua utilização seja desfavorável ou não, respetivamente. ($\gamma_G = 1,50$ ou $1,00$).

Para o comportamento em serviço e respetiva verificação ao estado limite de serviço (ELS), considerou-se a combinação quase-permanente (Equação (3)) para análise das deformações e a combinação frequente (Equação (4)), para a verificação do critério de fendilhação.

$$S_{Quase\ Permanentes} = \sum_i S_{Gik} + \psi_2 \times S_{Q1k} + \sum_j \psi_{2j} \times S_{Qj\ k} \quad (3)$$

$$S_{Frequente} = \sum_i S_{Gik} + \psi_1 \times S_{Q1k} + \sum_j \psi_{2j} \times S_{Qj\ k} \quad (4)$$

Para a combinação sísmica, a NP EN1998-1 - § 4.3.3.5 recomenda a não simultaneidade dos efeitos das componentes horizontais da ação sísmica, ou seja, uma ação numa direção deverá considerar 100% nesta direção e 30% na outra direção. Sendo assim, resultam as seguintes equações para esta combinação:

- Para a direção X:

$$E_e = E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (5)$$

- Para a direção Y:

$$E_e = 0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (6)$$

Em que:

- E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal "X" escolhido para a estrutura;
- E_{Edy} representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal "Y" da estrutura.

De acordo com a NP EN1990, a combinação sísmica para as ações da estrutura são determinadas através da seguinte expressão:

$$S_d = \sum_i S_{Gik} + S_{Ek} + \sum_j \psi_{2j} \times S_{Qj\ k} \quad (7)$$

Em que:

- S_e é a ação sísmica.

5.3 ANÁLISE SÍSMICA

5.3.1 CLASSE DE DUCTIBILIDADE

Segundo a cláusula 5.2 da NP EN1992-1, os edifícios de betão devem possuir a capacidade de resistir aos sismos com uma adequada capacidade de dissipação de energia sem redução substancial da sua resistência global às ações horizontais e verticais. Com base nisso, a estrutura pode ser classificada como DCL (classe de ductilidade baixa), DCM (classe de ductilidade média) ou DCH (classe de ductilidade alta), no qual, em função da escolha da classe de ductilidade irá implicar na exigência de diferentes regras e parâmetros a serem seguidos no dimensionamento da estrutura em todos os elementos estruturais.

Para a classe de ductilidade baixa (DCL) é preciso ter em conta os seguintes fatores:

- Não é considerado qualquer dissipação histerética de energia;
- Utiliza-se um coeficiente de comportamento de $q = 1,5$ para estruturas de betão;
- Estruturas de baixa dissipação;
- Apenas para zonas de baixa sismicidade (Madeira, Flores e Corvo);
- Dimensionamento centrado na resistência e não na ductilidade.

O Anexo nacional da NP EN1998-1 ainda condiciona o uso da classe de ductilidade DCL para edifícios regulares e de classe de importância não superior a II (edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias). Desta forma, a classe de ductilidade escolhida para a estrutura será a DCM, já que as estruturas DCH são mais exigentes e menos frequentes.

5.3.2 CRITÉRIOS DE REGULARIDADE

A NP EN1998-1 especifica critérios de regularidade estrutural que devem ser levados em consideração para efeitos do projeto sismo-resistente, sendo estes critérios de regularidades fatores que influenciam o projeto sísmico, como por exemplo na modelação estrutural, podendo ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial. Este critério influencia também na escolha do método de análise entre uma análise simplificada (método das forças laterais) ou por espectro de resposta através de uma análise modal. Por fim, o critério de regularidade em altura condiciona também o valor do coeficiente de comportamento, q , de modo a ser este parâmetro reduzido para edifícios não regulares em altura.

Nos tópicos a seguir, serão abordados os critérios necessários para esta classificação da regularidade estrutural do edifício em estudo.

5.3.2.1 REGULARIDADE EM ALTURA

A Cláusula 4.2.3.3 da presente norma, especifica as condições necessárias para um edifício ser classificado como regular em altura, no qual, é preciso satisfazer a todas as condições especificadas para tal classificação, sendo a seguir listado todas essas condições:

- 1) Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais e pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício.
- 2) A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício.

- 3) Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes
- 4) No caso de a construção apresentar recuos, aplica-se determinadas condições adicionais referentes a casos de recuos sucessivos com uma simetria axial; casos de um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal ou por fim, no caso de recuos não simétricos.

Com isso, foi possível concluir que a condição 1) é verificada pois os elementos resistentes às ações laterais os núcleos são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício.

Para a condição 2), constatou-se que a diferença de massa entre os pisos é pequena, sendo uma diferença de 3,4% entre o piso 1 e o piso 2 e uma diferença de 0,3% entre o piso 2 e a cobertura, sendo considerado então, verificada esta condição. Já para a condição 3) considerou-se uma condicionante não aplicável por não se tratar de uma estrutura porticada. O mesmo aconteceu para a condição 4), não sendo aplicável a atual situação por se tratar de um edifício sem recuos.

5.3.2.2 REGULARIDADE EM PLANTA

O outro critério de regularidade definido pela NP EN1998-1 é a regularidade em planta, que em semelhante a regularidade em altura, os critérios definidos pela norma, exigem que todas as condições também sejam verificadas em simultâneo para um edifício ser classificado como regular em planta. As condições especificadas pela norma são listadas da seguinte forma:

- 1) No que se refere à rigidez lateral e à distribuição de massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais.
- 2) A configuração em planta deve ser compacta, ou seja, deve ser delimitada por uma linha poligonal convexa em cada piso. Se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados), poderá considerar-se que existe regularidade em planta se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que envolve não é superior a 5% da área do piso.
- 3) A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição de forças entre os elementos. Assim, as formas L, C, H, I e X em planta deverão ser cuidadosamente examinadas em particular no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes, que deverá ser comparável à da parte central, de forma a satisfazer a condição de diafragma rígido.
- 4) A esbelteza $\lambda = L_{max}/L_{min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que L_{max} e L_{min} são, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais.
- 5) Para cada piso do edifício e para cada direção de cálculo x e y, a excentricidade e_{0i} e o raio de torção r_i devem verificar as duas condições a seguir, tendo como exemplo as seguintes condições para a direção de cálculo y:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (8)$$

$$r_x \geq l_s \quad (9)$$

Em que:

e_{0x} é a excentricidade estrutural, definida como a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segunda direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x é a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de torção”);

l_s é o raio de giração da massa do piso em planta.

Sendo possível obter o raio de torção, r_x , e o raio de giração da massa do piso, l_s , a partir das seguintes expressões:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_Y}} \quad (10)$$

$$l_s = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{m}} \quad (11)$$

Em que:

K_θ é a rigidez de torção;

K_i é a rigidez lateral segundo a direção em análise;

I_x e I_y é o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de massa do mesmo piso;

m é a massa do piso em análise.

A rigidez de torção K_θ é determinada através do quociente entre o momento torsor T_i aplicado em torno do eixo z em cada piso e a rotação sofrida pelo piso δ_θ^T devido ao momento torsor.

$$K_\theta = \frac{T_i}{\delta_\theta^T} \quad (12)$$

Por fim, a rigidez de translação K_i é obtida através do quociente entre a força concentrada F_i aplicada no centro de rigidez de cada piso, equivalente ao momento o momento torsor T_i e o deslocamento do piso na direção em análise, δ_i , devido a força F_i .

$$K_i = \frac{F_i}{\delta_i} \quad (13)$$

Com isso, de forma a concluir a verificação das condições listadas anteriormente, pode-se afirmar que a condições 1) a 3) são verificadas, porém para as condições 4) e 5) é preciso realizar uma análise mais detalhada de cada ponto.

A condição 4) exige que a esbelteza $\lambda = L_{max}/L_{min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, sendo esta condição verificada através da Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Verificação da condição 4) da regularidade em planta

Piso	L_{max}	L_{min}	L_{max}/L_{min}	Verificação (<4)
1	96,80	43,00	2,25	Verifica
2	96,80	43,00	2,25	Verifica
Cobertura	80,66	43,00	1,88	Verifica

Em seguida, será analisado a condição 5) que se refere as equações referidas para a verificação da excentricidade estrutural e_{0x} , raio de torção r_x e raio de giração I_s , tendo os primeiros parâmetros para a análise na Tabela 5.8, obtidos diretamente do modelo do *Robot*, com excessão do raio de giração I_s .

Tabela 5.8 - Dados iniciais para a análise da condição 5) da regularidade em planta

Piso	H_i (m)	Massa (t)	I_x (tm^2)	I_y (tm^2)	I_s (m)	X_{CG} (m)	Y_{CG} (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	e_{0x} (m)	e_{0y} (m)
1	5,0	5334	915.129	4.494.286	31,8	48,7	-50,9	60,8	-56,3	12,1	5,4
2	9,0	5156	866.836	4.015.722	30,8	46,2	-51,8	49,2	-51,4	3,1	0,4
Cob.	13,6	5142	882.211	3.428.087	29,0	52,4	-51,7	49,3	-51,5	3,1	0,2

Esta análise tem como premissa a aplicação de um momento torsor T_i e a forças concentradas F_i aplicadas no centro de rigidez, com distribuição proporcional ao produto entre a massa (m_i) de cada piso pela sua distância ao solo H_i , o momento torsor aplicado foi 10000. Esta ponderação para a aplicação do momento torsor T_i é pertinente para a obtenção da rotação sofrida pelo piso, δ_θ^T , assim como as forças concentradas F_y aplicadas no centro de rigidez servem para obter os deslocamentos do piso na direção em análise, δ_i .

No modelo de cálculo do *Robot*, considerou-se os pisos da estrutura acima do solo com comportamento de diafragma rígido, de forma a ter em consideração apenas os deslocamentos segundo X e Y e rotação do piso. A utilização do diafragma rígidos permite desprezar as distorções no plano horizontal e garantir a transferência das forças distribuídas aos elementos verticais com base na sua rigidez de flexão.

A partir do modelo, é possível obter os parâmetros necessários para a análise do raio de torção, r_x e r_y , de cada piso. (Tabela 5.9 e Tabela 5.10)

Tabela 5.9 – Parâmetros para a análise do raio de torção, r_x e r_y .

Piso	$H_i \cdot m_i / H_0 \cdot m_0$	T_i (kN.m)	F_i (kN)	$\delta \theta^T$ (rad) $\times 10^4$	δ_x (mm)	δ_y (mm)
1	0,38	381351	381351	2,50	-2,05	-7,72
2	0,66	663607	663604	3,34	-2,19	-9,11
Cob	1,00	1000000	1000000	3,94	-2,21	1,02

Tabela 5.10 - Resultados para os raios de torção r_x e r_y .

Piso	K_θ (kN.m/rad)	K_x (kN/m)	K_y (kN/m)	l_s (m)	r_x (m)	r_y (m)
1	1527235858,6	185892567,1	49387900,0	31,8	2,87	5,56
2	1986837829,1	302478171,2	72851703,4	30,8	2,56	5,22
Cob.	2539360081,3	452.679.182	978734066,7	29,0	2,37	1,61

Por fim, como resultado da verificação da regularidade em planta, em relação a excentricidade estrutural, e_{0x} , na direção y, condição exposta através da equação (8), verificou-se que em nenhum dos pisos a excentricidade estrutural atingiu o parâmetro de ser menor que 30% do raio de torção, r_x , exigido pela EN NP1998-1, fato que não se verificou para a direção x e y em praticamente todos os pisos. (Tabela 5.11 e Tabela 5.12)

Para a verificação da equação (9), condição relativa aos raios de torção serem superiores ao raio de giração, constatou-se que em ambas as direções, esta condição não foi verificada em nenhum dos pisos. (Tabela 5.11 e Tabela 5.12)

Como definido anteriormente, para obter a classificação de regularidade em planta, todos os pisos devem obedecer a ambas as condições impostas pelas equações acima citadas, sendo possível afirmar, que o edifício não possui regularidade em planta por não respeitar este critério.

Tabela 5.11 - Verificação para a condição 5) na direção x

Piso	l_s (m)	e_{0y} (m)	r_y (m)	$0,3r_y$	$e_{0y} < 0,3r_y$	$r_y > l_s$
1	31,85	5,35	5,56	1,67	Não verifica	Não verifica
2	30,77	0,40	5,22	1,57	Verifica	Não verifica
Cob.	28,95	0,22	1,61	0,48	Verifica	Não verifica

Tabela 5.12 - Verificação para a condição 5) na direção y

Piso	l_s (m)	e_{0x} (m)	r_x (m)	$0,3r_x$	$e_{0x} < 0,3r_x$	$r_x > l_s$
1	31,85	12,07	2,87	0,86	Não verifica	Não verifica
2	30,8	3,05	2,56	0,77	Não verifica	Não verifica
Cob.	29,0	3,12	2,37	0,71	Não verifica	Não verifica

5.3.3 PROPRIEDADES DINÂMICAS DA ESTRUTURA

Para a determinação das propriedades dinâmicas da estrutura, utilizou-se a análise modal de vibração, em que, a determinação destas propriedades consiste na análise dos primeiros cinco modos vibracionais, onde verificou-se os períodos próprios de 0,52s na direção Y e 0,39s na direção X e ainda uma massa acumulada em ambas direções de cerca de 50% da massa do edifício.

De acordo com a cláusula 4.3.3.3.1 da NP EN1998-1, deve ser considerado as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura, fato este que pode ser satisfeito se for assegurado a utilização dos modos de vibração com a soma das massas modais com pelo menos 90% da massa total da estrutura ou a utilização de todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total. Com isso, verificou-se que pelo fato do edifício ter cerca de 51% de sua massa acima do solo, a primeira condição não seria alcançável pelo fato dos 49% da massa do edifício estar enterrada e consequentemente, não tem participação da massa para os modos de vibração.

A Tabela 5.13 mostra os valores de frequência e contribuições em massa dos modos de vibração obtidos, sendo possível constatar a pouca participação de massa nos modos vibracionais a partir do modo 6.

Tabela 5.13 - Propriedades dinâmicas da estrutura

Modo	Frequência	Período	Massa			Massa acumulada		
	(Hz)	(s)	U _x (%)	U _y (%)	U _z (%)	U _x (%)	U _y (%)	U _z (%)
1	1,51	0,66	1,39	16,71	0,00	1,39	16,71	0,00
2	1,90	0,53	3,97	7,59	0,00	5,36	24,30	0,00
3	1,93	0,52	0,93	21,35	0,00	6,28	45,65	0,00
4	2,06	0,49	5,92	1,47	0,00	12,20	47,12	0,00
5	2,54	0,39	38,60	0,02	0,00	50,80	47,14	0,00
6	4,09	0,24	0,00	0,00	0,00	50,80	47,14	0,00
7	4,40	0,23	0,00	0,26	0,00	50,80	47,41	0,00
8	4,51	0,22	0,01	0,01	0,00	50,81	47,41	0,00

Pelo fato da estrutura ter elementos de pouca rigidez na fachada oeste ao nível da cobertura, nomeadamente, as palas não acessíveis, a estrutura acaba por ter localmente modos verticais, como demonstrado nas figuras a seguir. Observou-se que independente destes elementos, os pisos possuem um modo de vibração que tende a torcer a estrutura nos modos de vibração analisados. (Figura 5.4 a Figura 5.8)

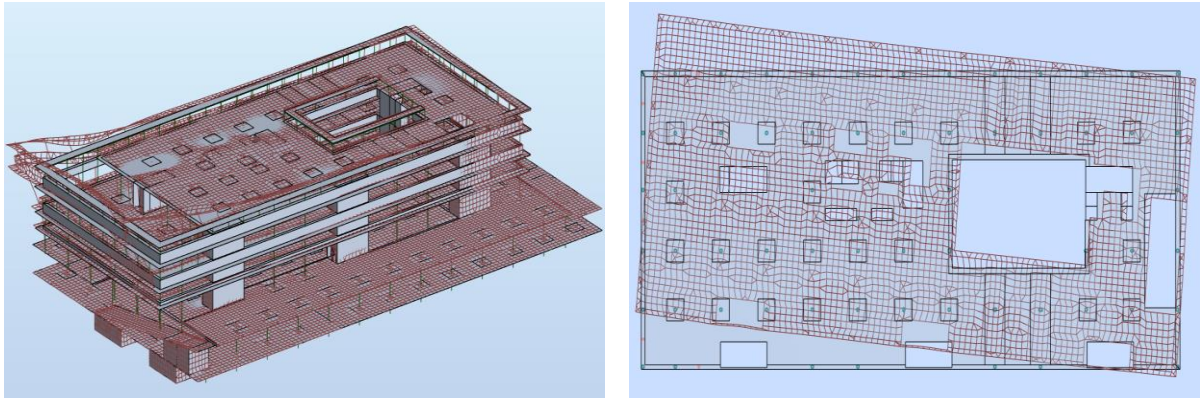


Figura 5.4 - Modo de vibração 1 para a estrutura e para o piso 2

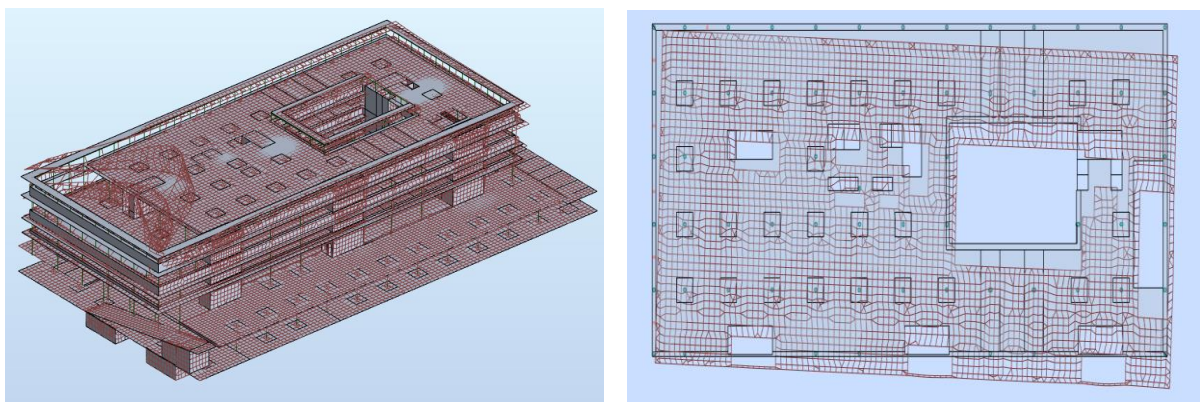


Figura 5.5 - Modo de vibração 2 para a estrutura e para o piso 2

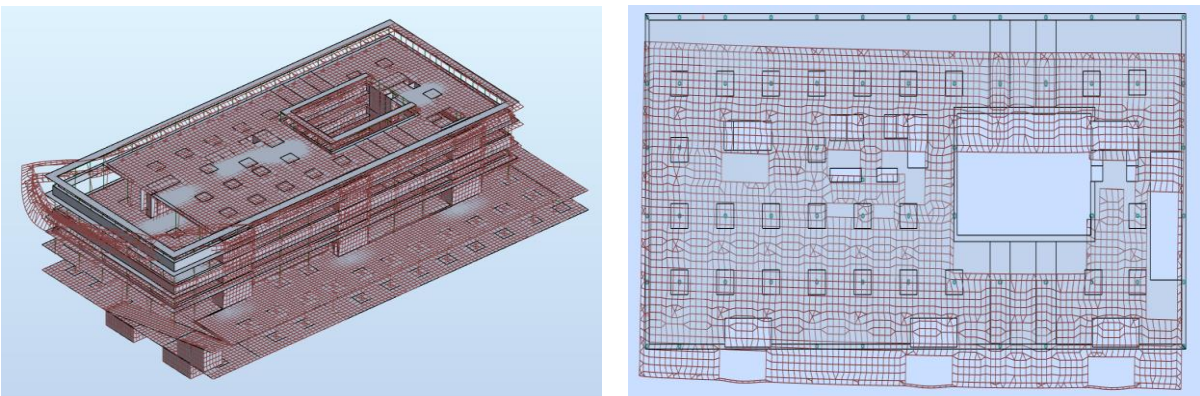


Figura 5.6 - Modo de vibração 3 para a estrutura e para o piso 2

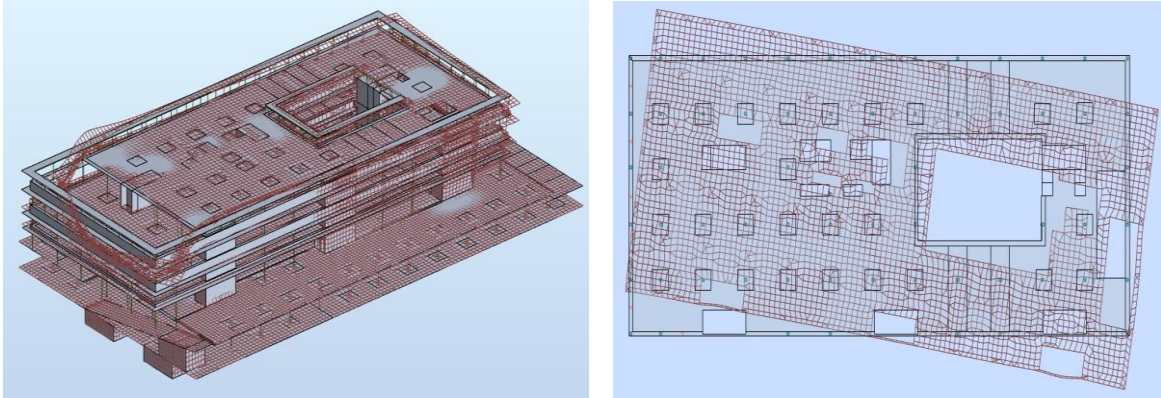


Figura 5.7 - Modo de vibração 4 para a estrutura e para o piso 2

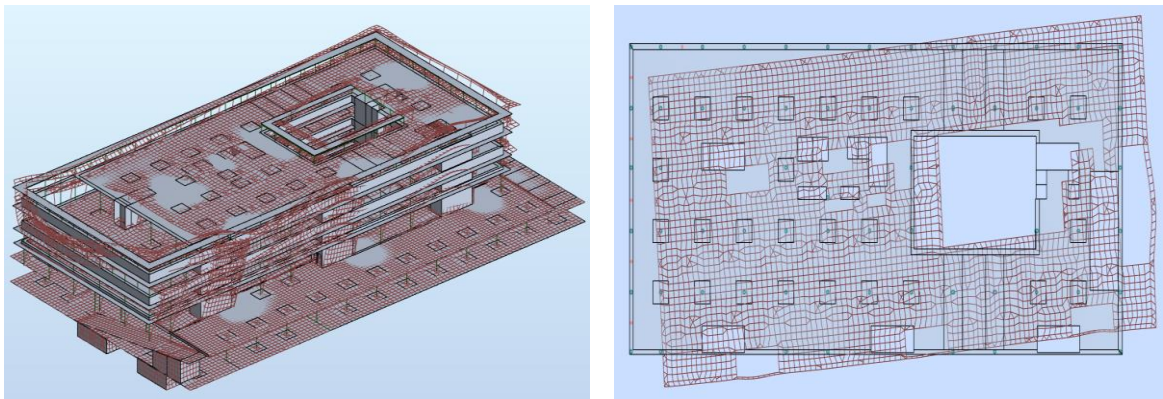


Figura 5.8 - Modo de vibração 5 para a estrutura e para o piso 2

5.3.4 CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

Segundo a cláusula 4.3.1 da NP EN1998-1, na etapa de modelação numa análise estrutural, na ausência de uma análise mais rigorosa do comportamento dos elementos fendilhados de uma estrutura, deve-se admitir que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal de elementos de betão e alvenaria devem ser consideradas como tendo metade da rigidez do elemento não fendilhado. De modo a atender ao exigido pela NP EN1998-1, a redução da rigidez elástica de flexão e de esforços transversal podem ser realizadas através da diminuição do módulo de elasticidade (E) e do módulo de corte (G) do material admitido para os elementos de betão ou através da redução da inércia de cada secção dos elementos criados.

Durante a avaliação sísmica, é necessário ter em consideração a percentagem de força de corte basal que é absorvida pelos elementos verticais resistentes ao sismo, ou seja, os pilares e núcleos para verificar a participação na resistência destes elementos para o sismo. Após analisar as forças horizontais devido a acção do sismo, constatou-se que os pilares teriam uma participação mínima na resistência ao sismo, quando comparados aos núcleos. (Tabela 5.14)

Tabela 5.14 – Forças basais para os elementos verticais

		Direção X		Direção Y		Direção X		Direção Y	
	Comb.	Pilares	Núc.	Pilares	Núc.	Pilares	Núc.	Pilares	Núc.
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)	(%)	(%)
Tipo 1	1X+0,3Y	646	21448	682	7805	2,9	97,1	8,0	92,0
	1X-0,3Y	493	19331	-221	-1804	2,5	97,5	10,9	89,1
	0,3X+1Y	363	9518	1497	16680	3,7	96,3	8,2	91,8
	0,3X-1Y	-147	2463	-1512	-15350	6,3	94,4	9,0	91,0
Tipo 2	1X+0,3Y	501	17832	373	4751	2,7	97,3	7,3	92,7
	1X-0,3Y	411	16546	-177	-1290	2,4	97,6	12,0	88,0
	0,3X+1Y	224	7174	868	10352	3,0	97,0	7,7	92,3
	0,3X-1Y	-76	2887	-963	-9784	2,7	97,4	9,0	91,0

De acordo com cláusula 4.2.2 da NP EN1998-1, os elementos sísmicos secundários são caracterizados por terem uma contribuição para a rigidez lateral ao sismo não superior a 15% de todos os elementos sísmicos primários. Então, os pilares da estrutura foram considerados como elementos secundários sem contribuição para o sistema resistente às ações horizontais, tendo-se adoptado uma rigidez de flexão igual a zero, de modo a reduzir a participação destes elementos às cargas gravíticas para a situação de ação sísmica. Desta forma, ao redireccionarmos as ações sísmicas dos pilares para as paredes resistentes e os núcleos serão posteriormente dimensionados para toda a acção sísmica atuante.

Por ser uma estrutura no qual sua resistência as ações horizontais ser absorvida totalmente pelas paredes resistentes dos núcleos, classificou-se a estrutura como um sistema parede, de modo a atender o determinado na NP EN1998-1, que as paredes estruturais devem ser responsáveis pela resistência de pelo menos 65% da força basal atuante para esta classificação estrutural. Adicionalmente, constatou-se também que de acordo com a condição imposta pela cláusula 5.2.2.1 da EN NP 1998-1 que diz que as estruturas classificadas como um sistema porticado, misto ou de paredes de ambos os tipos, devem possuir uma rigidez de torção mínima, que satisfaça a equação (9) nas duas direções horizontais. Porém, em ambas a direção, não se verificou tal exigência, sendo este fato verificado anteriormente durante a constatação da irregularidade em planta do edifício. Com isso, conclui-se que o edifício teria a classificação do tipo de estrutura como um sistema torsionalmente flexível. Visualmente, é possível verificar também que a estrutura apresenta um comportamento torsional em seus modos de vibração.

Importante ressaltar que, como verificado, classificou-se a estrutura como sistema parede em ambas direções, de modo a estar de acordo com a cláusula 5.2.2.1(2) da NP EN1998-1, no qual, determina que estruturas torsionalmente flexíveis possuem a mesma classificação em ambas as direções, então o coeficiente de comportamento é o mesmo nas duas direções, logo o espectro de cálculo também será o mesmo em X e Y.

5.3.5 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Para o cálculo do coeficiente de comportamento (q) é determinado na cláusula 5.2.2.2 da NP EN1998-1 através da equação (14).

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (14)$$

Em que:

q_0 é o valor básico do coeficiente de comportamento, em função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura; (Tabela 5.15)

k_w é o coeficiente que reflecte o modo de rotura característico dos sistemas de parede.

Tabela 5.15 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Sistema de paredes não acopladas	3,0	4,0 α_u/α_1
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Em que:

α_1 é o valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura;

α_u é o valor pelo qual a ação sísmica de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para provocar instabilidade global da estrutura.

O coeficiente de comportamento pode ser influenciado diretamente pela regularidade estrutural, que em função da regularidade em altura, pode ser necessário utilizar um valor reduzido em 20% do valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 . Com isso, de acordo com a NP EN1998-1, e pelo fato da estrutura ser regular em altura e irregular em planta, é possível manter a utilização dos valores de referência para o valor básico do coeficiente de comportamento obtido na Tabela 5.15.

Para a determinação do coeficiente k_w é admitido como sendo igual a 1,00 para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos ou com base na expressão abaixo para as outras classificações especificadas.

$$k_w = \begin{cases} 1,00, \text{ para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0,5, \text{ para sistemas de paredes e sistemas} \\ \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{cases} \quad (15)$$

Para a determinação do coeficiente k_w será necessário utilizar a equação (24), no qual este coeficiente deverá ser $0,5 \leq k_w \leq 1$. Este parâmetro deve ser calculado em ambas as direções x e y.

$$k_w = \frac{(1 + \alpha_o)}{3} \quad (16)$$

Em que:

α_o é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (17)$$

Em que:

h_{wi} é a altura da parede i ;

l_{wi} é o comprimento da secção da parede i .

Ao levar em consideração a altura total de 21,60m para todas as paredes e o comprimento da secção de cada parede, obteve-se uma esbelteza predominante (α_o) de 3,5 na direção x e 5,2 na direção y, sendo obtido em seguida o valor de $k_{w,x} = 1,50$ e $k_{w,y} = 2,07$. Porém, é necessário manter este parâmetro entre 0,5 e 1,0, então o valor para k_w será admitido igual a 1,0.

Com base nos dados obtidos anteriormente e tendo como o valor básico para o coeficiente de comportamento $q_o=2,0$ e o parâmetro $k_w=1$, é possível concluir que o coeficiente de comportamento final (q) será igual a 2,0.

5.3.6 EFEITOS DE 2ª ORDEM

A verificação dos efeitos de 2ª ordem tem como objetivo determinar o agravamento dos esforços elásticos nos elementos estruturais verticais devido aos deslocamentos horizontais, conduzindo a uma excentricidade das cargas gravíticas que aumentam os momentos actuantes.

De acordo com a cláusula 4.4.2.2 da EN NP1998-1, a verificação e análise explícita dos efeitos de 2ª ordem podem ser dispensados caso verifique a condição da equação (18).

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \leq 0,10 \quad (18)$$

Em que:

θ é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} é a carga gravítica total acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;

d_r é o deslocamento relativo entre pisos para a combinação sísmica, avaliado como sendo a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s , sendo $d_r = d_{s,i} - d_{s,i-1}$;

V_{tot} é o esforço transversal sísmico total no piso;

h é a altura entre pisos.

A NP EN1998-1 ainda especifica que o cálculo dos deslocamentos de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo d_s deve ser calculado a partir da seguinte equação:

$$d_s = q_d d_e \quad (19)$$

q_d é o coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q ;

d_e é o deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Caso $\theta \leq 0,10$ a análise explícita dos efeitos de 2ª ordem é dispensada, se $0,10 < \theta \leq 0,20$ deve realizar a correção dos esforços da análise de 1ª ordem por $1/(1-\theta)$, se $0,20 < \theta \leq 0,30$ deve ser efectuada uma análise explícita de 2ª ordem, porém, se $\theta > 0,30$ não será aceite.

É importante enfatizar que os valores para esta verificação foram retirados dos modelos do Robot, software que já admite os valores dos deslocamentos dos pisos multiplicados pelo coeficiente de comportamento q , então, neste caso, d_e será igual a d_s .

Com isso, verificou-se que em todas as combinações sísmicas consideradas, o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ , foi menor que 0,10, tendo-se concluído, que os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados por respeitar a condição da equação (18) da EN NP1998-1. (Anexo 2)

5.3.7 LIMITAÇÃO DE DANOS

Um dos objetivos do dimensionamento sísmico de acordo com a NP EN1998-1 é garantir a limitação de danos após uma ação sísmica de serviço. Para a exigência de desempenho face a limitação de danos (ELS), é necessário realizar a verificação dos deslocamentos laterais entre pisos para a ação sísmica de serviço.

Segundo a cláusula 4.4.3 da NP EN1998-1, a limitação do deslocamento entre os pisos pode ser determinada seguindo a equação (20) para o caso mais condicionante, que será considerar a alvenaria como um elemento não estrutural.

$$d_r v \leq 0,005h \quad (20)$$

Em que:

d_r é o deslocamento relativo entre pisos para a combinação sísmica, avaliado como sendo a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s .

h é a altura entre pisos;

ν é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

O coeficiente de redução ν deve ser admitido conforme o Anexo nacional da NP EN1998-1, que determina esse coeficiente conforme o tipo da ação sísmica, sendo adotado o valor de 0,40 para o sismo tipo 1 e 0,55 para o sismo tipo 2.

Com isso, realizou-se a verificação da limitação de danos para ambos os sismos e em ambas direções, sendo possível concluir que fica verificado a segurança ao estado limite de serviço pois todos os valores respeitam a condição imposta através da equação (20). Para a situação verificada como sendo a mais gravosa, sendo para o sismo tipo 1, a Tabela 5.16 apresenta os resultados para as principais direções x e y e a verificação completa para o sismo tipo 1 e 2 encontra-se no Anexo 2.

Tabela 5.16 - Verificação da limitação de danos para o sismo tipo 1

Piso	h (m)	$d_{e,x}$ (m)	$d_{e,y}$ (m)	$d_{s,x}$ (m)	$d_{s,y}$ (m)	$d_{rx} \cdot \nu$	$d_{ry} \cdot \nu$	$0,005h$	Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,009	0,014	0,009	0,014	0,003	0,008	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	0,014	0,025	0,014	0,025	0,002	0,006	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	0,021	0,037	0,021	0,037	0,003	0,006	0,023	Verifica	Verifica

5.4 LAJES

5.4.1 ELU – VERIFICAÇÃO FLEXÃO

Para a verificação ao estado limite último à flexão da laje, determinou-se a armadura mínima e máxima através da equação (21) e (22), respetivamente, como forma de respeitar os parâmetros regulamentares da NP EN1992-1.

$$A_{s_{min}} = \max. \left[\begin{array}{l} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0,0013 \times b_t \times d \end{array} \right] \quad (21)$$

$$A_{s_{max}} = 0,04 \times A_c \quad (22)$$

Para a verificação ao ELU da laje, foi necessário ter em consideração a armadura base escolhida de Ø12//0,20 (5,65 cm²/m) para a face inferior e superior da laje, além de reforços pontuais quando necessário. Para os vãos mais condicionantes, adotou-se Ø16//0,10 (20,11 cm²/m) e Ø12//0,20 (5,65 cm²/m) para armaduras tracionadas e comprimidas. Para a zona acima dos apoios verificou-se a segurança ao ELU de flexão com uma armadura de tração de Ø20//0,10 (31,42 cm²/m) e para a armadura de compressão Ø12//0,20 (5,65 cm²/m).

Como referido anteriormente, com base na armadura base adotada e dos reforços pontuais para as situações mais condicionantes, adotou-se as armaduras com base nos momentos resistentes da Tabela 5.17.

Tabela 5.17 - Armaduras adotadas para a verificação ao ELU à flexão da laje nas zonas mais condicionantes

	Armadura tracionada	Armadura comprimida
Sobre os apoios	Ø20//0,10	Ø12//0,20
No vão (*)	Ø16//0,10	Ø12//0,20

(*) Armaduras adotadas para os vãos com maiores deformações.

Através da simplificação da determinação do braço da forma interna para $z=0,9d$, é possível determinar o momento fletor resistente da armadura adotada a partir da equação (23).

$$A_s = \frac{M_{rd}}{0,9df_{syd}} \therefore M_{rd} = A_s 0,9df_{syd} \quad (23)$$

Tabela 5.18 - Momentos resistentes das armaduras das zonas mais condicionantes

M_{rd}	Armadura tracionada
Sobre os apoios	276,77
No vão (*)	177,14

(*) Armaduras adotadas para os vãos com maiores deformações.

5.4.2 ELU – VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

De acordo com a cláusula 6.4 da NP EN1992-1, que aborda a verificação ao punçoamento de lajes maciças, aligeiradas com zonas maciças sobre os pilares e de fundações, o punçoamento resulta das ações verticais ao estado limite último proveniente de uma carga concentrada ou de uma reação aplicada em uma área relativamente pequena. Esta carga concentrada em uma pequena área da laje, tende a “furar” o elemento e causar o colapso do elemento.

Em complemento e de modo a garantir a devida ductilidade da ligação pilar/laje, e mesmo que não seja necessário adotar armaduras específica de punçoamento, será adotado em todos os capitéis armaduras para evitar o colapso progressivo e armaduras específicas para o punçoamento, de modo a melhorar esta ligação nas zonas onde pode haver uma possível transmissão de momentos fletores da laje para os pilares devido às ações horizontais.

Adotou-se armadura do tipo “*shear studs*”, que consiste na utilização de elementos pré-fabricados de varões soldados com chapas soldadas nos topos. (Figura 5.9)

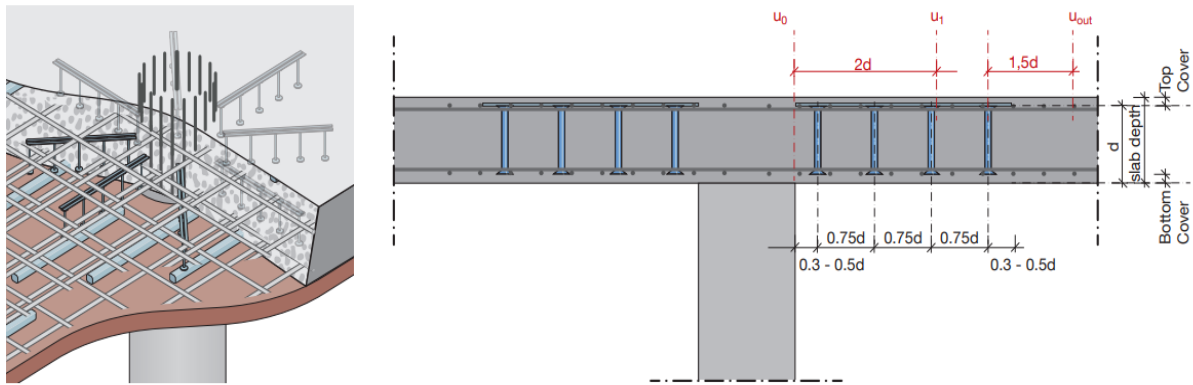


Figura 5.9 - Exemplo de aplicação dos "Shear studs"

O procedimento de cálculo consiste no cálculo das tensões de corte atuante e comparar com as tensões resistentes do betão nas secções de controlo.

$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c} \quad (24)$$

$$v_{Ed,0} \leq v_{Rd,m\acute{a}x} \quad (25)$$

$$v_{Ed,i} = \beta \frac{V_{ed}}{u_i d} \quad (26)$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (27)$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + \left(1,5 \frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{sw,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \quad (28)$$

$$v_{Rd,m\acute{a}x} = 0,5 v_{fcd} \quad (29)$$

Onde:

$v_{Ed,i}$ é a tensão de corte atuante no perímetro da zona carregada (u_0) ou no perímetro de controlo básico (u_1);

$V_{Rd,c}$ é a tensão de corte resistente do betão sem armadura;

$v_{Rd,cs}$ é a tensão de corte resistente com armadura para um perímetro em torno do pilar;

$V_{Rd,m\acute{a}x}$ é a tensão máxima de corte admissível.

Para o factor de excentricidade do punçoamento (β), foi tido em consideração as estimativas determinadas pela NP EN1992-1, em que foi admitido o valor de 1,15 para pilares interiores.

Sendo assim, realizou-se a verificação para os pilares interiores com capiteis para as situações mais gravosas para cada secção por piso. Na Tabela 5.19, é apresentado o resultado para as situações mais relevante.

Tabela 5.19 - Resultados para a análise do punçoamento nos pilares interiores

Piso	b x h	d	u_1	u_0	V_{ed}	$v_{ed,1}$	$V_{Rd,c}$	$v_{ed,0}$	$V_{Rd,m\acute{a}x}$
	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
-1	0,45x0,45	0,29	5,44	1,80	1282	934	701	2825	5280
-1	0,50x0,50	0,29	5,64	2,00	857	602	701	1699	5280
-1	0,80x0,50	0,29	6,24	2,60	1538	977	701	2346	5280
-1	1,00x0,50	0,29	6,64	3,00	872	520	701	1153	5280
0	0,40x0,50	0,29	5,44	1,80	1527	1112	701	3364	5280
0	0,45x0,45	0,29	5,44	1,80	1398	1018	701	3080	5280
0	0,45x0,50	0,29	5,54	1,90	1585	1134	701	3309	5280
0	0,45x0,70	0,29	5,94	2,30	1515	1011	701	2612	5280
0	0,50x0,60	0,39	7,10	2,20	1918	797	701	2571	5280
0	0,50x0,60	0,29	5,84	2,20	1726	1171	701	3111	5280
0	0,50x1,00	0,29	6,64	3,00	1475	880	701	1949	5280
0	0,80x0,45	0,29	6,14	2,50	1840	1188	701	2919	5280
1	0,40x0,50	0,29	5,44	1,80	1335	972	701	2941	5280
1	0,40x0,60	0,29	5,64	2,00	1464	1029	701	2903	5280
1	0,45x0,45	0,29	5,44	1,80	1494	1089	701	3292	5280
2	0,30x0,50	0,29	5,24	1,60	1152	871	701	2855	5280
2	0,40x0,40	0,29	5,24	1,60	1568	1186	701	3886	5280
Cob.	0,30x0,50	0,29	5,24	1,60	1302	984	701	3226	5280
Cob.	0,40x0,40	0,29	5,24	1,60	1674	1266	701	4149	5280

Os “*Shear studs*” admitidos para a situação em específico, consiste em ramos de Ø10 (0,79 cm²/por ramo). Relativamente ao número de camadas, este valor poderia variar de acordo com a secção do pilar por influenciar a quantidade de ramos por camada e também em função da atuação do pré-esforço ou não, sendo este efeito benéfico para a resistência ao

punçoamento. Admitiu-se em todas as situações as armaduras de punçoamento para os pilares, mesmo quando não requerido, adotando pelo três camadas de armaduras. A armadura necessária para cada pilar determinada através da equação (30).

$$A_{sw,tot} = \frac{v_{ed} - 0,75v_{Rd,c}}{f_{sw,ef} \sin \alpha} u_1 d \quad (30)$$

Tabela 5.20 - Resultados para as armaduras de punçoamento nos pilares interiores mais condicionantes

Piso	Secção	As,tot	As,tot adotado	$v_{Rd,cs}$	Nº de ramos por camada	Nº de camadas
	(m)	(cm²)	(cm²)	(kN/m²)		
-1	0,45x0,45	19,99	37,92	1368	12	4
-1	0,50x0,50	3,87	37,92	1338	12	4
-1	0,80x0,50	25,34	37,92	1505	16	3
-1	1,00x0,50	-0,32	37,92	1446	16	3
0	0,40x0,50	28,70	37,92	1368	12	4
0	0,45x0,45	24,11	37,92	1368	12	4
0	0,45x0,50	30,32	37,92	1353	12	4
0	0,45x0,70	25,92	37,92	1554	16	3
0	0,50x0,60	23,26	37,92	1172	12	4
0	0,50x0,60	33,91	37,92	1310	12	4
0	0,50x1,00	21,17	37,92	1446	16	3
0	0,80x0,45	36,56	37,92	1521	16	3
1	0,40x0,50	21,86	37,92	1368	12	4
1	0,40x0,60	25,53	37,92	1338	12	4
1	0,45x0,45	27,55	37,92	1368	12	4
2	0,30x0,50	16,28	37,92	1400	12	4
2	0,40x0,40	31,11	37,92	1400	12	4
Cob.	0,30x0,50	21,62	37,92	1400	12	4
Cob.	0,40x0,40	34,91	37,92	1400	12	4

Por fim, as pormenorizações devem ser realizadas com base nas regras de pormenorização das armaduras de punçoamento:

Tabela 5.21 - Regra de pormenorização das armaduras de punçoamento

Espaçamento	Regra
Face do pilar e primeira camada	$\geq 0,3d$ e $\leq 0,5d$
Entre camadas	$\leq 0,75d$
Entre ramos	$\leq 1,5d$
Última camada do perímetro u_{out}	$\leq 1,5d$

De acordo com o anexo nacional da NP EN1992-1, torna-se ainda necessário a utilização de armadura específica para combater o colapso progressivo das lajes fungiformes, sendo esta armadura determinada com a expressão $A_s f_{yd} + A_p f_{pd} \geq V_{sd}$, sendo o valor de A_s correspondente a área de armadura na face inferior da laje que atravessa a secção do pilar.

5.4.3 ELS – DEFORMAÇÃO

Para a avaliação das deformações a longo prazo da laje, utilizou-se o método dos coeficientes globais, sendo este método reconhecido como uma das metodologias de estudo para avaliação das deformações em elementos de betão armado a longo prazo tendo em consideração a perda de rigidez causado pela fendilhação e fluência do betão ($\varphi = 2,5$).

Este método consiste na avaliação de coeficientes para obtenção de um parâmetro final que deverá ser multiplicado pela flecha elástica da laje, de modo a refletir uma estimativa da flecha a longo prazo.

A flecha a longo prazo é dada através da seguinte expressão:

$$a_t = \eta k_t \left(\frac{h}{d} \right)^3 a_c \quad (31)$$

Onde:

h é a altura total da laje;

d é a altura útil da laje;

η é o coeficiente que entra em consideração com a influência da armadura de compressão;

k_t é o coeficiente que entra em consideração com o efeito das armaduras, da fendilhação e da fluência;

a_c é a flecha elástica da estrutura.

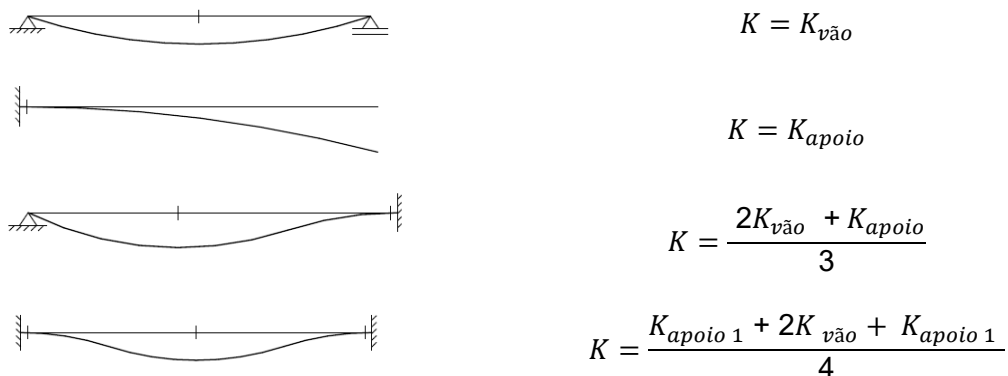
Importante também referenciar que o método dos coeficientes globais tem como objetivo analisar secções que se encontram fendilhadas, ou seja, quando o momento atuante para a combinação quase-permanente são maiores que os momentos de fendilhação (M_{cr}) da secção obtidos através da equação (32).

$$M_{cr} = w f_{ctm} = \frac{bh^2}{6} f_{ctm} \quad (32)$$

Tabela 5.22 - Momentos de fendilhação (M_{cr})

Zona	Momento de fendilhação, M_{cr} (kNm/m)
Laje com 0,22m	23,4
Laje com 0,26m	32,7
Capitel com 0,35m	59,2

Para a obtenção do K_t nesta análise, é necessário ter em consideração que a determinação da deformação num painel de laje depende das características do vão e dos apoios. Ou seja, para a determinação de um coeficiente global único, é necessário realizar a ponderação entre os coeficientes determinados no vão e no apoio e em ambas as direções. A seguir, são apresentados os possíveis coeficientes de repartição dependendo das condições de apoio do elemento.

Figura 5.10 - Coeficientes de repartição para determinação do K_t global

O resultado das deformações na laje obtidas do Robot, foram determinadas as flechas elásticas para a combinação quase-permanente.

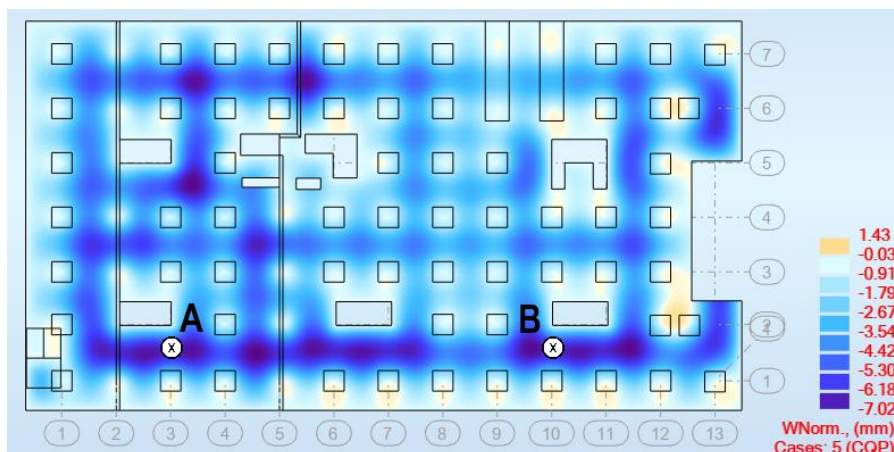


Figura 5.11 - Deformações no piso -1

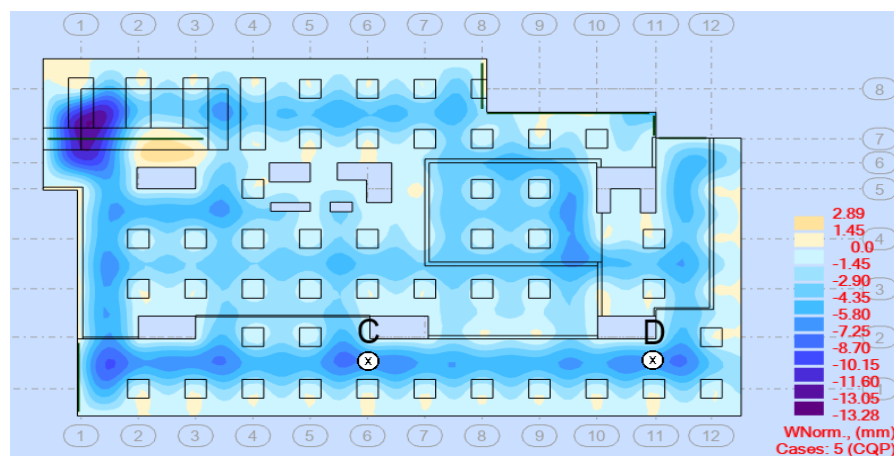


Figura 5.12 - Deformações no piso 0

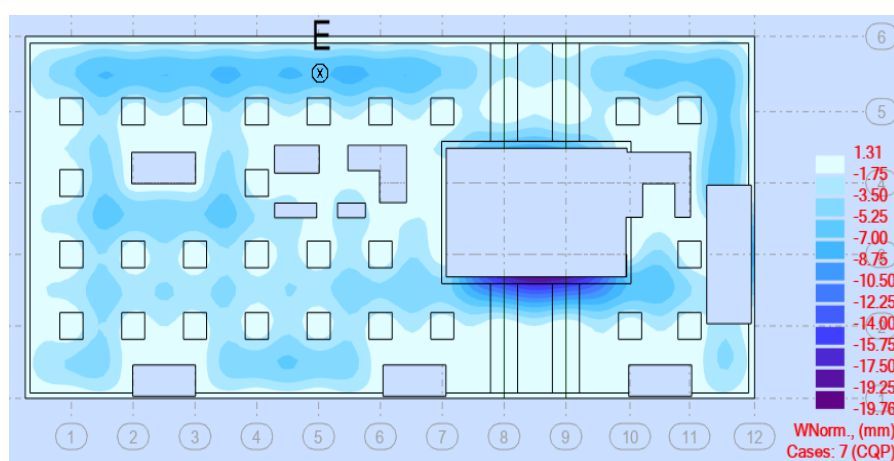


Figura 5.13 – Deformações no piso 1

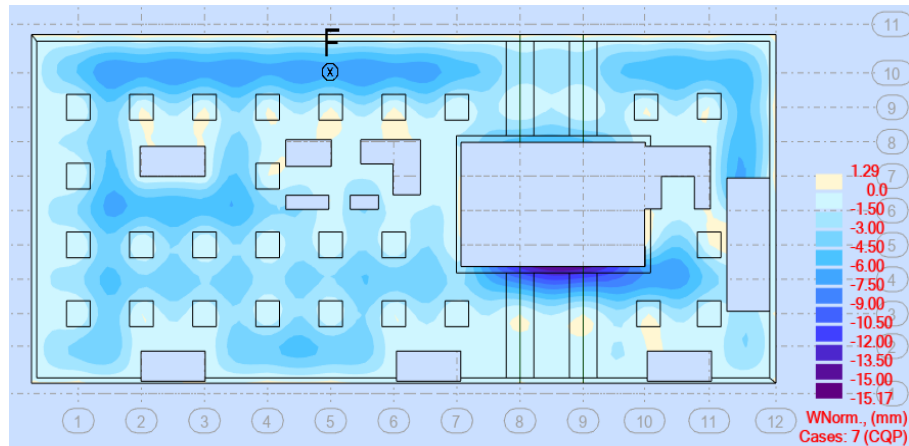


Figura 5.14 - Deformações no piso 2

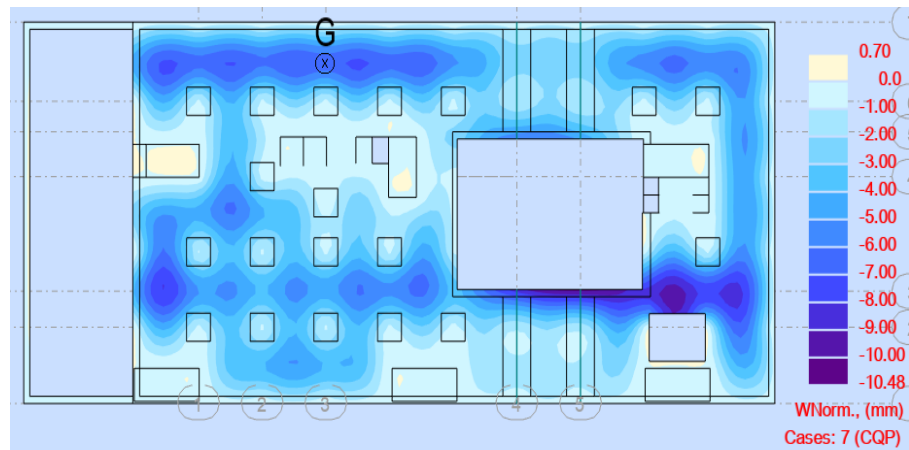


Figura 5.15 - Deformações na cobertura

Para o critério de validação das deformações para a combinação quase-permanente foi levado em consideração o valor de $L/250$ e $L/500$ para as flechas que ocorram após a fase construtiva, como descrito na NP EN1992-1.

A título exemplificativo, foram calculados os parâmetros e as deformações para o piso -1 na Tabela 5.23 e em seguida, os valores finais para as deformações dos restantes pisos na Tabela 5.24, sendo verificado a deformação para o ELS das lajes.

Tabela 5.23 – Valores considerados para o método dos coeficientes globais do piso -1

Ponto de análise “A”		
	No vão	Sobre os apoios
h (m)	0,26	0,35
d (m)	0,22	0,31
M_{cr} (kNm/m)	32,70	59,21
M_{cgp} (kNm/m)	64,24	67,30
M_{cr} / M_{cgp}	0,51	0,91
A_s adotado	Ø16//0,10	Ø20//0,10
A_s (cm²/m)	20,11	31,42
A_s' adotado	Ø12//0,20	Ø12//0,20
A_s' (cm²/m)	5,65	5,65
ρ (%)	0,91	1,00
α	6,06	6,06
ρ' (%)	0,26	0,18
ρ' / ρ	0,28	0,18
k_t (*)	3,40	3,00
η (*)	0,92	0,94
k_t	5,22	4,06
K_t		4,83
a_c (mm)		-6,08
L (m)		8,15
L/250 (mm)		-32,60
a_t (m)		-29,38

(*) Valores retirados do ábaco

Tabela 5.24 - Resumo dos valores das deformações a longo prazo dos pisos

Piso	Ponto de análise	L (m)	a _c (m)	a _t (m)	L/250 (m)	
-1	A	8,15	-6,08	-29,38	-32,60	L/277
-1	B	8,15	-6,05	-25,73	-32,60	L/317
0	C	8,00	-6,66	-30,92	-32,00	L/259
0	D	8,00	-6,55	-30,41	-32,00	L/263
1	E	8,00	-6,77	-30,48	-32,00	L/262
2	F	8,00	-6,57	-29,58	-32,00	L/270
Cobertura	G	8,00	-6,44	-29,22	-32,00	L/274

5.5 BANDAS PRÉ-ESFORÇADAS

Para a execução do projeto em estudo, mostrou-se necessário a utilização de sistemas de pré-esforço, no qual, seria preciso utilizar nos piso 0, 1, 2 e cobertura, tendo as suas condicionantes já expostas anteriormente no tópico de descrição e análise estrutural.

No dimensionamento das bandas pré-esforçadas, utilizou-se o critério associado ao controlo da deformação para verificar aos parâmetros máximos definidos, em que, admitiu-se a utilização de cabos com bainhas planas com quatro cordões de pré-esforço para o piso 1, 2 e cobertura e para o piso 0, cabos de pré-esforço com bainhas circulares com oito cordões, sendo em ambas soluções uma força útil de 150kN cada cordão, tendo já em consideração todas as perdas diferidas e instantâneas.

As bandas por serem elementos com menor altura, quando comparadas com vigas, torna-se mais vantajoso a utilização de bainhas planas pelo fato de poder otimizar os efeitos do pré-esforço através do aumento da excentricidade dos cabos, sendo então, utilizado neste elemento bainhas planas para o melhor desempenho do sistema, com excessão da banda de 0,80m do piso 0, sendo utilizado as bainhas circulares, como citado anteriormente.

A respeito do traçado do cabo de pré-esforço, admitiu-se traçados do tipo trapezoidais para todas as situações, tendo também em consideração que este tipo de traçado é mais vantajoso, para a utilização de elementos planos, como as bandas.

Para a verificação necessária das bandas, realizou-se modelos locais dos pisos em análise no *Robot*, tendo em consideração a aplicação das cargas equivalentes ao pré-esforço nos elementos sujeitos a tal efeito.

5.5.1 ELS – DEFORMAÇÃO

Na prática, para o critério associado ao controlo de deformação, a determinação das deformações a longo prazo, determina-se através da equação (33).

$$\delta_{\infty} = (1 + \varphi)\delta_{el}. \quad (33)$$

Onde:

φ é o coeficiente de fluência, sendo adotado de uma forma simplificada igual a 2,5;

δ_{el} é a flecha elástica devido a acção das cargas quase-permanentes e pré-esforço numa análise elástica não fendilhada.

De forma a garantir a verificação regulamentar das deformações a longo prazo e garantir que as deformações não seriam condicionantes para estes elementos estruturais, todas as bandas foram condicionadas a uma flecha admissível a longo prazo, de acordo com os seguintes critérios:

$$\text{Zonas apoiadas e/ou de continuidade:} \quad \delta_{\infty} \leq L/500$$

$$\text{Zona de consolas:} \quad \delta_{\infty} \leq 2L/500$$

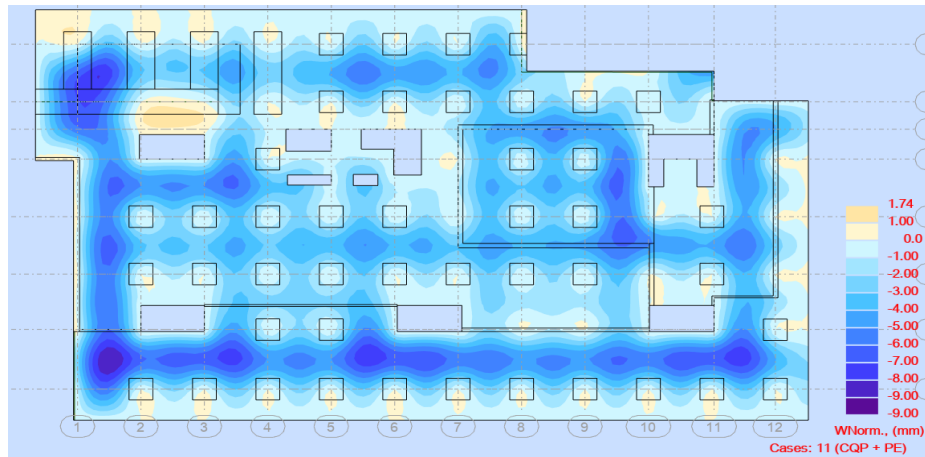


Figura 5.16 - Deformações elásticas para a combinação CQP + PE do piso 0

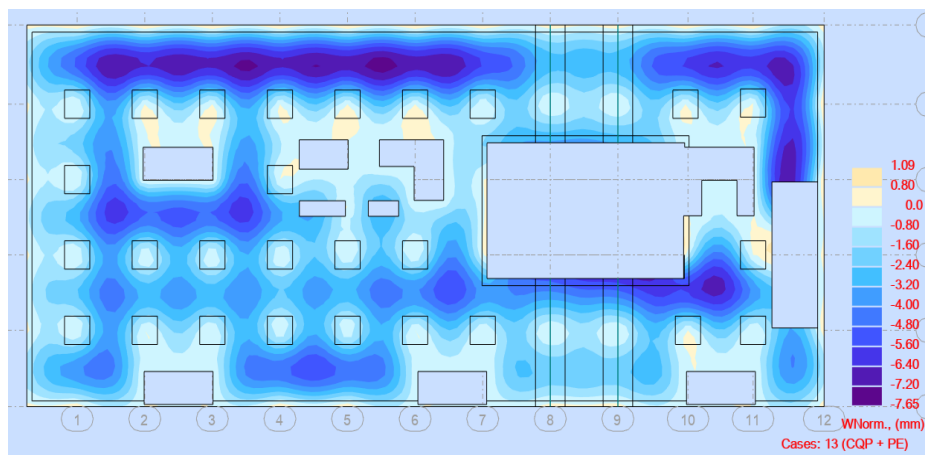


Figura 5.17 - Deformações elásticas para a combinação CQP + PE do piso 1

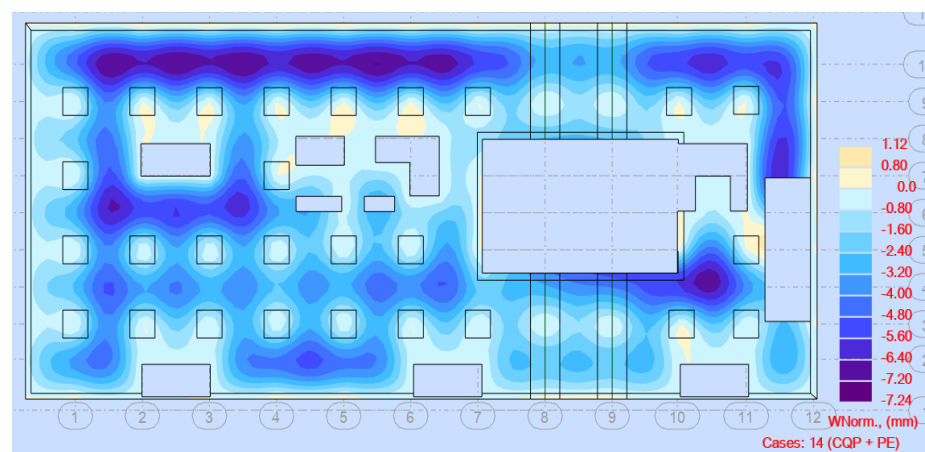


Figura 5.18 - Deformações elásticas para a combinação CQP + PE do piso 2

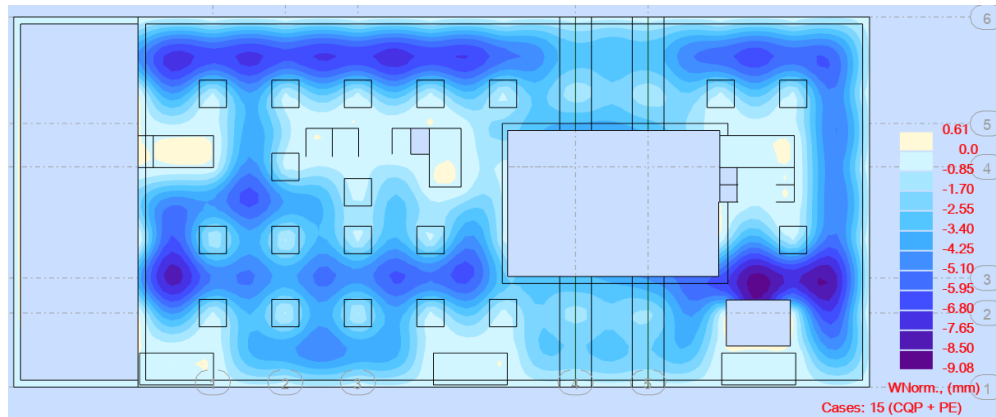


Figura 5.19 - Deformações elásticas para a combinação CQP + PE da cobertura

Por fim, para a verificação das bandas pré-esforçadas dos pisos, foram utilizadas as seguintes quantidades de cabos de pré-esforço e com isso, resultou-se nos seguintes dados:

Tabela 5.25 - Cabos de pré-esforço utilizados por solução em cada piso

Piso	h (m)	L (m)	Qtd. de cabos	Qtd. de cordões por cabo
0	0,80	13,30	10	8
1	0,45	5,50	8	4
1	0,45	4,10	4	4
2	0,45	5,50	8	4
2	0,45	4,10	4	4
Cobertura	0,50	4,00	10	4
Cobertura	0,50	4,00	4	4

Tabela 5.26 - Verificação das deformações a longo prazo

Piso	h (m)	L (m)	$\delta_{el.}$ (mm)	δ_{∞} (mm)	$\delta_{\infty, adm.}$ (mm)	
0	0,80	13,30	-6,95	-24,33	-26,60	L/547
1	0,45	5,50	-4,98	-17,43	-22,00	L/631
1	0,45	5,50	-5,99	-20,97	-22,00	L/525
1	0,45	4,10	-4,10	-11,69	-16,40	L/701
1	0,45	4,10	-3,07	-10,75	-16,40	L/763
2	0,45	5,50	-4,86	-17,01	-22,00	L/647
2	0,45	5,50	-6,19	-21,67	-22,00	L/508
2	0,45	4,10	-2,49	-8,72	-16,40	L/941
2	0,45	4,10	-2,30	-8,05	-16,40	L/1019
Cobertura	0,50	4,00	-3,24	-11,34	-16,00	L/705
Cobertura	0,50	4,00	-4,54	-15,75	-16,00	L/508
Cobertura	0,50	4,00	-3,78	-13,23	-16,00	L/605
Cobertura	0,50	4,00	-3,12	-10,92	-16,00	L/733

5.5.2 ELU – VERIFICAÇÃO À FLEXÃO

Para a verificação ao estado limite último à flexão das bandas pré-esforçadas, é possível realizar esta verificação através de duas metodologias equivalentes, sendo a consideração do pré-esforço do lado da resistência ou da ação.

Neste caso, será considerado o efeito do pré-esforço do lado da ação por ser uma consideração mais direta, dado que dispensa o fato de diferenciar as parcelas hiperestáticas e isostáticas do pré-esforço.

Habitualmente, realiza-se o processo de verificação da resistência à flexão com a armadura pormenorizada e compara-se com o valor do momento fletor atuante no elemento. O momento resistente pode ser calculado através do método do diagrama retangular simplificado, em que será considerado o momento fletor e esforço axial atuante, como demonstrado na Figura 5.20.

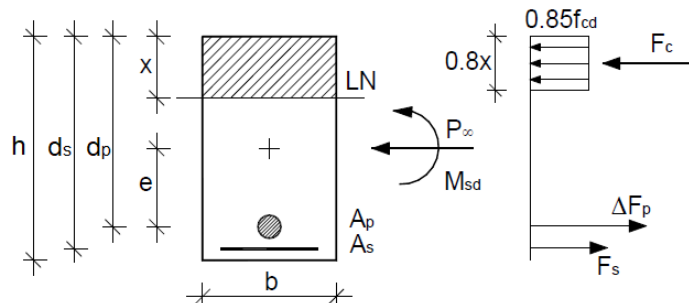


Figura 5.20 – Método do diagrama retangular simplificado para o pré-esforço do lado da ação

$$F_c = 0,85f_{cd}0,8xb \quad (34)$$

$$\Delta F_p = A_p(f_{pd} - \sigma_p) = A_p\left(f_{pd} - \frac{P_\infty}{A_p}\right) \quad (35)$$

$$F_s = A_sf_{yd} \quad (36)$$

$$M_{ed} = F_c(d_s - 0,4x) - \Delta F_p(d_s - d_p) - P_\infty\left(d_s - \frac{h}{2}\right) \quad (37)$$

Além disso, será preciso definir as armaduras mínimas e máximas de flexão admissíveis de acordo com a NP EN1992-1, através das expressões (21) e (22) já apresentadas anteriormente para o dimensionamento das lajes.

Tabela 5.27 - Armadura mínima e máxima para as bandas pré-esforçadas

h (m)	A _{s,min} (cm ² /m)	A _{s,máx} (cm ² /m)
0,45	6,11	180
0,50	6,86	200
0,80	11,39	320

Como citado anteriormente, a abordagem de cálculo para esta verificação, consiste na verificação do momento fletor resistente (M_{rd}) da armadura adotada para a pormenorização da banda pré-esforçada e em seguida, a verificação dos momentos atuantes (M_{ed}) no elemento, de modo a constatar que o momento atuante não irá exceder o momento resistente. O cálculo do momento fletor resistente (M_{rd}) será realizado para as zonas de maiores esforços nas bandas, ou seja, no apoio e no meio vão, tendo em consideração as armaduras adotadas de acordo com a Tabela 5.28, tendo como os orientação os eixos habituais para X (horizontal) e Y (vertical).

Tabela 5.28 - Armaduras adotadas para as bandas pré-esforçadas

h (m)	Zona	Armadura inferior		Armadura superior	
		Segundo X	Segundo Y	Segundo X	Segundo Y
0,45m	Apoio	Ø12//0,20*	Ø16//0,20	Ø20//0,20	Ø20//0,20
	Vão	Ø12//0,20*	Ø16//0,20	Ø12//0,20*	Ø12//0,20*
0,50m	Apoio	Ø12//0,20*	Ø16//0,20	Ø20//0,20	Ø20//0,20
	Vão	Ø12//0,20*	Ø16//0,20	Ø12//0,20*	Ø12//0,20*
0,80m	Apoio	Ø20//0,10	Ø20//0,20	Ø20//0,20	Ø20//0,20
	Vão	Ø20//0,10	Ø20//0,20	Ø20//0,20	Ø12//0,20*

(*) Apenas armadura da malha base da laje (Ø12//0,20)

Com base nas armaduras adotadas apresentadas anteriormente, realizou-se o cálculo do momento fletor resistente das armaduras para as bandas pré-esforçadas de 0,45m, 0,50m e 0,80m, sendo concluído então, que as armaduras adotadas para as bandas pré-esforçadas verificam ao estado limite último à flexão. (Tabela 5.29 a Tabela 5.33)

Tabela 5.29 - Momento resistente da banda de 0,45m e 4 cabos

Zona	h (m)	e (m)	ds (m)	dp (m)	P_{∞} (kN)	ΔF_p (kN)	Fs (kN)	Fc (kN)	x (m)	M_{rd} (kNm)
Apoio	0,45	0,16	0,41	0,38	2400	853	2391	5644	0,12	1577
Vão	0,45	0,08	0,41	0,31	2400	853	1529	4782	0,10	1235

Tabela 5.30 - Momento resistente da banda de 0,45m e 8 cabos

Zona	h (m)	e (m)	ds (m)	dp (m)	P_{∞} (kN)	ΔF_p (kN)	Fs (kN)	Fc (kN)	x (m)	M_{rd} (kNm)
Apoio	0,45	0,16	0,41	0,38	4800	1706	2391	8896	0,19	2043
Vão	0,45	0,08	0,41	0,31	4800	1706	1529	8035	0,17	1685

Tabela 5.31 - Momento resistente da banda de 0,50m e 4 cabos

Zona	h (m)	e (m)	ds (m)	dp (m)	P_{∞} (kN)	ΔF_p (kN)	Fs (kN)	Fc (kN)	x (m)	Mrd (kNm)
Apoio	0,50	0,18	0,46	0,43	2400	853	2391	5644	0,12	1799
Vão	0,50	0,08	0,46	0,33	2400	853	1529	4782	0,10	1393

Tabela 5.32 - Momento resistente da banda de 0,50m e 10 cabos

Zona	h (m)	e (m)	ds (m)	dp (m)	P_{∞} (kN)	ΔF_p (kN)	Fs (kN)	Fc (kN)	x (m)	Mrd (kNm)
Apoio	0,50	0,18	0,46	0,43	6000	2132	2391	10523	0,22	2586
Vão	0,50	0,08	0,46	0,33	6000	2132	1529	9662	0,20	2123

Tabela 5.33 - Momento resistente da banda de 0,80m e 10 cabos

Zona	h (m)	e (m)	ds (m)	dp (m)	P_{∞} (kN)	ΔF_p (kN)	Fs (kN)	Fc (kN)	x (m)	Mrd (kNm)
Apoio	0,80	0,33	0,76	0,73	16264	2132	2391	20787	0,44	6248
Vão	0,80	0,33	0,76	0,73	16264	2132	4781	23178	0,49	7182

5.5.3 ELU – VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO

A verificação ao esforço transversal na banda maciça pré-esforçada consiste na verificação da necessidade de armaduras transversais em cada zona crítica, sendo necessário agora nesta fase, levar em consideração a atuação do pré-esforço. Sendo assim, é tido em consideração o esforço transversal das cargas gravíticas e do pré-esforço, conforme a equação (38) sendo esta força proveniente do pré-esforço, em função do traçado do cabo. A verificação ao esforço transversal das bandas realizou-se nas zonas dos apoios mais condicionantes destes elementos.

$$V'_{ed} = V_{ed} - V_{ed,pe} \quad (38)$$

A armadura mínima transversal para as bandas também é dada pela NP EN1992 através da equação (39).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{syk}} b_w \sin\alpha \quad (39)$$

Ao utilizar a equação (40) para dimensionamento das armaduras de esforço transversal, podemos obter a área necessária de armaduras para os estribos.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{ed}}{z f_{syd} \cot \theta} \quad (40)$$

Será preciso ter em consideração os espaçamentos longitudinais e transversais entre as armaduras de esforço transversal, condição calculada através da equação (43) e (44), respetivamente.

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (41)$$

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600mm \quad (42)$$

Com isso, como resultado da análise das bandas pré-esforçadas, admitiu-se a armadura de Ø12//0,20 com a quantidade de ramos variando de acordo com a solução adotada em cada banda. Ou seja, de uma forma geral, a verificação realizou-se com os esforços por metro, sendo preciso ter pelo menos quatro ramos de estribo de Ø12//0,20, de modo a verificar as condições de ELU e espaçamentos entre ramos. (Tabela 5.34)

Tabela 5.34 – Armaduras adotadas para a verificação ao ELU das bandas pré-esforçadas

Piso	d	V'ed	A _{sw} /s min	A _{sw} /s	A _{sw} adotada por metro	A _{sw} adotada
	(m)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)		(cm ² /m)
0	0,74	840	8,76	16,74	4R Ø12//0,20	22,60
0	0,74	420	8,76	8,37	4R Ø12//0,20	22,60
0	0,74	240	8,76	4,78	4R Ø12//0,20	22,60
1	0,39	230	8,76	8,70	4R Ø12//0,20	22,60
1	0,39	200	8,76	7,56	4R Ø12//0,20	22,60
2	0,39	270	8,76	10,21	4R Ø12//0,20	22,60
2	0,39	240	8,76	9,08	4R Ø12//0,20	22,60
Cob.	0,44	330	8,76	11,06	4R Ø12//0,20	22,60
Cob.	0,44	180	8,76	6,03	4R Ø12//0,20	22,60

5.5.4 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES

De modo a garantir que não haveria tensões excessivas de tração, realizou-se a verificação das tensões nas bandas pré-esforçadas, de modo a garantir valores abaixo de 2,90 MPa, sendo este o valor médio da tensão de rotura do betão à tração f_{ctm} . Nesta verificação, foi tida em consideração a fase de aplicação do pré-esforço, onde haveria a presença apenas do peso próprio da estrutura e a força dos cabos de pré-esforço sem as perdas instantâneas (cerca de 10%) e diferidas (cerca de 15%), ou seja, para esta verificação foi tido em consideração uma força de cerca de 195kN.

Com base nos modelos realizados no Robot, foi possível verificar que as tensões nos vãos das bandas pré-esforçada resultaram em tensões negativas, ou seja, tensões de compressão em toda as zonas, sendo verificado apenas alguns picos de compressão na zona da ancoragem dos cabos, como por exemplo, para o modelo do piso 1 e cobertura da Figura 5.21 e Figura 5.22, assim como para o piso 0 e piso 2 apresentados no Anexo 2.

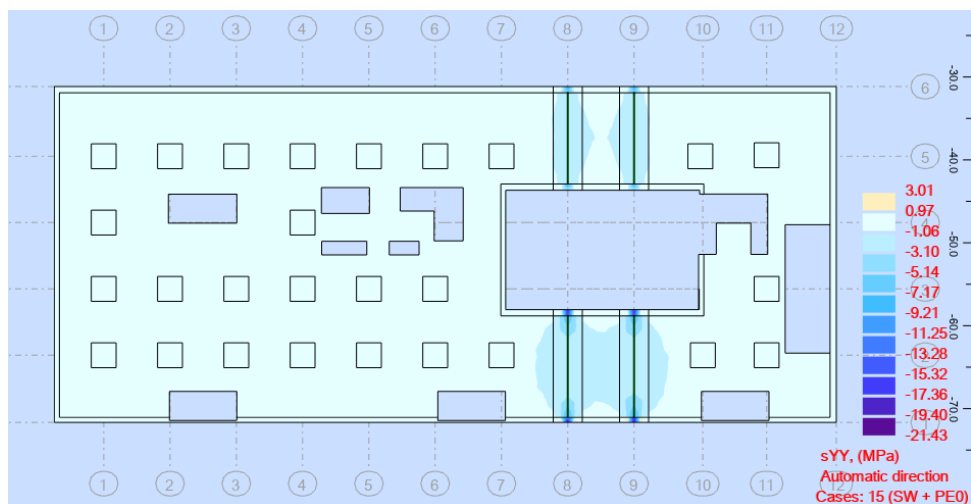


Figura 5.21 - Tensões segundo y do piso 1 para a combinação SW+PE0

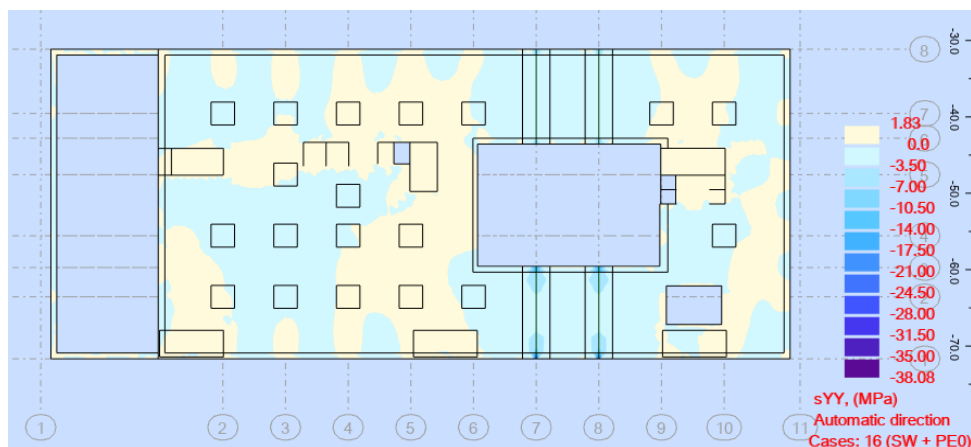


Figura 5.22 - Tensões segundo y da cobertura para a combinação SW+PE0

5.6 PILARES

Quanto a classificação dos pilares, foram considerados todos os pilares como elementos secundários para as ações horizontais, sendo a ação sísmica equilibrada essencialmente pelos núcleos de escadas e de elevadores, ou seja, nesta estrutura, os pilares terão a função de resistir as ações gravíticas atuantes na estrutura.

Os esforços axiais da combinação fundamental para pilares secundários foram limitados a um esforço axial reduzido (v_d) de 0,85, ou seja:

$$v_d = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0,85 \quad (43)$$

A partir da limitação do esforço axial reduzido (v_d) foi possível também otimizar a secção transversal dos pilares de acordo com o andar da estrutura.

5.6.1 ELU - VERIFICAÇÃO À FLEXÃO

Para as cargas gravíticas, a verificação ao estado limite último à flexão dos pilares, é necessário realizar a verificação à flexão composta desviada, por corresponder a uma situação onde pode-se verificar a atuação de um esforço axial e flexão simultânea nas duas direções principais do elemento.

A cláusula 5.8.9 da NP EN1998-1 determina que a verificação da flexão desviada nos elementos poderá ser realizada através do seguinte critério simplificado:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (44)$$

Em que:

M_{Edi} é o momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem;

M_{Rdi} é o momento resistente na direção considerada;

a é o expoente em função da geometria da secção do elemento;

para secções circulares e elípticas: $a = 2$

para secções retangulares:

Tabela 5.35 - Parâmetros para escolha do expoente "a"

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,5	1,5	2,0

Como citado anteriormente, os pilares foram classificados como elementos secundários, tendo sido desprezado sua resistência as ações horizontais devido ao sismo, sendo estes elementos dimensionados a flexão devido as ações gravíticas.

De modo a tornar o processo mais simplificado para o dimensionamento de todos os elementos, adotou-se o critério de manter as taxas de armaduras longitudinais entre 1 e 4% para realizar a pormenorização dos elementos e em seguida, verificar a resistência destes elementos a flexão desviada. Ainda, de modo a respeitar as pormenorizações importas pela NP EN1998-1, limitou-se para 200mm o espaçamento máximo entre varões longitudinais travados e 150mm para varões não travados por armaduras transversais.

Sendo assim, os parâmetros utilizados para cada secção dos pilares e as armaduras adotadas são apresentados na Tabela 5.36.

Tabela 5.36 - Armaduras longitudinais adotadas para os pilares por secção

Secção	b	h	As, adotado	As, adotado	Taxa de armadura (ρ)
(m)	(m)	(m)	(cm²/m)		(%)
0,40x0,25	0,40	0,25	16,08	8Ø16	1,61
0,70x0,25	0,25	0,70	28,64	4Ø20+8Ø16	1,64
0,30x0,30	0,30	0,30	16,08	8Ø16	1,79
0,50x0,30	0,50	0,30	20,10	10Ø16	1,34
0,30x0,40	0,30	0,40	20,10	10Ø16	1,68
0,40x0,40	0,40	0,40	24,12	12Ø16	1,51
0,50x0,40	0,50	0,40	28,14	14Ø16	1,41
0,60x0,40	0,60	0,40	43,96	14Ø20	1,83
0,90x0,40	0,90	0,40	56,52	18Ø20	1,57
0,45x0,45	0,45	0,45	37,68	12Ø20	1,86
0,80x0,45	0,80	0,45	56,52	18Ø20	1,57
0,30x0,50	0,30	0,50	20,10	10Ø16	1,34
0,50x0,50	0,50	0,50	43,96	14Ø20	1,76
0,60x0,50	0,60	0,50	43,96	14Ø20	1,47
0,80x0,50	0,80	0,50	78,56	16Ø25	1,96
1,00x0,50	1,00	0,50	88,40	18Ø25	1,77
0,45x0,70	0,45	0,70	50,24	16Ø20	1,59

A variação das secções dos pilares em função do andar do edifício, pode verificar-se através do quadro de pilares apresentado em Anexo.

Por fim, de modo a verificar a capacidade resistente dos pilares de acordo com o par de esforços atuantes no elemento, ou seja, esforço axial e momentos em cada direção, realizou-

se o diagrama de interação N-M para esta verificação e de modo a exemplificar, apresenta-se a seguir a verificação para os pilares com secção 1,00x0,50. (Figura 5.23)

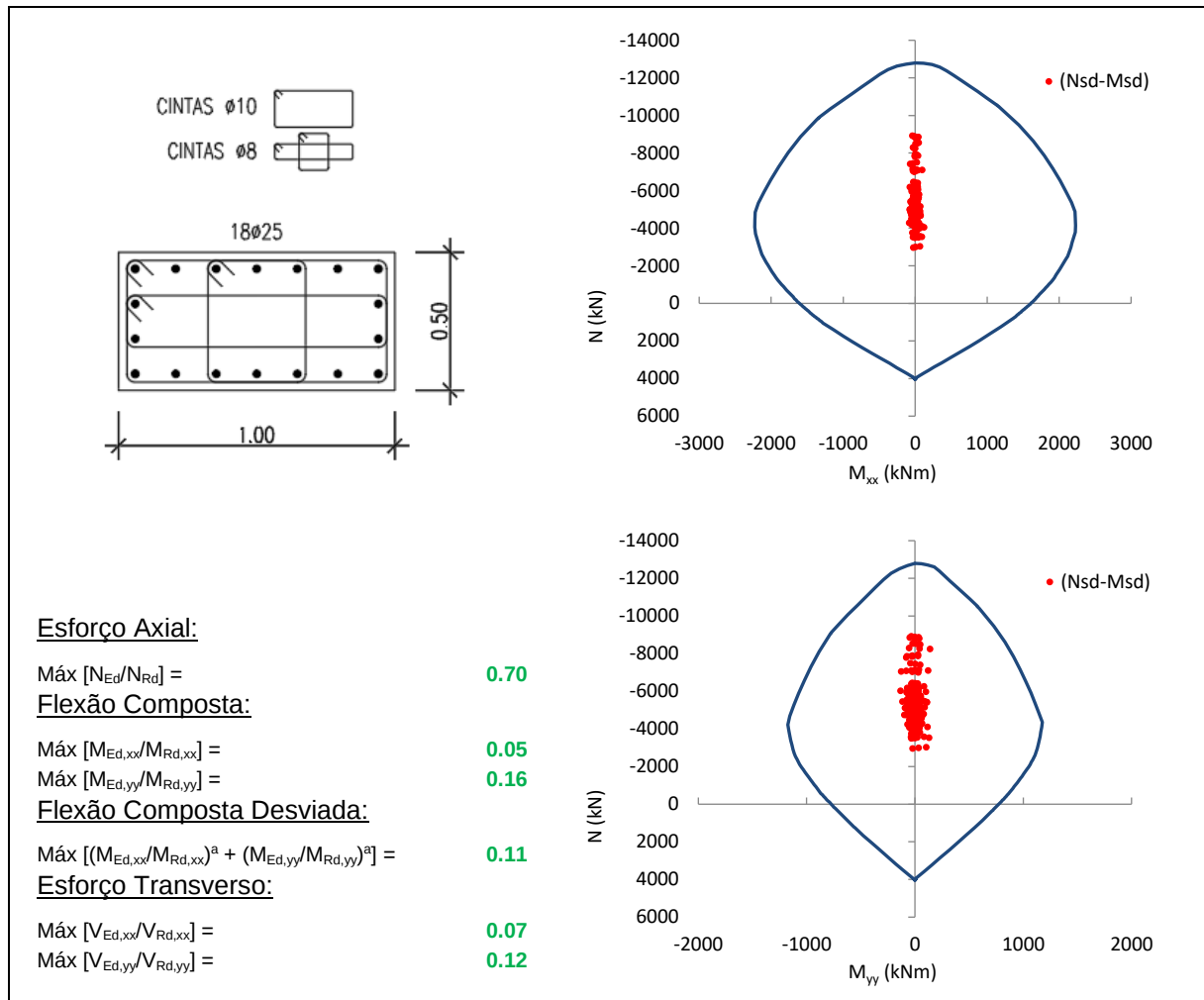


Figura 5.23 - Diagrama de interação N-M para o pilar com secção 1,00x0,50

5.6.2 ELU - VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO

De modo a respeitar as pormenorizações impostas na NP EN1998-1 para estruturas de classe DCM, será necessário definir a zona crítica, sendo esta zona determinada através da equação (45).

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45m\} \quad (45)$$

Sendo:

h_c a maior dimensão do pilar (em metros);

l_{cl} o comprimento livre do pilar (em metros).

O espaçamento máximo dos estribos dentro da zona crítica é dado através da seguinte expressão:

$$s = \min\{b_0/2; 175; 8d_{bL}\} \quad (46)$$

Sendo:

b_0 a dimensão mínima do núcleo de betão (em milímetros);

d_{bL} o diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros).

Para as zonas fora da zona crítica, utilizou-se o espaçamento máximo entre estribos regulamentar determinado através da seguinte equação:

$$s_{w,máx} = (20d_{bL}, h_c, b_c, 400mm) \quad (47)$$

Como resultado dos parâmetros anteriormente definidos e com base nos esforços obtidos para os elementos, foram admitidas as armaduras transversais apresentadas na Tabela 5.37.

Tabela 5.37 - Determinação das armaduras transversais e de confinamento

Secção	b	h	As, adotada (zona corrente)	As, adotada (Zona crítica)
(m)	(m)	(m)		
0,40x0,25	0,40	0,25	2R Ø10//0,20	2R Ø10//0,10
0,70x0,25	0,25	0,70	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10
0,30x0,30	0,30	0,30	2R Ø10//0,20	2R Ø10//0,10
0,50x0,30	0,50	0,30	2R Ø10//0,20	2R Ø10//0,10
0,30x0,40	0,30	0,40	2R Ø10//0,20	2R Ø10//0,10
0,40x0,40	0,40	0,40	2R Ø10//0,20	2R Ø10//0,10
0,50x0,40	0,50	0,40	2R Ø10//0,20	2R Ø10//0,10
0,60x0,40	0,60	0,40	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10
0,90x0,40	0,90	0,40	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10
0,45x0,45	0,45	0,45	2R Ø10//0,20	2R Ø10//0,10
0,80x0,45	0,80	0,45	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10
0,30x0,50	0,30	0,50	2R Ø10//0,20	2R Ø10//0,10
0,50x0,50	0,50	0,50	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10
0,60x0,50	0,60	0,50	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10
0,80x0,50	0,80	0,50	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10
1,00x0,50	1,00	0,50	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10
0,45x0,70	0,45	0,70	2R Ø10+2R Ø8//0,20	2R Ø10+2R Ø8//0,10

5.7 PAREDES E NÚCLEOS

O dimensionamento dos núcleos torna o processo moroso e necessita de alguma demanda de tempo, ainda mais por se tratar de um projeto com sete núcleos de escadas/elevadores. Então, de modo a exemplificar o método de cálculo utilizado para este elemento, será realizado o dimensionamento de um único núcleo de escadas. Será realizado o dimensionamento a título exemplificativo do núcleo 4 (N4), tendo em consideração as aberturas para o piso 1. (Figura 5.24 e Figura 5.25)

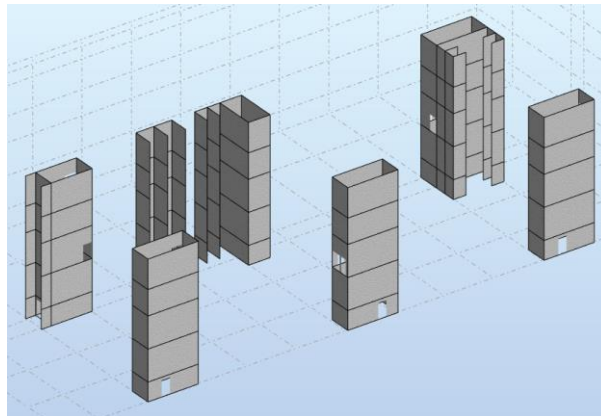


Figura 5.24 - Núcleos modelados no Robot

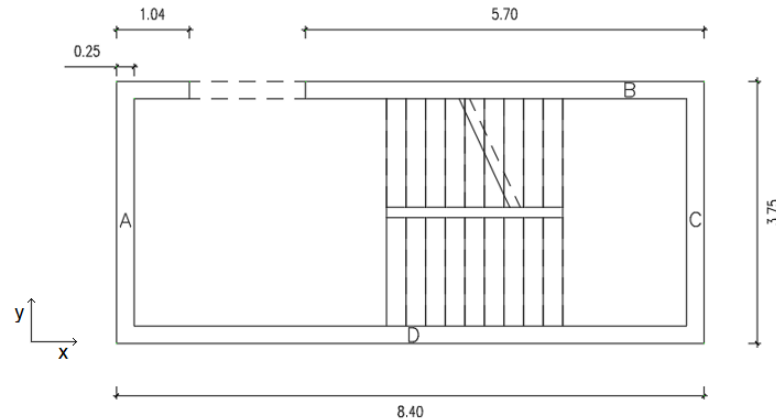


Figura 5.25 - Identificação das paredes do núcleo 4 (N4)

Considera-se que todas as paredes resistentes do projeto são elementos primários, em que, é conhecido que estes elementos estão sujeitos a esforço axial e momento fletor, no qual, para o dimensionamento foi utilizado o método dos pilares fictícios, sendo este método recomendado pela NP EN1998-1 e que consiste em concentrar as armaduras de flexão nas extremidades de cada elemento resistente, onde são denominados de pilares fictícios, pois admite-se que é nessas zonas, onde se concentram a maior parte das tensões (Figura 5.26). Os pilares fictícios são os elementos com uma largura mínima (l_c) com dimensões determinadas pela cláusula 5.4.3.4.2 da NP EN1998-1, seguindo a seguinte expressão:

$$l_c = \max\{0,15l_w; 1,50b_w\} \quad (48)$$

Todas as paredes resistentes do projeto são elementos primários, de acordo com a classificação para as ações sísmicas.

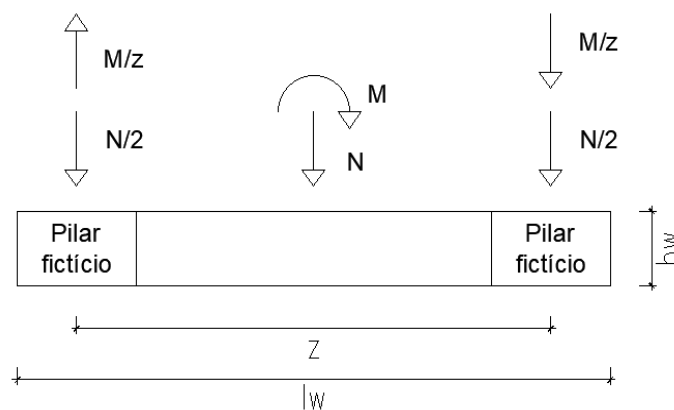


Figura 5.26 - Método dos pilares fictícios

De acordo com as forças atuantes nas paredes representadas no esquema anterior, é possível obter as forças para o dimensionamento das armaduras nos pilares fictícios, através das equações simplificadas (49) e (50).

$$F_s = \frac{M}{z} \pm \frac{N}{2} \quad (49)$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{syd}} \quad (50)$$

De acordo com a EN1998-1 a zona de encastramento na base da parede deve ser considerada como zona crítica com uma altura (h_{cr}), determinada através das equações (51) e (52).

$$h_{cr} = \max \left[l_w; \frac{h_w}{6} \right] \quad (51)$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2h_s \text{ para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (52)$$

Em que:

h_{cr} é a altura da zona crítica;

l_w é a maior dimensão da secção transversal da parede;

h_w é a altura total da parede acima da fundação ou acima do nível superior da cave rígida;

h_s é a altura livre do piso;

n é o número de pisos elevados.

Com isso, foi possível determinar as dimensões para os pilares fictícios com base nas equações anteriores demonstradas. (Tabela 5.38).

Tabela 5.38 - Dimensões dos pilares fictícios

Elemento	l_w (m)	b_w (m)	l_c (m)	z (m)
N4.A	3,75	0,25	0,90	2,85
N4.B	5,70	0,25	0,90	4,80
N4.C	3,75	0,25	0,90	2,85
N4.D	8,40	0,25	1,30	7,10

Ainda de acordo com a presente norma, a cláusula 5.4.3.4.1 da presente norma, é importante condicionar o esforço normal reduzido de cálculo (v_d) nestes elementos a um valor máximo de 0,40.

$$v_d = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0,40 \quad (53)$$

Para o núcleo 4 (N4) em estudo, verificou-se um esforço axial na base do núcleo de 10320 kN para a combinação quase permanente, sendo este valor inferior ao esforço normal reduzido máximo de 0,40, tendo-se obtido um valor de 0,09, para este caso, de acordo com a equação (53).

Foram obtidos os esforços de dimensionamento para o núcleo 4 ao nível do piso 0, de acordo com a Tabela 5.39.

Tabela 5.39 - Esforços para o núcleo 4 ao nível do piso 0

Combinação	N_{ed} (kN)	$M_{ed,x}$ (kNm)	$M_{ed,y}$ (kNm)	$V_{ed,x}$ (kN)	$V_{ed,y}$ (kN)
Fundamental	-9673,2	-480,7	-7638,2	108,3	139,6
Tipo 1X (1X+0,3Y)	-6463,5	14536,1	35191,8	4517,8	1717,1
Tipo 1X (1X-0,3Y)	-6289,2	1637,2	25837,5	3858,4	460,1
Tipo 1Y (0,3X+1Y)	-6586,3	23614,6	12639,5	2416,5	2453,5
Tipo 1Y (0,3X-1Y)	-6005,2	-19381,6	-2452,9	218,6	-1736,7
Tipo 2X (1X+0,3Y)	-6383,4	9356,8	24685,0	3788,9	1182,2
Tipo 2X (1X-0,3Y)	-6285,4	1854,8	22005,3	3400,7	451,8
Tipo 2Y (0,3X+1Y)	-6446,4	13875,6	8132,6	1786,6	1494,1
Tipo 2Y (0,3X-1Y)	-6119,9	-11131,2	-799,7	492,5	-940,4

5.7.1 ARMADURA LONGITUDINAL

As armaduras longitudinais foram prolongadas ao longo de seu desenvolvimento em altura, tendo continuidade desde as sapatas até o topo do edifício, sendo o dimensionamento realizado para o máximo momento fletor no piso ao nível do solo.

As armaduras dos elementos de extremidade, ou seja, para os pilares fictícios, são condicionadas na cláusula 5.4.3.4.2 da EN NP1998-1, no qual, cita que a taxa de armadura longitudinal destes elementos de extremidade na zona crítica h_{cr} não deverá ser menor que $0,005A_c$ em estruturas com classe de ductilidade DCM e uma taxa de armadura máxima de $0,04A_c$.

Além disso, a NP EN1998-1 obriga a considerar armaduras longitudinais para a alma das paredes, podendo esta armadura ser considerada no cálculo da resistência à flexão das secções. A armadura longitudinal mínima e máxima da alma da parede é determinada na NP EN1992-1, em que, para a armadura mínima ($A_{s,v\ min}$), metade da área da armadura deve ser disposta em cada face da parede. A armadura mínima ($A_{s,v\ min}$) e máxima ($A_{s,v\ max}$), pode ser considerada sendo como $0,002A_c$ e a $0,04A_c$, respetivamente. (Tabela 5.40)

Tabela 5.40 - Armaduras mínimas e máximas

Elemento	Elementos de extremidade		Alma da parede	
	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	$A_{s,max}$ (cm ² /m)	$A_{sv,min}$ (cm ² /m)	$A_{sv,max}$ (cm ² /m)
N4.A	12,50	100	5,00	100
N4.B	12,50	100	5,00	100
N4.C	12,50	100	5,00	100
N4.D	12,50	100	5,00	100

Como referido anteriormente, a armadura mínima da alma da parede utilizada deverá ser pelo menos a metade da área da armadura acima calculada, em que, terá de ser disposta em cada face da parede, sendo assim, considerou-se para a alma da parede uma armadura de Ø12//0,20 (5,65 cm²/m) em cada face, totalizando 11,30 cm²/m de armadura na alma.

Para os elementos de extremidade, os pilares fictícios, tendo uma distância máxima entre varões cintados e não citados de 0,15m, adotou-se uma armadura de Ø20//0,10 (31,42 cm²/m) dispostos ao longo do comprimento l_c , onde toda a pormenorização pode ser analisada na pormenorização final dos elementos em anexo.

5.7.2 ARMADURA DE CONFINAMENTO

De acordo a cláusula 5.4.3.4.2 da NP EN1998-1, a armadura transversal dos elementos de extremidade poderá ser determinada de acordo com a NP EN1992-1, se dentre uma das condições explícitas pela norma, for satisfeita, sendo uma destas condições o valor do esforço normal reduzido de cálculo v_d não for superior a 0,15. Este parâmetro foi verificado anteriormente e constatou-se que tinha um valor de 0,09.

O espaçamento máximo para a armadura transversal dos elementos de extremidade também segue os mesmos critérios mencionados para o dimensionamento dos pilares, tanto para os espaçamentos dentro da zona crítica, quanto em zonas correntes.

Por fim, adotou-se uma cintas de confinamento de Ø10//0,10 para os pilares fictícios e Ø8//0,20 para a alma da parede com a quantidade de ramos em função do espaçamento máximo de 0,15m para os varões longitudinais.

5.7.3 ARMADURA PARA ESFORÇO TRANSVERSO

Para os esforços atuantes nas paredes dúcteis, a cláusula 5.4.2.4 da NP EN1998-1 prevê a possibilidade da ocorrência de um aumento dos esforços transversos após plastificação de uma parede sísmica primária, em que, deverá ser majorado por um fator de 1,50.

O cálculo da armadura realiza-se através do princípio de que cada direção terá duas paredes resistentes ao esforço transversal, ou seja, de acordo com a Figura 5.25 será os elementos resistentes para o esforço transversal na direção x a parede B e D e para a direção y as paredes A e C, sendo adotado dois ramos de Ø12//0,20 em cada face destas paredes. Por fim, para o cálculo da armadura mínima de esforço transversal deste elemento, utilizou-se a equação (39) para determinar esta armadura mínima para as duas paredes.

Para o dimensionamento da armadura resistente ao esforço transversal para as paredes de betão armado realiza-se de acordo com a EN NP1992-1, tendo como base a equação (40) e os esforços da Tabela 5.39. (Tabela 5.41)

Tabela 5.41 - Cálculo da armadura de esforço transversal do núcleo

$A_{sw}/s,y$ (cm ² /m)	$A_{sw}/s,x$ (cm ² /m)	$A_{sw,y}$ (cm ² /m)	$A_{sw,x}$ (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	$A_{s, adot}$	$A_{s, adot.}$ (cm ² /m)
0,68	0,49	0,17	0,12	17,53	4R Ø12//0,20	22,60
28,55	5,97	7,14	1,49	17,53	4R Ø12//0,20	22,60
24,39	1,60	6,10	0,40	17,53	4R Ø12//0,20	22,60
15,27	8,53	3,82	2,13	17,53	4R Ø12//0,20	22,60
1,38	6,04	0,35	1,51	17,53	4R Ø12//0,20	22,60
23,95	4,11	5,99	1,03	17,53	4R Ø12//0,20	22,60
21,49	1,57	5,37	0,39	17,53	4R Ø12//0,20	22,60
11,29	5,19	2,82	1,30	17,53	4R Ø12//0,20	22,60
3,11	3,27	0,78	0,82	17,53	4R Ø12//0,20	22,60

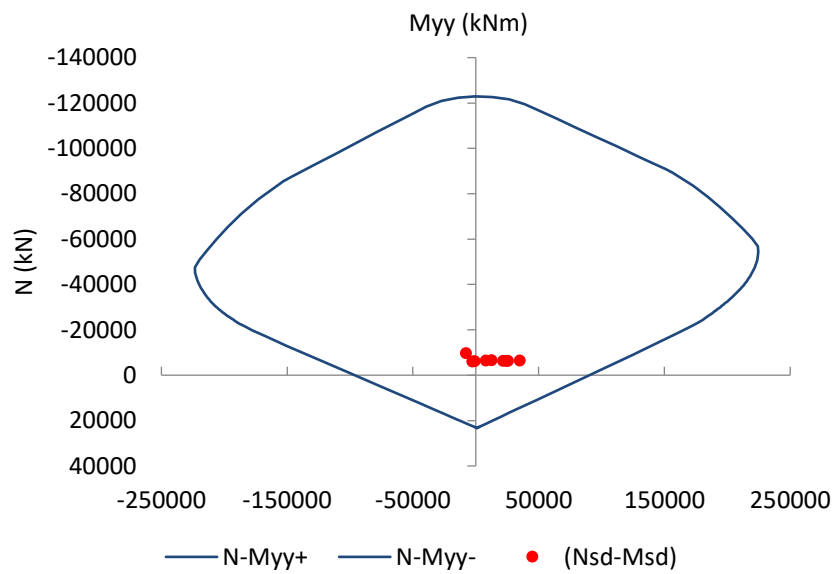
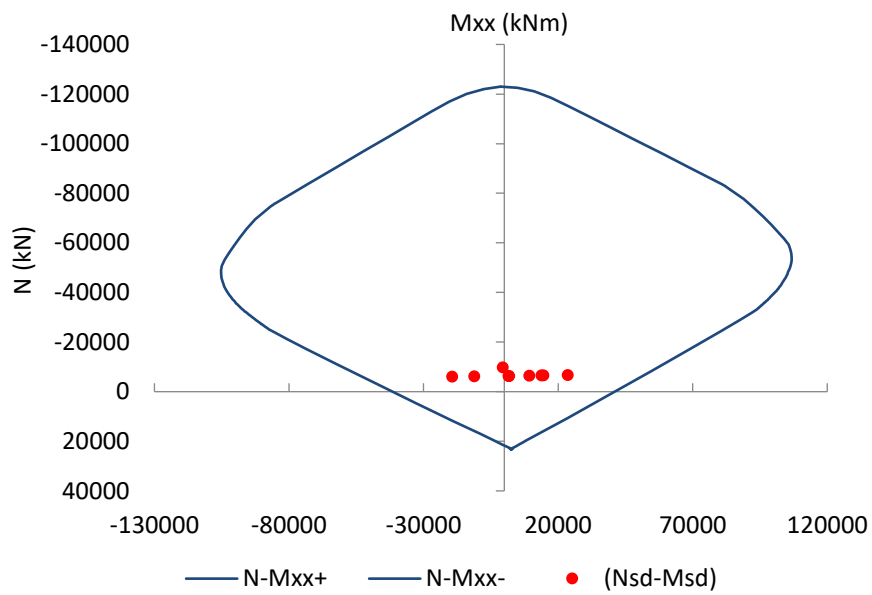
5.7.4 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO ELEMENTO

Com a definição das dimensões dos pilares fictícios e determinação das respetivas armaduras dos elementos, será verificado a resistência deste elemento com base no diagrama de interação N-M, em que, a partir de uma envolvente resistente do elemento, verifica-se a segurança para os esforços atuantes apresentados na tabela 66. Como conclusão deste processo, a partir dos gráficos de interação N-M, constatou-se que todos os pontos se encontram dentro da curva de interação, sendo assim, verificado a segurança para os esforços atuantes do núcleo 4. (Gráfico 5.2 e Gráfico 5.3)

Além disso, verificou-se também a segurança através da flexão desviada com base na equação (42) demonstrada durante a verificação dos pilares. (Tabela 5.42)

Tabela 5.42 – Resumo das verificações do núcleo N4

Verificação	Equação	Resultado
Esforço Axial	Máx $[N_{Ed}/N_{Rd}]$	
Flexão Composta	Máx $[M_{Ed,xx}/M_{Rd,xx}]$	0,45
	Máx $[M_{Ed,yy}/M_{Rd,yy}]$	0,31
Flexão Composta Desviada	Máx $[(M_{Ed,xx}/M_{Rd,xx})^a + (M_{Ed,yy}/M_{Rd,yy})^a]$	0,59
Esforço Transverso	Máx $[V_{Ed,xx}/V_{Rd,xx}]$	0,46
	Máx $[V_{Ed,yy}/V_{Rd,yy}]$	0,45



5.8 FUNDAÇÕES

Para a determinação das armaduras das sapatas, utilizou-se o modelo de escoras e tirantes, método utilizado para perceber o encaminhamento das cargas no interior do betão.

Como referido anteriormente, foram adotadas fundações diretas do tipo sapatas isoladas para os pilares. As dimensões das sapatas tiveram em conta uma tensão admissível no solo (σ_{adm}) de 600 kPa.

Os modelos de escoras e tirantes para o dimensionamento das armaduras das sapatas depende do esforço axial e da presença de momentos fletores, o que pode se dividir em três situações para o dimensionamento, sendo:

- Sapata sem excentricidade da carga

Para esta situação, ocorre a atuação unicamente do esforço axial (N) na sapata, ou seja, não há a presença de momentos fletores em ambas as direções e consequentemente, não há a excentricidade da carga. (Figura 5.27)

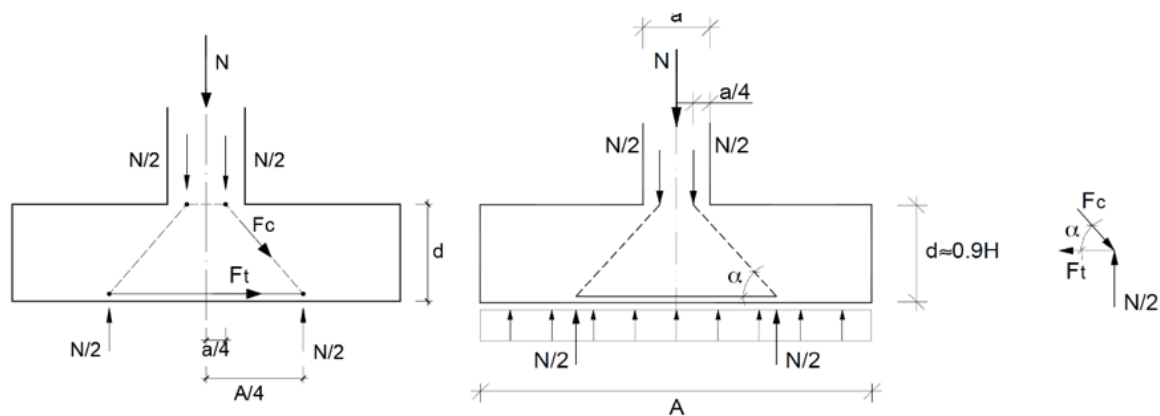


Figura 5.27 - Modelo de escoras e tirantes da sapata sem excentricidade da carga

O valor para o cálculo da força de tração máxima (F_t) na base das sapatas sem excentricidade na carga é dada pela equação (54).

$$F_t = \frac{N (A - a)}{8d} \quad (54)$$

- Sapata com excentricidade da carga com tensões no solo em menos da metade da sapata ($e > A/4$)

Nesta situação de dimensionamento, há a atuação de esforço axial e de momentos fletores, o que causa a excentricidade da carga fora da largura do pilar (a). A partir do modelo da Figura 5.28, pode ser calculada a força de tração na face inferior da sapata. (Figura 5.28)

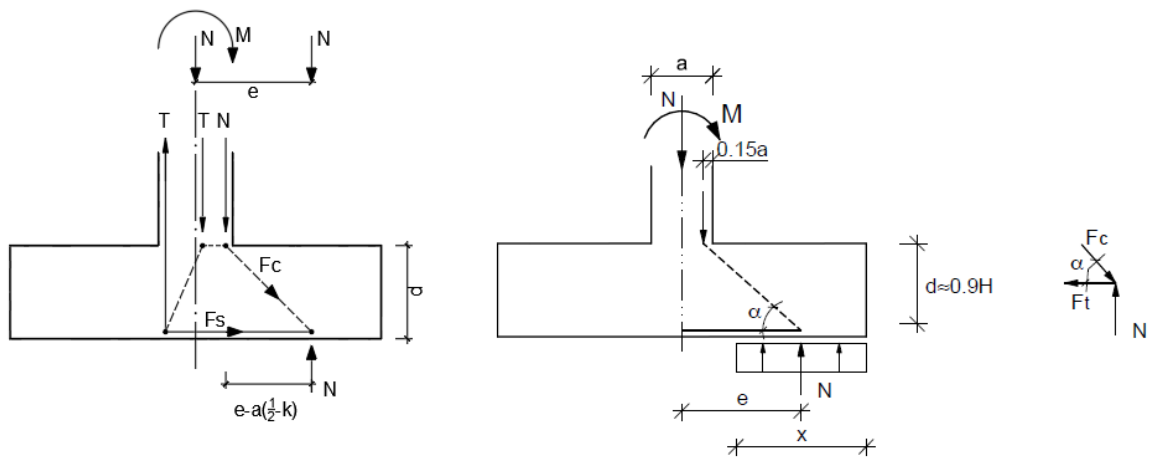


Figura 5.28 - Modelo de escoras e tirantes para sapatas com excentricidade e tensões no solo em menos da metade da sapata

A força de tração máxima na base da sapata para a situação de excentricidade da carga com tensões no solo em menos da metade da sapata é dada pela equação (55).

$$F_t = \frac{N(e - 0,35a)}{d} \quad (55)$$

Utiliza-se a equação (56) da excentricidade da carga (e) e equações (57) e (58) para a largura efectiva (A' e B') para o desenvolvimento do modelo.

$$e = \frac{M}{N} \quad (56)$$

$$A' = A - 2e \quad (57)$$

$$B' = A - 2e \quad (58)$$

- Sapata com excentricidade da carga com tensões em mais da metade da sapata ($e < A/4$)

Para esta situação, também há a presença de esforços axiais e momentos fletores, porém, a excentricidade tende a se manter dentro do pilares, gerando uma situação com apenas compressões no pilar ou também pode ocorrer o caso de gerar uma excentricidade fora do pilar. (Figura 5.29)

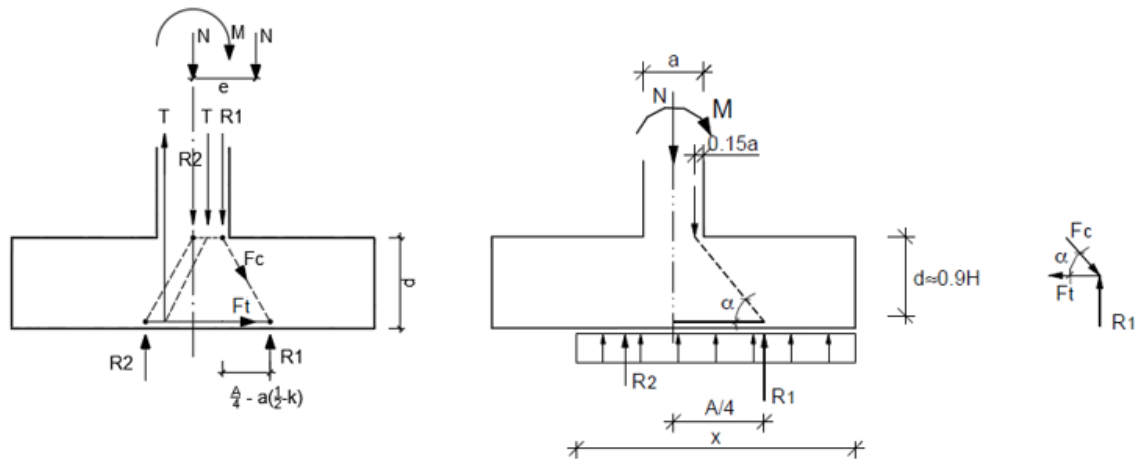


Figura 5.29 - Modelo de escoras e tirantes para sapatas com excentricidade e tensões no solo em mais da metade da sapata

Assim como as forças de tração nas armaduras (F_t) podem ser determinadas através da equação (59).

$$F_t = \frac{R_1(A/4 - 0,35a)}{d} \quad (59)$$

Em que:

A é a dimensão da base da sapata na direção considerada;

d é a altura útil da sapata;

a é a largura do pilar na direção em análise da sapata.

O valor da força de reação (R_1) pode ser calculada através da equação (60).

$$R_1 = \frac{A}{2} \cdot \frac{N}{A - 2e} \quad (60)$$

Durante o dimensionamento das sapatas, notou-se que em todas as situações as tensões do solo estavam em mais da metade da sapata, sendo realizado então o dimensionamento das armaduras com o modelo apresentado para esta situação.

Por fim, terá como resultado da equação (61) a área de armadura que é calculado com base na força de tração (F_t) e na tensão de cedência da armadura.

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) = \frac{F_t}{f_{syd}} \cdot \frac{1}{y} \quad (61)$$

Em que:

y sendo a área carregada na direção ortogonal

As tensões no solo foram verificadas para a tensão admissível (σ_{adm}) de 600 kPa, sendo verificado através equação (62).

$$\sigma_{adm.} \geq \frac{N}{A' \cdot B'} \quad (62)$$

Na Tabela 5.43, verifica-se que os níveis de esforços respeitaram a relação $\sigma_{ed}/\sigma_{adm.} \leq 1,0$ de modo a verificar a segurança do solo das sapatas dos pilares.

Tabela 5.43 - Nível dos esforços mais condicionantes nas sapatas por combinação

Comb.	Sapata S1		Sapata S2		Sapata S3		Sapata S4	
	σ_{ed}	σ_{ed}/σ_{adm}	σ_{ed}	σ_{ed}/σ_{adm}	σ_{ed}	σ_{ed}/σ_{adm}	σ_{ed}	σ_{ed}/σ_{adm}
	(kPa)	(-)	(kPa)	(-)	(kPa)	(-)	(kPa)	(-)
Sismo 1X	474	0,79	449	0,75	491	0,82	499	0,83
Sismo 1X	464	0,77	441	0,74	475	0,79	494	0,82
Sismo 1Y	476	0,79	456	0,76	502	0,84	498	0,83
Sismo 1Y	447	0,75	435	0,73	452	0,75	483	0,81
Sismo 2X	470	0,78	443	0,74	484	0,81	496	0,83
Sismo 2X	464	0,77	441	0,73	475	0,79	493	0,82
Sismo 2Y	470	0,78	446	0,74	491	0,82	495	0,82
Sismo 2Y	452	0,75	437	0,73	461	0,77	485	0,81
Rara	548	0,91	532	0,89	562	0,94	558	0,93

Com base no modelo e expressões apresentadas, realizou-se o cálculo das armaduras de tração da base das sapatas tipo S1, S2, S3 e S4, tendo-se verificado a segurança para as sapatas mais condicionantes de cada tipo e sendo obtido os seguintes resultados. (Tabela 5.44 e Tabela 5.45)

Tabela 5.44 - Esforços e armaduras mais condicionantes para as sapatas dos pilares

Tipo da sapata	N	M_{ed,y}	A_{s,x}	N	M_{ed,x}	A_{s,y}
	(kN)	(kN.m)	(cm ² /m)	(kN)	(kN.m)	(cm ² /m)
S1	9022,6	32,0	24,5	9022,6	-13,9	20,9
S2	7207,5	28,4	19,0	7207,5	-15,6	16,9
S3	5883,2	16,6	15,0	5760,7	-25,7	12,1
S4	2663,8	-51,1	13,3	2663,8	7,5	13,4

Tabela 5.45 – Armaduras adotadas para as sapatas dos pilares

Tipo da sapata	A_{s,x}	A_{s,y}	A_{s,x} adotado	A_{s,y} adotado
	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
S1	24,5	20,9	Ø20//0,10 (31,42)	Ø20//0,10 (31,42)
S2	19,0	16,9	Ø16//0,10 (20,11)	Ø16//0,10 (20,11)
S3	15,0	12,1	Ø16//0,10 (20,11)	Ø16//0,10 (20,11)
S4	13,3	13,4	Ø16//0,10 (20,11)	Ø16//0,10 (20,11)

CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste relatório, teve como objetivo o estudo da metodologia BIM aplicado a um caso de estudo ao longo do estágio, onde foi possível clarificar como é realizado a abordagem na prática frente as problemáticas de um projeto de engenharia, tendo sido demonstrado também algumas potencialidades desta metodologia. Por se tratar de uma utilização prática e real do BIM no mercado de trabalho, foi possível aproximar-se ainda mais desta metodologia, através da experiência em um gabinete de projetos, criando situações e possibilidade de participar ativamente do projeto em estudo.

Durante os estudos realizados no capítulo 3, que diz respeito ao estudo de pré-dimensionamento da estrutura, é possível enfatizar a comparação realizada entre as soluções estruturais analisadas para a laje, sendo a solução de laje maciça e laje aligeirada com Cobiax. Através deste estudo foi possível desenvolver um sentido crítico e analítico face aos benefícios de cada solução, sendo necessário avaliar a melhor opção para atender as necessidades do dono de obra e ainda de modo a não causar dificuldades para o empreiteiro na execução da obra. Com isso, pode se concluir que durante a análise económica das soluções, ambas seriam praticamente equivalentes, com uma ligeira diferença percentual, refletindo em um valor final para os materiais da solução aligeirada com Cobiax em cerca de 2,0% mais cara, então, a princípio o factor económico não se mostrou uma variável condicionante para a implementação de uma solução ou outra.

Porém, tal imparcialidade para a tomada de decisão entre soluções não se verificou durante a análise da sustentabilidade, em que, constatou-se que a solução de laje maciça teria um potencial de aquecimento global (GWP) relativamente maior que a solução de laje aligeirada com Cobiax, traduzindo esta diferença em cerca de 30% a mais na emissão de CO_{2e}, para a primeira solução.

Quanto a interoperabilidade abordada no capítulo 3 e 4, foi possível também estudar a funcionalidade disponibilizada entre os softwares Robot e Revit, em ambos os sentidos de transferência de dados. Para a utilização desta funcionalidade, salienta-se a total importância de manter o software sempre atualizado, em que, tal importância deve-se ao fato de que na fase inicial deste estudo, não havia a função de criação do modelo físico a partir do analítico exportado do Robot, o que impossibilitava a utilização da função de integração no sentido Robot-Revit, porém, após alguns meses após o início do desenvolvimento do projeto, a empresa responsável pelo software, realizou uma atualização da versão 2023, de modo tornar possível a realização desta integração. Sendo assim, de suma importância estar atento as atualizações e novas funcionalidades disponibilizadas.

Durante a utilização desta função de interoperabilidade entre softwares, notou-se que para tal utilização, era fundamental uma modelação detalhada e cuidadosa, sendo necessário ter os conhecimentos necessários de como funciona o modelo analítico e sua criação, sendo necessário ainda efetuar simplificações e ajustes no modelo físico para a viabilização do posterior modelo analítico. No caso de uma modelação descuidada, poderá tornar o processo de criação do modelo analítico ainda mais moroso, por ser necessário efetuar diversas correções no modelo físico e analítico, o que pode tornar o processo inviável por conta do tempo que demanda para tais correções.

A função de integração não mostrou uma fiabilidade total durante sua utilização, gerando inconvenientes durante sua utilização e sendo necessário repetir o processo algumas vezes. Durante os testes, foi possível concluir que se obteve mais êxito na utilização da funcionalidade de integração inicial, passando modelos analíticos entre softwares, do que na função “*Update Model*” para a atualização do modelo ao longo do desenvolvimento do projeto, em que, para a atualização do modelo esta função não se mostrou funcional 100% das vezes, gerando resultados incoerentes com o esperado.

Com isso, permitiu-se entender que para a utilização desta funcionalidade, é preciso criar metodologias de trabalho para conseguir absorver na totalidade os benefícios que podem ser entregues pelo software. Então, acredita-se que através desta parametrização das metodologias de trabalho, possa maximizar o potencial da funcionalidade e diminuir os erros apresentados durante o desenvolvimento deste relatório.

Um dos pontos mais importantes a serem destacados, é que a realização de um modelo físico deve partir do pressuposto de fazer as seguintes perguntas inicialmente, antes de modelar uma estrutura: “Qual a finalidade deste modelo físico? Desenhos? Medições? modelo analítico?”. Pois a finalidade pode determinar a forma e critérios de modelação, causando conflitos entre elas se caso a finalidade não for bem definida e com isso, gerar problemas futuros para o modelo analítico. Acredita-se que muito dos problemas gerados no modelo analítico, foram em função da metodologia e dos critérios de modelação realizados no modelo físico e que esta funcionalidade pode ser bem utilizada quando aliada a uma padronização da metodologia de trabalho.

Além disso, pelo fato da empresa Autodesk ter implementado uma nova abordagem para a criação do modelo físico e analítico, em vista das versões anteriores, a abordagem de criação do modelo analítico do Revit 2023 permite uma maior flexibilidade e controle do utilizador, sendo mais fácil utilizar esta função, até mesmo para estruturas com geometrias menos regulares. Anteriormente, o modelo físico e o analítico estavam diretamente ligados, de modo a não permitir a alteração de um sem interferir no outro. Com isso, esta funcionalidade e independência entre modelo físico e analítico, pode tornar-se uma alternativa de modelação do modelo analítico para softwares de dimensionamento estrutural, em que a modelação não se mostra prática, sendo uma opção para a melhoria da utilização do usuário com estes softwares de modo a realizar uma modelação mais prática através do Revit e posteriormente, a sua exportação.

Verificou-se também, que nesta nova abordagem desenvolvida pela Autodesk, para a criação do modelo analítico e físico do Revit, até o momento de desenvolvimento deste relatório, pouco material atualizado sobre este assunto por parte da comunidade de usuários do software, mostrou-se disponível para ser consultado sobre a versão 2023, então, sendo preciso investigar mais sobre o tema no futuro. Sugere-se um novo estudo aprofundado neste tema nas versões do Revit e Robot posteriores a 2023, por se tratar de uma funcionalidade com um novo conceito de fluxo de dados entre softwares e com isso, a tendência é de haver novas atualizações e melhorias nesta funcionalidade.

Por fim, no quinto e último capítulo, destinado a abordagem do dimensionamento estrutural do projeto, conseguiu-se fixar através da aplicação prática os conceitos teóricos aprendidos ao longo da formação acadêmica e ainda possibilitar a aplicação prática de tópicos relevantes para a análise estrutural de edifícios como por exemplo, os critérios de regularidade em planta e em altura impostos pela NP EN1998-1, entre outros assuntos importantes para este projeto.

BIBLIOGRAFIA

- Abreu, J. (2020). (Acesso em 05/01/2023). *Influência das classes de ductilidade na concepção e custos de edifícios projetados de acordo com o Eurocódigo 8 - Caso de estudo*. Obtido de Dissertação de mestado, Faculdade de engenharia da universidade do Porto: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/128305/2/411389.pdf>
- Agência portuguesa do ambiente - APA (2022). (Acesso em: 02/06/2023). *Fator de emissão da eletricidade 2022 - Portugal*. Obtido de Agência portuguesa do ambiente - APA: https://apambiente.pt/sites/default/files/_Clima/Inventarios/2022FEGEEEletricidade.pdf
- AutoDesk (2020). (Acesso em: 09/02/2023). *Inside look at project sucess with BIM*. Obtido de AutoDesk Solutions: <https://damassets.autodesk.net/content/dam/autodesk/www/solutions/bim/docs/adsk-bim-excellence-ebook.pdf>
- Azevedo, O. (2009). (Acesso em: 12/03/2023). *Metodologia BIM: building information modeling na direcção técnica de obras*. Obtido de Dissertação de mestrado, Universidade do Minho: <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/10695>
- Azevedo, V. (2015). (Acesso em: 09/01/2023). *Análise do modelo BIM numa perspetiva do projeto de estruturas*. Obtido de Dissertação de mestrado, Intituto Superior Técnico de Lisboa: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/281870113702460/Analise%20do%20modelo%20BIM%20numa%20perspetiva%20do%20projeto%20de%20estruturas.pdf>
- BibLus (2018). (Acesso em: 11/04/2023). *As dimensões do BIM: 3D, 4D, 5D, 6D, 7D, 8D, 9D, 10D*. Obtido de BibLus BIM: <https://biblus.accasoftware.com/ptb/as-dimensoes-do-bim-3d-4d-5d-6d-7d/>
- BibLus (2022). (Acesso em: 11/04/2023). *What are LOD and LOIN in BIM and what are they for?* Obtido de BibLus BIM: <https://biblus.accasoftware.com/en/what-are-lod-and-loin-in-bim-and-what-are-they-for/>
- Building Transparency (2023). (Acesso em: 01/06/2023). *Dados utilizados para a análise do quantitativo de CO2e*. Obtido de Building Transparency - EC3: <https://www.buildingtransparency.org/>
- Camara, J.; Costa, A.; Almeida, J.; Júlio, E.; Afaiate, J. (2018/2019). (Acesso em: 10/01/2023). *Estruturas de betão I & II - Folha de apoio às aulas*. Obtido de Instituto Superior Técnico de Lisboa - IST: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/disciplinas/EB36451113264/2019-2020/2-semester/folhas-apoio>
- Cardoso, A. (2012/2013). (Acesso em: 06/04/2023). *BIM: O que é?* Obtido de Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: https://paginas.fe.up.pt/~projfeup/bestof/12_13/files/REL_12MC08_01.PDF
- Chambel, M. (2015). (Acesso em: 18/08/2023). *Análise da Regularidade em Planta de Edifícios segundo o Eurocódigo 8*. Obtido de Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/cursos/mec/dissertacao/565303595500158>

- Cobix Deutschland GmbH (2018). (Acesso em: 20/07/2023). *Environmental Product Declaration - EPD*. Obtido de Cobix Deutschland GmbH: <https://media.cobix.com/app/web-intl-en/download/740/9b054c138aa5488dab800ccc0e26d85cd5a0c18e>
- Ferca Portugal. (Acesso em: 17/07/2023). *Ferca - Sistema Cobix Cbx*. Obtido de Ferca Portugal: <https://www.ferca.pt/cbx.php>
- Global Carbon Project (2019). (Acesso em: 09/03/2023). *Global Carbon Budget Archive*. Obtido de Global Carbon Project: <https://www.globalcarbonproject.org/carbonbudget/archive.htm>
- Lopes, F. (2018). (Acesso em: 20/02/2023). *Desenvolvimento de um projeto de estrutura de um edifício com recurso ao bim*. Obtido de Dissertação de mestrado, Instituto Politécnico de Setúbal: <https://comum.rcaap.pt/handle/10400.26/31044>
- Masson, S. (2023). (Acesso em: 20/07/2023). *Life Cycle Stages*. Obtido de One Click LCA: <https://oneclicklca.zendesk.com/hc/en-us/articles/360015064999-Life-Cycle-Stages>
- Mengpin, G.; Friedrich, J.; Vigna, L. (2020). (Acesso em: 16/06/2023). *4 gráficos para entender as emissões de gases de efeito estufa por país e por setor*. Obtido de World Resources Institute Brasil: <https://www.wribrasil.org.br/noticias/4-graficos-para-entender-emissoes-de-gases-de-efeito-estufa-por-pais-e-por-setor>
- Natural Resources Canada (2014). (Acesso em: 18/08/2023). *Learn the facts: Fuel consumption and CO2*. Obtido de AutoSmart: https://natural-resources.canada.ca/sites/www.nrcan.gc.ca/files/oe/pdf/transportation/fuel-efficient-technologies/autosmart_factsheet_6_e.pdf
- Neves, J. (2016). (Acesso em: 28/06/2023). *Aplicação da ACV-Análise Ciclo de Vida, de Soluções Construtivas Simples de Alvenaria*. Obtido de Dissertação de mestrado, Faculdade de engenharia da universidade do Porto: <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/86681>
- Novais, J. (2015). (Acesso em: 09/05/2023). *Análise da implementação do modelo BIM no projecto de estruturas*. Obtido de Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/563345090414109/Tese%20-%20Joao%20Novais.pdf>
- Oliveira, P. (2016). (Acesso em: 15/02/2023). *Gestão do modelo BIM no âmbito do projeto de estruturas*. Obtido de Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/844820067125113/Gestao%20do%20modelo%20BIM%20no%20ambito%20do%20projeto%20de%20estruturas.pdf>
- Paz Branco, J. (1993). (Acesso em: 08/08/2023). *Rendimentos de mão-de-obra, materiais e equipamento em edificação e obras públicas - 1ª edição*. Obtido de COOPTÉCNICA/EPGE: http://www.cooptecnica.pt/wp/wp-content/uploads/2022/01/Rendimentos_de_Mao_de_Obra_Materiais_e_Equipamento_em_Edificacoes_e_Obras_Publica.pdf
- REA - Portal do estado do ambiente (2023). (Acesso em: 22/06/2023). *REA - Portal do estado do ambiente*. Obtido de Produção e consumo de energia - Relatório do estado do ambiente: <https://rea.apambiente.pt/content/produ%C3%A7%C3%A3o-e-consumo-de-energia?language=pt-pt>
- Sakamori, M. (2015). (Acesso em: 16/07/2023). *Modelagem 5D (BIM): Processo de orçamentação com estudo sobre controle de custos e valor agregado para empreendimentos de construção civil*.

- Obtido de Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Paraná: <https://acervodigital.ufpr.br/handle/1884/41394?show=full>
- Secil Portugal. (Acesso em: 06/06/2023). *Mais sobre o Verdi Zero*. Obtido de Secil Portugal: <https://www.secil.pt/pt/produtos/betao/betao-neutro-em-carbono/verdi-zero>
- Spherica Blog (2022). (Acesso em: 28/04/2023). *O que é a Declaração Ambiental de Produto (EPD) e como realizá-la?* Obtido de Deiso - Make Impact: <https://deiso.co.jp/pt/what-is-the-environmental-product-declaration-epd-and-how-to-perform-it/>
- Viana, J. (2017). (Acesso em: 08/05/2023). *Lajes aligeiradas "COBIAX" e pré-esforçadas. Análise da sua competitividade*. Obtido de Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/1407770020545864/Joao%20Viana-Versao%20final.pdf>
- WayCarbon (2017). (Acesso em: 20/04/2023). *5 Fontes de Gases de Efeito Estufa que merecem a sua atenção*. Obtido de WayCarbon: <https://blog.waycarbon.com/2017/02/5-fontes-de-gases-de-efeito-estufa/>

ANEXO 1 – PLANTAS DA ARQUITETURA

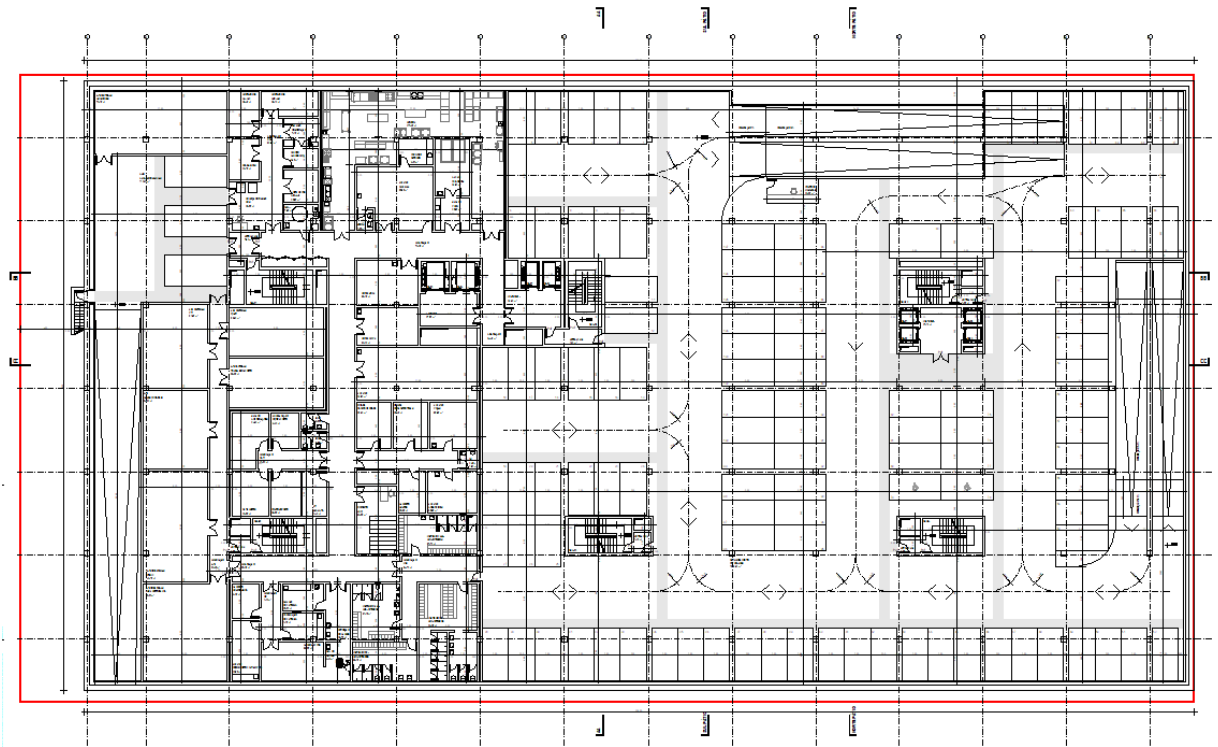


Figura 0.1 - Planta da arquitetura do piso -2

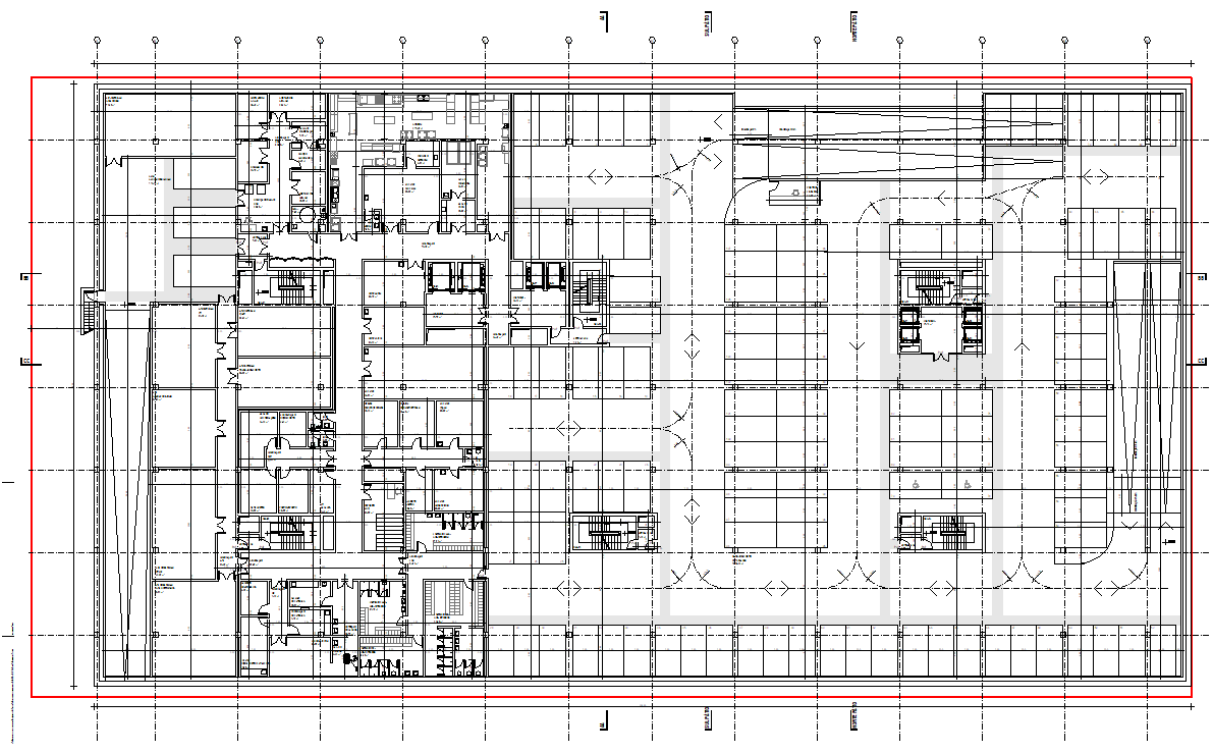


Figura 0.2 - Planta da arquitetura do piso -1

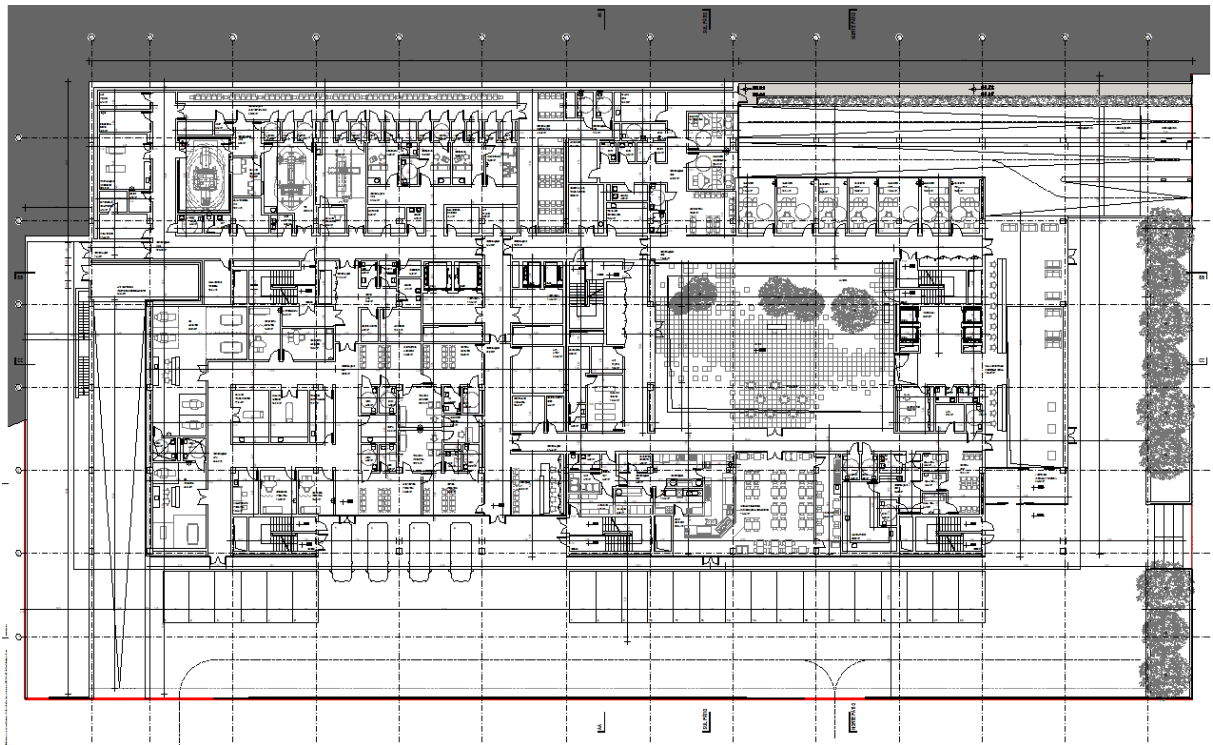


Figura 0.3 - Planta da arquitetura do piso 0

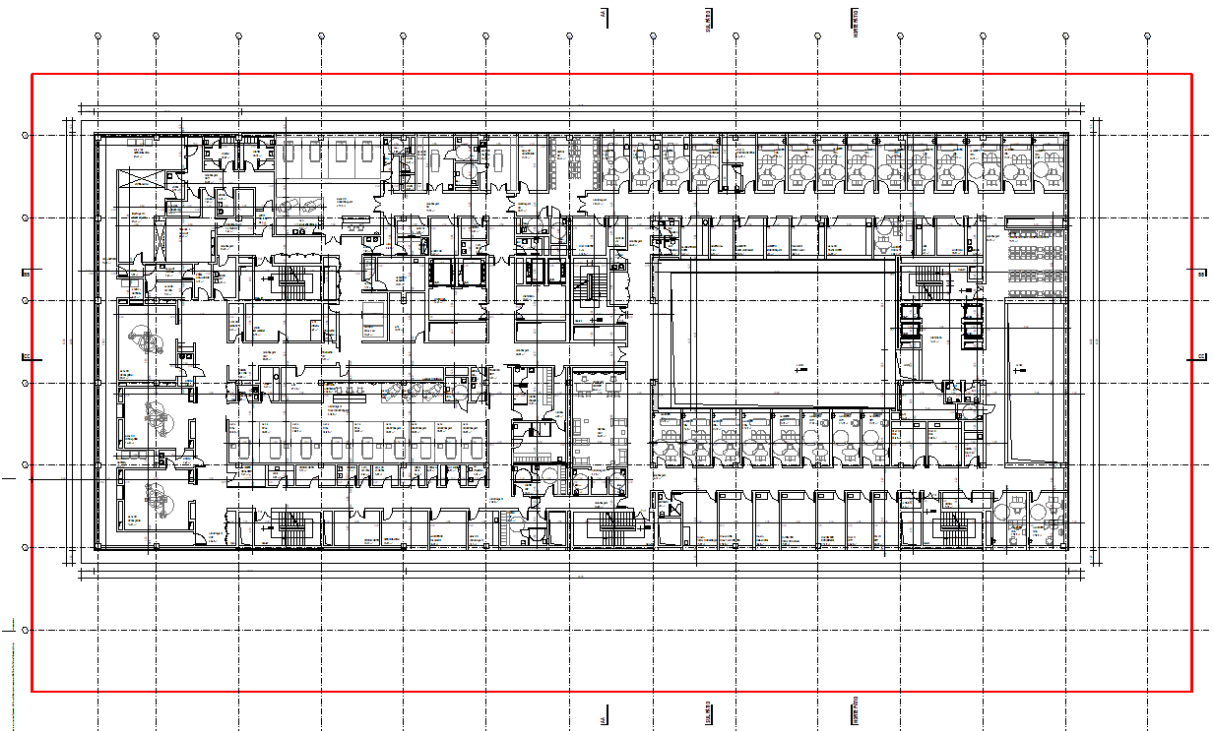


Figura 0.4 - Planta da arquitetura do piso 1

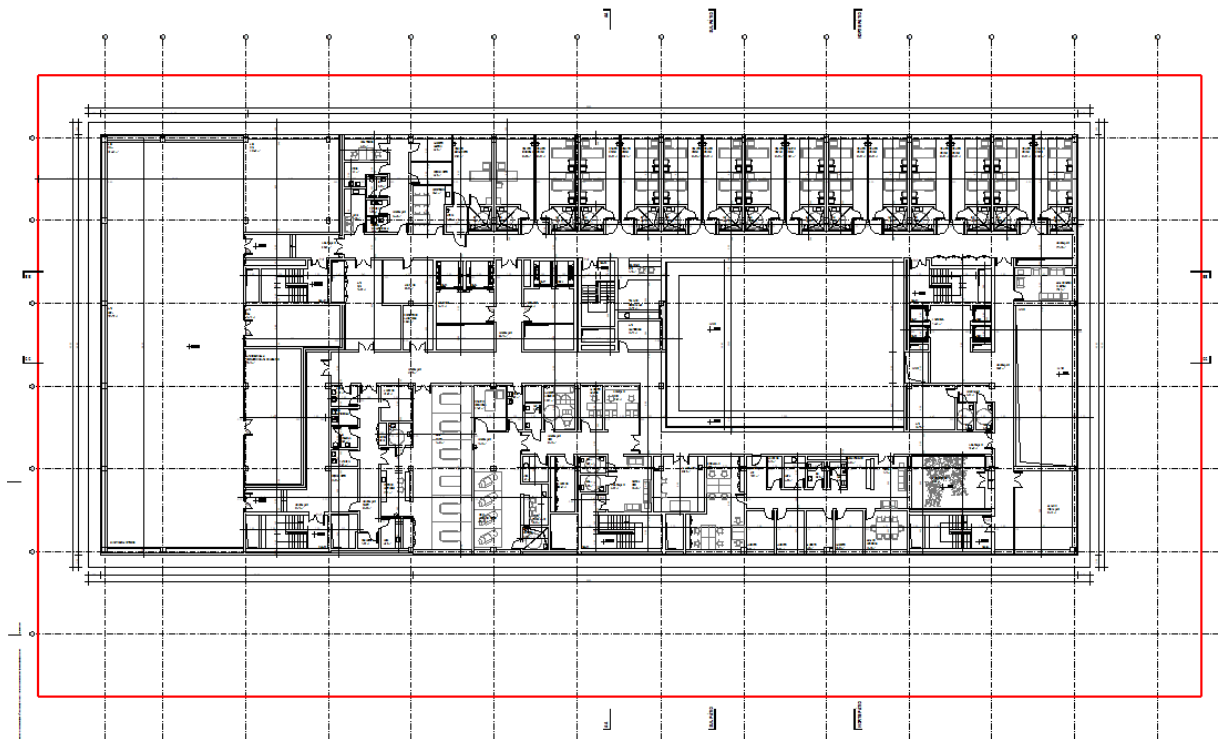


Figura 0.5 - Planta da arquitetura do piso 2

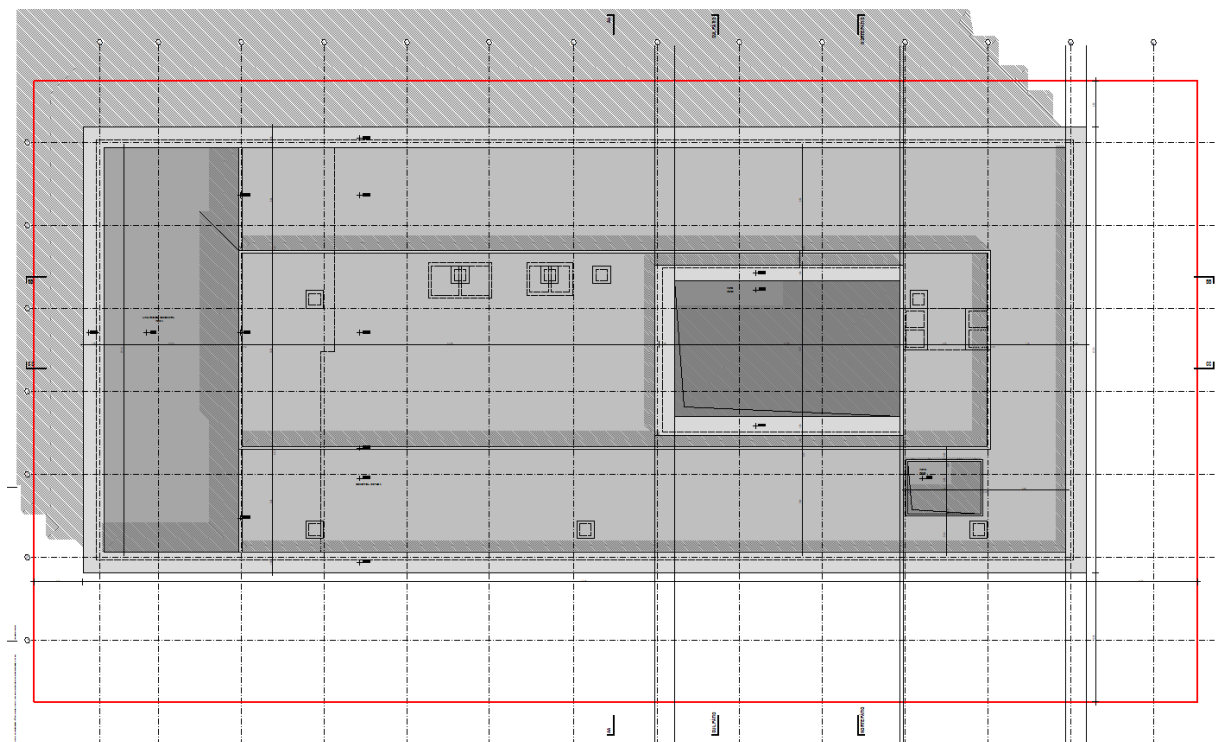


Figura 0.6 - Planta da arquitetura da cobertura

ANEXO 2 – TABELAS AUXILIARES

Tabela 0.1 - Verificação dos efeitos de 2ª ordem na direção x

Direção X Tipo 1 (1X+0,3Y)						
Piso	u_x (m)	d_r (m)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	$\Theta < 0,10$
1	0,009	0,009	22270	153295	5,00	0,01
2	0,014	0,006	18886	100990	4,00	0,01
Cobertura	0,021	0,007	11112	50425	4,60	0,01
Direção X Tipo 1 (1X-0,3Y)						
Piso	u_x (m)	d_r (m)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	$\Theta < 0,10$
1	0,007	0,007	20575	153295	5,00	0,01
2	0,011	0,004	17371	100990	4,00	0,01
Cobertura	0,017	0,005	10184	50425	4,60	0,01
Direção X Tipo 2 (1X+0,3Y)						
Piso	u_x (m)	d_r (m)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	$\Theta < 0,10$
1	0,007	0,007	18462	153295	5,00	0,01
2	0,011	0,004	15715	100990	4,00	0,01
Cobertura	0,016	0,005	9162	50425	4,60	0,01
Direção X Tipo 2 (1X-0,3Y)						
Piso	u_x (m)	d_r (m)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	$\Theta < 0,10$
1	0,006	0,006	17418	153295	5,00	0,01
2	0,010	0,004	14769	100990	4,00	0,01
Cobertura	0,014	0,004	8591	50425	4,60	0,01

Tabela 0.2 - Verificação para os efeitos de 2ª ordem na direção y

Direção Y Tipo 1 (0,3X+1Y)						
Piso	u_y (m)	d_r (m)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	$\Theta < 0,10$
1	0,014	0,014	18219	153295	5,00	0,02
2	0,025	0,011	16731	100990	4,00	0,02
Cobertura	0,037	0,012	10209	50425	4,60	0,01
Direção Y Tipo 1 (0,3X-1Y)						
Piso	u_y (m)	d_r (m)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	$\Theta < 0,10$
1	0,012	0,012	-17404	153295	5,00	0,02
2	0,021	0,009	-15009	100990	4,00	0,01
Cobertura	0,031	0,010	-9243	50425	4,60	0,01
Direção Y Tipo 2 (0,3X+1Y)						
Piso	u_y (m)	d_r (m)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	$\Theta < 0,10$
1	0,009	0,009	11314	153295	5,00	0,02
2	0,015	0,006	10535	100990	4,00	0,01
Cobertura	0,023	0,007	6350	50425	4,60	0,03
Direção Y Tipo 2 (0,3X-1Y)						
Piso	u_y (m)	d_r (m)	V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	h (m)	$\Theta < 0,10$
1	0,007	0,007	-11121	153295	5,00	0,02
2	0,013	0,005	-9402	100990	4,00	0,01
Cobertura	0,019	0,006	-5811	50425	4,60	0,01

Tabela 0.3 - Verificação da limitação de danos para a direção x

Direção X Tipo 1 (1X+0,3Y)										
Piso	h (m)	d _e (m)		d _s (m)		d _{rx} · v	d _{ry} · v	0,005h	Verificação	
		d _{e,x} (m)	d _{e,y} (m)	d _{s,x} (m)	d _{s,y} (m)				Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,009	0,008	0,009	0,008	0,003	0,003	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	0,014	0,014	0,014	0,014	0,002	0,002	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	0,021	0,020	0,021	0,020	0,003	0,002	0,023	Verifica	Verifica

Direção X Tipo 1 (1X-0,3Y)										
Piso	h (m)	d _e		d _s		d _{rx} · v	d _{ry} · v	0,005h	Verificação	
		d _{e,x} (m)	d _{e,y} (m)	d _{s,x} (m)	d _{s,y} (m)				Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,007	0,000	0,007	0,000	0,003	0,000	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	0,011	0,001	0,011	0,001	0,002	0,000	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	0,017	0,000	0,017	0,000	0,002	0,000	0,023	Verifica	Verifica

Direção X Tipo 2 (1X+0,3Y)										
Piso	h (m)	d _e		d _s		d _{rx} · v	d _{ry} · v	0,005h	Verificação	
		d _{e,x} (m)	d _{e,y} (m)	d _{s,x} (m)	d _{s,y} (m)				Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,007	0,005	0,007	0,005	0,003	0,002	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	0,011	0,009	0,011	0,009	0,002	0,002	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	0,016	0,013	0,016	0,013	0,002	0,002	0,023	Verifica	Verifica

Direção X Tipo 2 (1X-0,3Y)										
Piso	h (m)	d _e		d _s		d _{rx} · v	d _{ry} · v	0,005h	Verificação	
		d _{e,x} (m)	d _{e,y} (m)	d _{s,x} (m)	d _{s,y} (m)				Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,006	0,001	0,006	0,001	0,002	0,000	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	0,010	0,001	0,010	0,001	0,001	0,000	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	0,014	0,001	0,014	0,001	0,002	0,000	0,023	Verifica	Verifica

Tabela 0.4 - Verificação da limitação de danos para a direção y

Direção Y Tipo 1 (0,3X+1Y)										
		d_e (m)		d_s (m)					Verificação	
Piso	h (m)	$d_{e,x}$ (m)	$d_{e,y}$ (m)	$d_{s,x}$ (m)	$d_{s,y}$ (m)	$d_{rx} \cdot v$	$d_{ry} \cdot v$	0,005h	Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,005	0,014	0,005	0,014	0,003	0,008	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	0,009	0,025	0,009	0,025	0,002	0,006	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	0,013	0,037	0,013	0,037	0,002	0,006	0,023	Verifica	Verifica

Direção Y Tipo 1 (0,3X-1Y)										
		d_e		d_s					Verificação	
Piso	h (m)	$d_{e,x}$ (m)	$d_{e,y}$ (m)	$d_{s,x}$ (m)	$d_{s,y}$ (m)	$d_{rx} \cdot v$	$d_{ry} \cdot v$	0,005h	Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,000	0,012	0,000	0,012	0,000	0,007	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	-0,001	0,021	-0,001	0,021	0,000	0,005	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	-0,001	0,031	-0,001	0,031	0,000	0,006	0,023	Verifica	Verifica

Direção Y Tipo 2 (0,3X+1Y)										
		d_e		d_s					Verificação	
Piso	h (m)	$d_{e,x}$ (m)	$d_{e,y}$ (m)	$d_{s,x}$ (m)	$d_{s,y}$ (m)	$d_{rx} \cdot v$	$d_{ry} \cdot v$	0,005h	Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,004	0,009	0,004	0,009	0,002	0,005	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	0,006	0,015	0,006	0,015	0,001	0,004	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	0,009	0,023	0,009	0,023	0,002	0,004	0,023	Verifica	Verifica

Direção Y Tipo 2 (0,3X-1Y)										
		d_e		d_s					Verificação	
Piso	h (m)	$d_{e,x}$ (m)	$d_{e,y}$ (m)	$d_{s,x}$ (m)	$d_{s,y}$ (m)	$d_{rx} \cdot v$	$d_{ry} \cdot v$	0,005h	Dir. x	Dir. y
1	5,0	0,000	0,007	0,000	0,007	0,000	0,004	0,025	Verifica	Verifica
2	4,0	0,001	0,013	0,001	0,013	0,000	0,003	0,020	Verifica	Verifica
Cob.	4,6	0,001	0,019	0,001	0,019	0,000	0,003	0,023	Verifica	Verifica

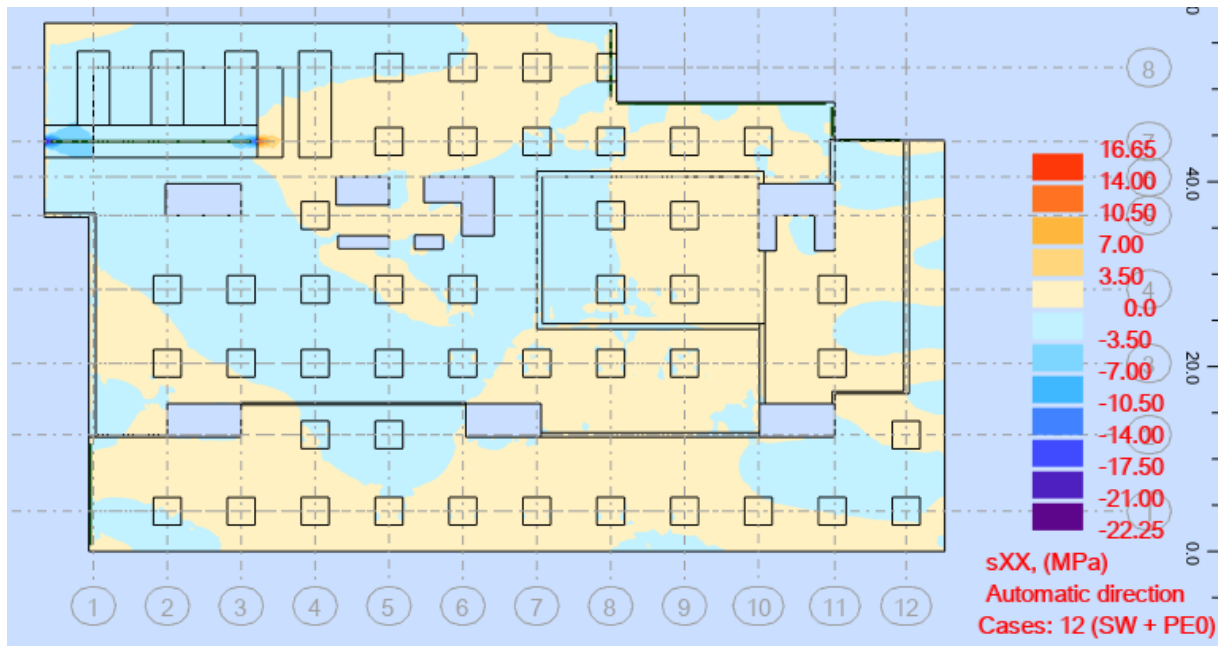


Figura 0.7 - Tensões segundo x do piso 0 para a combinação SW+PE0

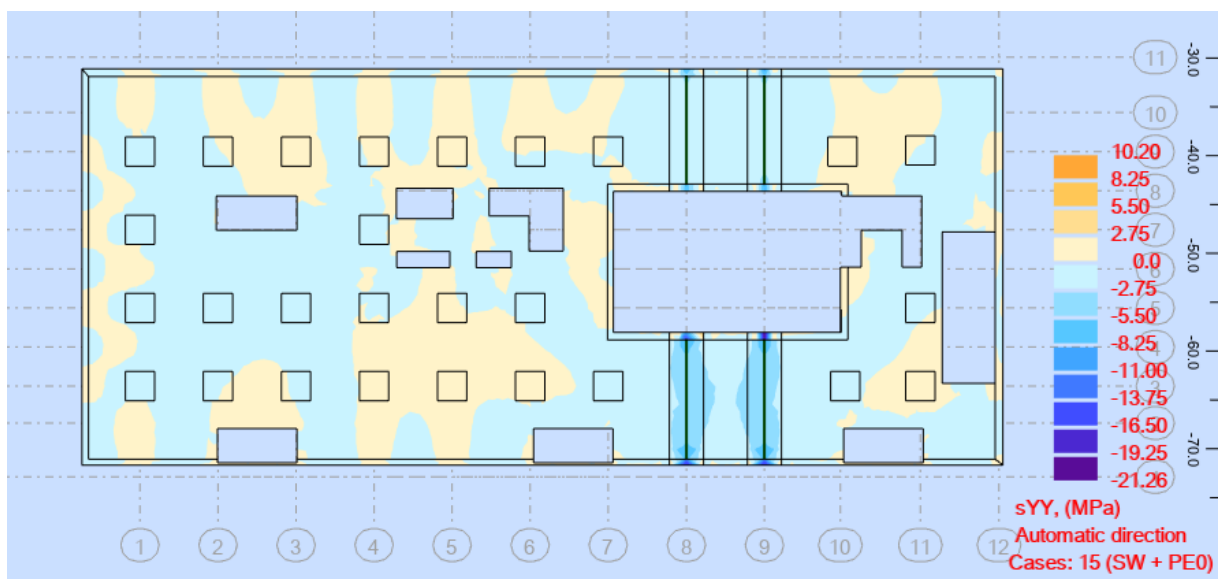
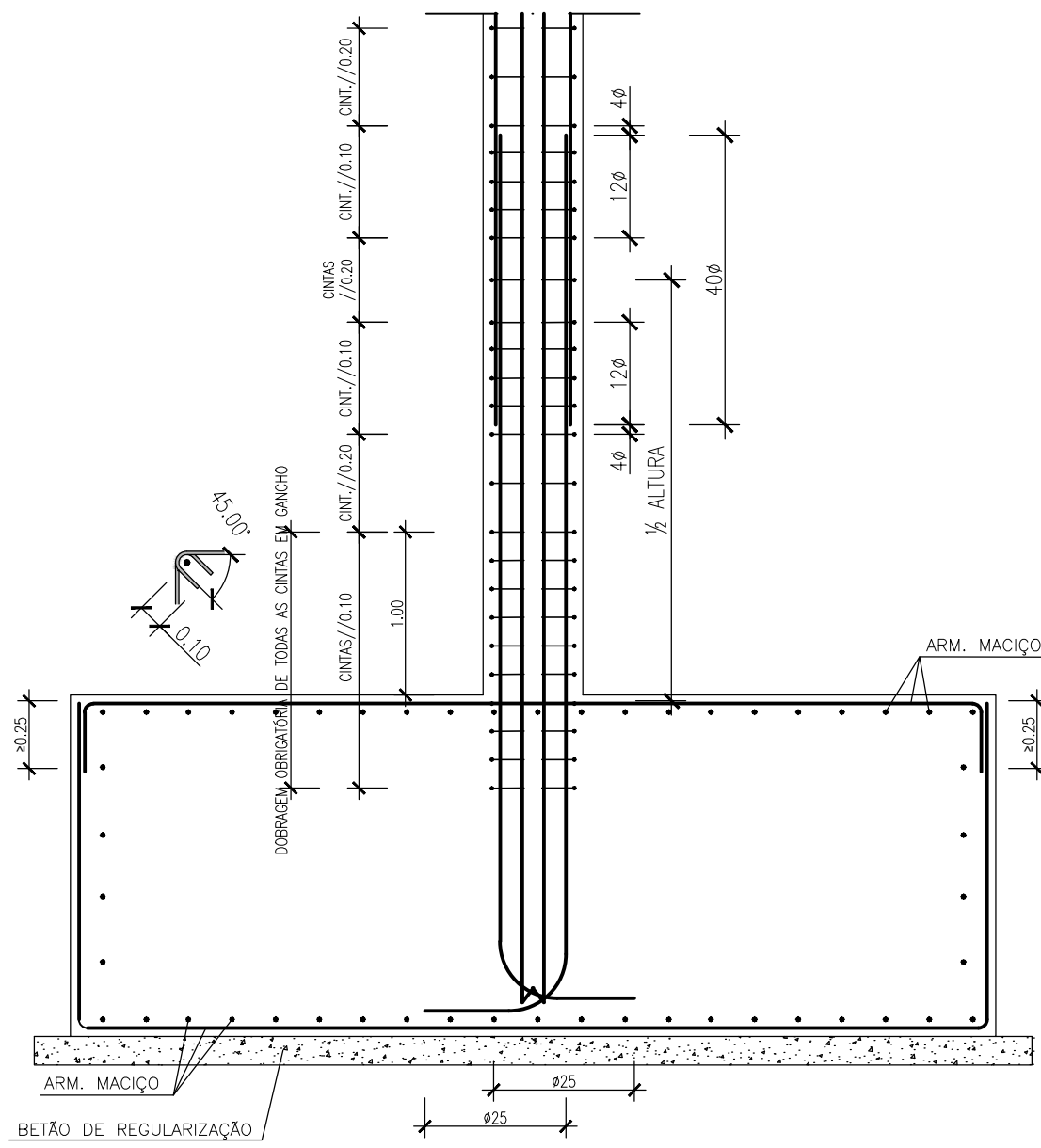


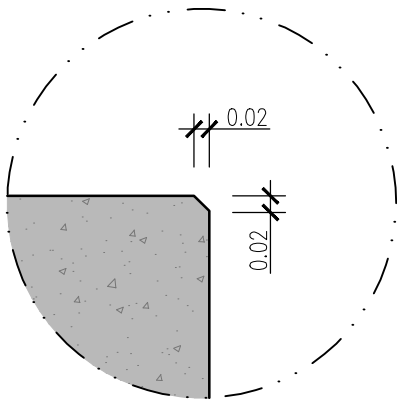
Figura 0.8 - Tensões segundo y do piso 2 para a combinação SW+PE0

ANEXO 3 – LISTA DE PEÇAS DESENHADAS

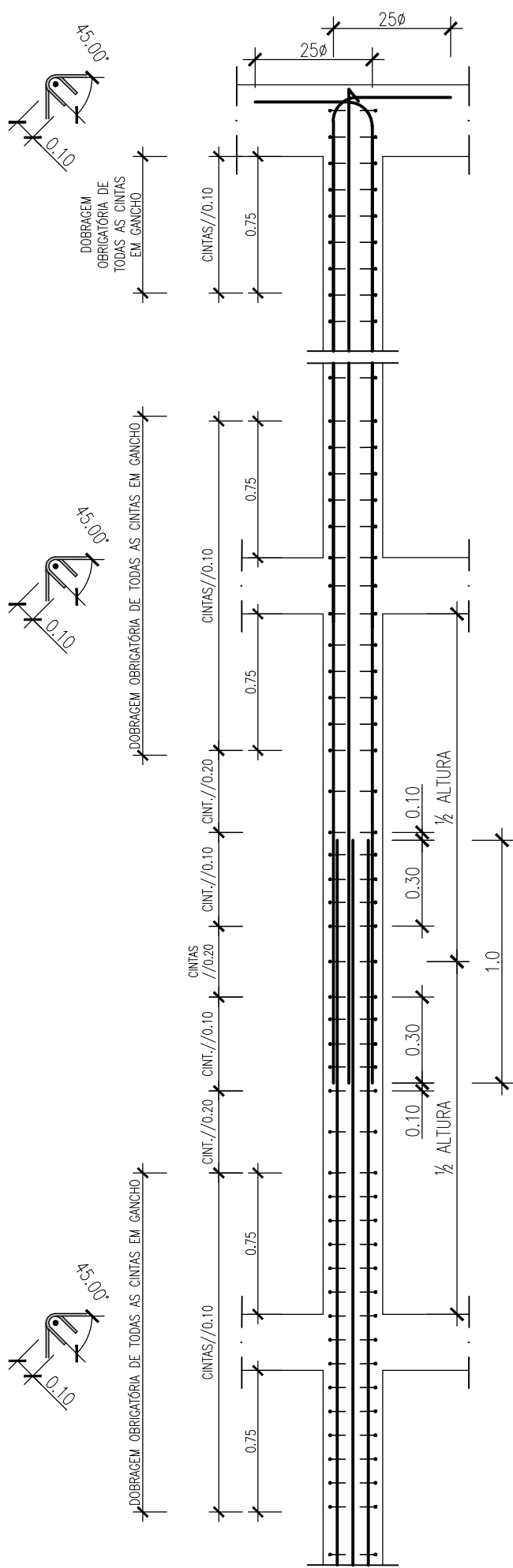
Nº do desenho	Designação
01	Pormenores gerais de disposições construtivas dos pilares
02	Quadro de pilares (1/4)
03	Quadro de pilares (2/4)
04	Quadro de pilares (3/4)
05	Quadro de pilares (4/4)
06	Planta do piso 1 – Armaduras inferiores
07	Planta do piso 1 – Armaduras superiores
08	Pormenores tipo a aplicar em todos os pilares com capitéis (shear studs)
09	Pormenores gerais de disposições construtivas e de reforço dos núcleos
10	Armaduras da secção do núcleo N4 do piso 1 ao piso 2
11	Pré-esforço do piso 0
12	Pré-esforço do piso 1
13	Pré-esforço do piso 2
14	Pré-esforço da cobertura
15	Planta e pormenor das armaduras inferiores das fundações
16	Planta e pormenor das armaduras superiores das fundações



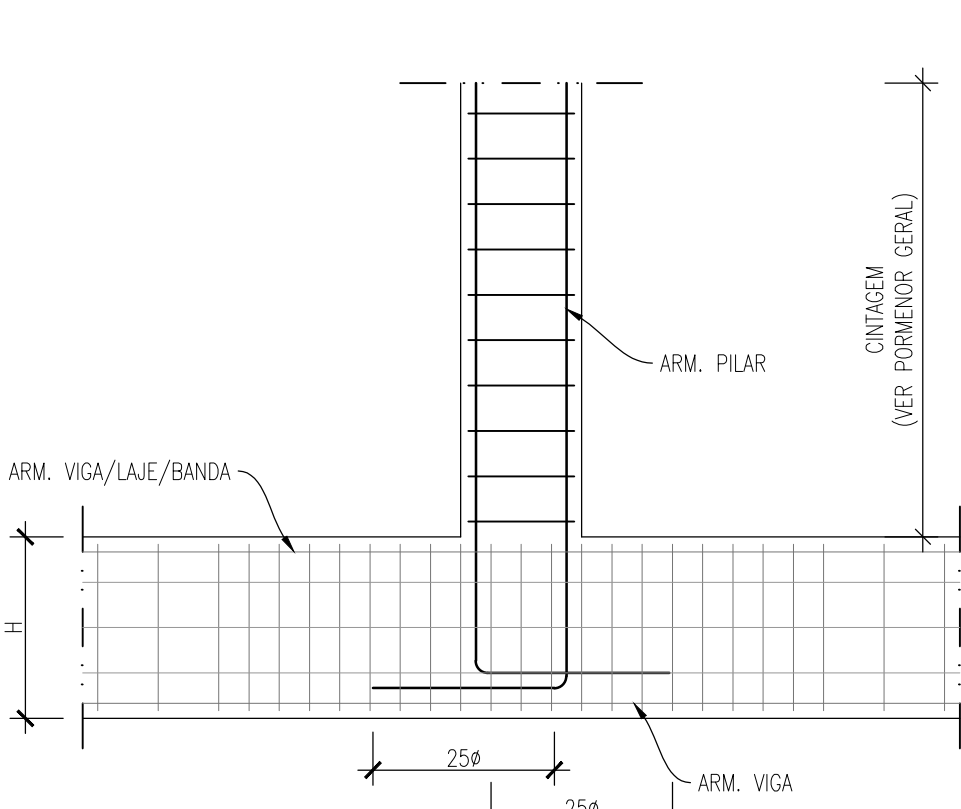
PORMENOR DE ARRANQUE DE ARMADURAS DOS PILARES EM SAPATAS
ESC. 1:25



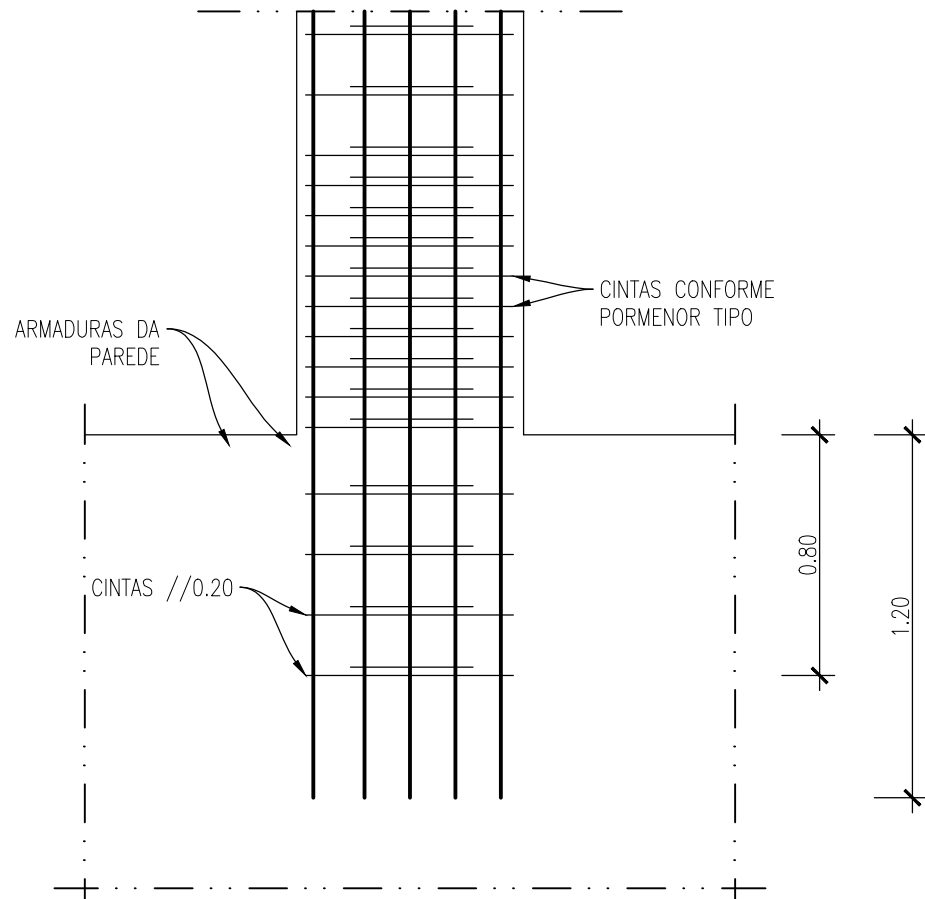
PORMENOR TIPO SOTAMENTO DE ARESTA EM PILARES
ESC. 1:10



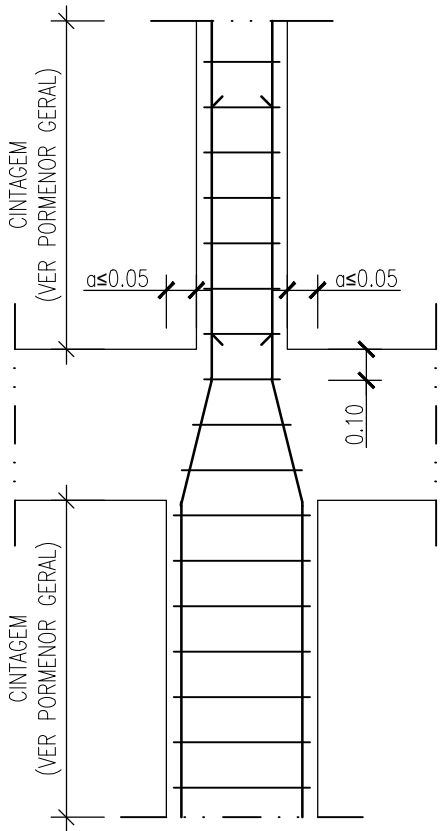
PORMENOR TIPO DA DISPOSIÇÃO DE ARMADURAS NOS PILARES
ESC. 1:25



ARRANQUE DE PILAR SOBRE VIGA OU LAJE/BANDA
PORMENOR DAS ARMADURAS
ESC. 1:25

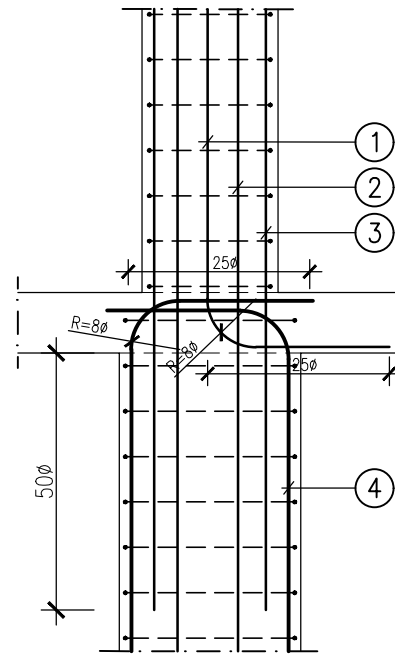


PORMENOR TIPO DA ENTREGA DOS PILARES NAS PAREDES / PAREDES DE CONTENÇÃO
ESC. 1:25



PORMENORIZAÇÃO TIPO PARA VARIAÇÕES DE SECÇÃO EM ALTURA
(VARIAÇÕES LATERAIS inferiores A 5CM)

- 1- VARÕES DO PILAR SUPERIOR FORA DO PERIMETRO DA SECÇÃO DO PILAR INFERIOR
- 2- VARÕES QUE NÃO SE INTERROMPEM NO N.º
- 3- VARÕES DO NIVEL SUPERIOR COM AMARRAÇÃO NO PILAR INFERIOR
- 4- VARÕES DO PILAR INFERIOR FORA DO PERIMETRO DA SECÇÃO DO PILAR SUPERIOR



PORMENORIZAÇÃO TIPO PARA VARIAÇÕES DE SECÇÃO EM ALTURA
(VARIAÇÕES LATERAIS SUPERIORES A 5CM)

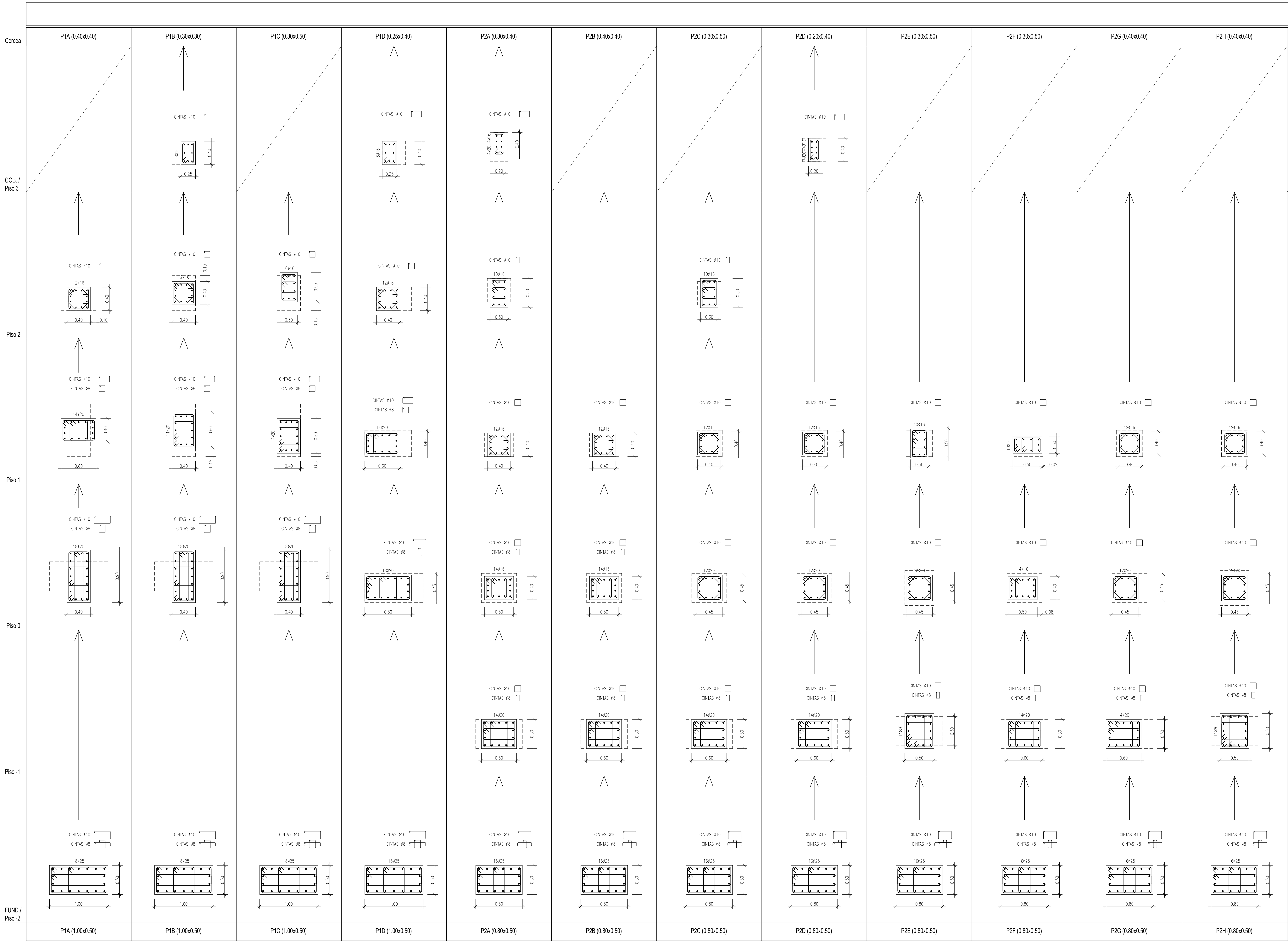
RECOBRIMENTOS

ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.LAJES	C30/37 // A500 NR
PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO N.º:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO N.º:
PORMENORES GERAIS DE DISPOSIÇÕES CONTRUTIVAS DOS PILARES	1/16
INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
IPS Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROF.º ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



QUADRO DE PILARES (1/5)
ESC 1:25

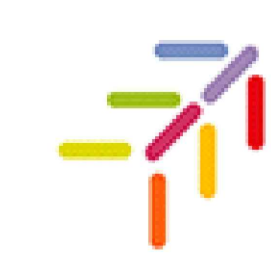
RECOBRIMENTOS

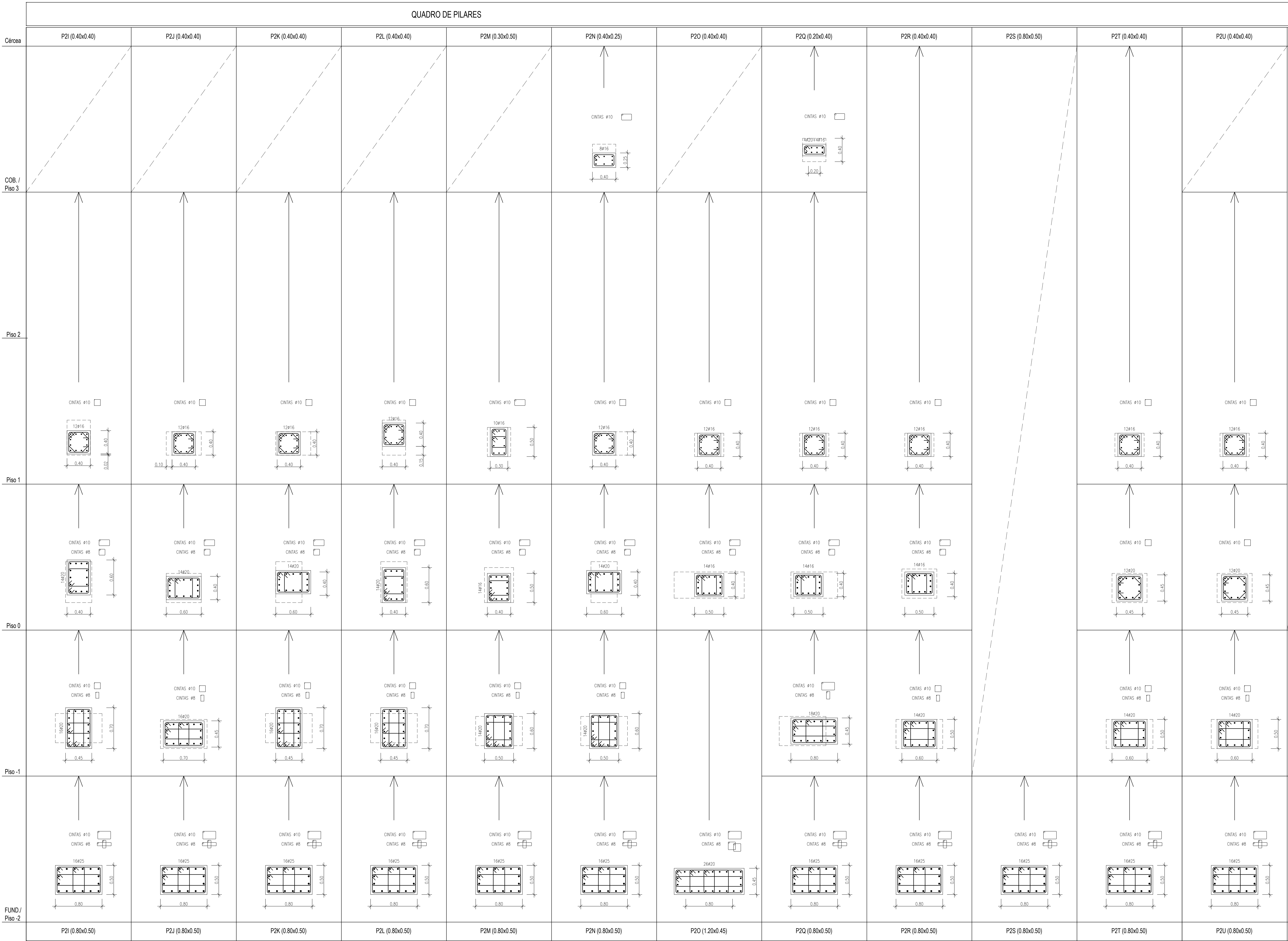
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
QUADRO DE PILARES (1/4)	2/16
	DATA: 20/11/2023

INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
 IPS Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



QUADRO DE PILARES (2/5)
ESC 1:25

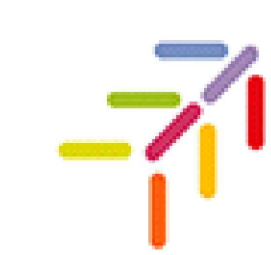
RECOBRIMENTOS

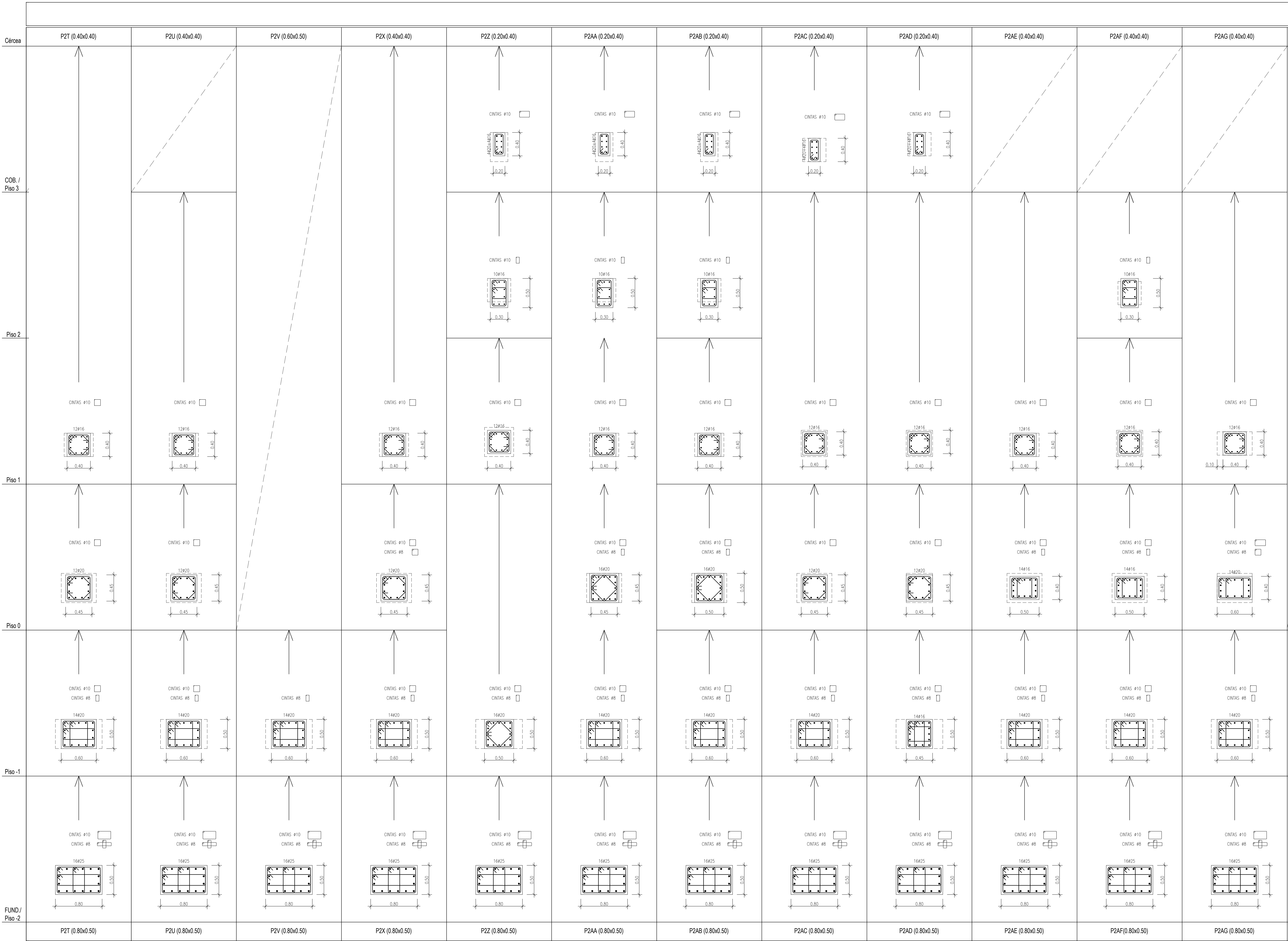
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
QUADRO DE PILARES (2/4)	3/16
	DATA: 20/11/2023

INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
 Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



QUADRO DE PILARES (3/5)
ESC 1:25

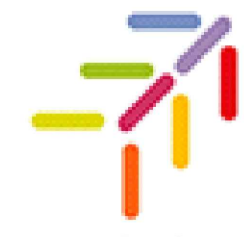
RECOBRIMENTOS

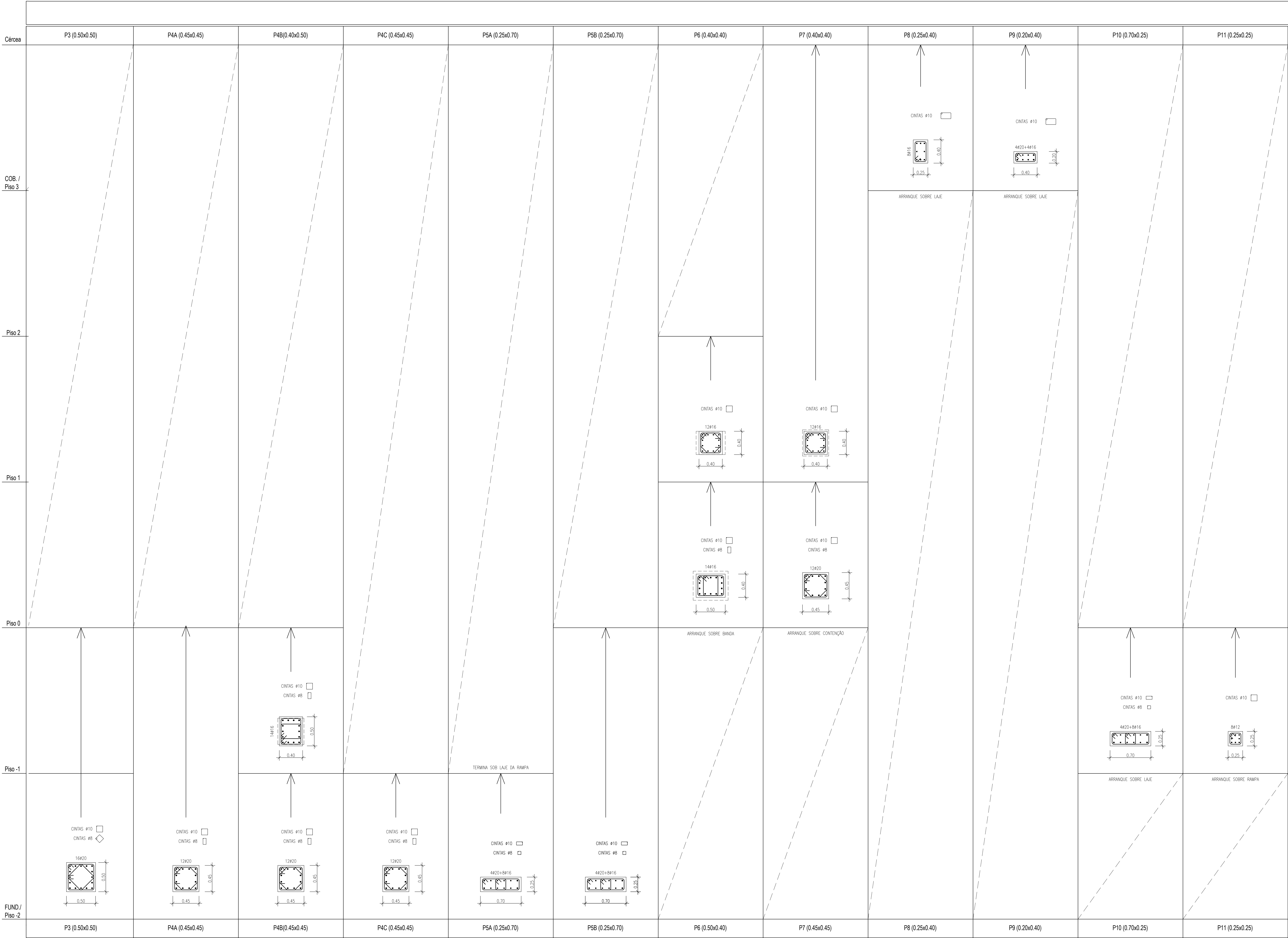
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
QUADRO DE PILARES (3/4)	4/16
	DATA: 20/11/2023

INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
 Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



QUADRO DE PILARES (4/5)
ESC 1:25

RECOBRIMENTOS

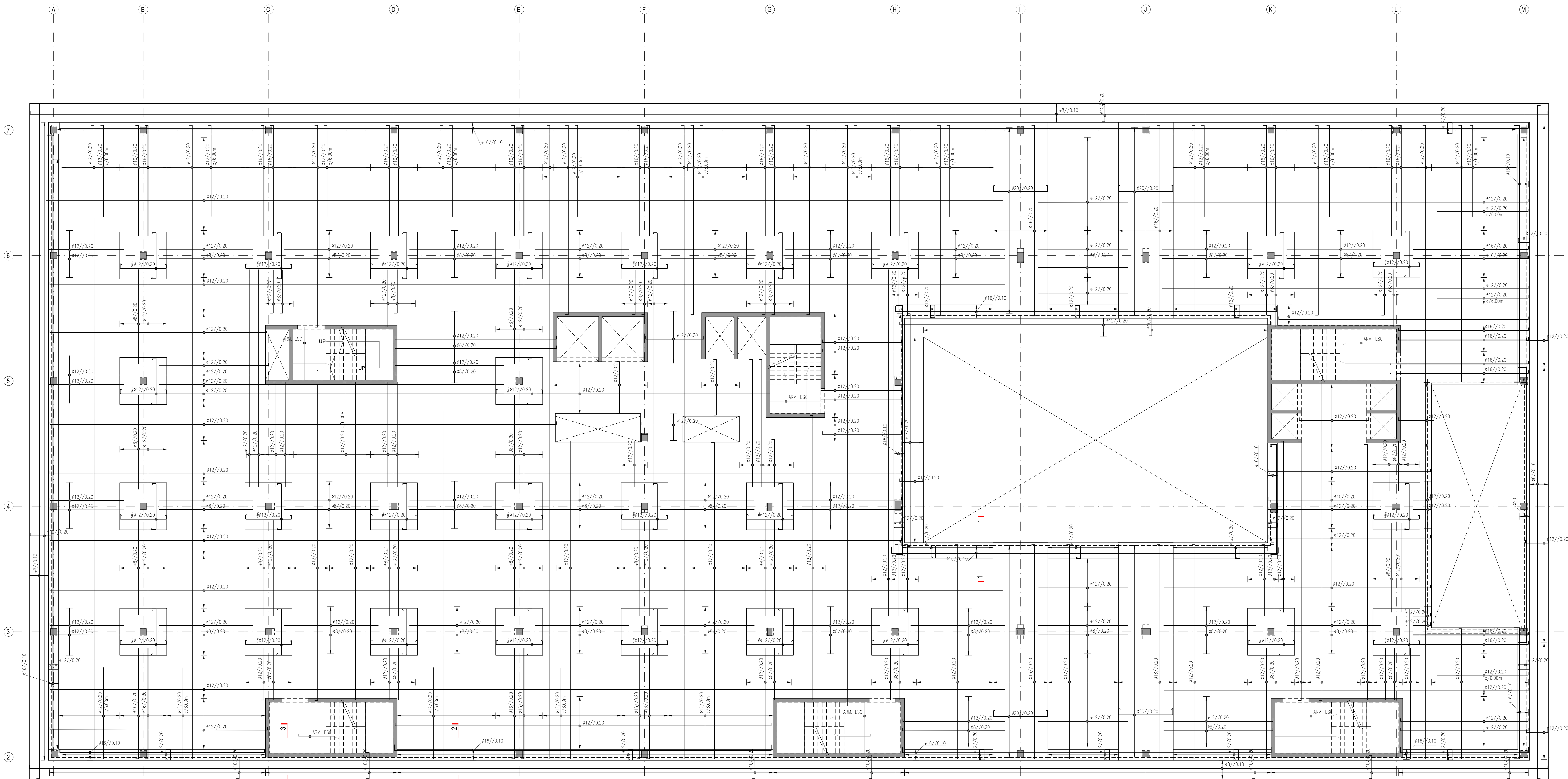
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
QUADRO DE PILARES (4/4)	5/16
	DATA:
	20/11/2023

INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
 Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



PISO 1 - PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES
ESC. 1:100

RECOBRIMENTOS

ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:

DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO

GRUPO Nº:

1

DESIGNAÇÃO:

PLANTA DO PISO 1 - ARMADURAS INFERIORES

DESENHO Nº:

6/16

DATA: 20/11/2023

INSTITUIÇÃO:



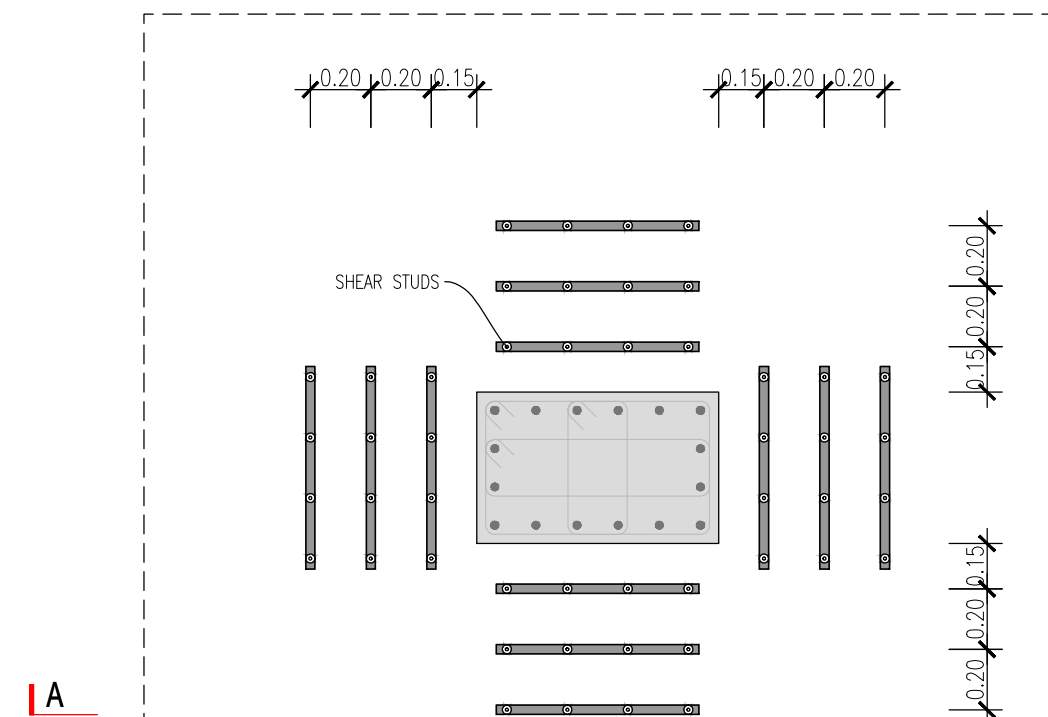
AUTOR:
RAFAEL OLIVEIRA - 201700758

PROFª ORIENTADOR: MIGUEL LOURENÇO

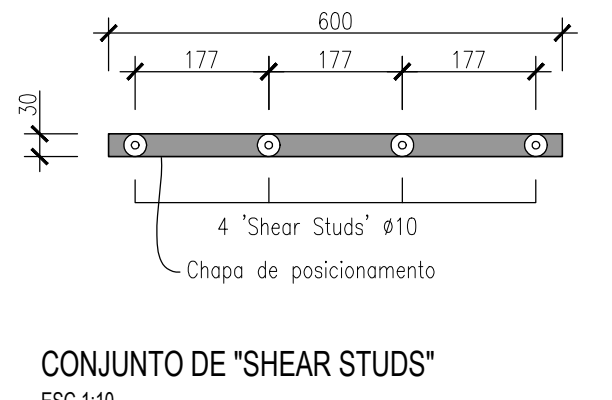
ESC.: INDICADAS

REC: VER NOTA

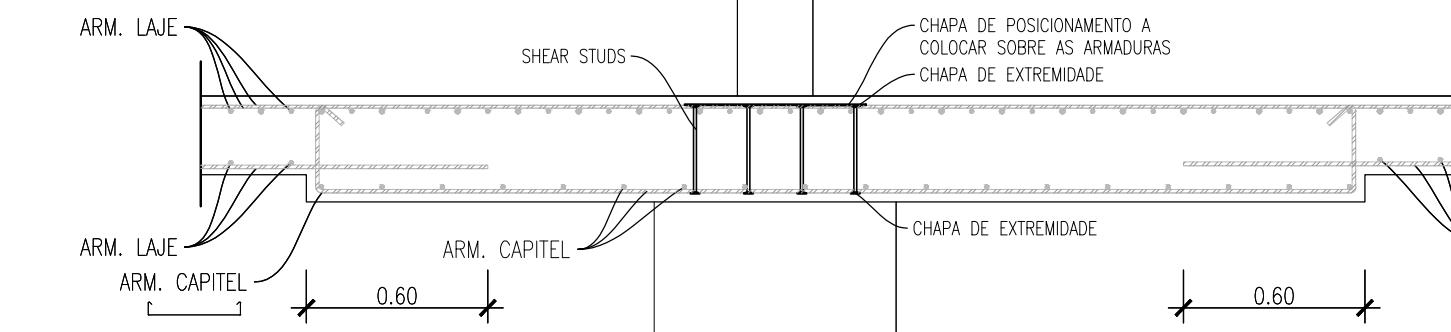
RUA AMÉRICO DA SILVA MARINHO, 2839-001 LAVRADIO, SETÚBAL



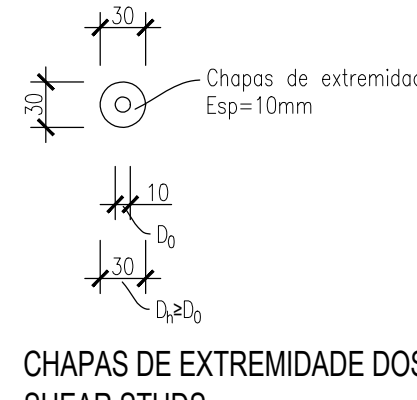
PORMENOR A APLICAR EM TODOS OS PILARES COM CAPITEIS DE ACORDO COM A SECÇÃO DO PILAR
PLANTA
ESC. 1:25
NOTA:
VERIFICAR OS DESENHOS DAS ARMADURAS ESPECÍFICAS PARA CADA SECÇÃO DE PILAR.



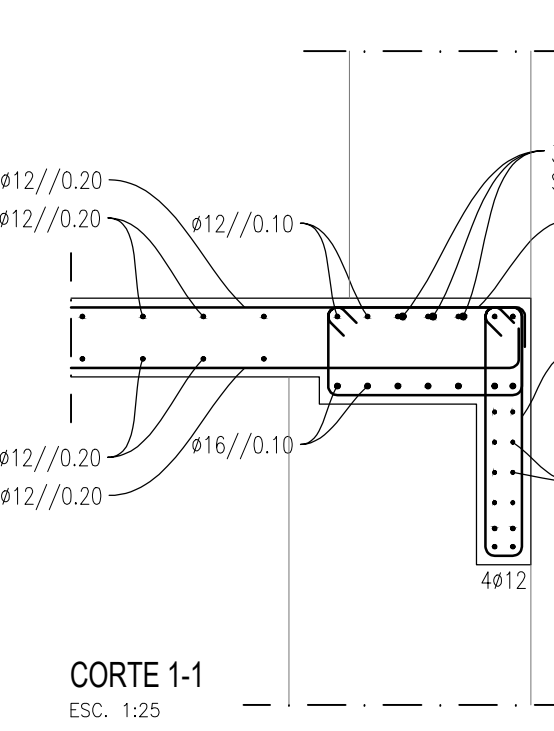
CONJUNTO DE "SHEAR STUDS"
ESC. 1:10



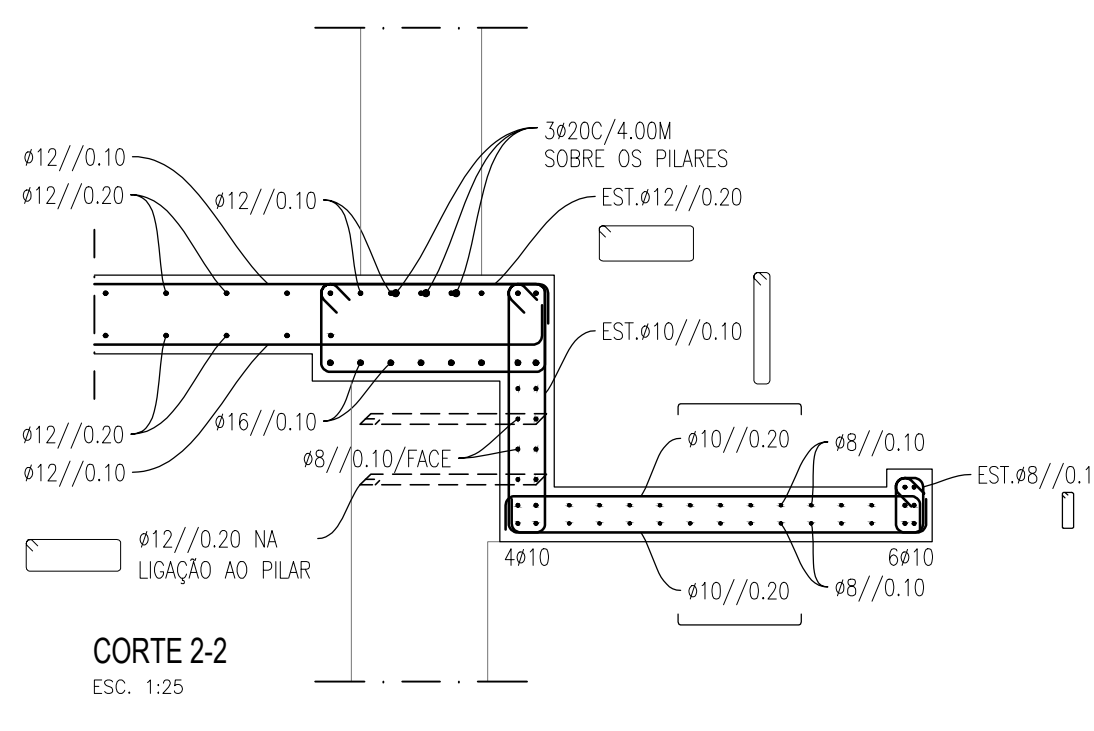
PORMENOR TIPO A APLICAR EM TODOS OS PILARES COM CAPITEIS
CORTE A-A
ESC. 1:25



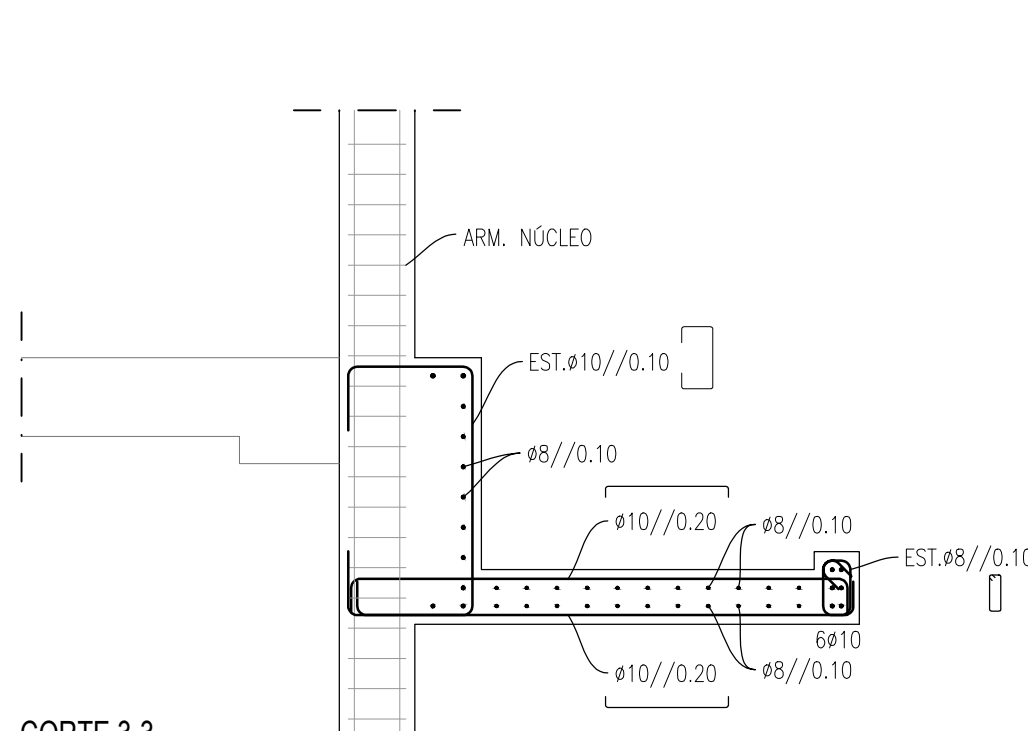
CHAPAS DE EXTREMIDADE DOS SHEAR STUDS
ESC. 1:5



CORTE 1-1
ESC. 1:25

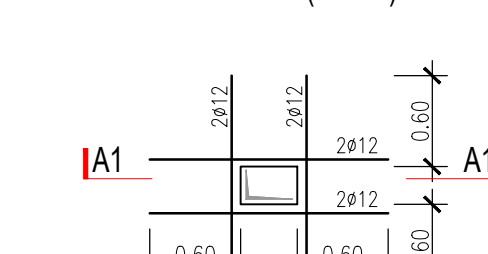


CORTE 2-2
ESC. 1:25



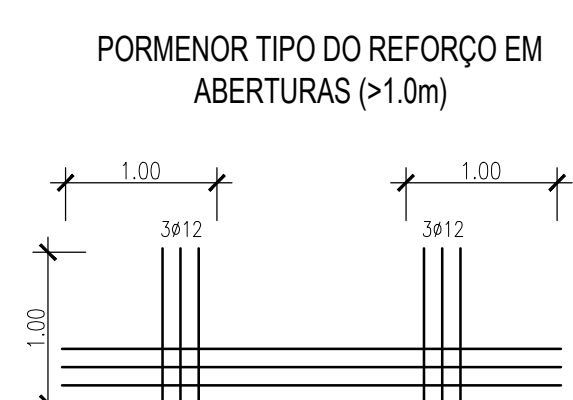
CORTE 3-3
ESC. 1:25

PORMENOR TIPO DO REFORÇO EM ABERTURAS (EST.0m)

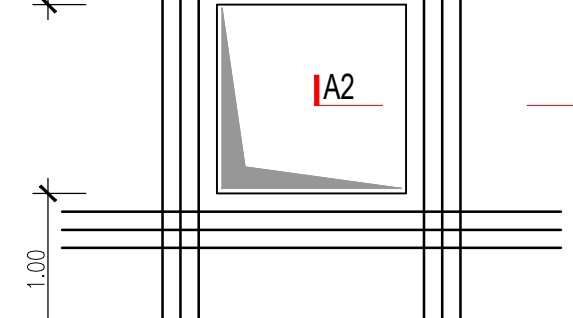


PLANTA
ESC. 1:50

CORTE A1-A1
ESC. 1:25

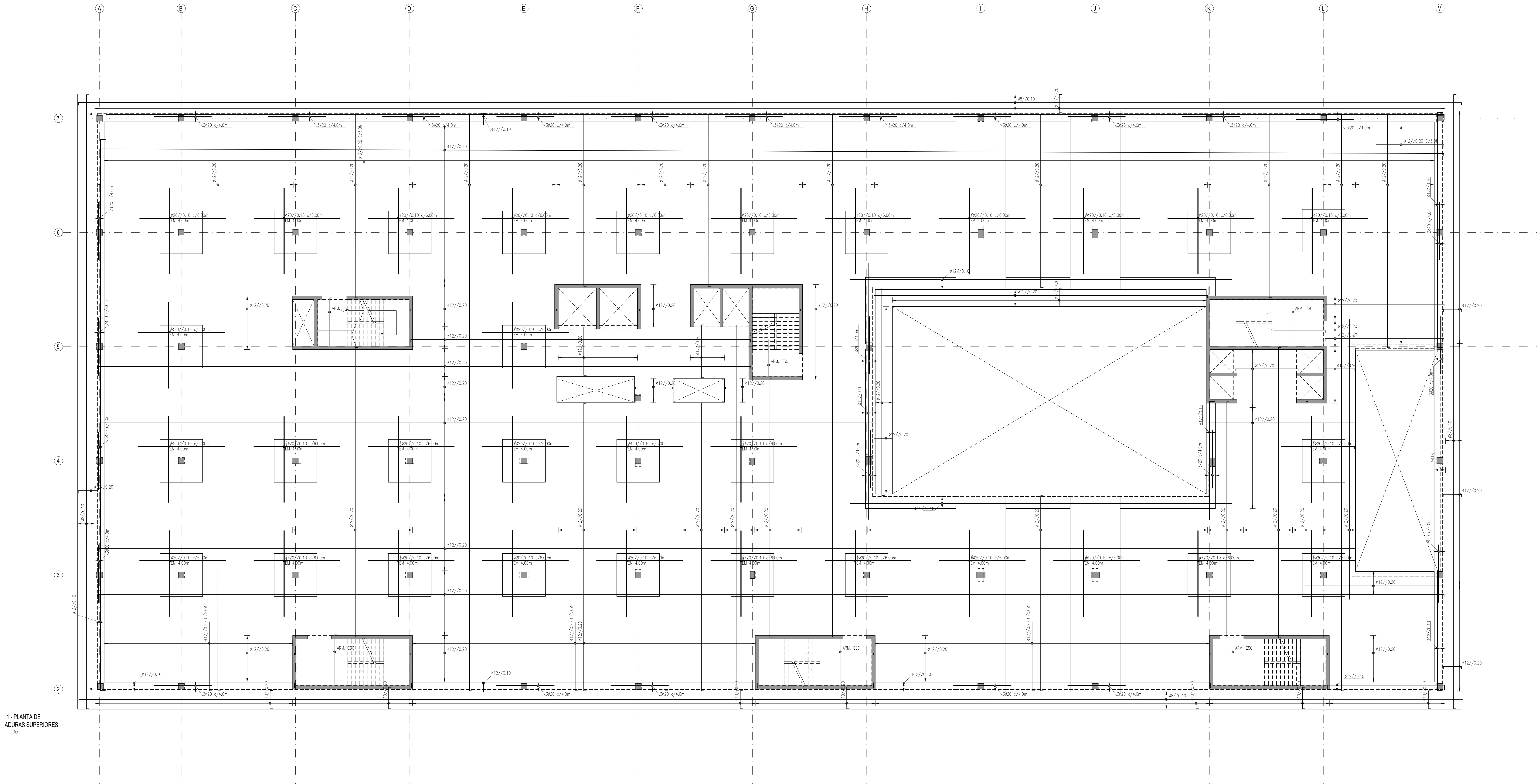


PORMENOR TIPO DO REFORÇO EM ABERTURAS (>1.0m)



PLANTA
ESC. 1:50

CORTE A2-A2
ESC. 1:25



RECOBRIMENTOS	
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS	
ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:

DESENHO DE
DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURA DE BETÃO
ARMADO

GRUPO Nº:

1

DESIGNAÇÃO:

PLANTA DO PISO 1 -
ARMADURAS SUPERIORES

DESENHO Nº:

7/16

INSTITUIÇÃO:

AUTOR:

RAFAEL OLIVEIRA - 201700758

PROFª ORIENTADOR:

MIGUEL LOURENÇO

ESC.:

INDICADAS

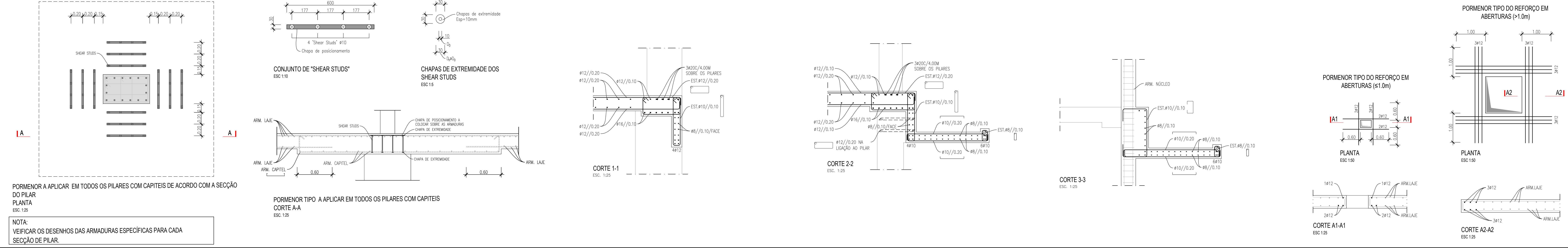
DATA:

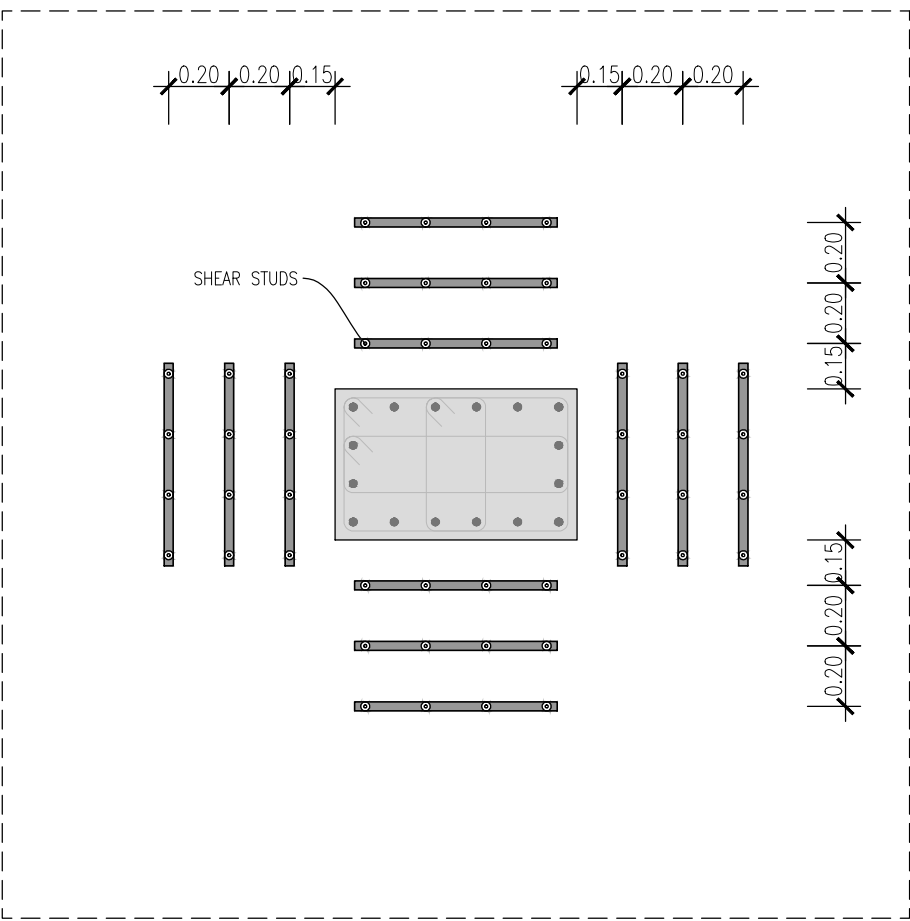
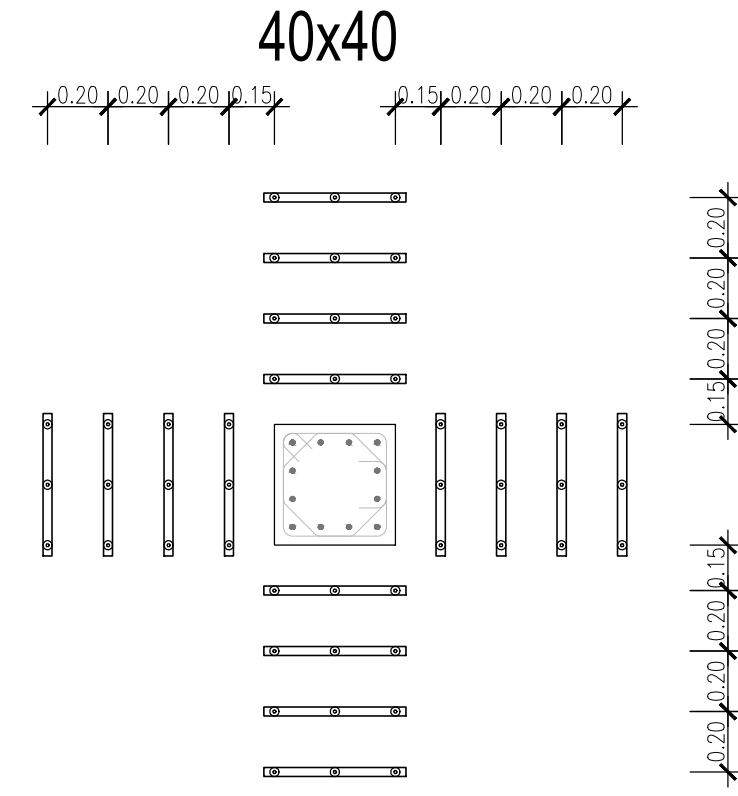
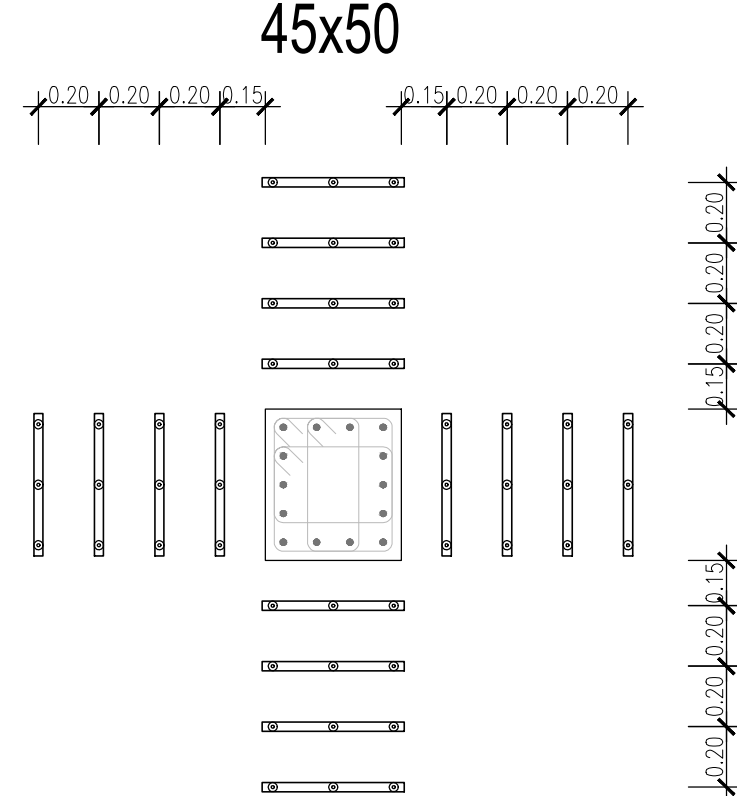
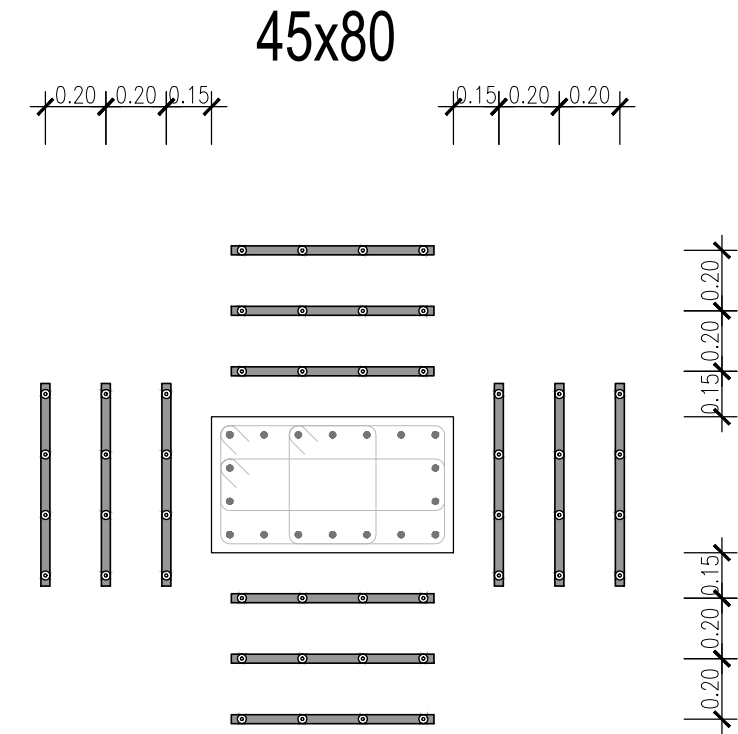
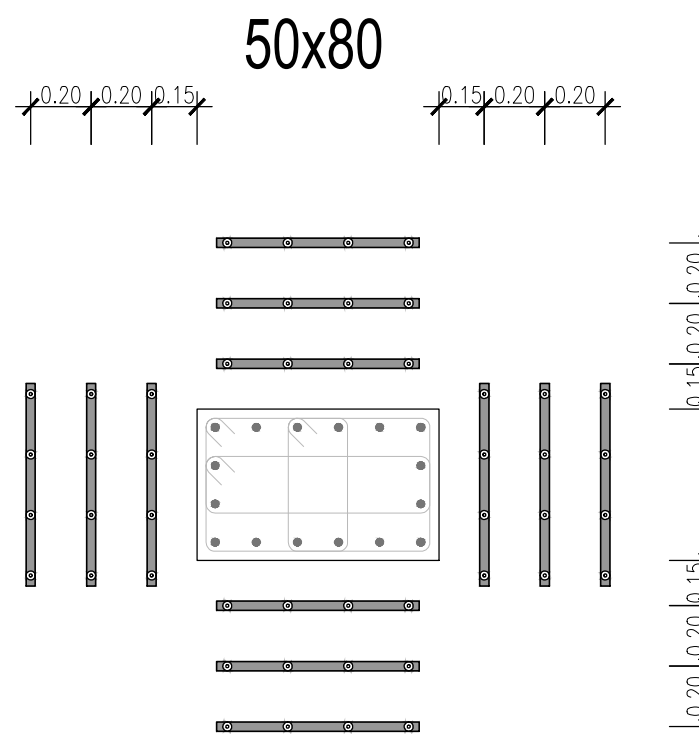
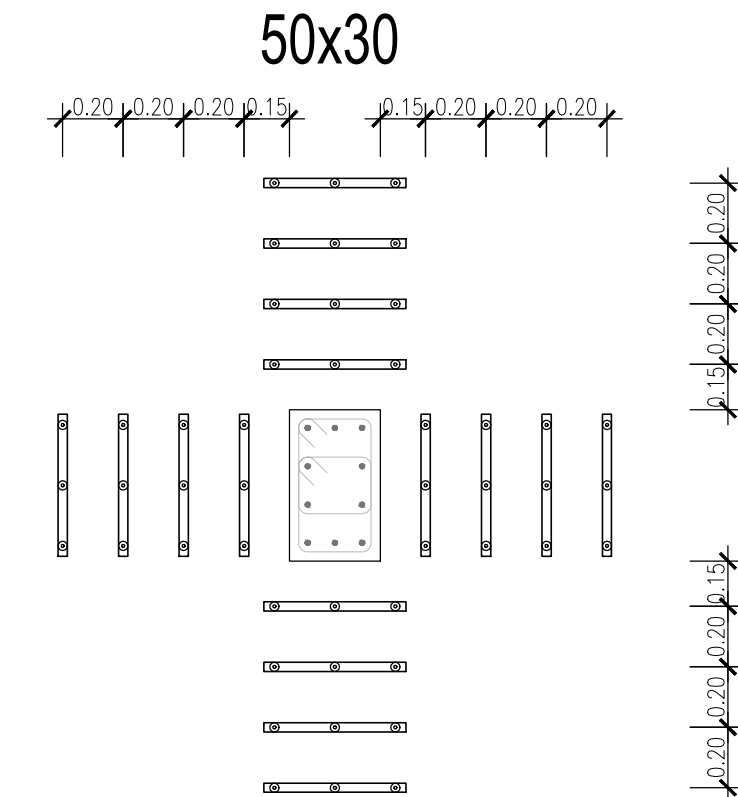
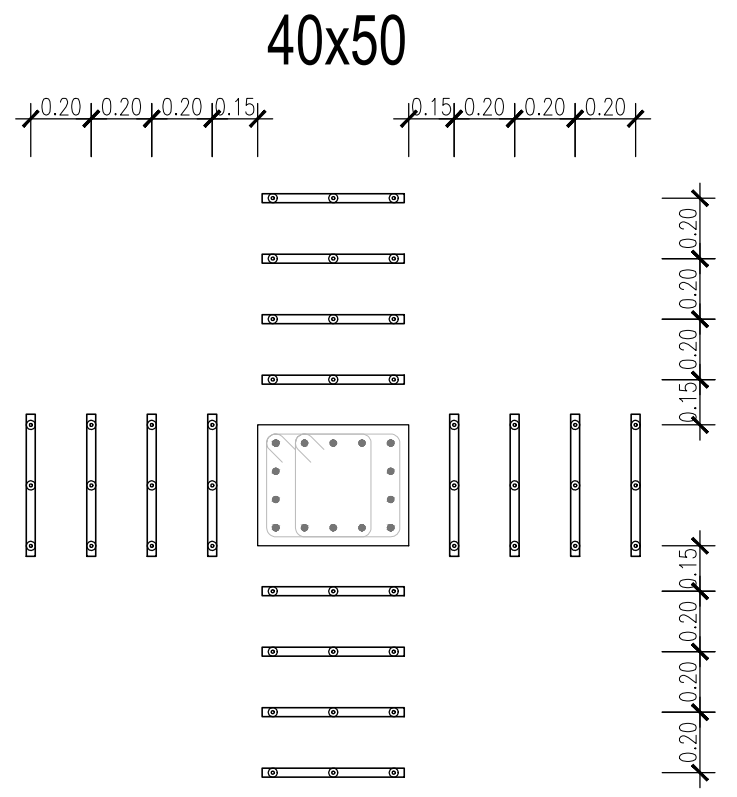
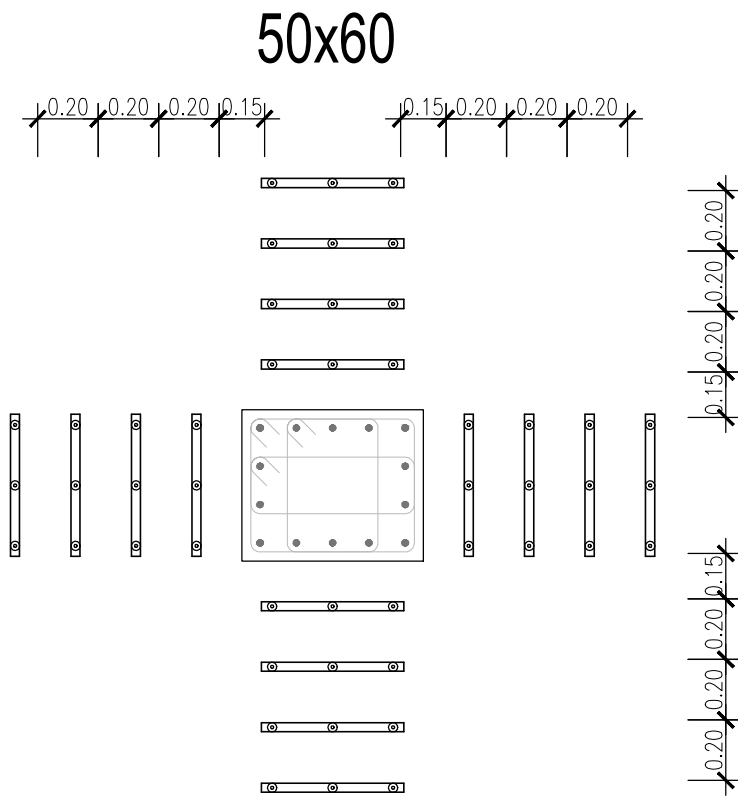
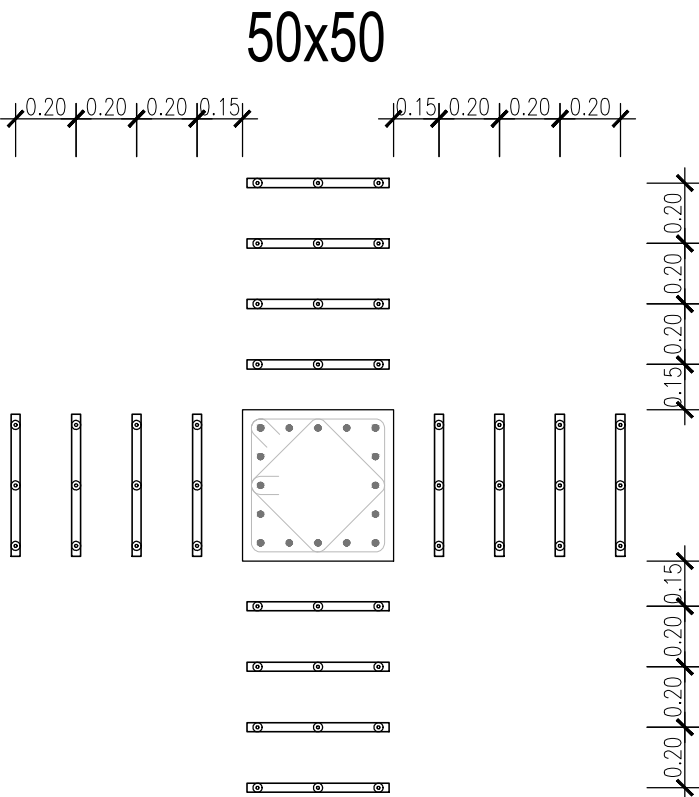
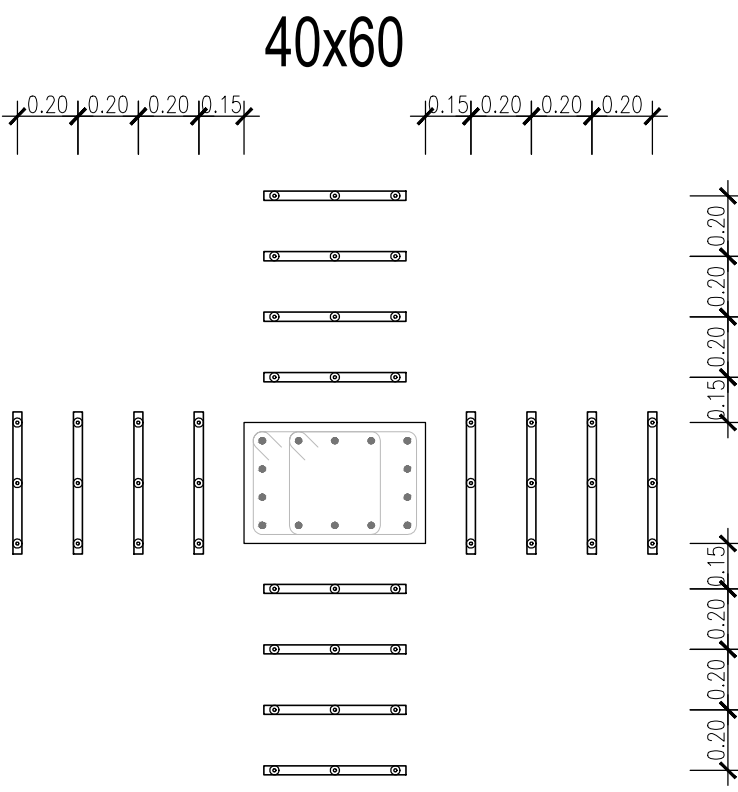
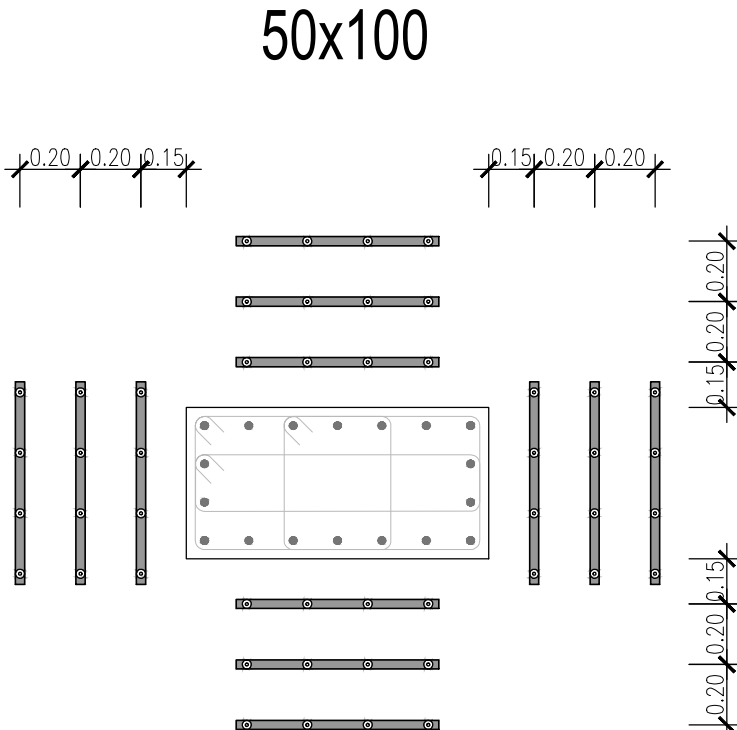
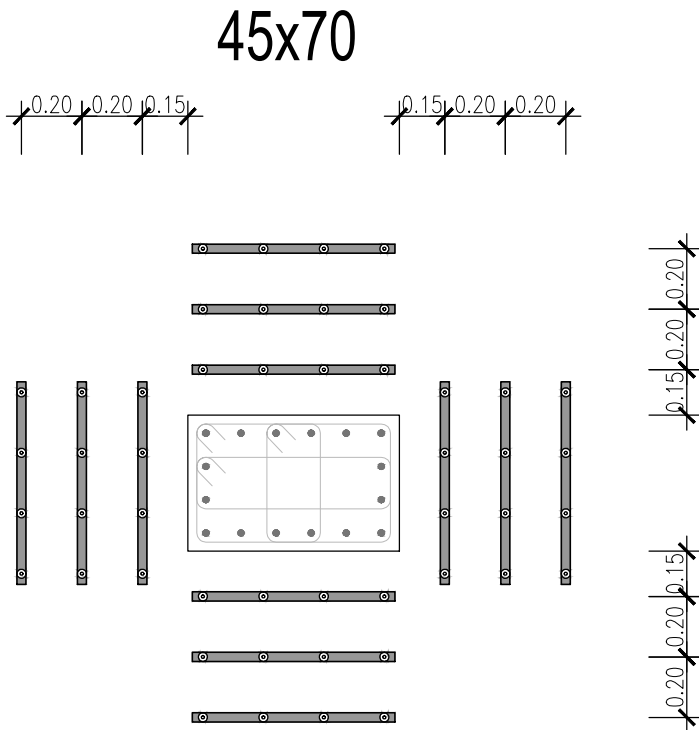
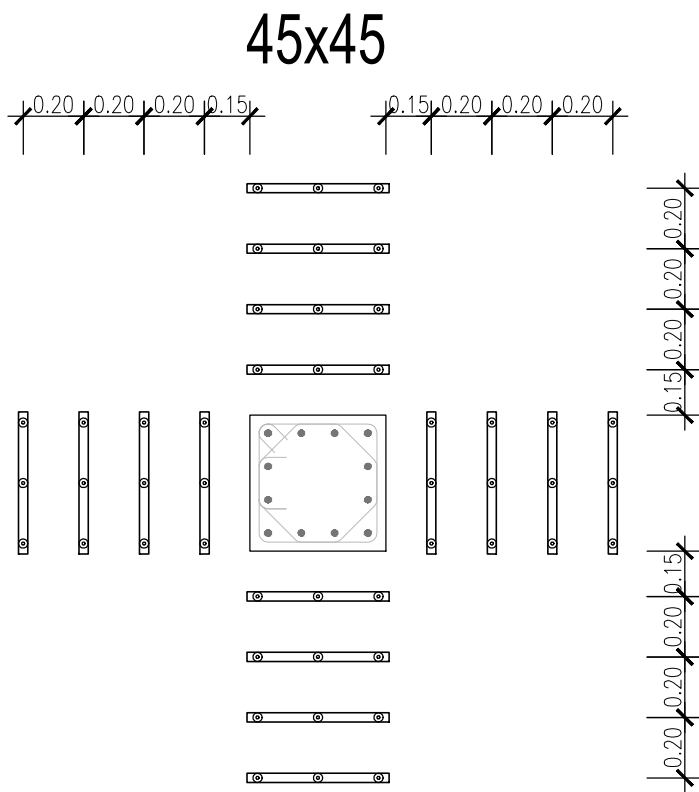
20/11/2023

REC:

VER NOTA

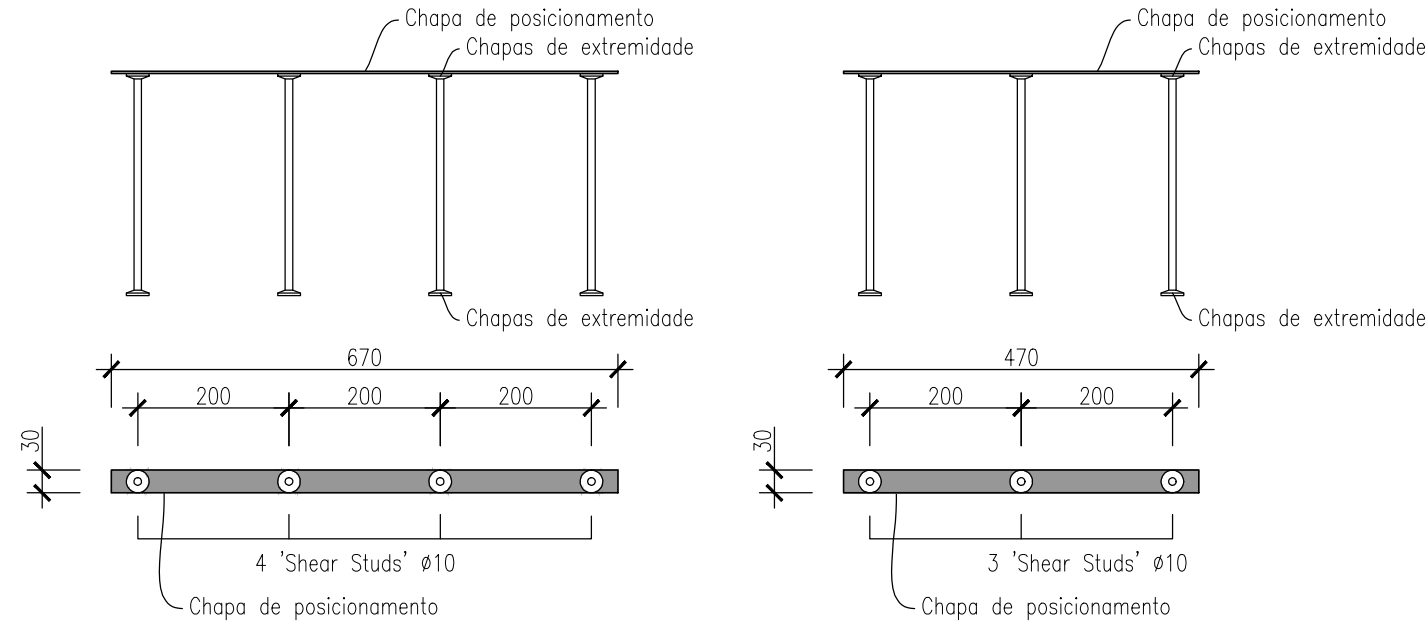
RUA AMÉRICO DA SILVA MARINHO, 2839-001 LAVRADIO, SETÚBAL



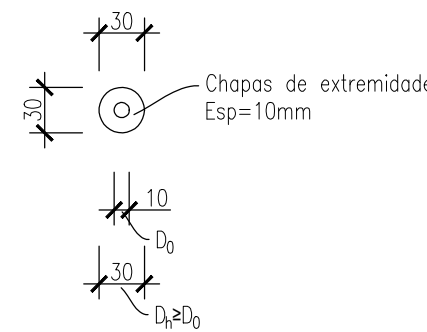


PORMENOR A APLICAR EM TODOS OS PILARES COM CAPITÊIS DE ACORDO COM A SECÇÃO DO PILAR
PLANTA
ESC. 1:25

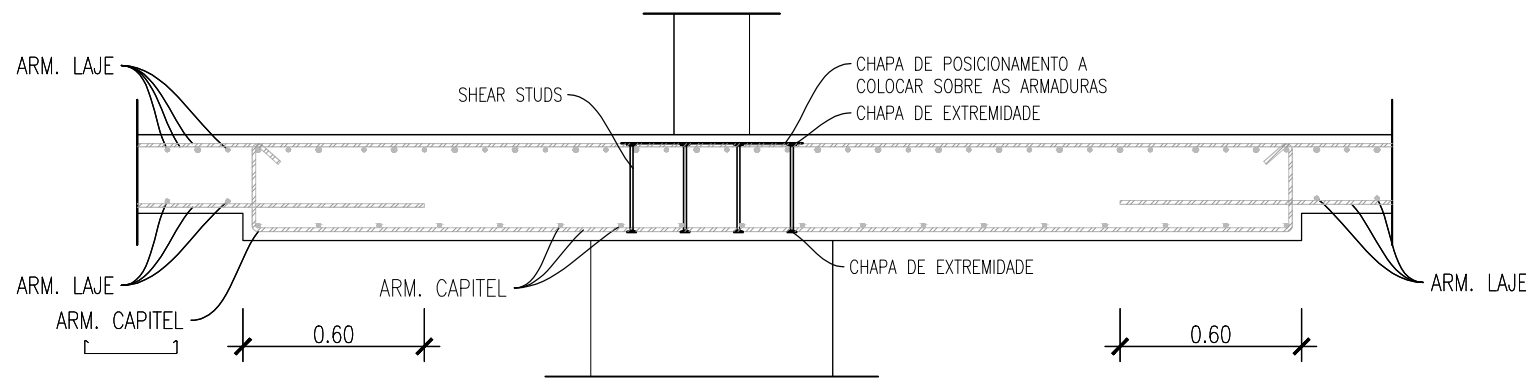
NOTA:
VEIFICAR OS DESENHOS DAS ARMADURAS ESPECÍFICAS PARA CADA SECÇÃO DE PILAR.



CONJUNTO DE "SHEAR STUDS"
ESC 1:10



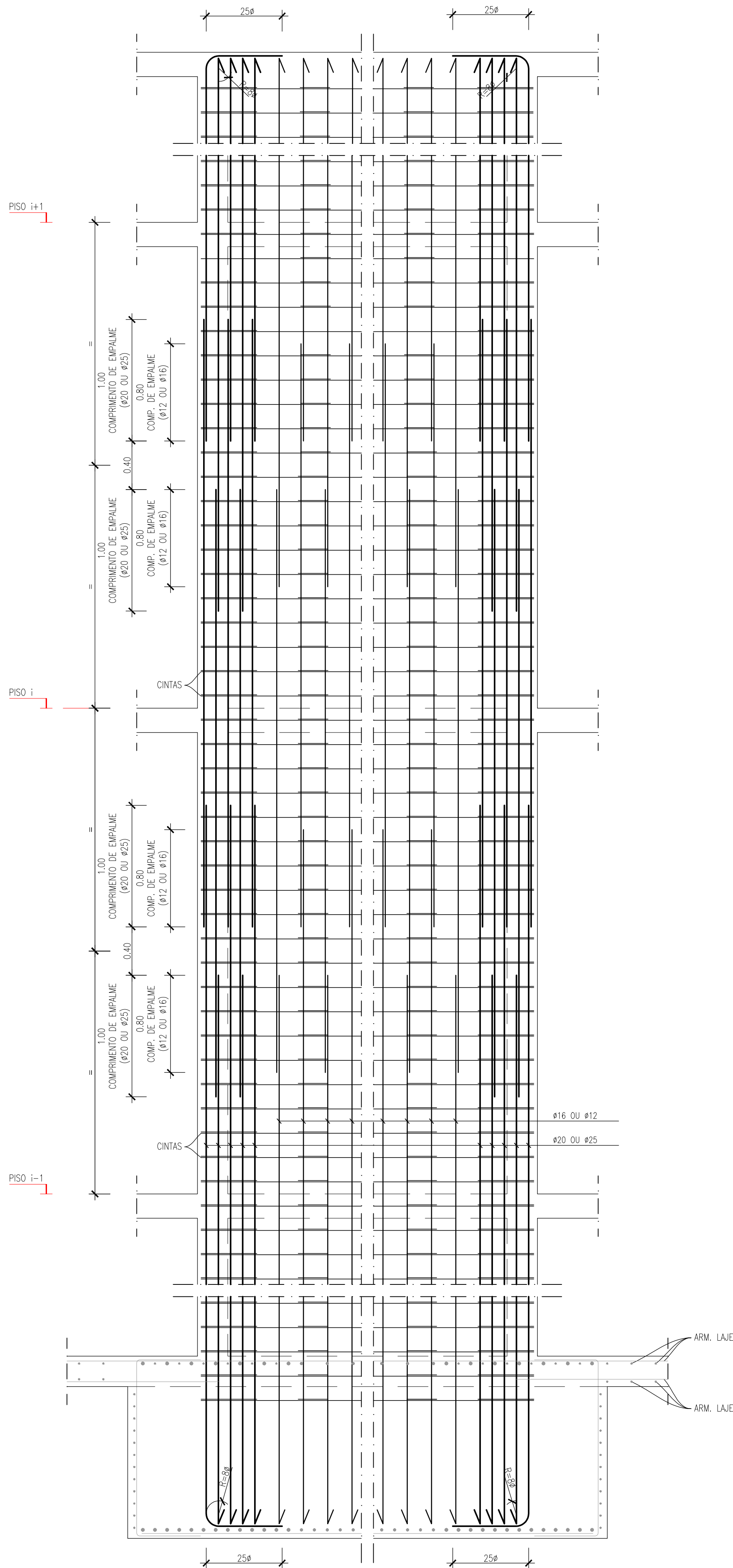
CHAPAS DE EXTREMIDADE DOS
SHEAR STUDS
ESC 1:5



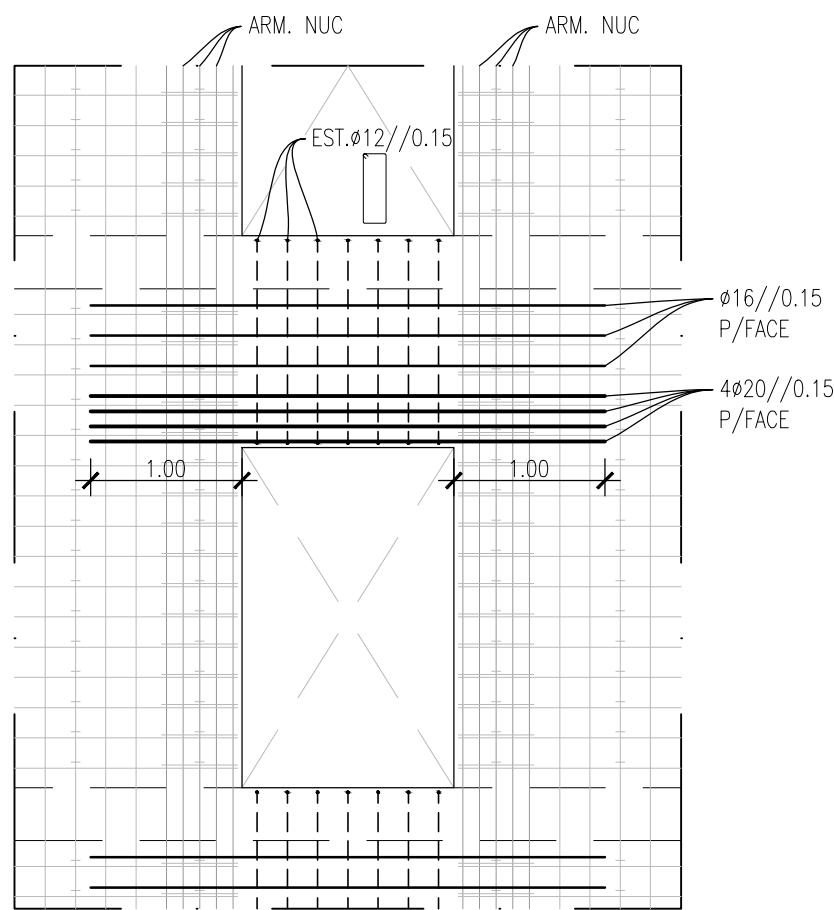
PORMENOR TIPO A APLICAR EM TODOS OS PILARES COM CAPITÊIS
CORTE A-A
ESC. 1:25

RECOBRIMENTOS	
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-
MATERIAIS	
ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

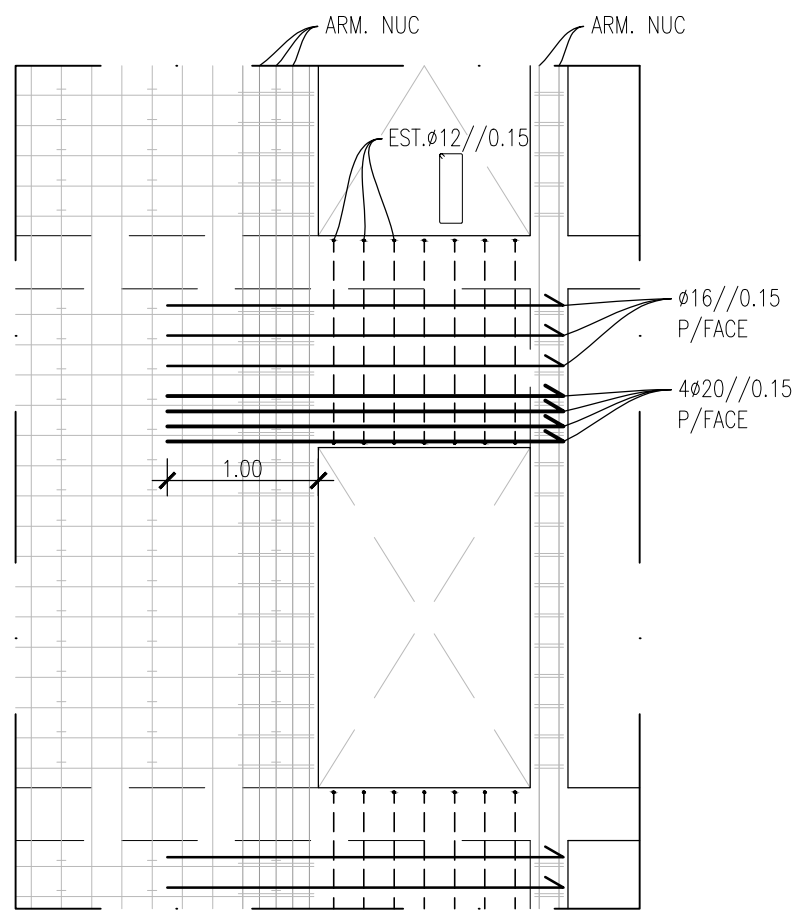
ASSUNTO: DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	GRUPO Nº: 1	
	DESENHO Nº: 8/16	
	DATA: 20/11/2023	
INSTITUIÇÃO: 	AUTOR: RAFAEL OLIVEIRA - 201700758	
	PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
	ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



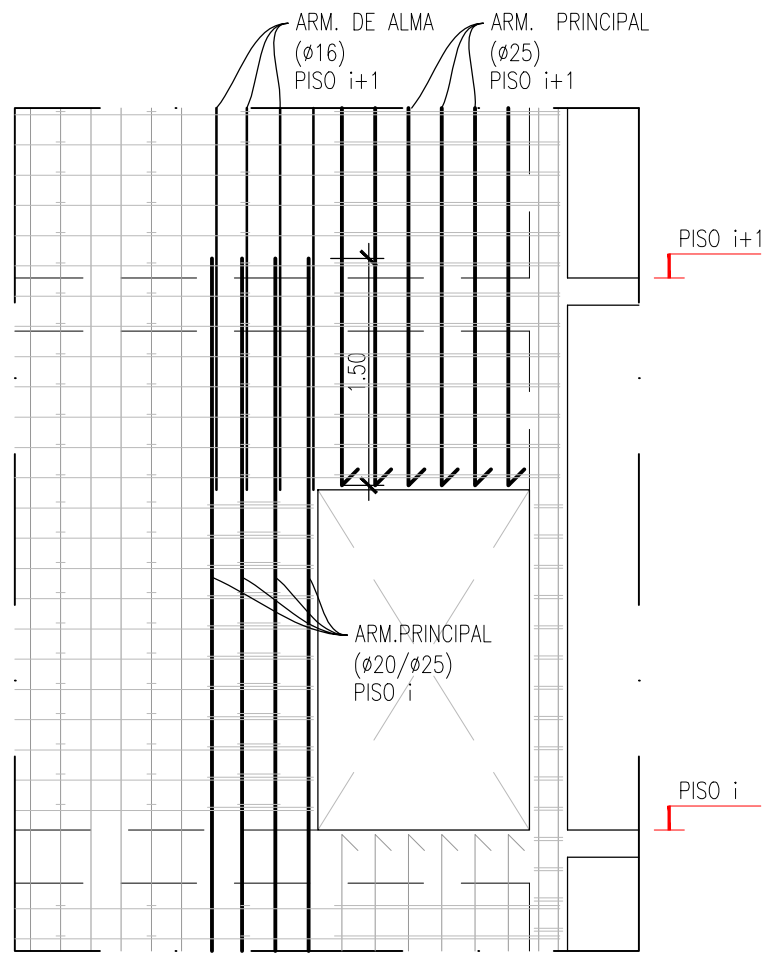
PORMENOR TIPO DO EMPALME DAS ARMADURAS NAS PAREDES E NÚCLEOS
NOTA: PREFERENCIALMENTE OS EMPALMES DEVEM SER EFECTUADOS EM CADA 2 PISOS
ESC. 1:25



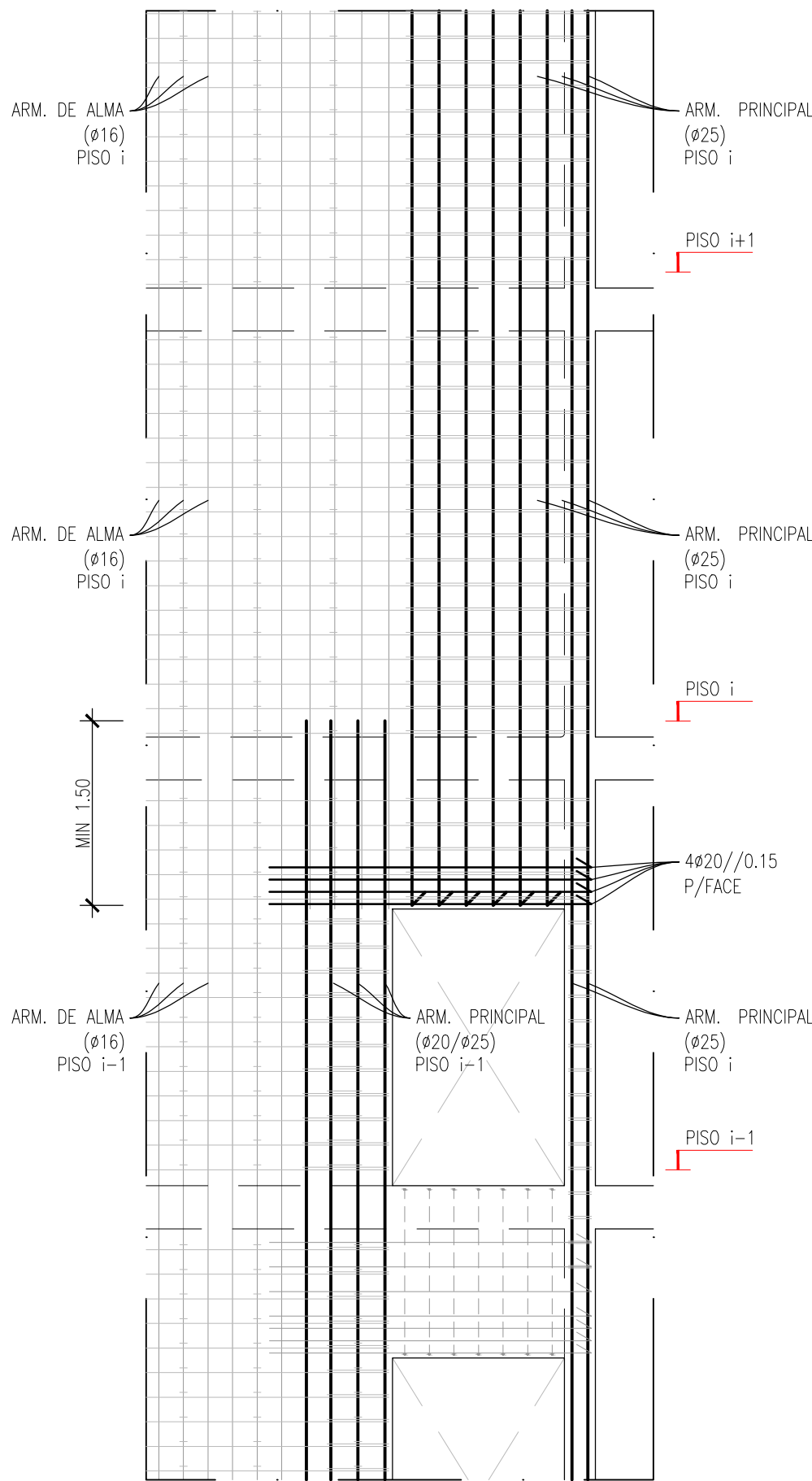
REFORÇO DE ARMADURAS
PORMENOR TIPO 1
SEM ESCALA



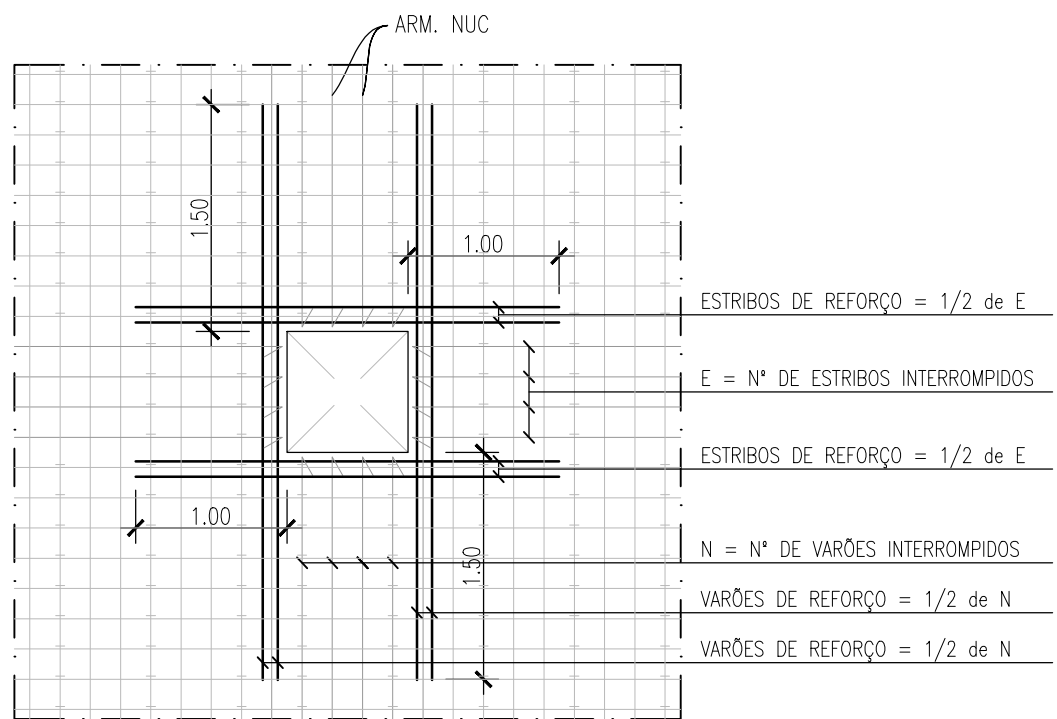
REFORÇO DE ARMADURAS
PORMENOR TIPO 2
SEM ESCALA



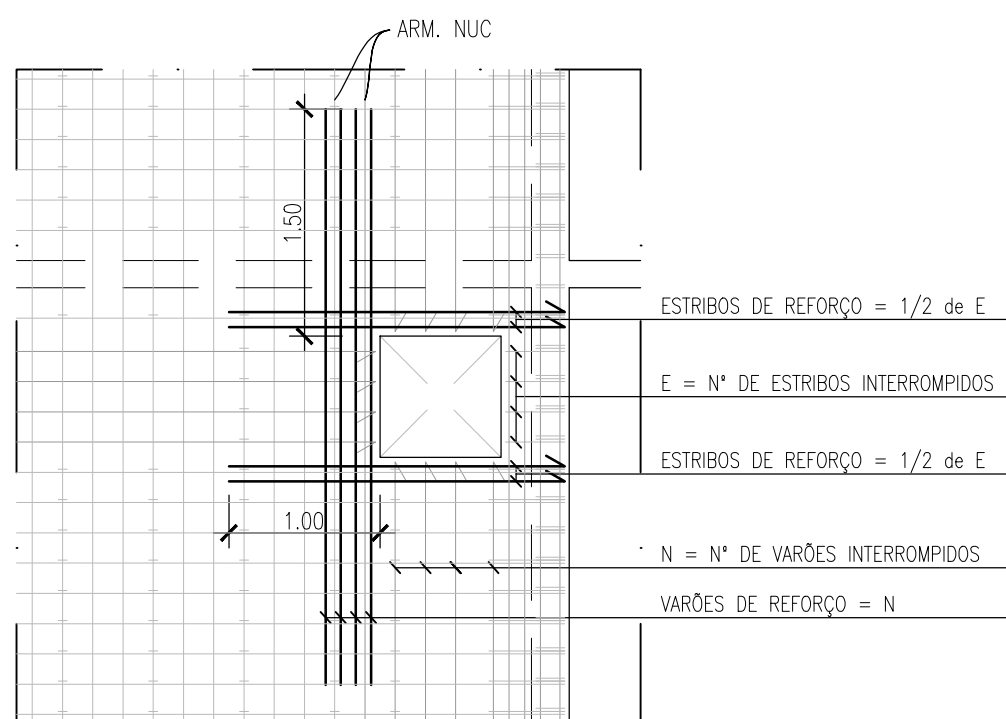
DESCONTINUIDADES EM PLANTA
PORMENOR TIPO 4
SEM ESCALA



DESCONTINUIDADES EM PLANTA
PORMENOR TIPO 3
SEM ESCALA



REFORÇO DE ARMADURAS
PORMENOR TIPO 5
SEM ESCALA



REFORÇO DE ARMADURAS
PORMENOR TIPO 6
SEM ESCALA

RECOBRIMENTOS

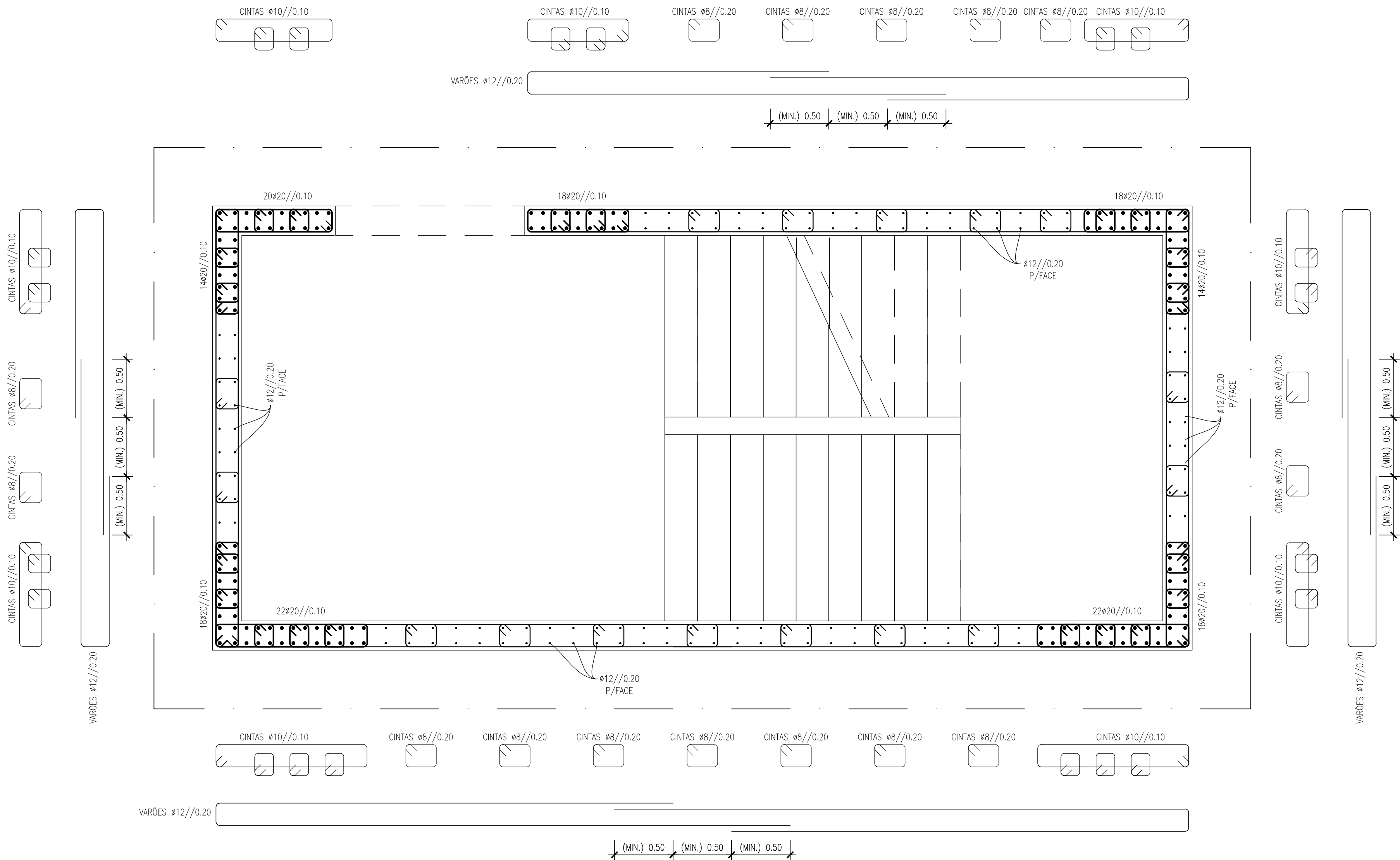
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
PRÉ-ESFORÇADAS:	C30/37 // A500 NR
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

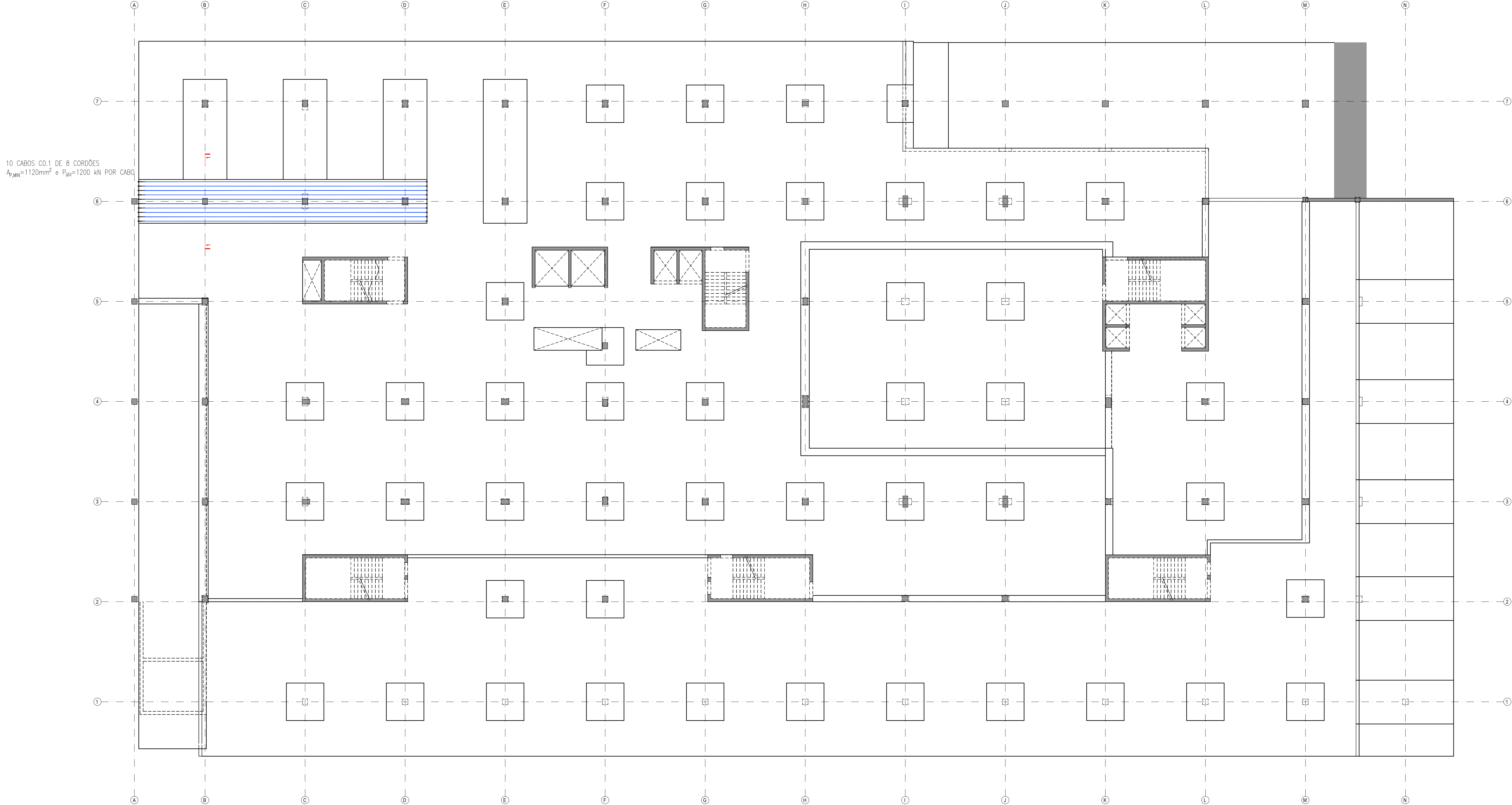
ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
PORMENORES GERAIS DE DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E DE REFORÇO DOS NÚCLEOS	9/16
	DATA:
	20/11/2023

INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



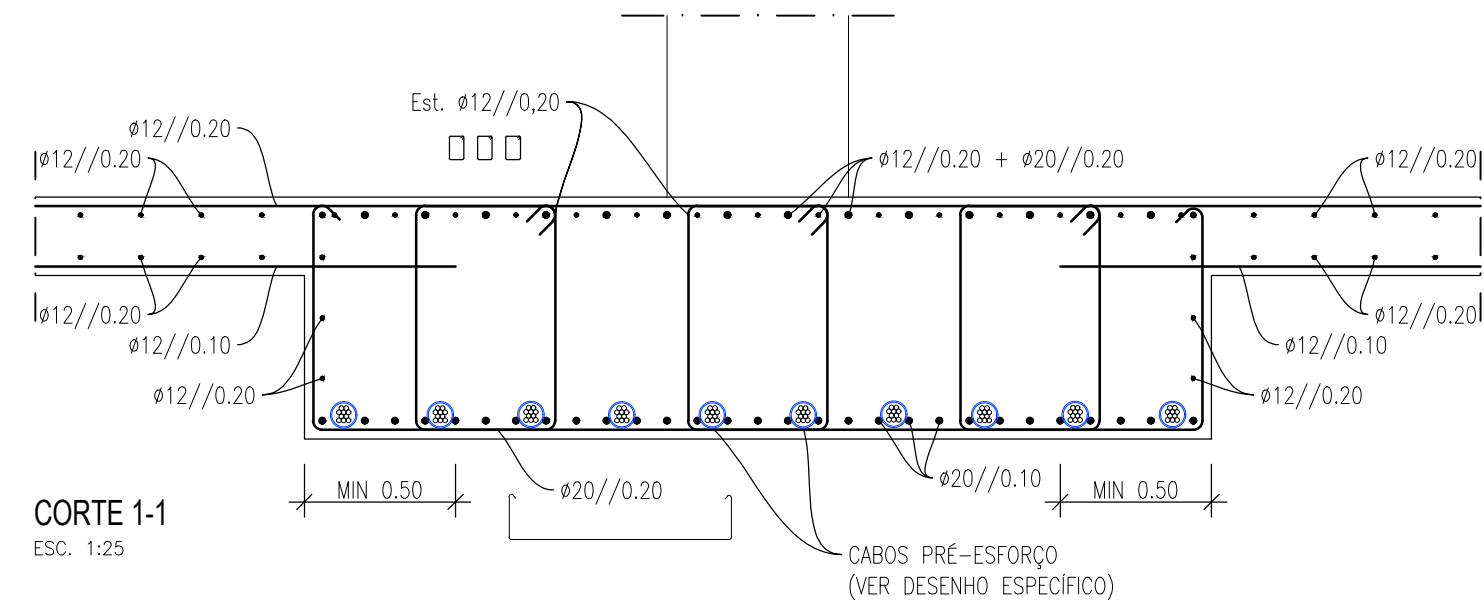
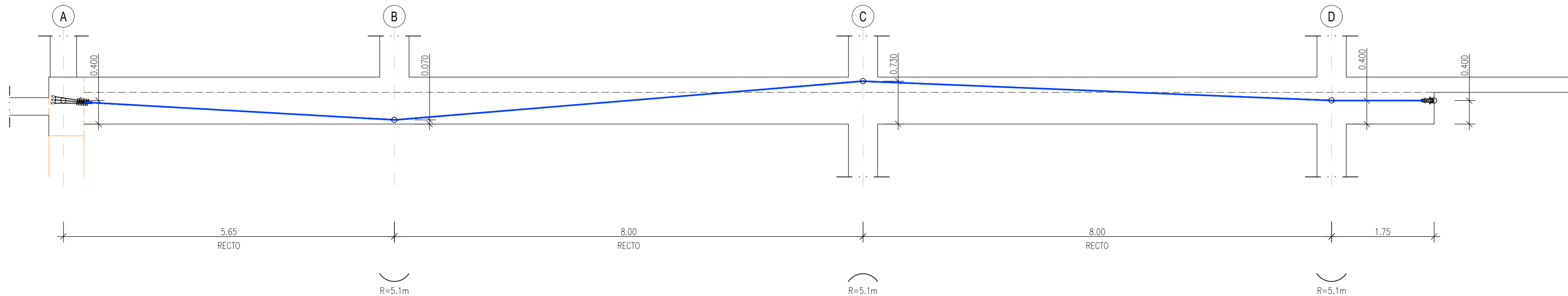
NÚCLEO N4
SECÇÃO DO PISO 1 AO PISO 2
ESC. 1:25

RECOBRIMENTOS			
ELEMENTOS		RECOBRIMENTOS	
FUNDAÇÕES:		50mm	
PILARES:		45mm	
VIGAS:		45mm	
LAJES INT. E EXT.		35mm	
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:		45mm	
PAREDES:		45mm	
REGULARIZAÇÃO:		-	
MATERIAIS			
ELEMENTOS		MATERIAIS	
FUNDAÇÕES:		C30/37 // A500 NR	
PILARES:		C30/37 // A500 NR	
VIGAS:		C30/37 // A500 NR	
LAJES INT. E EXT.LAJES		C30/37 // A500 NR	
PRÉ-ESFORÇADAS:		C30/37 // A500 NR	
PAREDES:		C30/37 // A500 NR	
REGULARIZAÇÃO:		C12/15	
ASSUNTO:			GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO			1
DESIGNAÇÃO:			DESENHO Nº:
ARMADURAS DA SECÇÃO DO NÚCLEO N4 DO PISO 1 AO PISO 2			10/16
			DATA: 20/11/2023
INSTITUIÇÃO:		AUTOR:	
 IPS Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro		RAFAEL OLIVEIRA - 201700758	
		PROFª ORIENTADOR: MIGUEL LOURENÇO	
		ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA
RUA AMÉRICO DA SILVA MARINHO, 2839-001 LAVRADIO, SETÚBAL			



PLANTA DO PRÉ-ESFORÇO - PISO 0
ESC. 1:150

CABOS C0.1
(CABOS DE 8 CORDOES - $P_{0,1} = 1200kN$)
ESC. 1:50



RECOBRIMENTOS

ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESF.	C30/37 // A500 NR // Y1860/1670 - S7 - 15.7 - R2
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:
**DESENHO DE
DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURA DE BETÃO
ARMADO**

GRUPO Nº:
1

DESIGNAÇÃO:
PRÉ-ESFORÇO DO PISO 0

DESENHO Nº:
11/16

DATA:
20/11/2023

INSTITUIÇÃO:



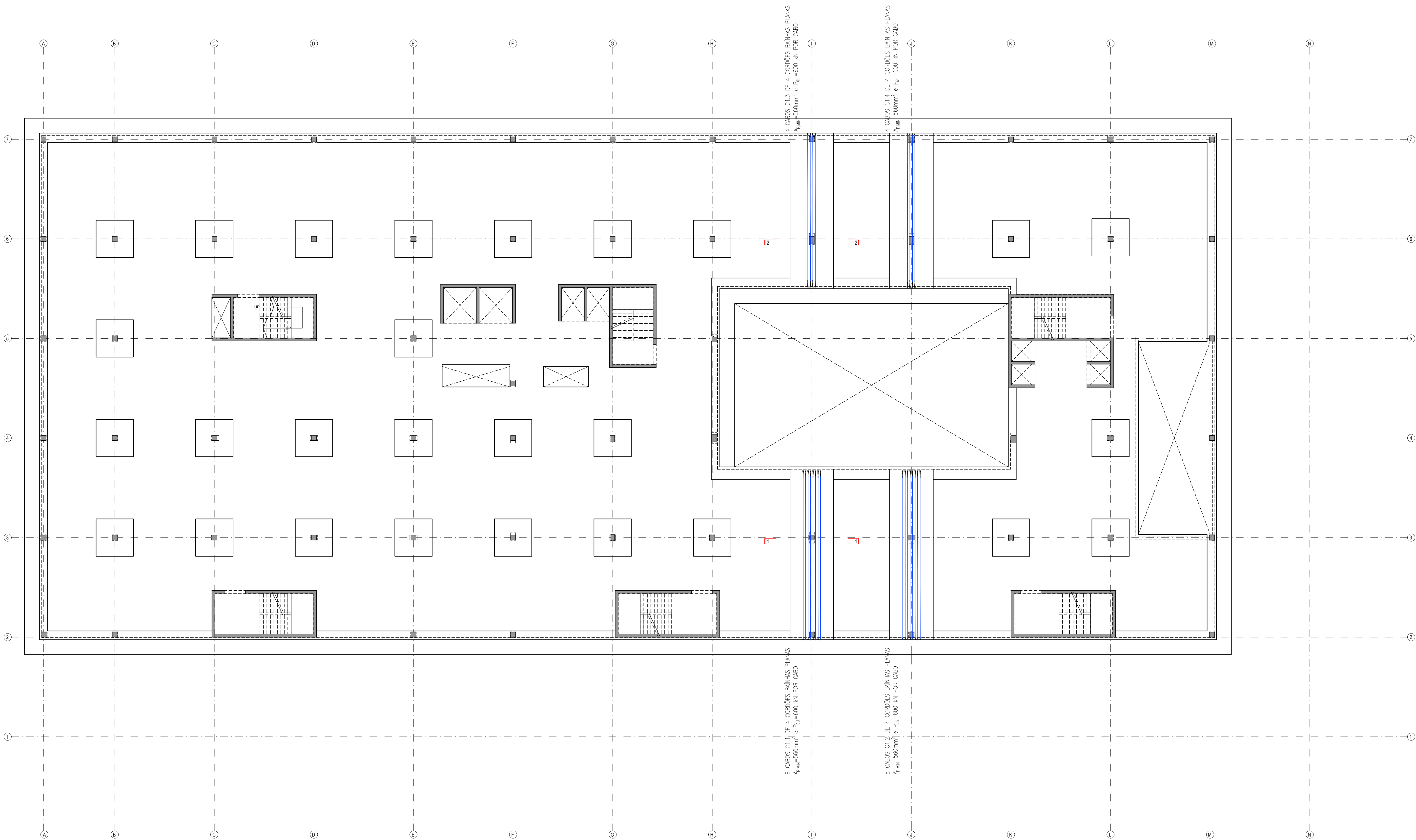
AUTOR:

RAFAEL OLIVEIRA - 201700758

PROFª
ORIENTADOR: **MIGUEL LOURENÇO**

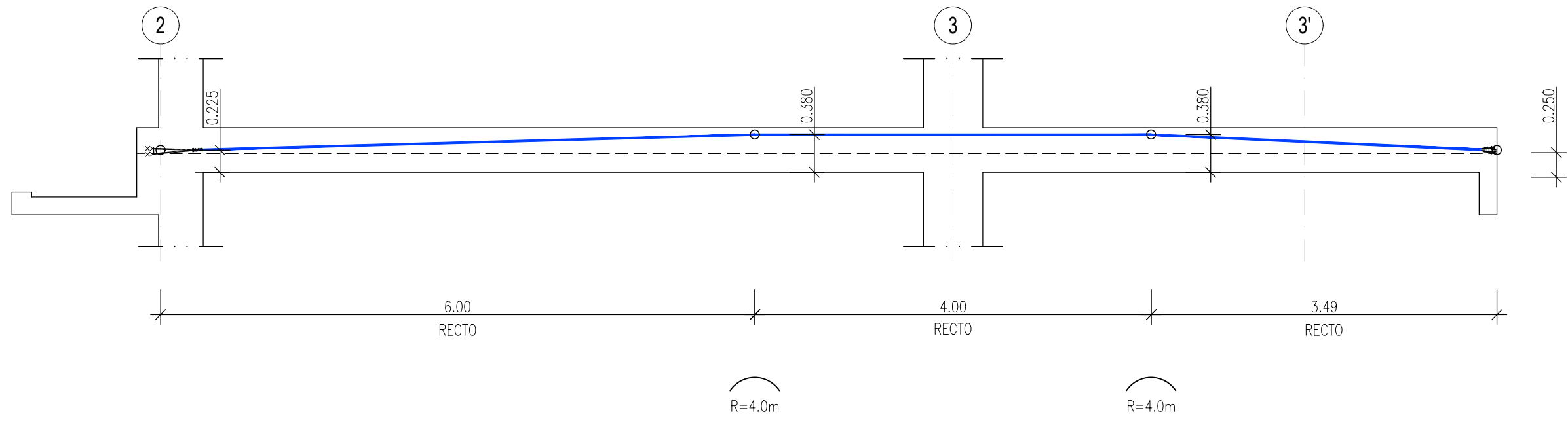
ESC.:
INDICADAS

REC:
VER NOTA

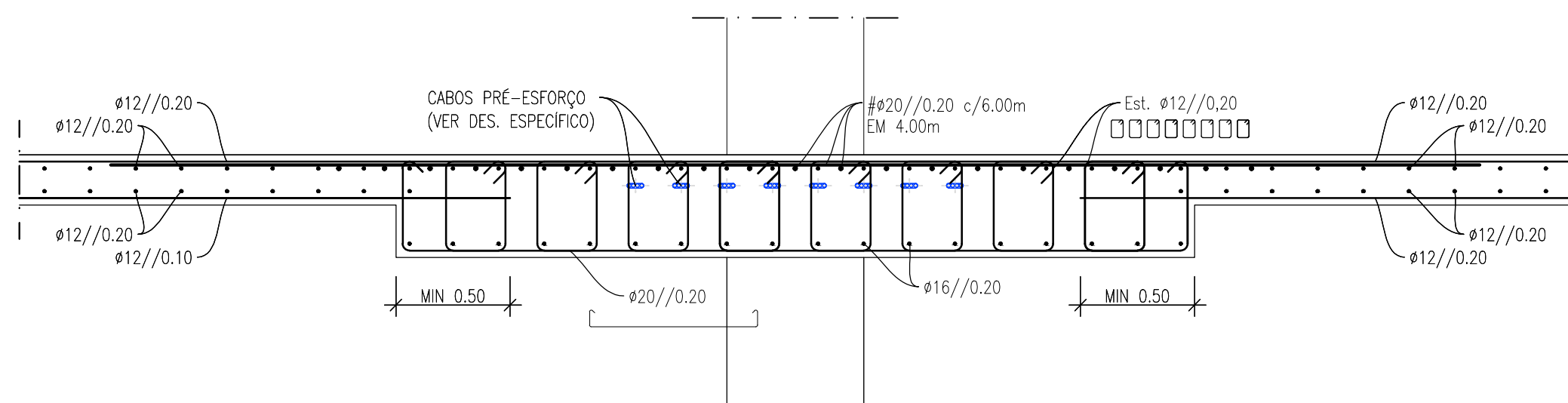
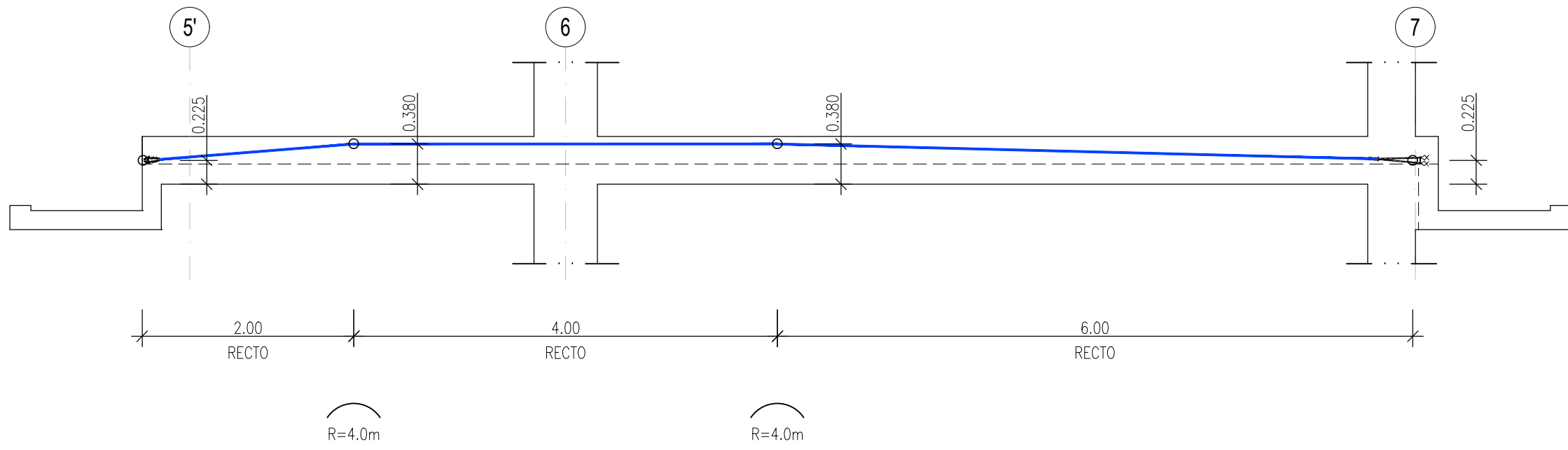


PLANTA DO PRÉ-ESFORÇO - PISO 1
ESC: 1:50

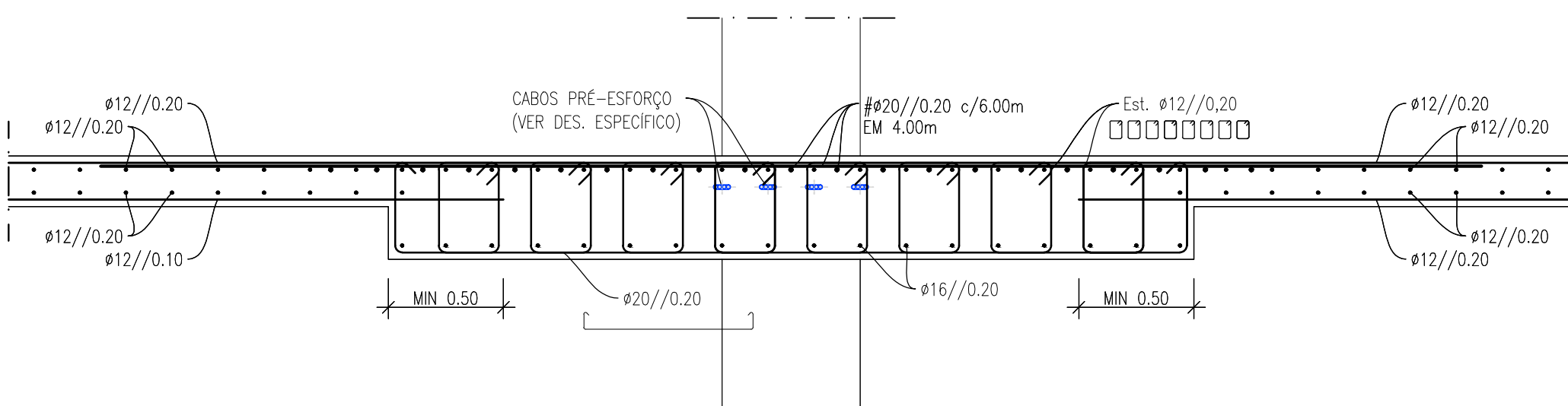
CABOS C1.1 | C12
(CABOS DE BAINHA PLANA COM 4 CORDÕES - $P_{UTL} = 600kN$)
ESC: 1:50



CABOS C1.3 | C14
(CABOS DE BAINHA PLANA COM 4 CORDÕES - $P_{UTL} = 600kN$)
ESC: 1:50



CORTE 1-1
ESC: 1:25



CORTE 2-2
ESC: 1:25

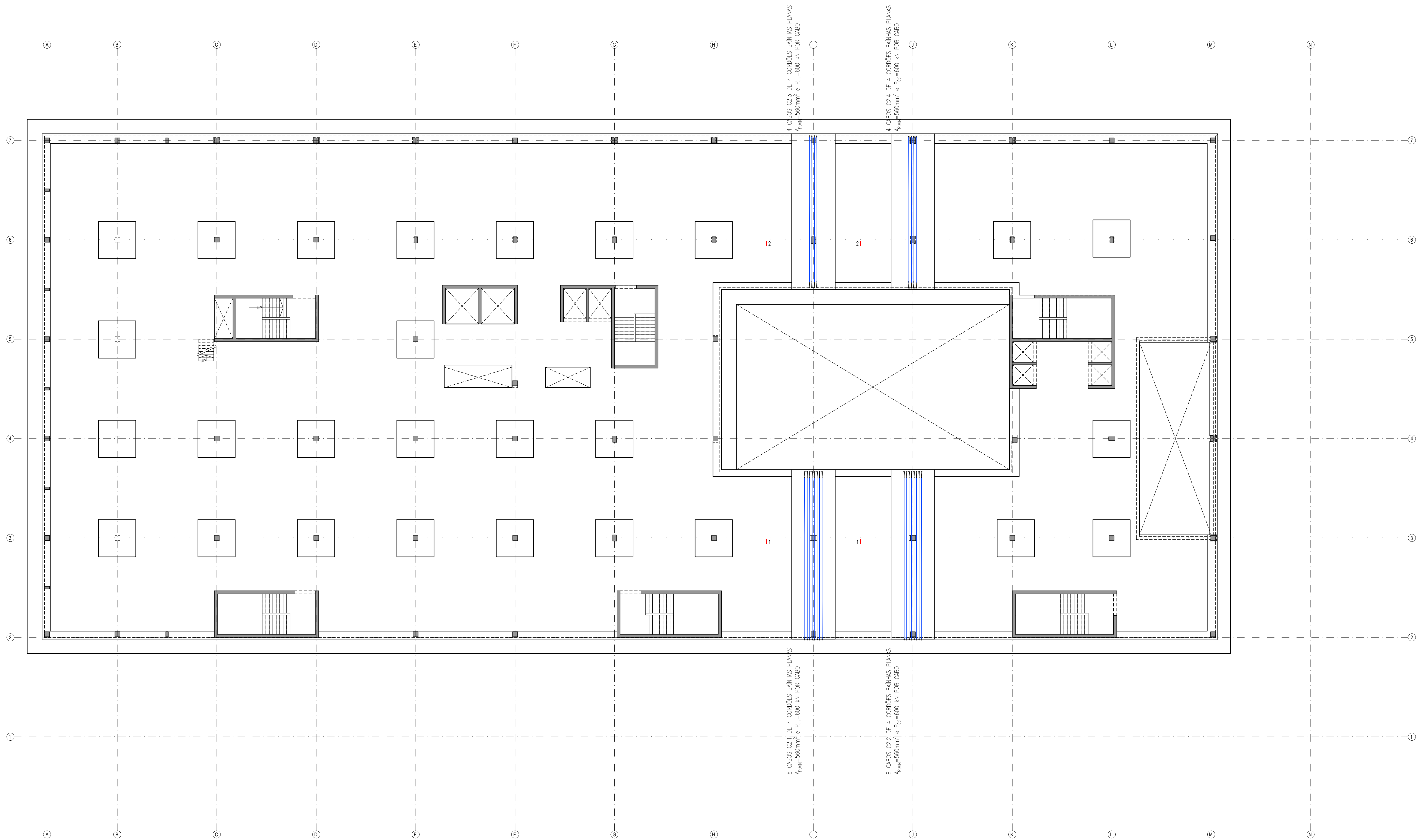
RECOBRIMENTOS

ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

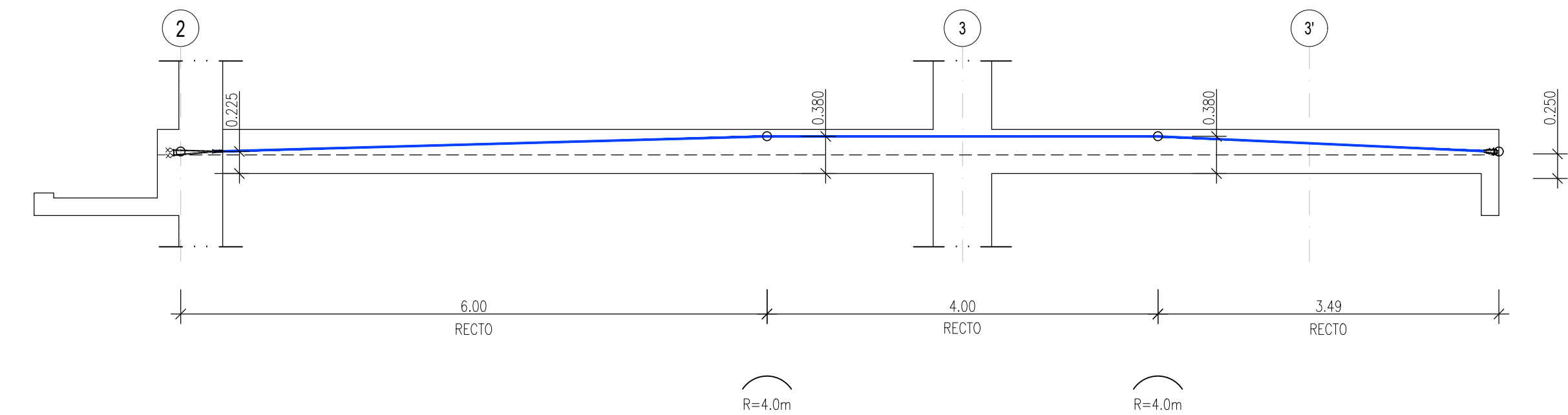
ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESF.	C30/37 // A500 NR // Y1860/1670 - S7 - 15.7 - R2
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
PRÉ-ESFORÇO DO PISO 1	12/16
	DATA: 20/11/2023
INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
 Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.:	INDICADAS
REC:	VER NOTA

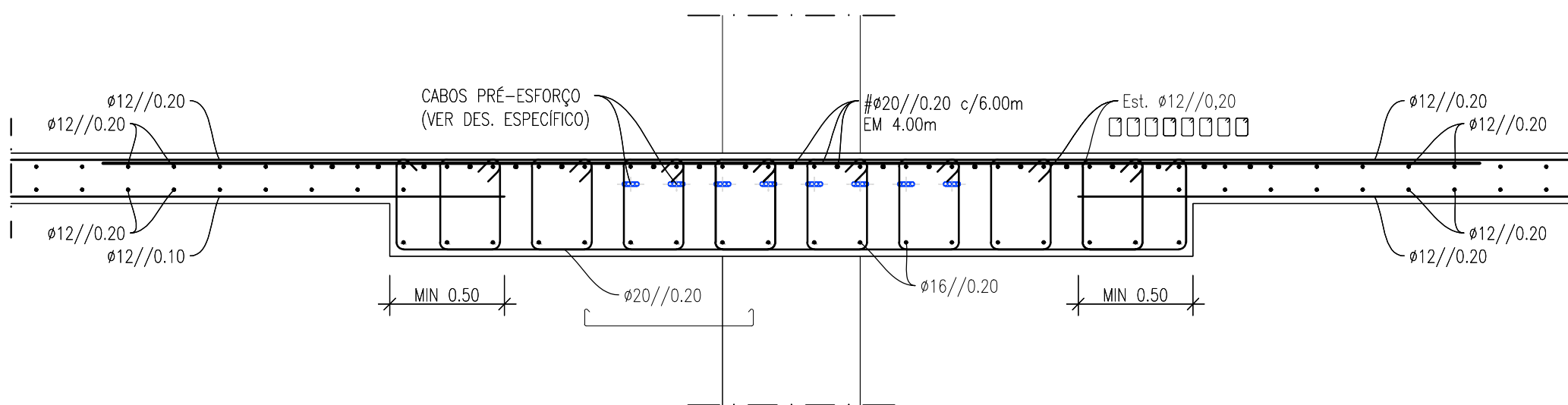
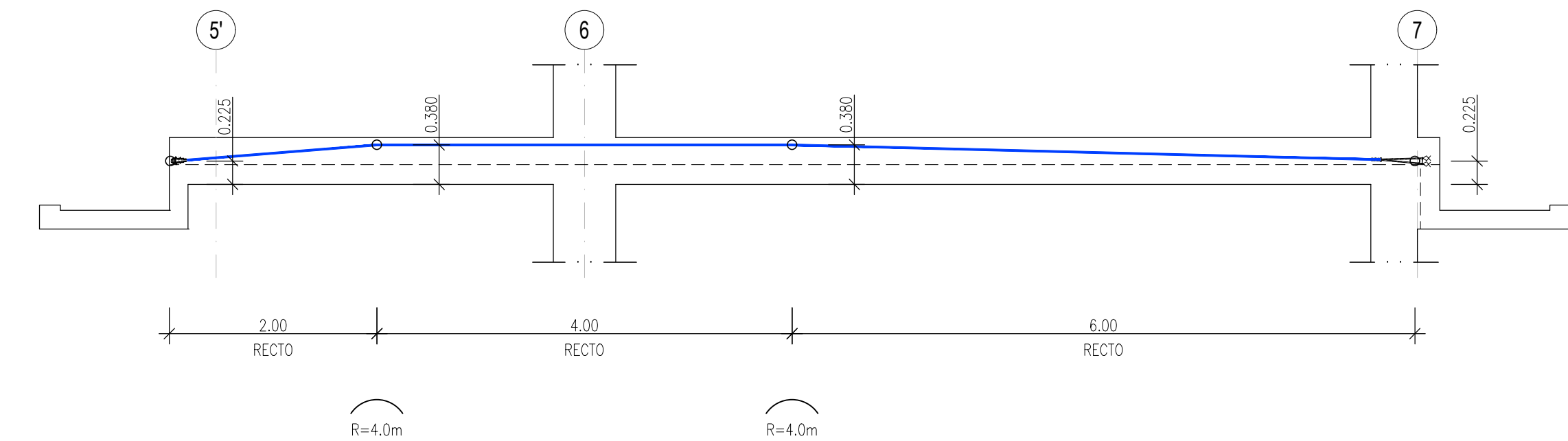


PLANTA DO PRÉ-ESFORÇO - PISO 2
ESC. 1:150

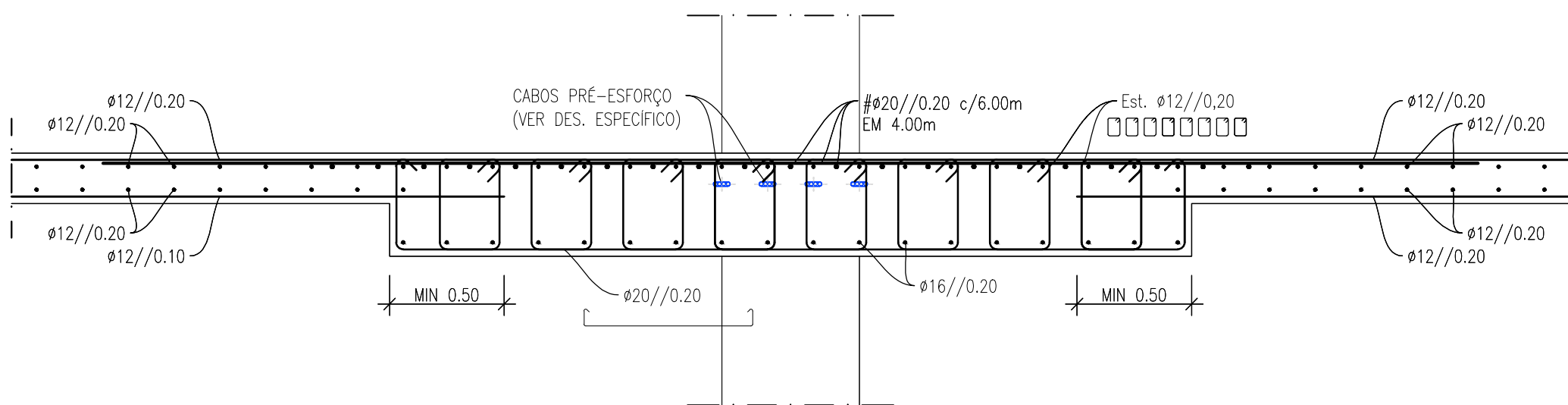
CABOS C2.1 / C2.2
(CABOS DE BANHA PLANA COM 4 CORDÕES - $P_{0HL} = 600kN$)
ESC. 1:25



CABOS C2.3 / C2.4
(CABOS DE BANHA PLANA COM 4 CORDÕES - $P_{0HL} = 600kN$)
ESC. 1:50



CORTE 1-1
ESC. 1:25



CORTE 2-2
ESC. 1:25

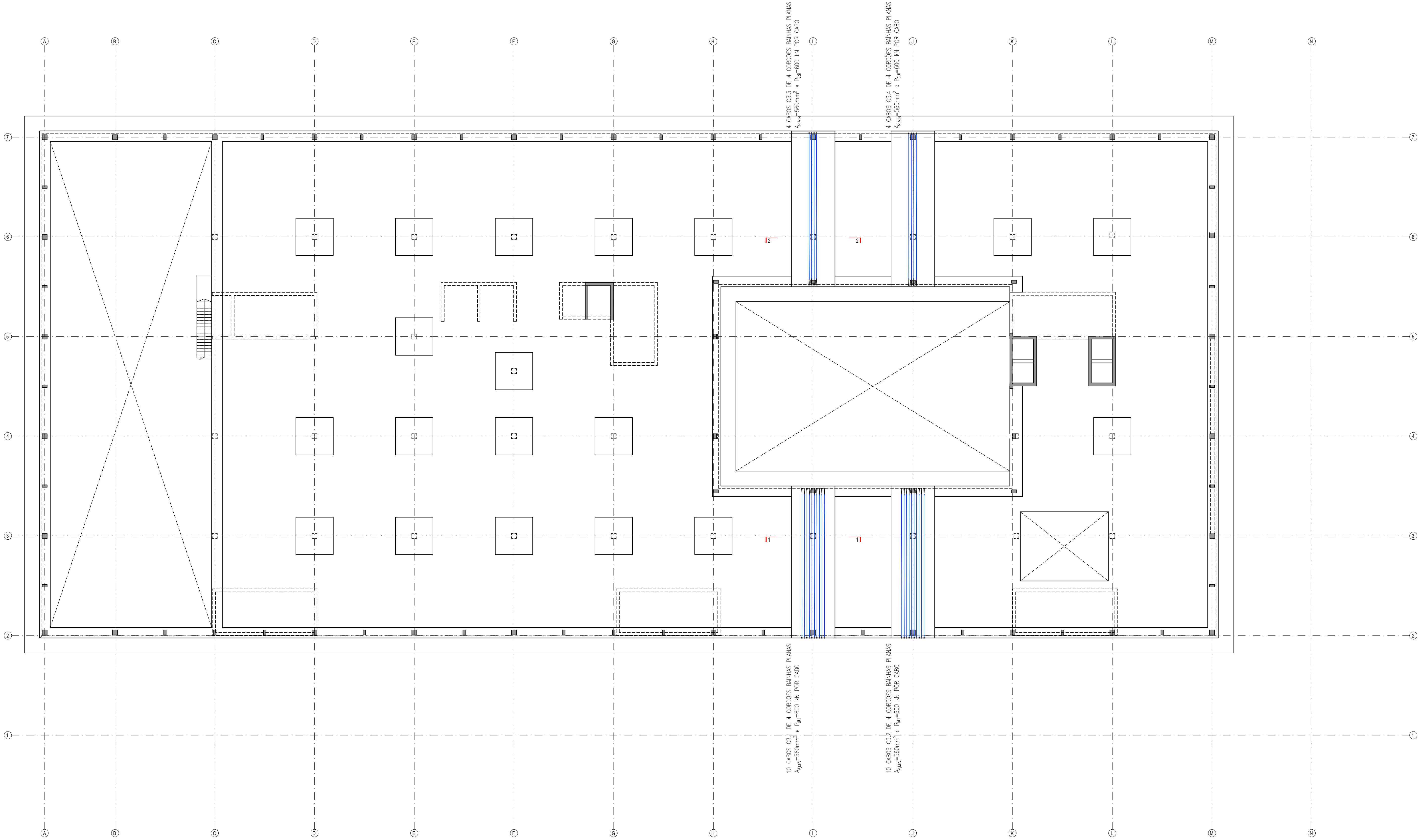
RECOBRIMENTOS

ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

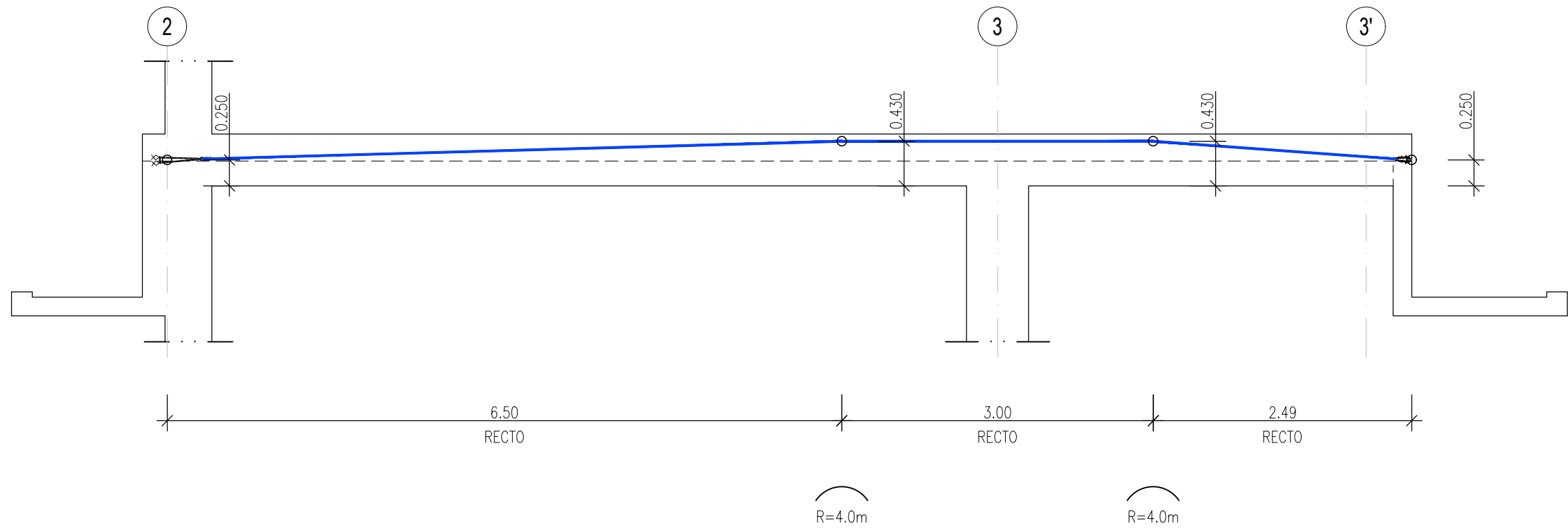
ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESF.	C30/37 // A500 NR // Y1860/1670 - S7 - 15.7 - R2
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
PRÉ-ESFORÇO DO PISO 2	13/16
DATA:	20/11/2023
INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
IPS Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



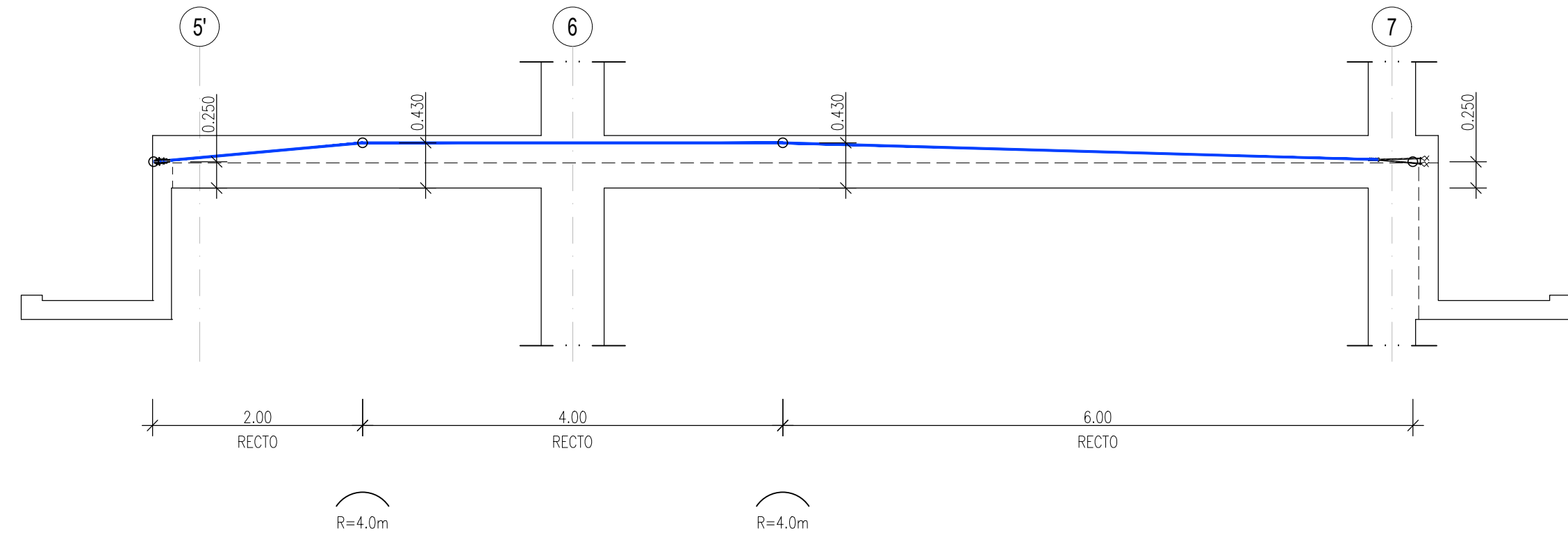
PLANTA DO PRÉ-ESFORÇO - PISO DA COBERTURA
ESC. 1:150

CABOS C3.1 | C3.2
(CABOS DE BANHA PLANA COM 4 CORDÕES - $P_{UTL} = 600kN$)
ESC. 1:50



CORTE 1-1
ESC. 1:25

CABOS C3.3 | C3.4
(CABOS DE BANHA PLANA COM 4 CORDÕES - $P_{UTL} = 600kN$)
ESC. 1:50



CORTE 2-2
ESC. 1:25

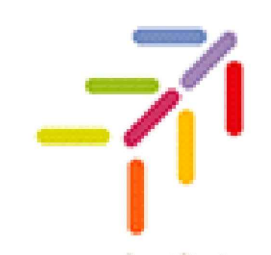
RECOBRIMENTOS

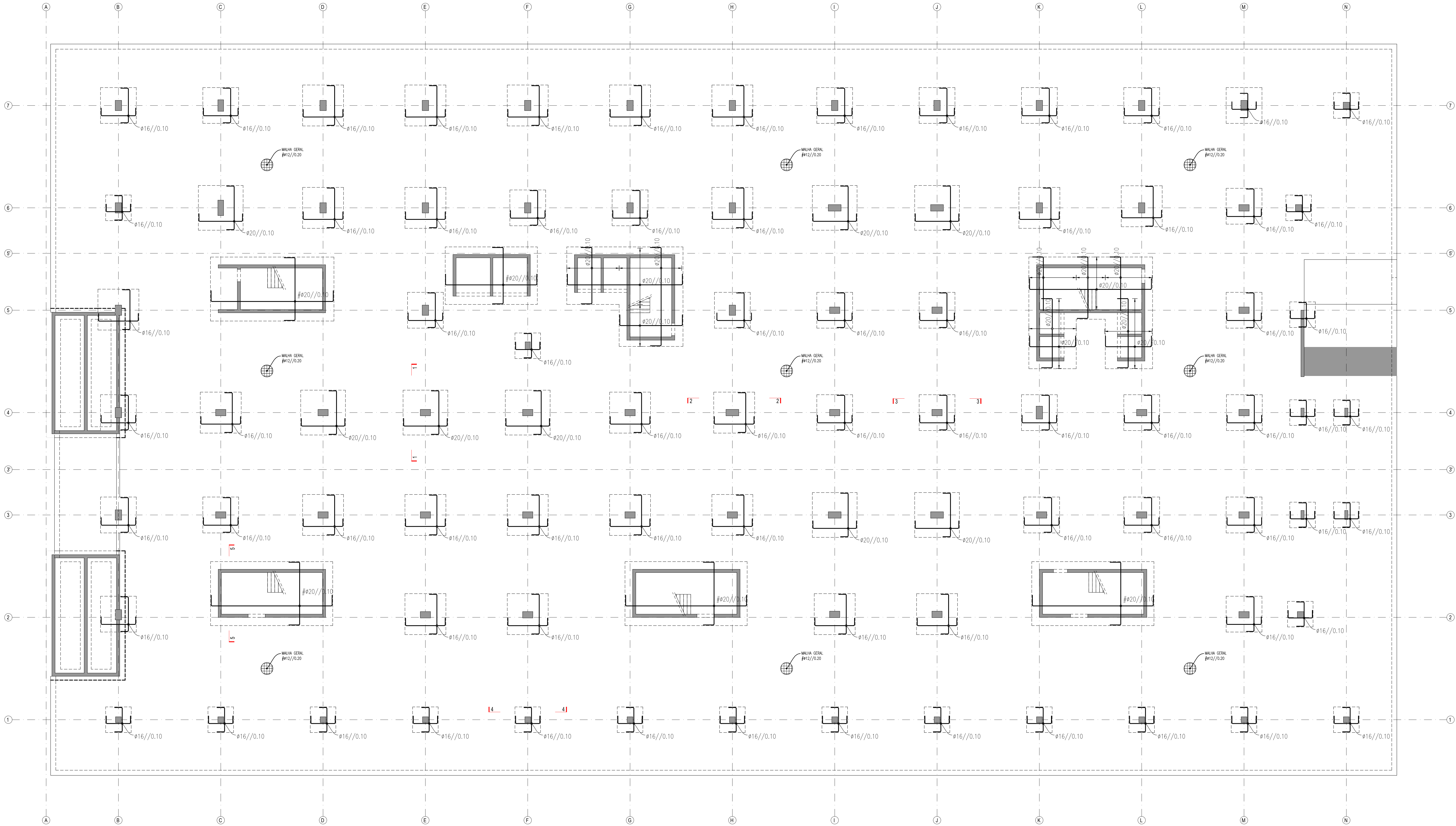
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

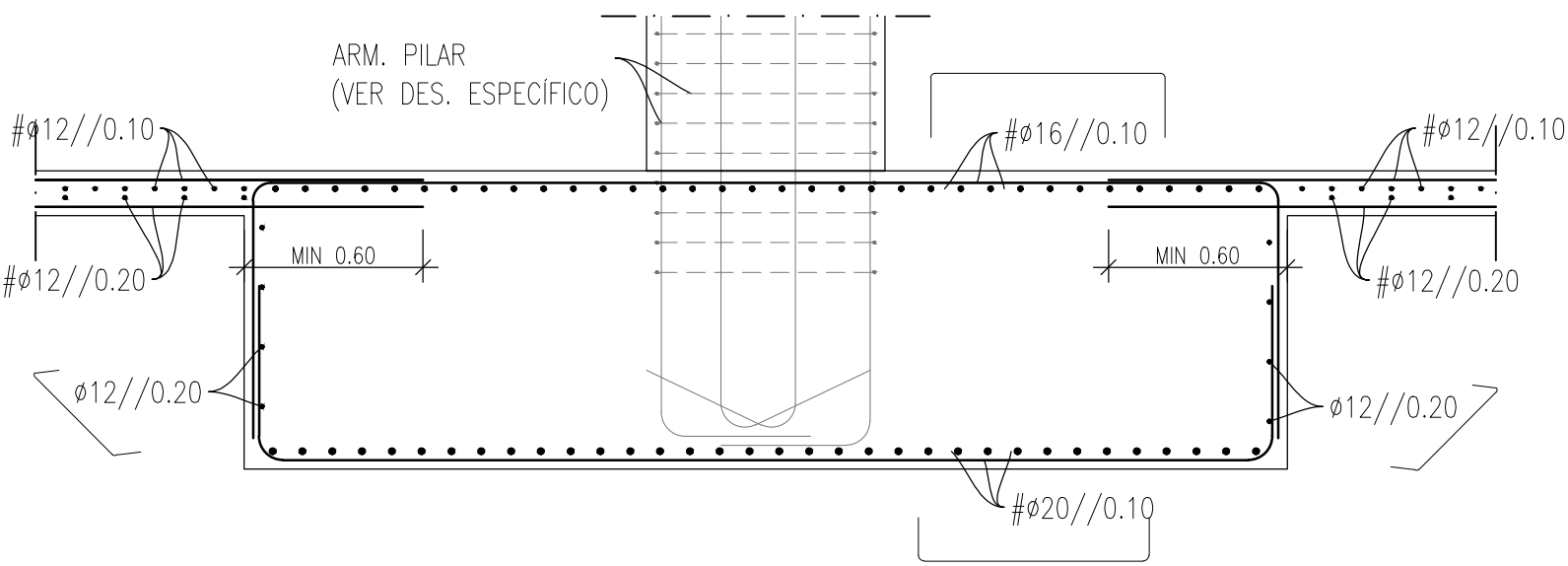
ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESF.	C30/37 // A500 NR // Y1860/1670 - S7 - 15.7 - R2
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
PRÉ-ESFORÇO DA COBERTURA	14/16
	DATA: 20/11/2023

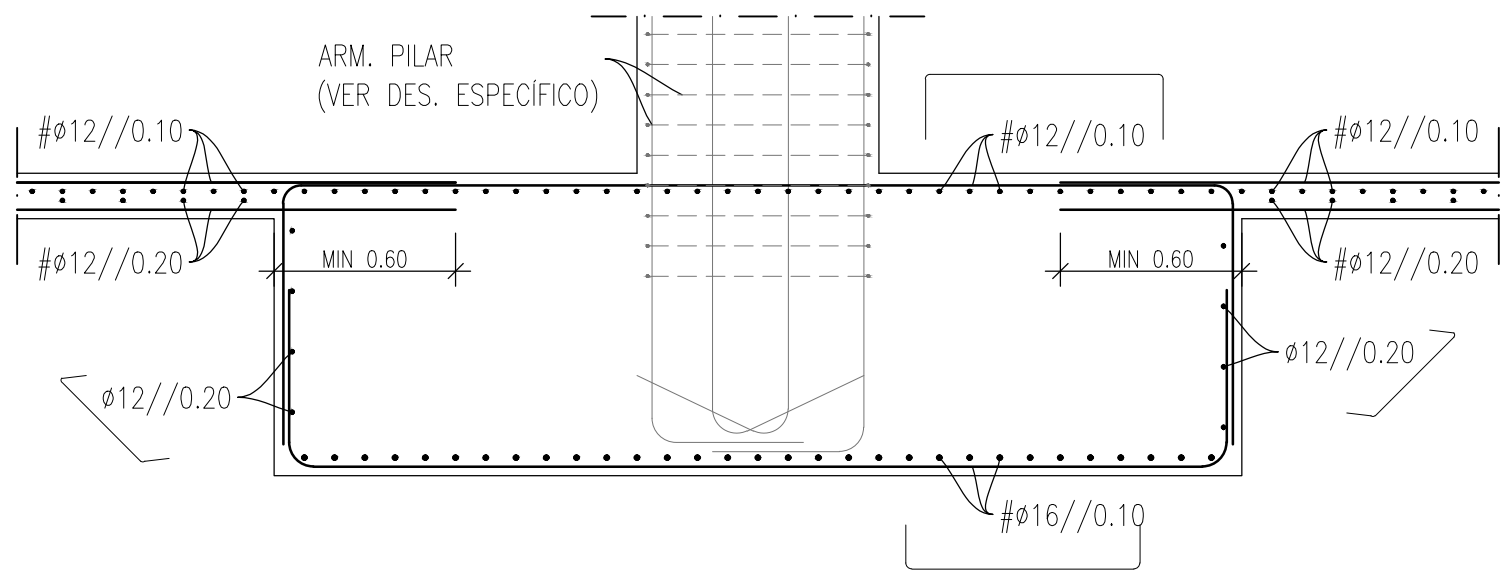
INSTITUIÇÃO:  Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	AUTOR: RAFAEL OLIVEIRA - 201700758	
	PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
	ESC.:	REC:
	INDICADAS	VER NOTA



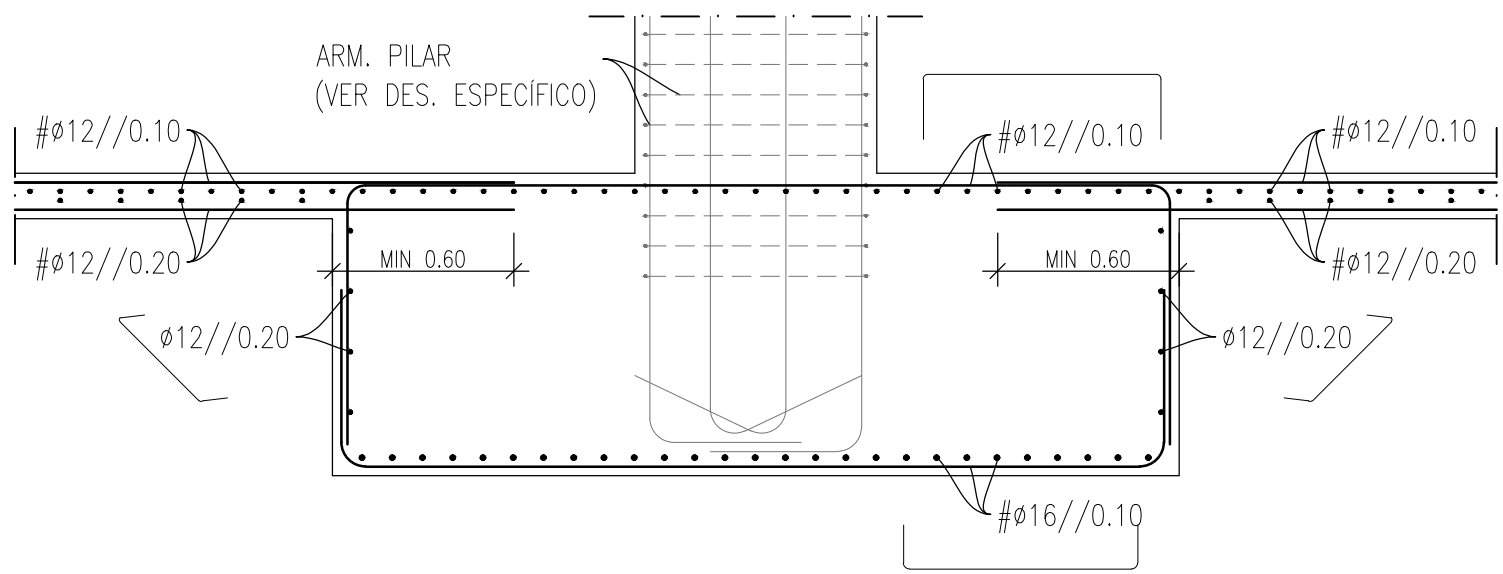
PISO 2 - PLANTA DE ARMADURAS INFERIORES DAS SAPATAS
ESC. 1:125



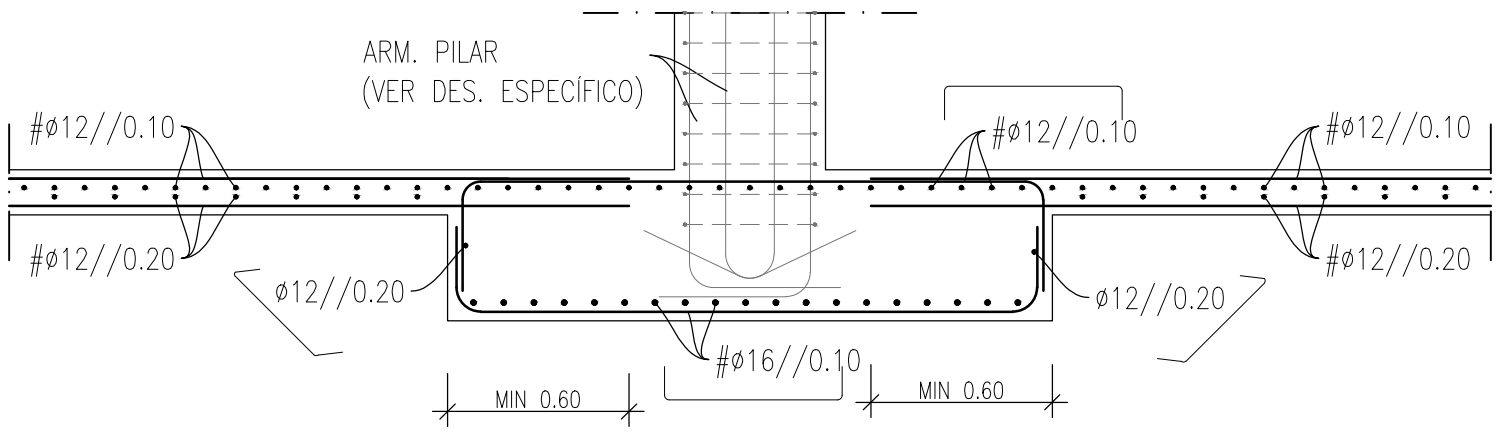
CORTE 1-1 (SAPATA TIPO S1)
ESC. 1:25



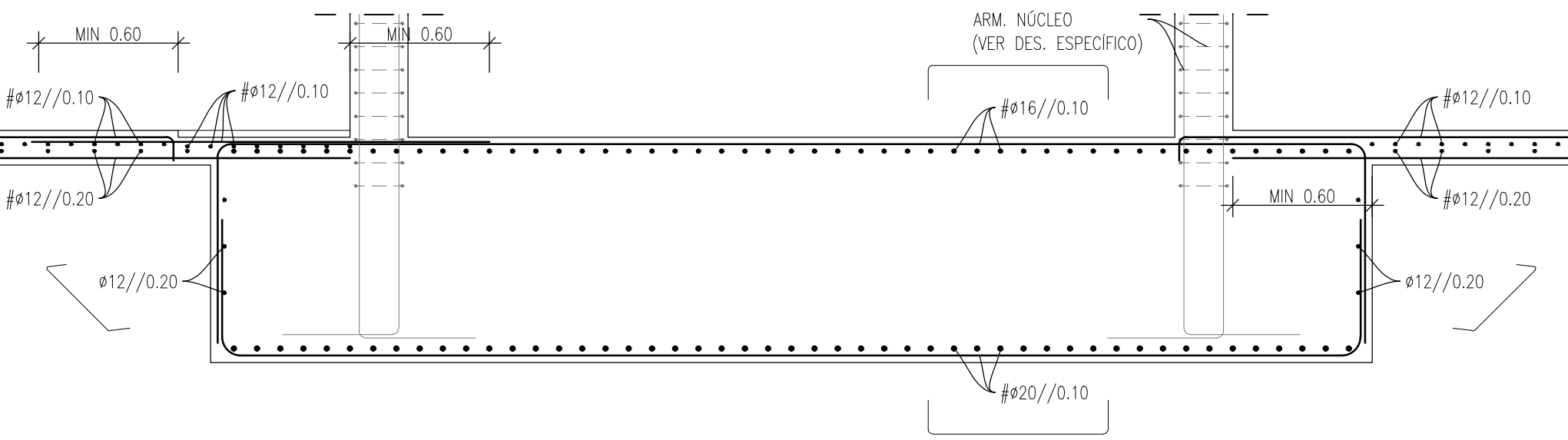
CORTE 2-2 (SAPATA TIPO S2)
ESC. 1:25



CORTE 3-3 (SAPATA TIPO S3)
ESC. 1:25



CORTE 4-4 (SAPATA TIPO S4)
ESC. 1:25



CORTE 5-5 (SAPATA NÚCLEO N4)
ESC. 1:25

RECOBRIMENTOS

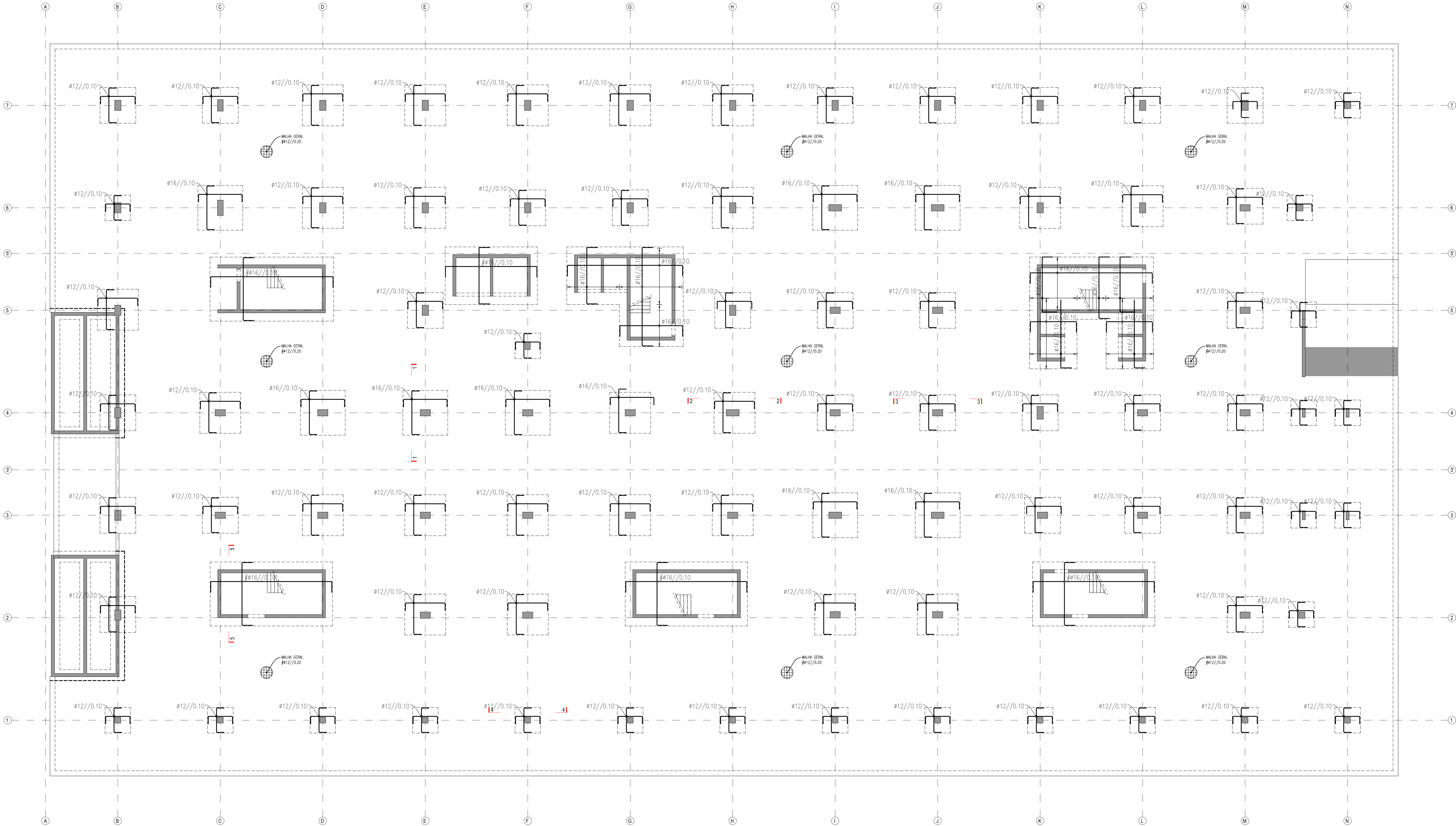
ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

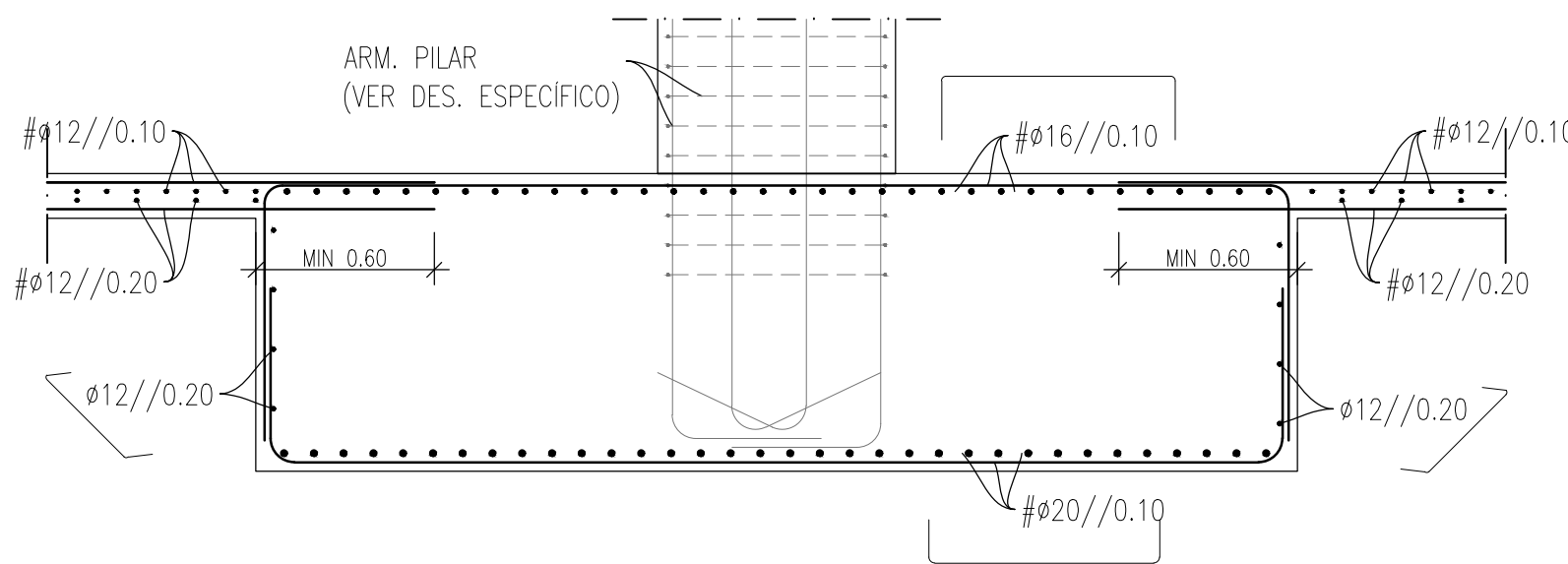
ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESF.	C30/37 // A500 NR // Y1860/1670 - S7 - 15.7 - R2
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
PLANTA E PORMENOR DAS ARMADURAS INFERIORES DAS FUNDAÇÕES	15/16
	DATA:
	20/11/2023

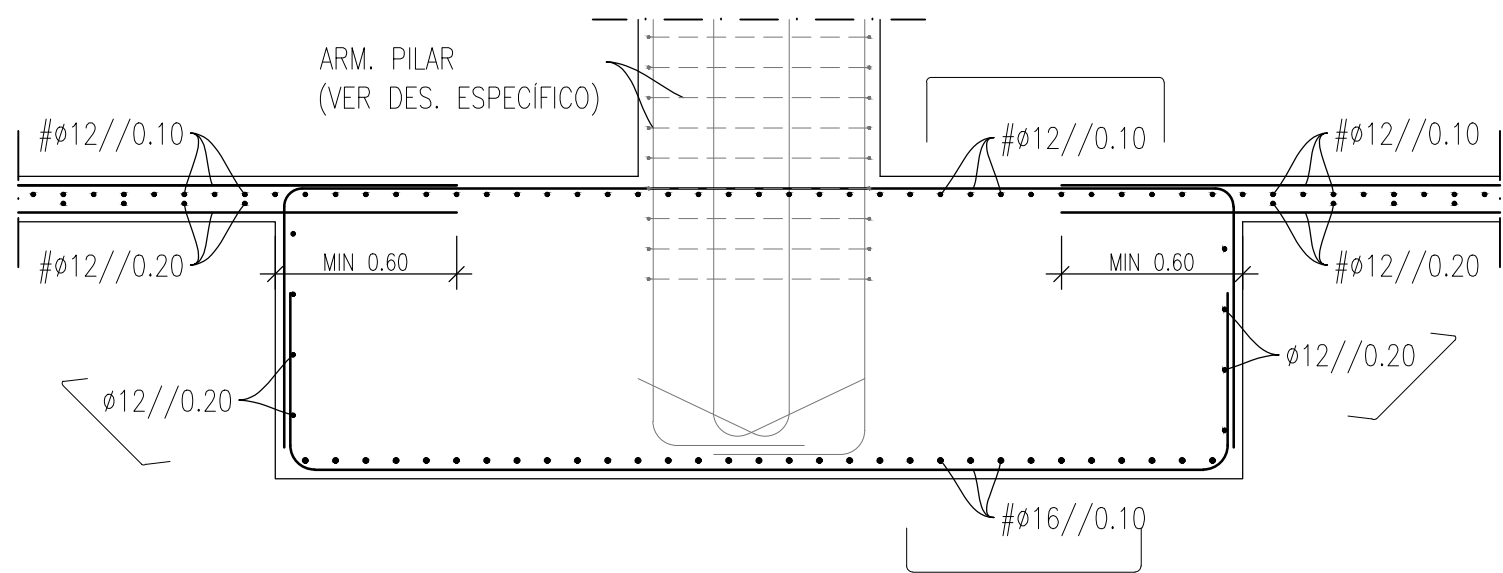
INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
 Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA



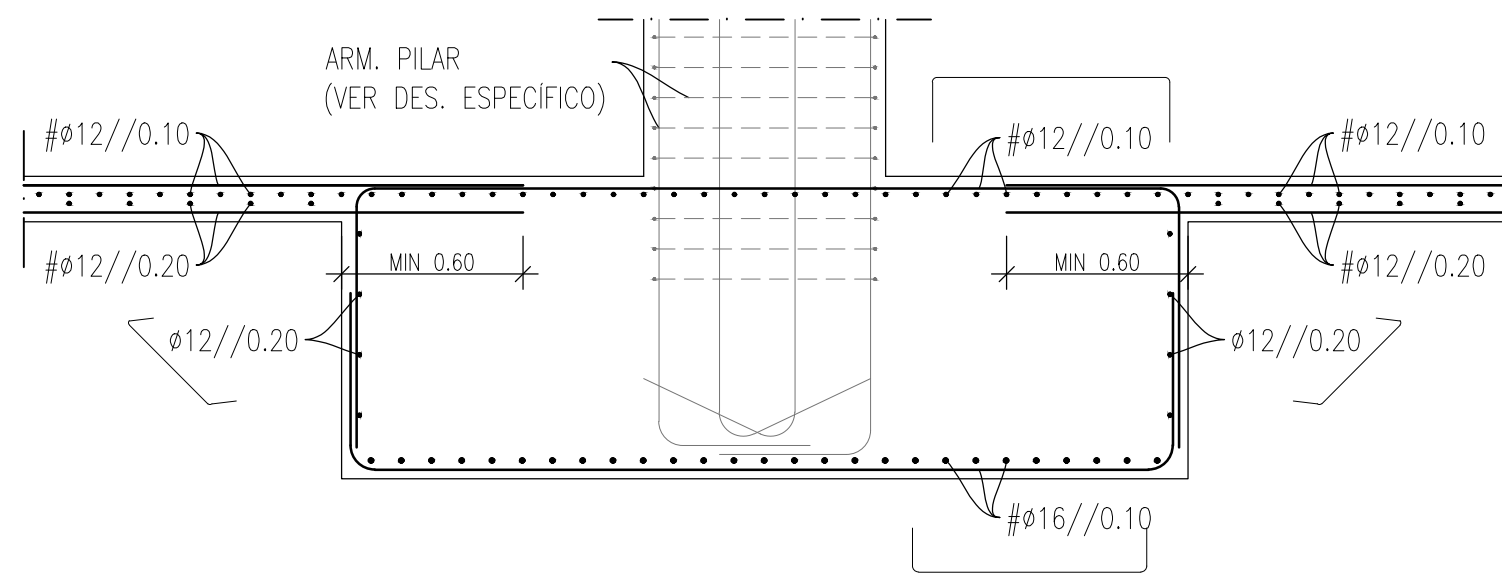
PISO 2 - PLANTA DE ARMADURAS SUPERIORES DAS SAPATAS
ESC. 1:125



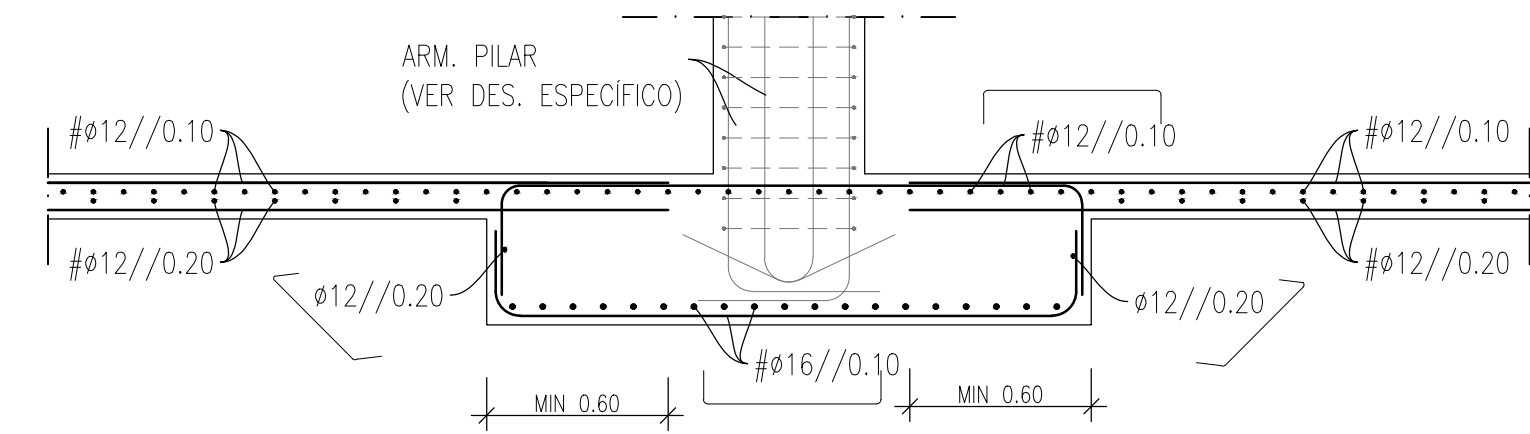
CORTE 1-1 (SAPATA TIPO S1)
ESC. 1:25



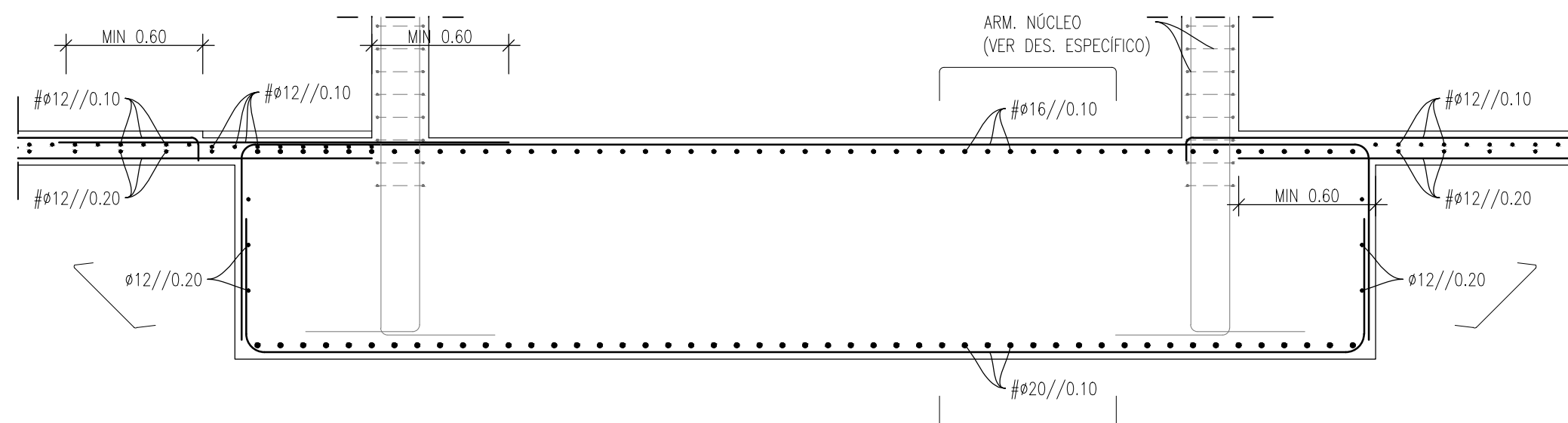
CORTE 2-2 (SAPATA TIPO S2)
ESC. 1:25



CORTE 3-3 (SAPATA TIPO S3)
ESC. 1:25



CORTE 4-4 (SAPATA TIPO S4)
ESC. 1:25



CORTE 5-5 (SAPATA NÚCLEO N4)
ESC. 1:25

RECOBRIMENTOS

ELEMENTOS	RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES:	50mm
PILARES:	45mm
VIGAS:	45mm
LAJES INT. E EXT.	35mm
LAJES PRÉ-ESFORÇADAS:	45mm
PAREDES:	45mm
REGULARIZAÇÃO:	-

MATERIAIS

ELEMENTOS	MATERIAIS
FUNDAÇÕES:	C30/37 // A500 NR
PILARES:	C30/37 // A500 NR
VIGAS:	C30/37 // A500 NR
LAJES INT. E EXT.	C30/37 // A500 NR
LAJES PRÉ-ESF.	C30/37 // A500 NR // Y1860/1670 - S7 - 15.7 - R2
PAREDES:	C30/37 // A500 NR
REGULARIZAÇÃO:	C12/15

ASSUNTO:	GRUPO Nº:
DESENHO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	1
DESIGNAÇÃO:	DESENHO Nº:
PLANTA E PORMENOR DAS ARMADURAS SUPERIORES DAS FUNDAÇÕES	16/16
	DATA:
	20/11/2023

INSTITUIÇÃO:	AUTOR:
 Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia do Barreiro	RAFAEL OLIVEIRA - 201700758
PROFª ORIENTADOR:	MIGUEL LOURENÇO
ESC.: INDICADAS	REC: VER NOTA