



PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO UNIFAMILIAR

MALO MAIA GOMES

novembro de 2022



PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO UNIFAMILIAR

MALO MAIA GOMES

Outubro de 2022

PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO UNIFAMILIAR

MALO MAIA GOMES

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Eng^a Isabel Maria Alvim Teles

NOVEMBRO DE 2022

Eu, Malo Maia Gomes, estudante nº 1161708, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Projeto de Estabilidade de um edifício Unifamiliar” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2022/11/03

Malo Maia Gomes

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xxi
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Bases De Projeto	11
CAPÍTULO 3 Dimensionamento Estrutural e Modelação.....	37
CAPÍTULO 4 Considerações Finais.....	101
Referências Bibliográficas	103
Anexo.....	105

RESUMO

O presente documento é referente à realização de um projeto de estabilidade estrutural em betão armado, no âmbito da disciplina DIPRE.

A escolha deste tema teve como objetivo aplicar conhecimentos adquiridos ao longo da licenciatura de engenharia civil, especialmente os obtidos nas unidades curriculares referentes ao ramo de estruturas. Para além disso, pretendeu-se o estudo e a utilização de programas informáticos de cálculo de estruturas que permitissem a aquisição de competências que se esperam úteis no desenvolvimento da atividade profissional.

O projeto desenvolvido refere-se a um projeto de estabilidade de um edifício de dois andares, sendo um deles térreo, situado em Felgueiras no distrito do Porto. Foi efetuado recorrendo às funcionalidades do programa de cálculo Robot Structural Analysis Professional, a folhas de cálculo automáticas e sob orientação da Engenheira Isabel Maria Alvim Teles.

Com este projeto pretendeu-se seguir todas as fases de execução de um projeto de estabilidade, desde a análise da arquitetura até à elaboração das peças desenhadas, utilizando os regulamentos nacionais e europeus, nomeadamente os Eurocódigos.

Palavras-chave: projeto de estabilidade, *Robot Structural Analysis*, Eurocódigos

ABSTRACT

The present document refers to the realization of a reinforced concrete structural design, within the scope of the curricular unit DIPRE.

The choice of this theme had the purpose of applying knowledge acquired during the academic degree of civil engineering, especially those obtained in the curricular units related to structural stability. In addition, it was intended to study and use software for structure calculations that would allow the acquisition of skills that are expected to be useful during the professional activity.

The project developed refers to a structural stability project of a two-story building, one of which is a ground floor, located in Felgueiras, Porto. It was carried out under the guidance of the Engineer Isabel Maria Alvim Teles and was achieved by using software such as *Robot Structural Analysis* and automatic spreadsheets.

The aim of this project was to follow all the stages of execution of a stability project, from the architecture analysis to the elaboration of the final drawings, using national and European regulations, as Eurocodes.

Keywords: stability project, *Robot Structural Analysis*, Eurocodes

AGRADECIMENTOS

É com grande consideração e respeito que agradeço a Engenheira Isabel Alvim Teles, orientadora na elaboração da dissertação/projeto de final de curso, pela disponibilidade, dedicação e estímulo na orientação deste trabalho.

À minha mãe que sempre demonstrou todo o apoio necessário e força ao longo do meu percurso acadêmico que me permitiu alcançar o melhor caminho para o sucesso.

À minha família, agradeço a paciência e bondade que sempre demonstraram.

Aos meus colegas de curso, Justino Dias, Rui Costa e José Coelho que sempre se mantiveram presentes e mostrando um enorme apoio, não só com o esclarecimento de dúvidas, mas também pelos incentivos que demonstraram, bem como todos os bons e maravilhosos momentos que passamos juntos ao longo da nossa formação superior.

Aos meus colegas de trabalho, à minha empresa, pelo enorme voto de confiança que me deu.

Uma longa caminhada percorrida, com muitos sonhos pela frente, mas mais um deles já concretizado.

Aprender todos os dias é uma virtude e sempre rodeado com os melhores.

O meu muito obrigado a todos vocês.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1 – Introdução	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Estrutura	1
1.3 Apresentação da Arquitetura/Estrutura	2
1.4 Programas Informáticos.....	7
1.5 Condicionantes da Arquitetura.....	8
Capítulo 2 – Bases de Projeto	11
2.1 Solução Estrutural.....	11
2.2 Tempo de Vida Útil de Projeto.....	11
2.3 Classe de Exposição	11
2.4 Materiais	12
2.5 Ações.....	12
2.5.1 Ações Permanentes	12
2.5.2 Ação Variável Sobrecarga	14
2.5.3 Ação do Vento	15
2.5.4 Ação Sísmica	18
2.5.5 Combinações de Ações.....	29
Capítulo 3 – Dimensionamento Estrutural e Modelação	37
3.1 Generalidades	37
3.1.1 Recobrimento de Armaduras	38
3.1.2 Distância Mínima entre Varões	38
3.1.3 Diâmetro Mínimo de Dobragem	39

3.1.4	Comprimento de Amarração	39
3.1.5	Amarração de Armaduras transversais	41
3.1.6	Comprimento de Emendas	41
3.2	Análise Prévia Dinâmica	42
3.2.1	Primeiro Modelo Estrutural	43
3.2.2	Segundo Modelo Estrutural	44
3.2.3	Terceiro Modelo Estrutural	46
3.3	Dimensionamento de Lajes	47
3.3.1	Verificação ao Estado Limite Último de Flexão	47
3.3.2	Área Máxima e Área Mínima de Armaduras	57
3.3.3	Espaçamento Mínima e Máximo de Armaduras	58
3.3.4	Verificação ao Esforço Transverso	59
3.4	Verificação ao Punçoamento	63
3.5	Dimensionamento da Laje de Escadas	67
3.5.1	Armadura Superior	70
3.5.2	Armadura Inferior	70
3.5.3	Verificação do ELU de Resistência ao Esforço Transverso	72
3.6	Dimensionamento das Vigas	72
3.6.1	Recobrimento da Armadura em Vigas	72
3.6.2	Cálculo automático das vigas com o Robot	73
3.6.3	Recolha de Dados do Cálculo Automático	80
3.6.4	Cálculo Manual	86
3.7	Dimensionamento dos Pilares	88
3.7.1	Story Parameters	89
3.7.2	Calculation Options	90
3.7.3	Reinforcement Pattern	92
3.7.4	Recolha de Dados do Cálculo Automático	93

3.8	Dimensionamento de Paredes e Paredes de Contenção.....	94
3.9	Dimensionamento de Fundações	97
3.9.1	Notas do Robot.....	97
3.9.2	Folha de Cálculo.....	99
Capítulo 4 – Considerações Finais		101
4.1	Conclusão.....	101
4.2	Desenvolvimentos Futuros	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Planta do piso 1	2
Figura 1.2 – Planta do piso 2	3
Figura 1.3 – Alçado Sul	3
Figura 1.4 – Alçado Nascente	4
Figura 1.5 – Alçado Poente.....	4
Figura 1.6 – Alçado Norte.....	4
Figura 1.7 – Corte longitudinal	5
Figura 1.8 – Corte transversal	5
Figura 1.9 – Alçado nascente em imagem virtual	6
Figura 1.10 – Alçado sul em imagem virtual	6
Figura 1.11 – Alçado poente em imagem virtual	7
Figura 1.12 – Corte construtivo da laje de cobertura	8
Figura 1.13 – Corte construtivo da laje do piso 2.....	8
Figura 1.14 – Corte construtivo da laje do piso 1.....	9
Figura 1.15 – Corte construtivo para embeber as vigas.....	9
Figura 2.1 – Diagrama de impulsos de terras.....	13
Figura 2.2 – Altura de referência.....	16
Figura 2.3 – Zona de incidência na fachada na direção X	17
Figura 2.4 – Zona de incidência na fachada na direção Y.....	17
Figura 2.5 – Modo de vibração 1.....	19
Figura 2.6 – Modo de vibração 2.....	20
Figura 2.7 – Modo de vibração 3.....	20

Figura 2.8 – Modo de vibração 4	20
Figura 2.9 – Modo de vibração 5	21
Figura 2.10 – Modo de vibração 6	21
Figura 2.11 – Zonamentos sísmico em Portugal (Eurocódigo 8)	22
Figura 2.12 – Classes de importância para os edifícios (Eurocódigo 8).....	23
Figura 2.13 – Coeficientes de importância (Eurocódigo 8)	23
Figura 2.14 – Tipos de terreno (Eurocódigo 8)	24
Figura 2.15 – Aceleração máxima de referência $agR(m/s^2)$ nas várias zonas sísmicas (Eurocódigo 8)..	24
Figura 2.16 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico (Eurocódigo 8).....	25
Figura 2.17 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico (Eurocódigo 8).....	25
Figura 2.18 – Valores de cálculo para o espectro de resposta elástica	25
Figura 2.19 – Espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo I e II.....	26
Figura 2.20 – Valores básicos do coeficiente de comportamento (Eurocódigo 8).....	26
Figura 2.21 – Parâmetros ação sísmica (Robot)	28
Figura 2.22 – Parâmetros para a quantificação em cada direção (Robot)	29
Figura 2.23 – Ações aplicadas na estrutura	30
Figura 3.1 – Modelo estrutural 1.....	43
Figura 3.2 – Deslocamentos (flechas) do modelo estrutural 1.....	44
Figura 3.3 – Modelo estrutural 2	45
Figura 3.4 – Deslocamentos (flechas) do modelo estrutural 2.....	45
Figura 3.5 – Deslocamentos (flechas) do modelo estrutural 3.....	46
Figura 3.6 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior na direção X no piso 2.....	47
Figura 3.7 – Mapa de momentos para o cálculo da armadura superior na direção Y no piso 2.....	48
Figura 3.8 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção X no piso 2	48
Figura 3.9 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção Y no piso 2	49
Figura 3.10 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior na direção X na cobertura	49
Figura 3.11 – Mapa de momentos para o cálculo da armadura superior na direção Y na cobertura	50

Figura 3.12 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção X na cobertura.....	50
Figura 3.13 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção Y na cobertura.....	51
Figura 3.14 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior e zona de reforços na direção X no piso 2	52
Figura 3.15 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior e zona de reforços na direção Y no piso 2	52
Figura 3.16 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior e zona de reforços na direção X no piso 2	53
Figura 3.17 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior e zona de reforços na direção Y no piso 2	53
Figura 3.18 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior e zona de reforços na direção X na cobertura.....	54
Figura 3.19 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior e zona de reforços na direção Y na cobertura.....	54
Figura 3.20 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior e zona de reforços na direção X na cobertura.....	55
Figura 3.21 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior e zona de reforços na direção Y na cobertura.....	55
Figura 3.22 – Definição do Painel Cut (Robot)	56
Figura 3.23 – Definição do Painel Cut para determinação da armadura superior na direção X no piso 2	57
Figura 3.24 – Mapa de esforço transversal na direção X no piso 2	60
Figura 3.25 – Mapa de esforço transversal na direção Y no piso 2	60
Figura 3.26 – Mapa de esforço transversal na direção X na cobertura	61
Figura 3.27 – Mapa de esforço transversal na direção Y na cobertura	61
Figura 3.28 – Zonas de esforço transversal superiores ao resistente na direção X no piso 2	62
Figura 3.29 – Painel cut para o esforço transversal no piso 1	62
Figura 3.30 – Identificação dos tramos de pilares para o cálculo do punçoamento	63
Figura 3.31 – Quadro dos esforços máximos e mínimos transmitidos à laje.....	64
Figura 3.32 – Identificação dos tramos n.º21 e n.º125.....	64

Figura 3.33 – Contorno de controlo do pilar	65
Figura 3.34 – Dados iniciais da laje (folha de cálculo de Francisco Pimenta).....	65
Figura 3.35 – Dados do pilar (folha de cálculo de Francisco Pimenta).....	66
Figura 3.36 – Caraterísticas geométricas do contorno de punçoamento (folha de cálculo de Francisco Pimenta).....	66
Figura 3.37 – Caraterísticas de resistência da laje ao punçoamento (folha de cálculo de Francisco Pimenta).....	67
Figura.38 – Modelo estrutural da escada.....	67
Figura 3.39 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior na direção X	68
Figura 3.40 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior na direção Y	68
Figura 3.41 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção X.....	69
Figura 3.42 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção Y.....	69
Figura 3.43 – Mapa de esforço transversal na direção X	71
Figura 3.44 – Mapa de esforço transversal na direção X	71
Figura 3.45 – Seleção da viga (pórtico).....	73
Figura 3.46 – Story Parameters (Robot)	74
Figura 3.47 – Calculation Options (Robot)	74
Figura 3.48 – Calculation Options – caraterísticas do betão (Robot).....	75
Figura 3.49 – Calculation Options – caraterísticas da armadura longitudinal (Robot)	75
Figura 3.50 – Calculation Options – caraterísticas da armadura transversal (Robot).....	76
Figura 3.51 – Calculation Options – caraterísticas da armadura adicional de reforço (Robot)	76
Figura 3.52 – Reinforcement Pattern (Robot)	77
Figura 3.53 – Reinforcement Pattern – níveis da armadura inferior (Robot)	78
Figura 3.54 – Reinforcement Pattern – níveis da armadura superior (Robot).....	78
Figura 3.55 – Reinforcement Pattern – armadura transversal (Robot)	79
Figura 3.56 – Reinforcement Pattern – armaduras não-principais (Robot).....	79
Figura 3.57 – Tabela de armaduras da viga	80
Figura 3.58 – Alçado da viga armada.....	80

Figura 3.59 – Diagrama de Momentos Fletores	86
Figura 3.60 – Diagrama de Esforço Transverso	86
Figura 3.61 – Folha de cálculo de armaduras da viga	87
Figura 3.62 – Seleção do pilar de estudo	88
Figura 3.63 – Eixos de referência do pilar	89
Figura 3.64 – Story Parameters em pilares (Robot)	89
Figura 3.65 – Calculation Options (Robot)	90
Figura 3.66 – Calculation Options – características do betão para os pilares (Robot)	90
Figura 3.67 – Calculation Options – características da armadura longitudinal dos pilares (Robot)	91
Figura 3.68 – Calculation Options – características da armadura transversal dos pilares (Robot)	91
Figura 3.69 – Reinforcement Pattern – disposição da armadura longitudinal dos pilares (Robot)	92
Figura 3.70 – Reinforcement Pattern – disposição da armadura transversal dos pilares (Robot)	92
Figura 3.71 – Reinforcement Pattern – disposição da armadura de arranque dos pilares (Robot)	93
Figura 3.72 – Tabela de armaduras do pilar	93
Figura 3.73 – Vista em 3D do pilar em estudo	93
Figura 3.74 – Seleção da parede de estudo (vista de frente)	94
Figura 3.75 – Seleção da parede de estudo (vista de traseira)	94
Figura 3.76 – Posição cartesiana das paredes	95
Figura 3.77 – Mapa de momentos para cálculo de armadura transversal exterior (no tardo) na direção X	95
Figura 3.78 – Mapa de momentos para cálculo de armadura longitudinal exterior (no tardo) na direção Y	95
Figura 3.79 – Mapa de momentos para cálculo de armadura transversal interior na direção X	96
Figura 3.80 – Mapa de momentos para cálculo de armadura transversal interior na direção Y	96
Figura 3.81 – Representação do esquema da armadura da sapata n.º1620	98
Figura 3.82 – Tabela de armaduras da sapata	98
Figura 3.83 – Folha de cálculo das sapatas	99

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Sobrecarga de utilização	14
Tabela 2.2 – Valores dos coeficientes ψ	14
Tabela 2.3 – Valores dos coeficientes de pressão exterior da direção X	17
Tabela 2.4 – Valores dos coeficientes de pressão exterior na direção Y	18
Tabela 2.5 – Resultados com excentricidade	18
Tabela 2.6 – Resultados sem excentricidade	19
Tabela 2.7 – Valores das reações sísmicas na estrutura	28
Tabela 2.8 – Grupos de ações realizados no Robot	30
Tabela 2.9 – Combinações de ações	31
Tabela 3.1 – Diâmetro mínimo de dobragem de varões.....	39
Tabela 3.2 – Comprimento de amarração de varões.....	41
Tabela 3.3 – Comprimento de emendas de varões.....	42
Tabela 3.4 – Deslocamentos (flechas) instantâneos e a longo prazo para o modelo estrutural 1	44
Tabela 3.5 – Deslocamentos (flechas) instantâneos e a longo prazo para o modelo estrutural 2	45
Tabela 3.6 – Deslocamentos (flechas) instantâneos e a longo prazo para o modelo estrutural 3	46
Tabela 3.7 – Deslocamentos máximos dos três modelos estruturais	46
Tabela 3.8 – Possíveis soluções de armadura para lajes maciças	51
Tabela 3.9 – Cálculo de áreas de armadura necessária e a adotar	96

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente trabalho consiste na conceção dum projeto de estabilidade para a Unidade Curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio), do Mestrado de Engenharia Civil do ramo de Estruturas.

Todo o projeto foi desenvolvido sob a orientação e supervisão da Engenheira Isabel Maria Alvim Teles e refere-se a um projeto de estabilidade em betão armado de uma moradia de um andar elevado e rés do chão, localizada em Felgueiras, no distrito do Porto.

1.2 ESTRUTURA

A estrutura deste trabalho encontra-se dividida por capítulos que seguem as atividades realizadas ao longo do semestre.

No capítulo 1 será feita uma introdução acerca do dimensionamento da estrutura e dos programas informáticos utilizados ao longo do trabalho.

No capítulo 2 serão descritas as bases de projeto bem como todas as características dos materiais considerados no dimensionamento. São ainda apresentadas as combinações de ações tidas em conta no projeto estrutural.

No capítulo 3 são apresentados possíveis modelos estruturais, o processo de dimensionamento estrutural que conduziu ao modelo estrutural escolhido, bem como soluções construtivas obtidas no seguimento dos cálculos e as correspondentes peças desenhadas.

No capítulo 4 é apresentada a conclusão do trabalho e referidos possíveis desenvolvimentos futuros.

1.3 APRESENTAÇÃO DA ARQUITETURA/ESTRUTURA

O edifício para o qual se desenvolve o projeto de estabilidade é uma moradia unifamiliar que se localiza em Felgueiras, distrito do Porto e é composto por dois pisos. O primeiro piso serve de garagem, lavandaria e zonas de arrumação, enquanto que no segundo piso estão localizados os quartos, sala, cozinha e wcs. A moradia em questão está desenvolvida numa área de implantação com 150 m².

Para o desenvolvimento do projeto de estabilidade é necessário um conhecimento profundo da arquitetura e das suas condicionantes. Para isso foi realizado um estudo dos elementos desenhados do projeto de arquitetura, fornecido pelo Arquiteto Hélder Mendes, que incluíam plantas, alçados e cortes. Estes estavam pormenorizados, permitindo identificar as características dos materiais que a arquitetura pretendia utilizar e as especificidades geométricas, tais como: constituição das fachadas e das paredes interiores, revestimentos, impermeabilizações, camadas de forma, etc.

Nas figuras seguintes apresentam-se as plantas, alçados, cortes e imagens virtuais/3D do projeto de arquitetura que serviu de base ao desenvolvimento do projeto de estabilidade.

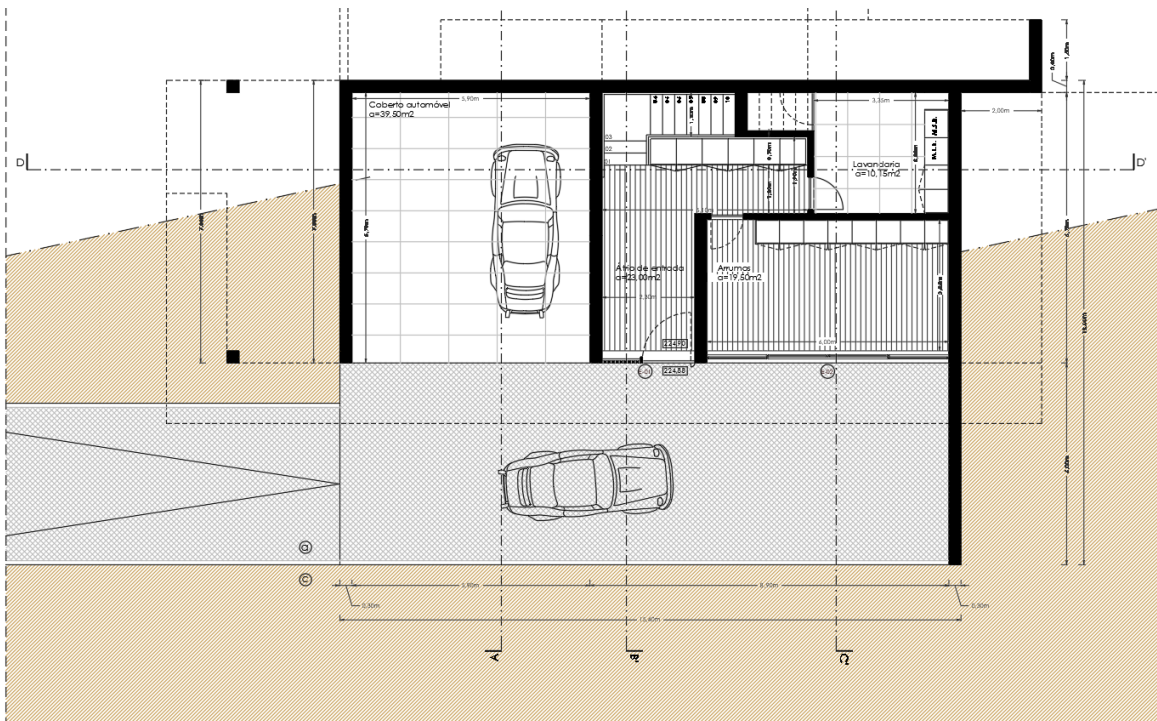


Figura 1.1 – Planta do piso 1

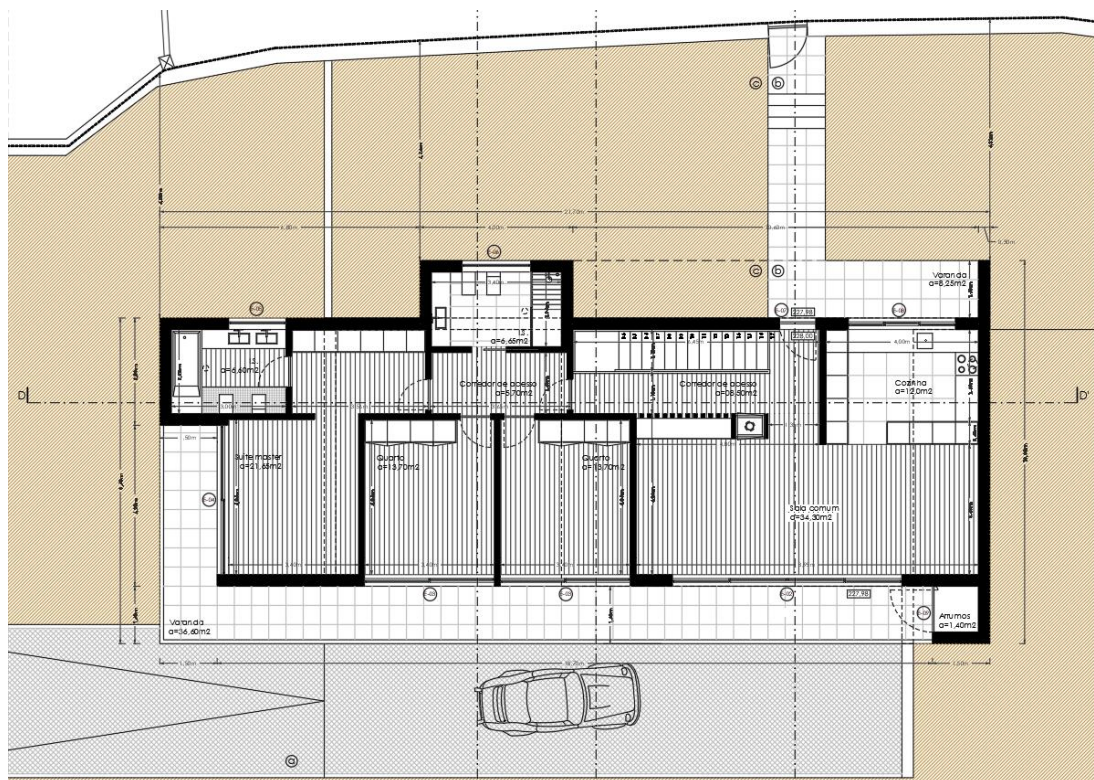


Figura 1.2 – Planta do piso 2

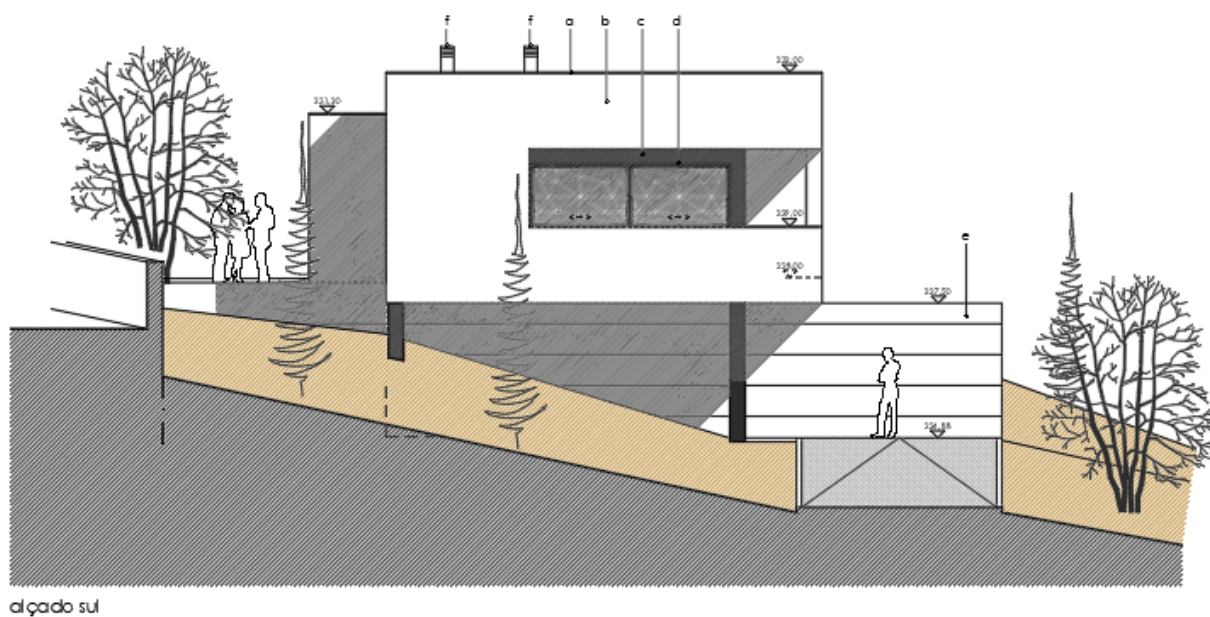


Figura 1.3 – Alçado Sul

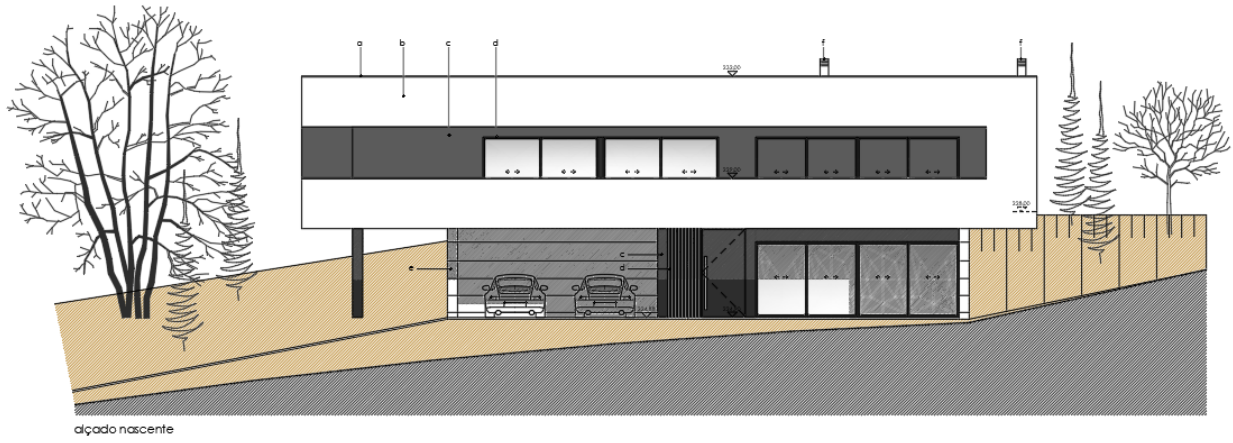


Figura 1.4 – Alçado Nascente

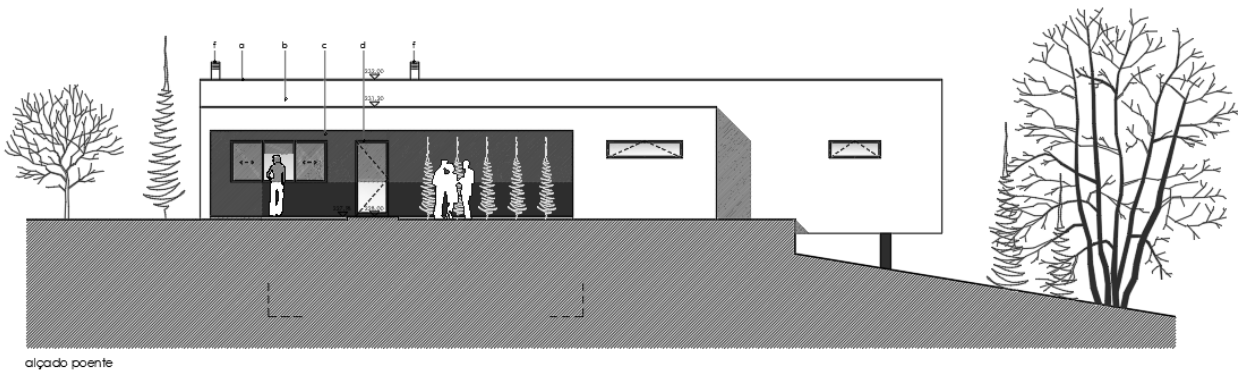


Figura 1.5 – Alçado Poente

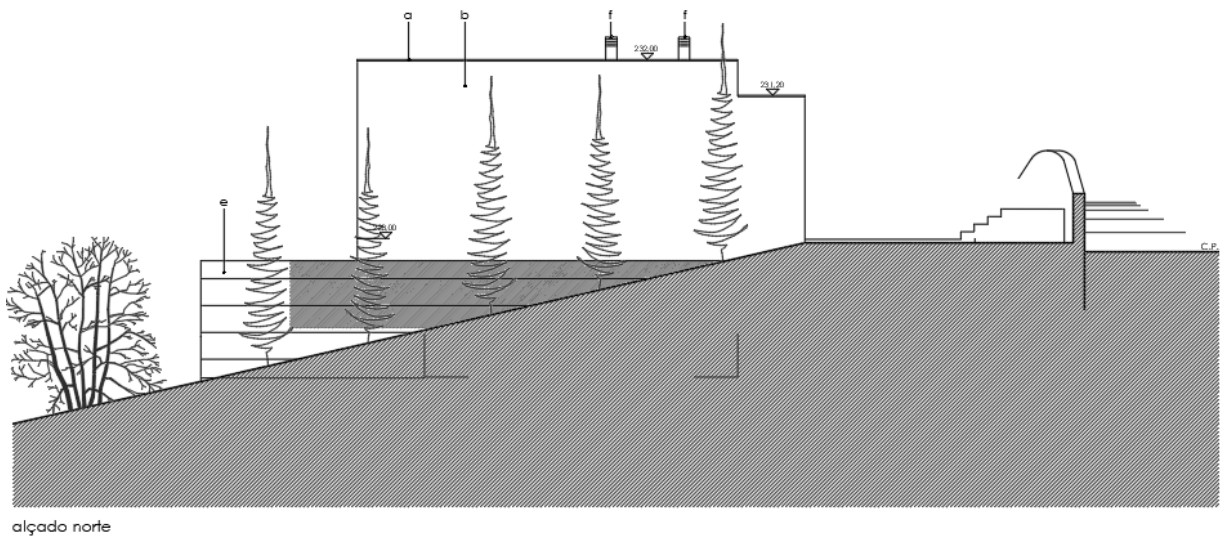
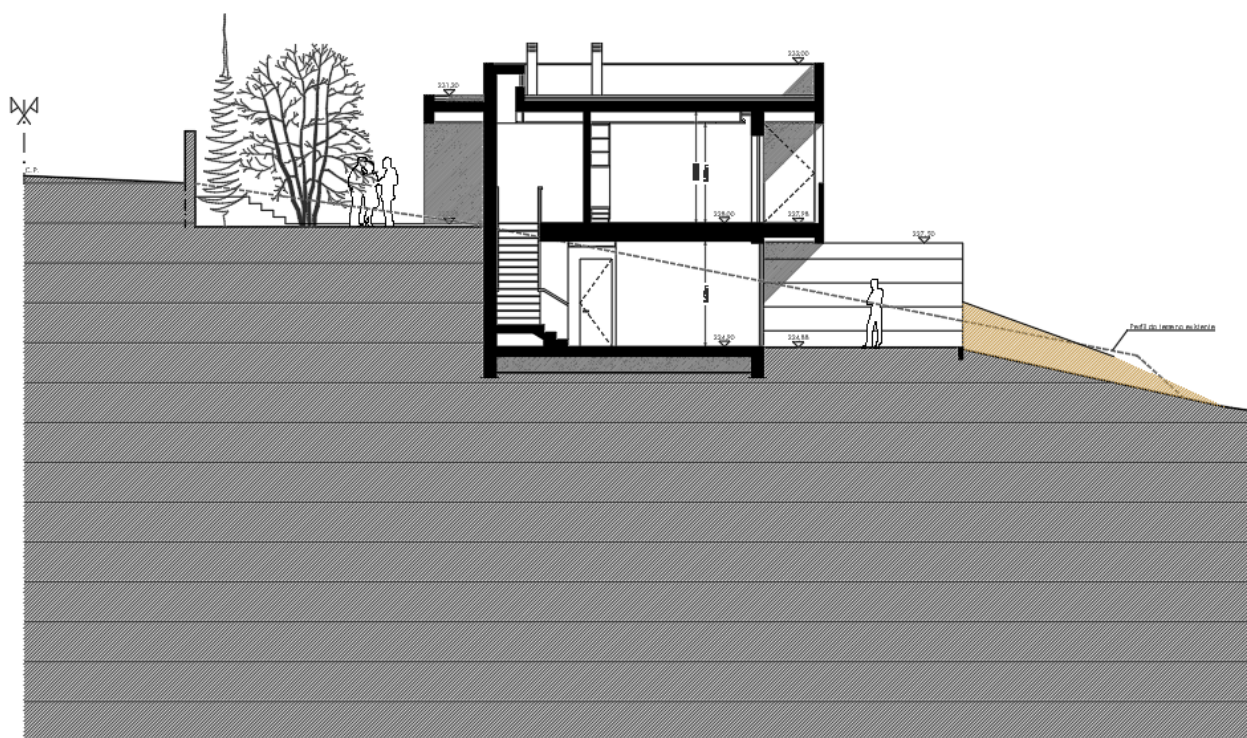


Figura 1.6 – Alçado Norte



corte D - D'

Figura 1.7 – Corte longitudinal



corte B - B'

Figura 1.8 – Corte transversal



Figura 1.9 – Alçado nascente em imagem virtual



Figura 1.10 – Alçado sul em imagem virtual



Figura 1.11 – Alçado poente em imagem virtual

1.4 PROGRAMAS INFORMÁTICOS

Ao longo do cálculo estrutural recorreu-se ao programa *Robot Structural Analysis*, que permite conceber a modelação da estrutura com recurso à tecnologia *BIM (Building Information Modeling)* para que, posteriormente, seja possível realizar uma análise dos vários esforços gerados na estrutura, e a partir dessa modelação obter soluções construtivas que cumpram todas as regulamentações de segurança estrutural proveniente da legislação seguida, os *Eurocódigos*. Recorreu-se ainda a folhas de cálculo desenvolvidas ao longo do projeto ou de vários autores para comparação de resultados obtidos pelo cálculo automático.

Para a realização das peças desenhadas utilizou-se o programa *AutoCad* que possibilita desenhar, cotar e reproduzir peças desenhadas necessários para a leitura do projeto. Com este programa informático foram produzidas as plantas estruturais e toda a pormenorização dos elementos de betão armado (fundações, pilares, paredes, vigas) e assim como alguns pormenores construtivos.

1.5 CONDICIONANTES DA ARQUITETURA

A execução do projeto de estabilidade deve sempre respeitar o projeto de arquitetura, adaptando-se da melhor forma possível e promovendo a troca de informação entre os vários projetistas envolvidos. Após uma análise cuidada de todas as peças desenhadas da arquitetura anteriormente apresentadas, foram identificadas todas as características do edifício que influenciam a elaboração do projeto de estabilidade.

O edifício em estudo é concebido para a utilização como habitação, apresentando uma grande compartimentação o que facilita a introdução de elementos estruturais, como vigas e pilares, embutidos nas paredes ou em tetos.

No projeto de arquitetura estavam definidas espessuras para as lajes do piso 1, piso 2, cobertura e consola. A laje do piso 1 e a laje da cobertura apresentavam 20cm de espessura ambas, tendo a laje do piso 2 espessura de 25cm e a consola tem uma espessura de 20cm.

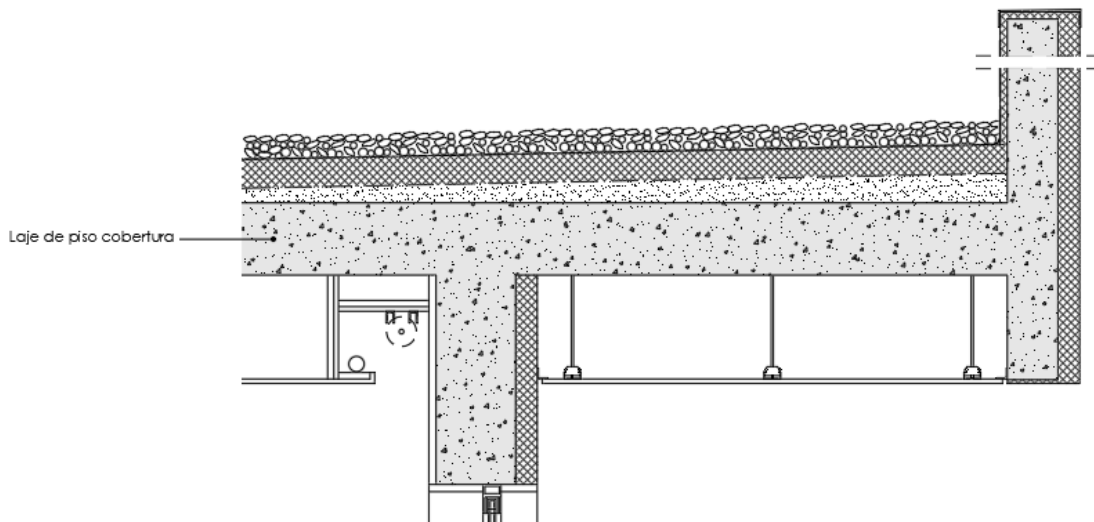


Figura 1.12 – Corte construtivo da laje de cobertura

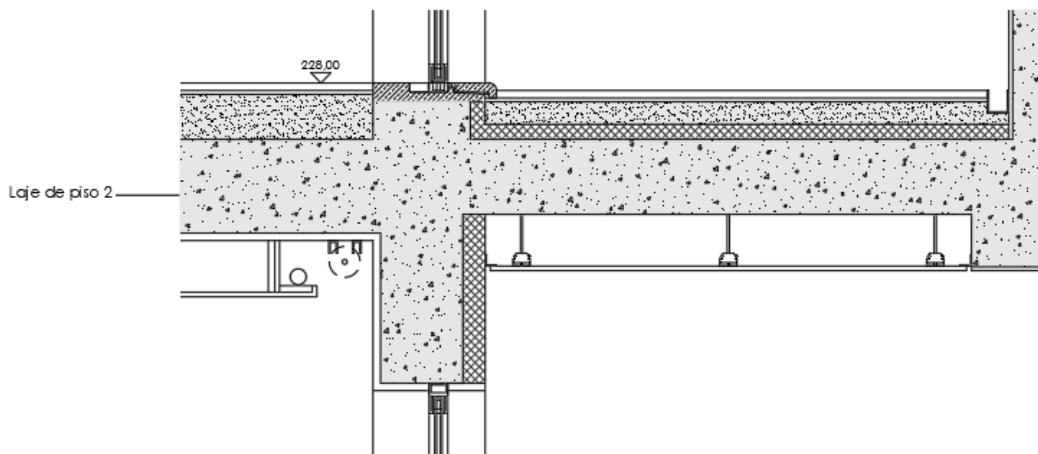


Figura 1.13 – Corte construtivo da laje do piso 2

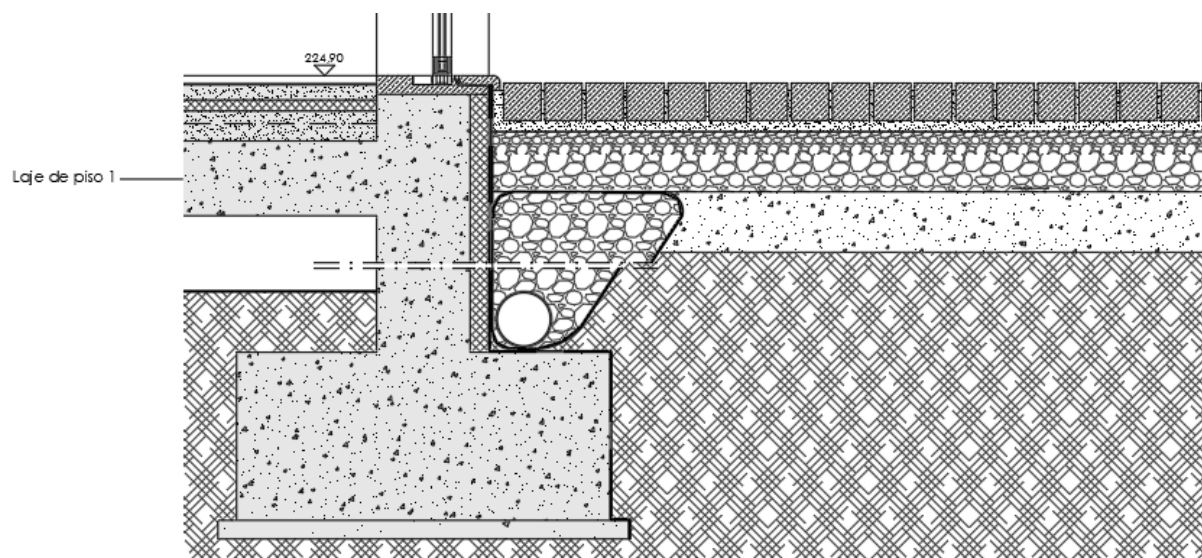


Figura 1.14 – Corte construtivo da laje do piso 1

As vigas foram colocadas longitudinalmente por cima dos vãos, nas padieiras, conseguindo tirar maior partido da altura útil das mesmas, podendo ser verificada a sua localização no pormenor abaixo. Se as vigas fossem dispostas transversalmente ao edifício, existiria um condicionamento em termos de cotas de pé direito. Assim, o posicionamento das vigas não condiciona o projeto de arquitetura pois existe recobrimento suficiente para a padieira da janela e altura suficiente na zona da soleira para executar uma camada de argamassa para assentar e nivelar a soleira da janela.

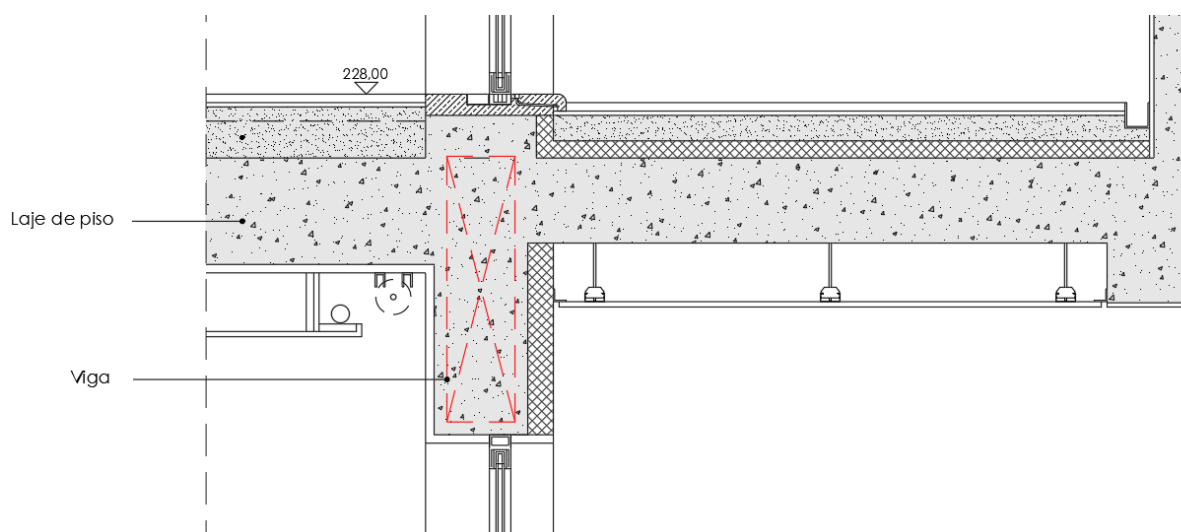


Figura 1.15 – Corte construtivo para embeber as vigas

CAPÍTULO 2

BASES DE PROJETO

2.1 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A solução estrutural começa pela análise do projeto de arquitetura, para posteriormente poder ser definida a disposição dos vários elementos estruturais respeitando as suas condicionantes. Estas condicionantes vindas do projeto de arquitetura influenciam bastante as soluções estruturais para os edifícios.

Pretendia-se que a estrutura fosse de betão armado e utilizando soluções correntes, o que facilita a construção e garante o seu binómio custo-eficiência. O edifício para o qual se desenvolveu o projeto de estabilidade é composto por um piso parcialmente enterrado, o que implica a utilização de paredes de contenção periféricas. As lajes apresentam vãos de aproximadamente 6,70mx6,30m e existem algumas consolas de 1,60 m de vão, pelo que foram consideradas lajes de betão armado apoiadas em vigas e paredes e com comportamento bi-direcional sempre que possível.

Foram estudadas três soluções estruturais e analisado o seu funcionamento como mais à frente se descreve.

2.2 TEMPO DE VIDA ÚTIL DE PROJETO

As estruturas devem ser estudadas e dimensionadas de modo a garantirem que existe uma boa execução e bom desempenho em todo o seu período de vida útil. Segundo o *Eurocódigo 0*, quadro 2.1, o edifício em estudo é de Categoria 4 pelo que deve ser dimensionado para um período de vida útil de projeto de 50 anos.

2.3 CLASSE DE EXPOSIÇÃO

O Eurocódigo 2, quadro 4.1, classifica as condições ambientais a que as estruturas podem estar expostas. No projeto desenvolvido foi considerada a classe de exposição XC2, referente a superfícies de betão sujeitas a contato prolongado com água.

2.4 MATERIAIS

Atendendo à classe de exposição e aos requisitos de durabilidade e resistência em geral, optou-se pela utilização de betão da classe C30/37, de acordo com o Quadro E.1 N do EC2.

O aço a utilizar será o A500 NR SD, o que contribuirá, em conjunto com as devidas disposições construtivas, para um aumento da ductilidade.

Procurou-se equilibrar o espaçamento entre varões e o seu diâmetro de modo a evitar, por um lado, situações de varões fortemente solicitados axialmente, e o decorrente prejuízo ao nível da fendilhação, mas também levando em consideração o facto da corrosão ser mais prejudicial se o diâmetro do varão em causa for menor.

2.5 AÇÕES

2.5.1 Ações Permanentes

Consideram-se ações permanentes todas as que solicitem a estrutura durante a sua vida útil, independentemente de condições externas, tendo sido estimados os seguintes valores:

Elementos de betão armado (peso volúmico)	25,00 kN/m ³
Fachada opaca (peso/m)	7,00 kN/m
Fachada com vidro (peso/m)	4,00 kN/m
Paredes divisórias	2,00 kN/m ²
Revestimento do piso e do teto	2,40 kN/m ²
Revestimento das escadas	1,90 kN/m ²
Revestimento da varanda	2,40 kN/m ²
Revestimento da cobertura	3,00 kN/m ²

2.5.1.1 Impulso de Terras

Impulso de Terras	35,00 kN/m ²
-------------------------	-------------------------

Valores considerados:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

O valor do impulso de terras foi calculado pela seguinte expressão:

$$\sigma = \gamma \times h \times K_0 \quad (2.1)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.2)$$

onde:

σ – impulso de terras;

γ – peso específico do solo;

h - profundidade do muro;

K_0 – coeficiente de impulso.

$$K_0 = 1 - \sin 30 = 0,5$$

$$h = 3,5\text{m}$$

$$\sigma = 20 \times 3,5 \times 0,5 = 35,00 \text{ kN/m}^2$$

A estrutura está sujeita a um impulso de terras variável, aumentando com a profundidade.

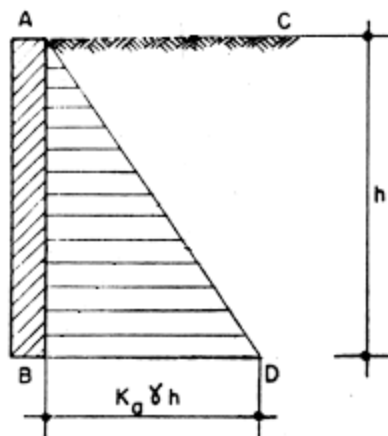


Figura 2.1 – Diagrama de impulsos de terras

2.5.2 Ação Variável Sobrecarga

Definem-se como ações variáveis aquelas cuja solicitação apresente valor de variação significativa, em relação ao seu valor médio, durante a vida útil da estrutura.

Sobrecarga em pavimentos destinados à habitação	2,00 kN/m ²
Sobrecarga em escadas	3,00 kN/m ²
Sobrecarga em cobertura não acessível	0,40 kN/m ²
Sobrecarga na varanda	5,00 kN/m ²
Impulso devido à sobrecarga no tardo das paredes de contenção	1,50 kN/m ²

Na tabela seguinte encontram-se os valores das sobrecargas de utilização consideradas para o cálculo da estrutura tendo por base o Anexo Nacional da Norma EN 1991 – 1.

Tabela 2.1 – Sobrecarga de utilização

Sobrecarga	Categoria	Carga
Piso	A	2,0 kN/m ²
Escadas	A	3,0 kN/m ²
Varanda	A	5,0 kN/m ²
Cobertura Não Acessível	H	0,4 kN/m ²

Apresenta-se na tabela seguinte os valores dos coeficientes de combinação ψ recomendados relativos às ações presentes na estrutura em estudo, de acordo com o Anexo Nacional da Norma EN 1990.

Tabela 2.2 – Valores dos coeficientes ψ

Categoria	Coeficiente ψ	
	ψ_0	ψ_1
A	ψ_0	0,7
	ψ_1	0,5
	ψ_2	0,3
H	ψ_0	0,0
	ψ_1	0,0
	ψ_2	0,0
Vento	ψ_0	0,6
	ψ_1	0,2
	ψ_2	0,0

2.5.3 Ação do Vento

A ação do vento, de acordo com a norma NP EN 1991-4, depende da zona de localização da estrutura, que em Portugal podem ser duas: zona A e a zona B. A quantificação da ação é influenciada por valores característicos da velocidade do vento ou da pressão dinâmica de pico, que dependem da localização do edifício, da rugosidade e orografia do terreno e da altura do mesmo.

O edifício localiza-se no norte, distrito do Porto, pertencendo à zona A.

- Valor básico da velocidade de referência do vento

(4.1 e 4.2.1P EC1) → Zona A → $v_{b,0} = 30m/s$

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (2.3)$$

c_{dir} é o coeficiente de direção, para casos correntes é igual a 1. c_{season} é o coeficiente de sazão, o valor recomendado é 1.

$$v_b = v_{b,0} \quad (2.4)$$

- Rugosidade do terreno

Categoria do Terreno II – zona de pouca habitação com vegetação rasteira e $z = 6.00$ m.

Quadro NA.4.1 EC1 → $z_0 = 0.05$ m e $z_{min} = 3$ m

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.5)$$

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (2.6)$$

$$k_r = 0.19 \times \left(\frac{0.05}{0.05}\right)^{0.07} = 0.19$$

$$c_r(z) = 0.19 \times \ln\left(\frac{16.00}{0.05}\right) = 0.91$$

- Coeficiente de exposição (para coeficiente de orografia $c_0(z)=1$)

$$c_e(z) = c_r(z) \times [c_r(z) + 7k_r] \quad (2.7)$$

$$c_e(z) = 0.91 \times [0.91 + 7 \times 0.19] = 2.038$$

- Pressão dinâmica de referência

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2, \text{ com } \rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad (2.8)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 27^2 = 0.456 \text{ kN/m}^2$$

- Pressão dinâmica de pico

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b \quad (2.9)$$

Como $h \leq b$, o perfil de pressão dinâmica é o seguinte:

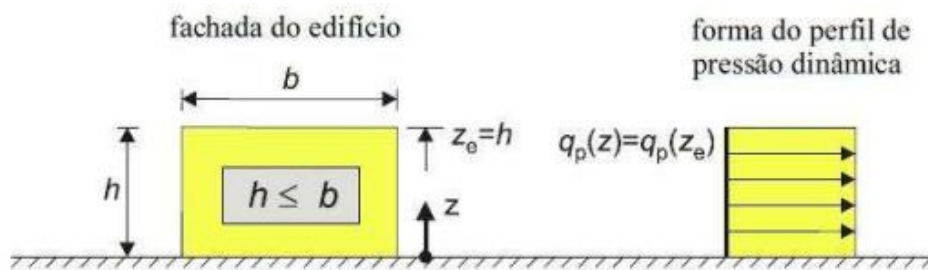


Figura 2.2 – Altura de referência

$$q_p(z) = q_p(z_e) = 2.038 \times 0.456 = 0.929 \text{ kN/m}^2 \text{ (para a maior pressão de pico)}$$

- Pressão exercida pelo vento em superfícies

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.10)$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.11)$$

Direção X

$$h = z = 6.00 \text{ m}$$

$$b = 8.50 \text{ m (dimensão perpendicular à direção do vento)}$$

$$d = 21.70 \text{ m (dimensão paralela à direção do vento)}$$

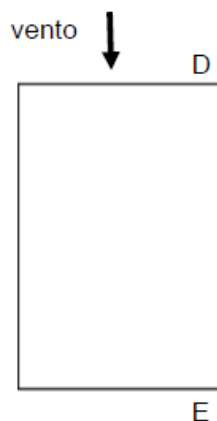


Figura 2.3 – Zona de incidência na fachada na direção X

Tabela 2.3 – Valores dos coeficientes de pressão exterior da direção X

ZONA	D	E
$h/d = 0.276$	$C_{pe,10} = 0.703$	$C_{pe,10} = -0.307$

$$w_e(D)h = 0.929 \times (+0.703) = +0.65 \text{ kN/m}^2$$

$$w_e(E)h = 0.929 \times (-0.307) = -0.29 \text{ kN/m}^2$$

Direção Y

$$h = z = 6.00 \text{ m}$$

$$b = 21.70 \text{ m}$$

$$d = 8.50 \text{ m}$$

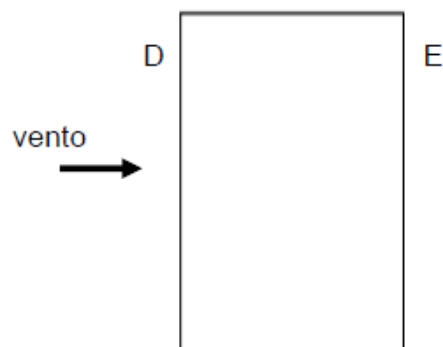


Figura 2.4 – Zona de incidência na fachada na direção Y

Tabela 2.4 – Valores dos coeficientes de pressão exterior na direção Y

ZONA	D	E
h/d = 0.706	$C_{pe,10} = 0.761$	$C_{pe,10} = -0.422$

$$w_e(D)h = 0.929 \times (+0.761) = +0.71 \text{ kN/m}^2$$

$$w_e(E)h = 0.929 \times (-0.422) = -0.39 \text{ kN/m}^2$$

2.5.4 Ação Sísmica

Períodos e Modos de Vibração da Estrutura

Previamente à introdução da ação sísmica no Robot é necessário fazer a análise modal da estrutura, que permite que o software calcule os modos de vibração e frequências naturais da estrutura. Considerou-se a massa ativa nos eixos X e Y e um amortecimento de 5%. Foram solicitados no primeiro cálculo 10 modos de vibração. As excentricidades acidentais também foram tidas em conta, 5% em ambas as direções, e para verificar a influência nos modos de vibração destas excentricidades, foi também efetuado um cálculo sem as mesmas. Na tabela 2.5 são apresentados os cálculos modais considerando excentricidades e na tabela 2.6 sem excentricidades.

Tabela 2.5 – Resultados com excentricidade

Modo	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
1	5,68	0,18	8,64	0,43	0	8,64	0,43	0	590347,9	590347,9	0
2	7,59	0,13	8,74	46,03	0	0,1	45,59	0	590347,9	590347,9	0
3	14,55	0,07	45,8	46,04	0	37,05	0,01	0	590347,9	590347,9	0
4	14,74	0,07	57,89	46,04	0	12,09	0	0	590347,9	590347,9	0
5	22,31	0,04	80,08	47,36	0	22,19	1,32	0	590347,9	590347,9	0
6	35,21	0,03	91,31	51,04	0	11,23	3,68	0	590347,9	590347,9	0
7	36,61	0,03	91,39	86,45	0	0,08	35,41	0	590347,9	590347,9	0
8	38,21	0,03	91,39	88,13	0	0	1,68	0	590347,9	590347,9	0
9	40,7	0,02	91,42	88,42	0	0,03	0,29	0	590347,9	590347,9	0
10	41,86	0,02	91,44	90,23	0	0,02	1,81	0	590347,9	590347,9	0

Tabela 2.6 – Resultados sem excentricidade

Modo	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
1	5,32	0,19	11,56	1,5	0	11,56	1,5	0	590347,9	590347,9	0
2	7,64	0,13	12,19	46,14	0	0,63	44,64	0	590347,9	590347,9	0
3	12,59	0,08	14,06	46,15	0	1,87	0,01	0	590347,9	590347,9	0
4	14,89	0,07	59,95	46,26	0	45,89	0,11	0	590347,9	590347,9	0
5	20,37	0,05	79,83	48,68	0	19,88	2,42	0	590347,9	590347,9	0
6	33,2	0,03	91,36	59,85	0	11,53	11,17	0	590347,9	590347,9	0
7	36,61	0,03	91,7	62,65	0	0,35	2,8	0	590347,9	590347,9	0
8	38,61	0,03	91,7	65,49	0	0	2,84	0	590347,9	590347,9	0
9	38,86	0,03	91,71	70,79	0	0	5,3	0	590347,9	590347,9	0
10	39,23	0,03	91,94	82,88	0	0,24	12,09	0	590347,9	590347,9	0

Como se pode verificar, as excentricidades influenciam o cálculo das frequências da estrutura. No caso em estudo, verifica-se que esta variação não é muito relevante. Em ambas as situações, ao sexto modo de vibração já é mobilizada mais que 90% da massa nas duas direções e nos modos seguintes não é mobilizada mais de 5% da massa em ambas as direções, sendo estes requisitos a satisfazer pelo EC8-1 (4.3.3.3.1), portanto os restantes modos não serão considerados.

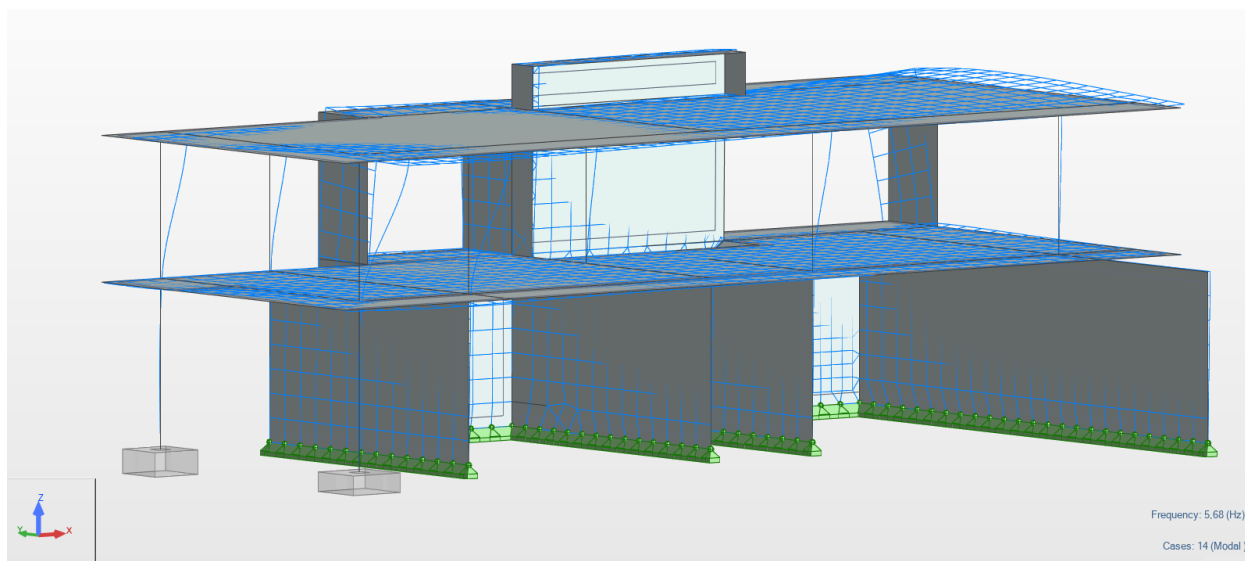


Figura 2.5 – Modo de vibração 1

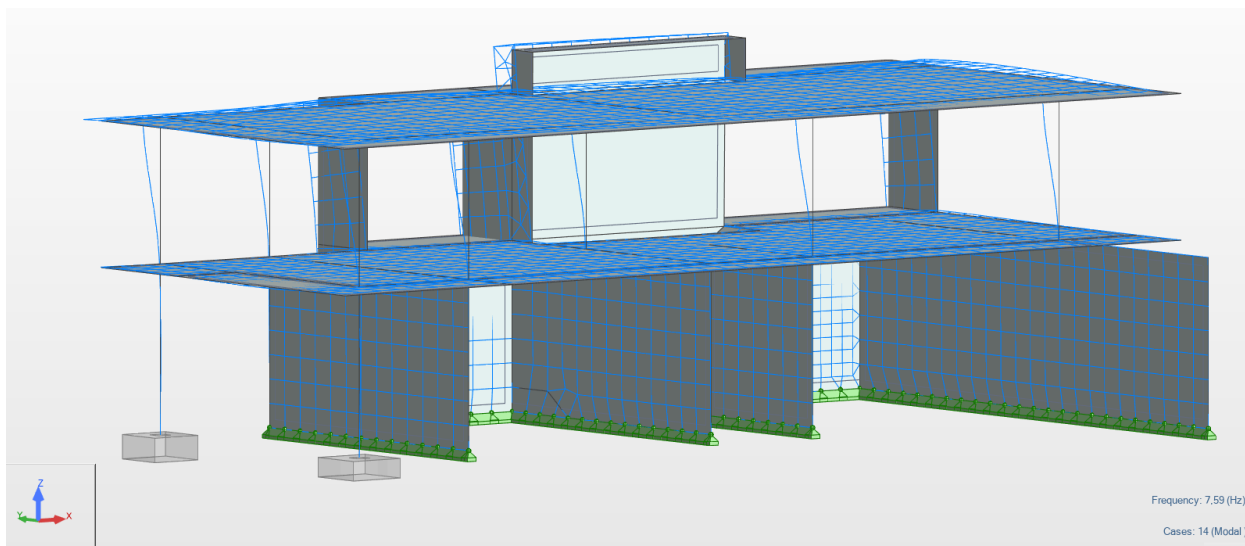


Figura 2.6 – Modo de vibração 2

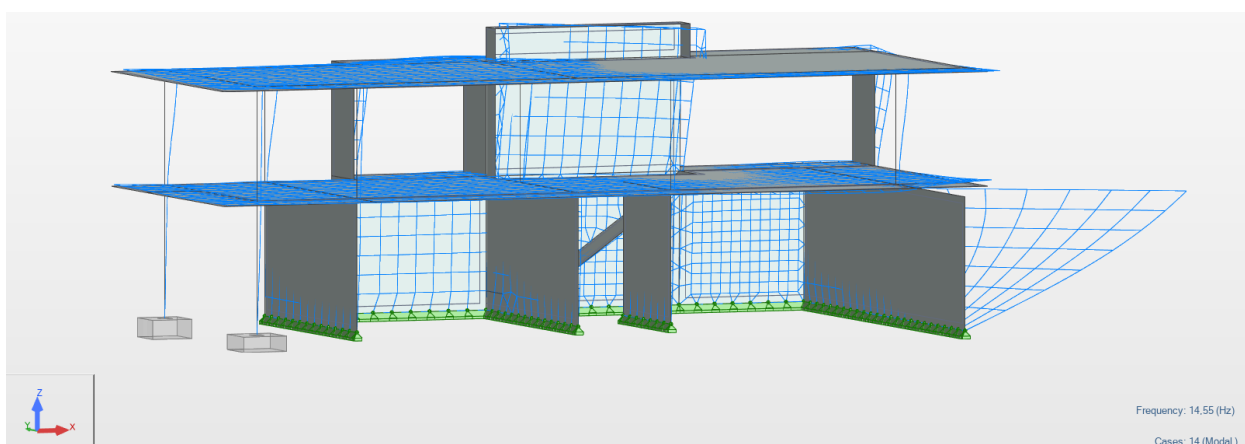


Figura 2.7 – Modo de vibração 3

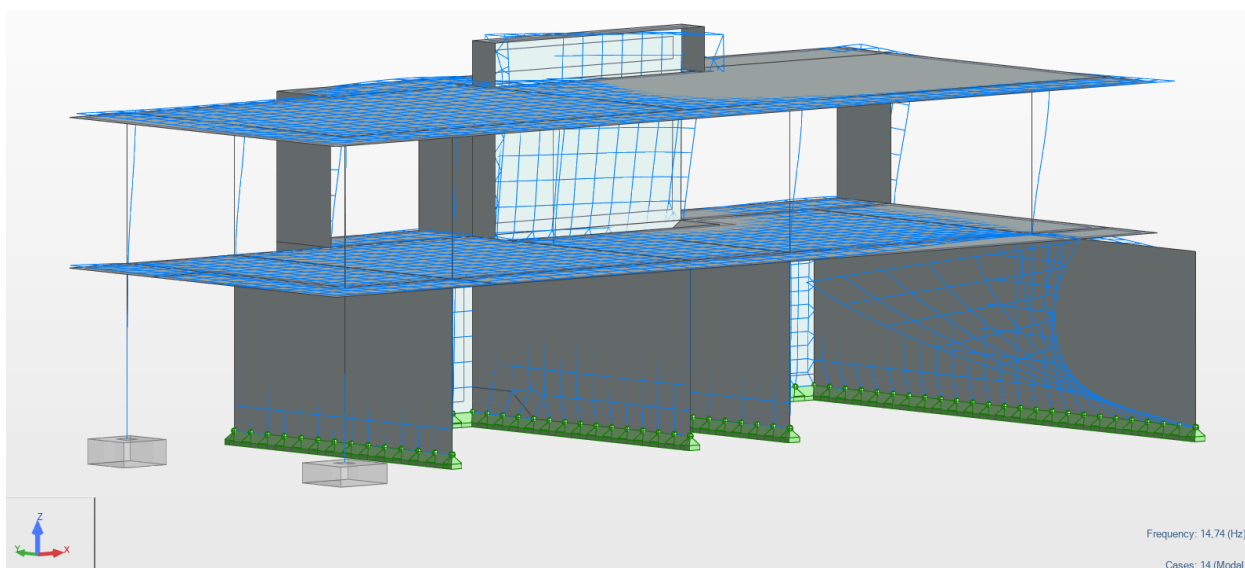


Figura 2.8 – Modo de vibração 4

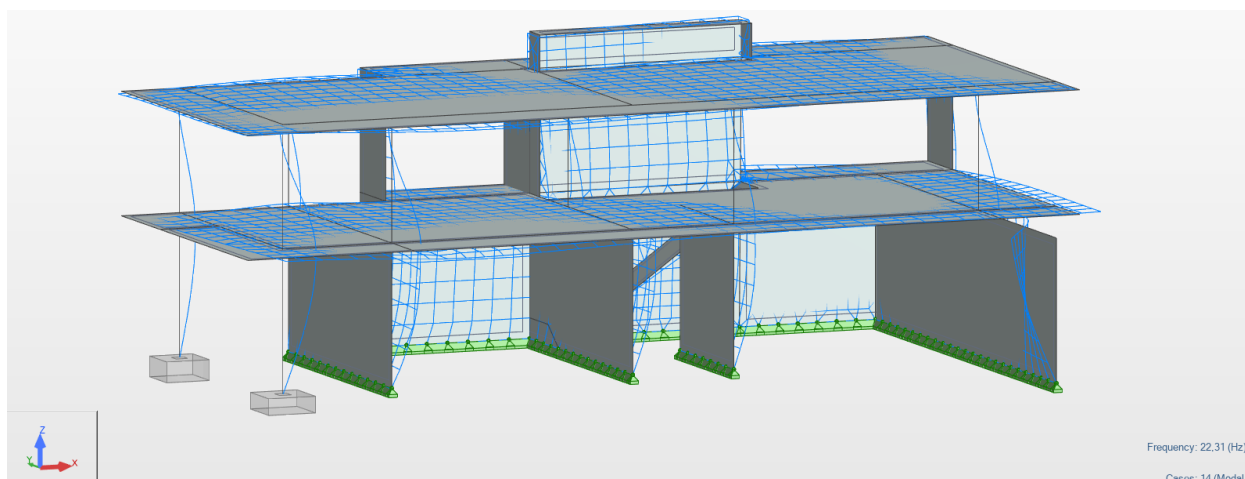


Figura 2.9 – Modo de vibração 5

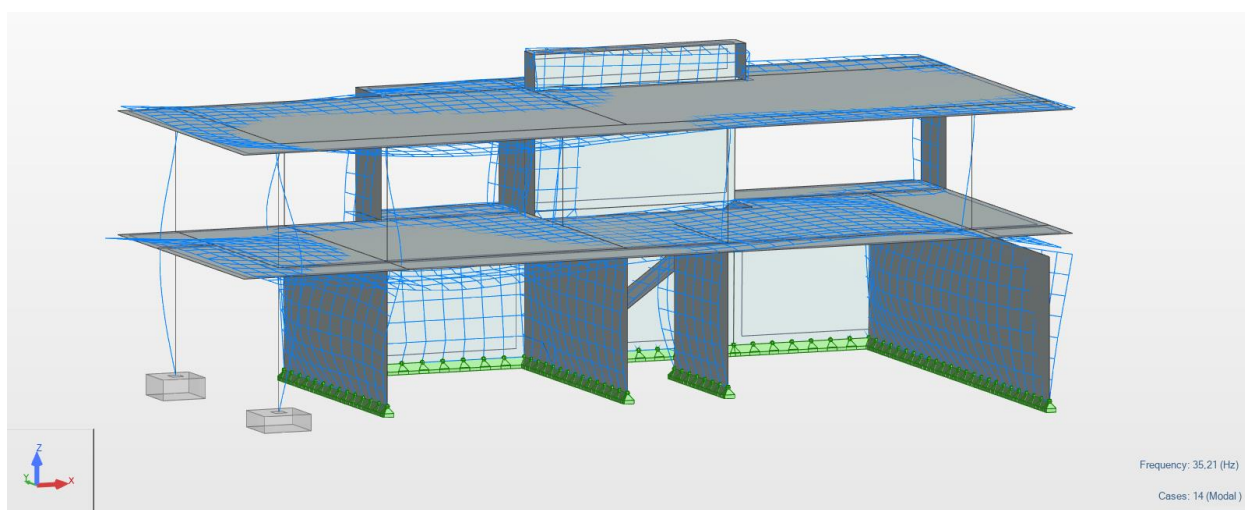


Figura 2.10 – Modo de vibração 6

Quantificação na Ação Sísmica

Em Portugal os sismos estão associados à falha que se desenvolve desde os Açores e se prolonga para lá do estreito de Gibraltar. Esta falha separa duas massas, chamadas a Placa Euro-Asiática e a Placa Africana, massas essas que se encontram em colisão uma com a outra.

Na ocorrência de um sismo o solo que suporta a estrutura sofre movimentos aleatórios. As acelerações sofridas pela fundação da estrutura são transmitidas a toda a estrutura. Essas acelerações, aliadas ao fato da estrutura possuir massa, resultam no aparecimento de forças/esforços na estrutura.

Constatando-se que a massa dos edifícios se concentra, em larga escala, ao nível dos pisos, entende-se que as vibrações do solo sejam transmitidas através da estrutura, o que nos leva a concluir que o efeito do sismo sobre a estrutura depende também das suas características, mais concretamente, depende da sua rigidez.

O Eurocódigo 8 define princípios orientadores que levam à conceção, são os seguintes:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- Resistência e rigidez nas duas direções;
- Resistência e rigidez à torção;
- Ação de diagrama ao nível dos pisos;
- Fundação adequada.

O edifício em estudo localiza-se numa zona de baixo risco sísmico, correspondente à zona 1.6 e 2.5, para a ação sísmica do tipo 1 e 2, respetivamente.

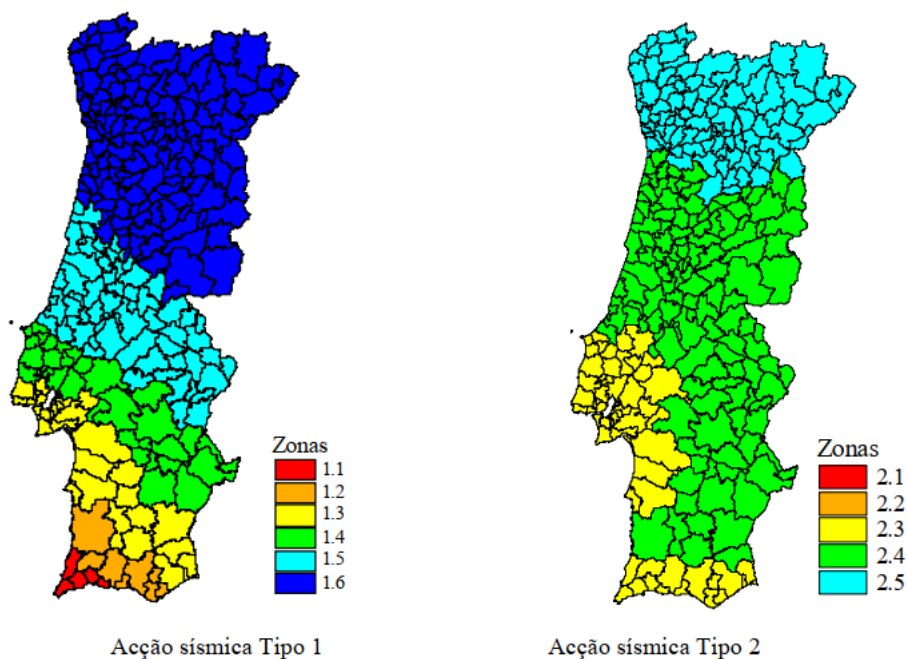


Figura 2.11 – Zonamentos sísmico em Portugal (Eurocódigo 8)

Quanto à classe de importância, a moradia é considerada como um edifício corrente, logo classe de importância II.

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

Figura 2.12 – Classes de importância para os edifícios (Eurocódigo 8)

Relativamente ao coeficiente de importância γ_1 , para a ação tipo 1 o coeficiente de importância é de 1,00 e para a ação tipo 2 é de 1,00.

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Figura 2.13 – Coeficientes de importância (Eurocódigo 8)

O tipo de terreno de fundação presente no local é do tipo C, referente a areias compactadas ou medianamente compactadas, onde por vez existe a presença de seixo. Através do tipo de terreno é possível obter valores que possibilitam o cálculo que permite contabilizar a ação sísmica. Para isso existem parâmetros que permitem avaliar o terreno, que são os seguintes:

- Velocidade média das ondas ao corte;
- Número de pancadas provenientes do ensaio SPT;
- Resistência ao corte não drenado.

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

Figura 2.14 – Tipos de terreno (Eurocódigo 8)

A aceleração do terreno a_g é dada pela expressão:

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR} \tag{2.12}$$

Para a ação sísmica do tipo 1 e para a zona sísmica 1.6, o valor de $a_{gR} = 0.35$ e para a ação sísmica do tipo 2 e zona sísmica 2.5 o valor de $a_{gR} = 0.80$.

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

Figura 2.15 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas (Eurocódigo 8)

Parâmetros do espectro de resposta horizontal para as ações sísmicas do tipo 1 e 2.

Ação sísmica do tipo 1:

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Figura 2.16 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico (Eurocódigo 8)

Ação sísmica do tipo 2:

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Figura 2.17 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico (Eurocódigo 8)

Acção Sísmica TIPO 1		Acção Sísmica TIPO 2		
Zona:	1,60	Zona:	2,50	{NA - 3.2.1(2)}
$a_{gR} =$	0,35	$a_{gR} =$	0,80	{NA - 3.2.1(2)}
$\gamma_I =$	1,00	$\gamma_I =$	1,00	{NA - 4.2.5(5)P}
$a_g =$	0,35	$a_g =$	0,80	{3.2.2.2(1)}
$S_{max} =$	1,60	$S_{max} =$	1,60	{NA - 3.2.2.2(2)P}
S =	1,60	S =	1,60	{NA - 3.2.2.2(2)P}
TB	0,10	TB	0,10	
TC	0,60	TC	0,25	
TD	2,00	TD	2,00	
η	1,00	η	1,00	

Figura 2.18 – Valores de cálculo para o espectro de resposta elástica

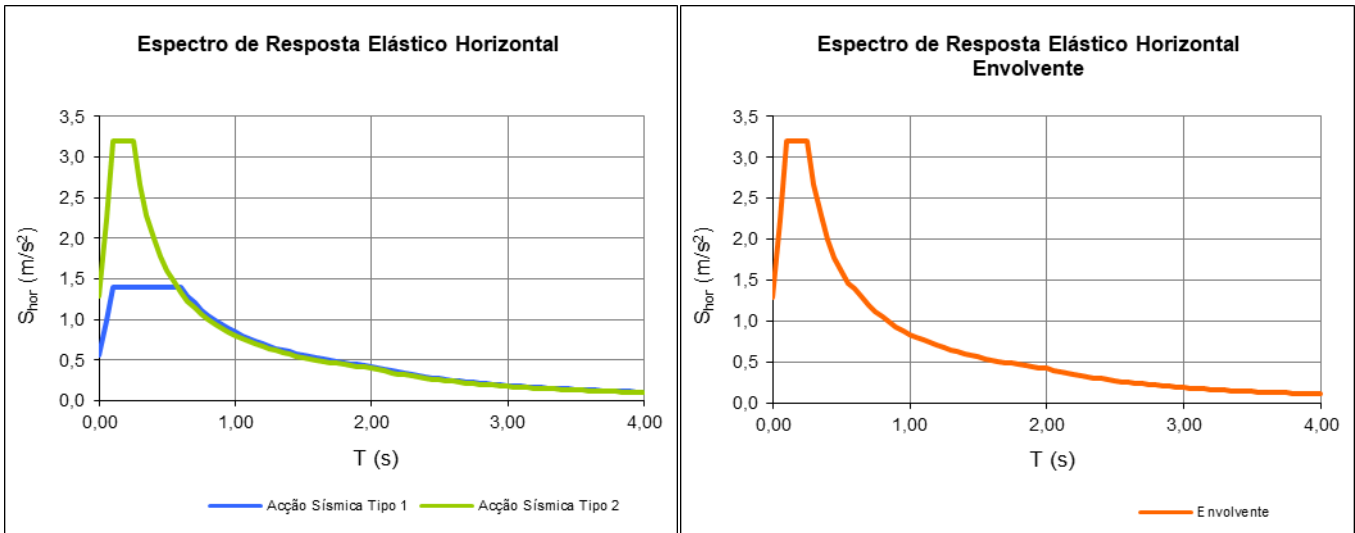


Figura 2.19 – Espectro de resposta elástica para a acção sísmica do tipo I e II

Cálculo do coeficiente de comportamento é obtido pela seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \tag{2.13}$$

q_0 – coeficiente de comportamento de referência;

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

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

Figura 2.20 – Valores básicos do coeficiente de comportamento (Eurocódigo 8)

No fator de majoração α_u / α_1 será utilizado um valor de aproximação para edifícios de vários pisos, com pórticos mistos equivalentes a pórticos com vários tramos, deve-se adotar o valor de 1,3. A norma ainda indica que para sistemas porticadas, o coeficiente k_w assume um valor unitário.

$$q = (3,0 \times 1,3) \times 1,0 = 3,9$$

Com todos estes elementos anteriormente considerados, o Eurocódigo 8 define o espectro de cálculo através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.16)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.17)$$

S_d – espectro de resposta;

T - período de vibração;

a_g - aceleração de projeto à superfície para um terreno do tipo A;

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

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

T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – coeficiente de solo;

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

No cálculo do Robot foram analisadas as duas ações sísmicas: tipo 1 e tipo 2

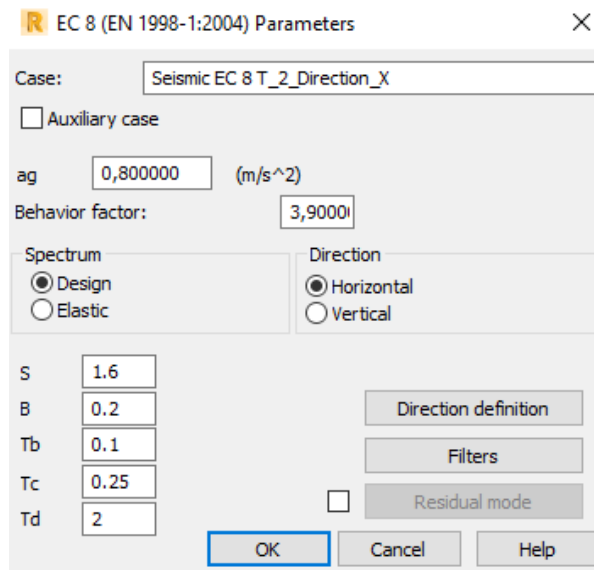


Figura 2.21 – Parâmetros ação sísmica (Robot)

A ação sísmica mais desfavorável é a ação sísmica tipo 2, pois com a comparação das reações nas duas direções, podemos comprovar com a tabela seguinte que obtivemos maiores reações na ação sísmica do tipo 2. Deste modo em todos os cálculos será considerada a ação sísmica do tipo 2.

Tabela 2.7 – Valores das reações sísmicas na estrutura

	Ação Sísmica do Tipo 1		Ação Sísmica do Tipo 2	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
F_x (kN)	125,57	34,48	287,01	78,81
F_y (kN)	111,35	21,31	275,51	48,71

Na quantificação sísmica na estrutura foi considerada em cada direção 30% do efeito da ação sísmica mais desfavorável (ação sísmica tipo 2).

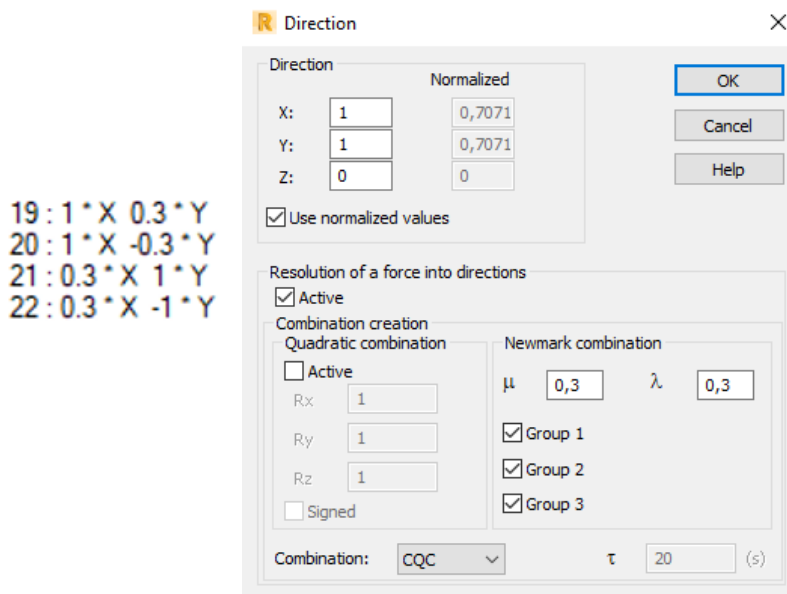


Figura 2.22 – Parâmetros para a quantificação em cada direção (Robot)

2.5.5 Combinações de Ações

Segundo a Norma NP EN 1990, as ações atuantes num edifício devem ser combinadas entre si de modo a originarem os casos mais desfavoráveis para a estrutura, de modo a verificar a segurança no dimensionamento.

As combinações de ações que poderão ser utilizadas na estrutura são as seguintes:

ELU – Combinação fundamental (art.º 6.4.3.2 – ECO)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \tag{2.18}$$

ACC – Combinação para a situação de projeto sísmica (art.º 6.4.3.4 – ECO)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{2.19}$$

ELS – Combinação quase-permanente (art.º 6.5.3(c) – ECO)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{2.20}$$

ELS – Combinação característica (art.º 6.5.3(a) – ECO)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.21)$$

ELS – Combinação frequente (art.º 6.5.3(b) – ECO)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \gamma_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.22)$$

Na figura apresentam-se as ações aplicadas na estrutura.

- 1 : PP
- 2 : RCP
- 3 : RCP_Cob
- 4 : Fachada / Platibanda
- 5 : Impulso Terras
- 6 : Qhab
- 7 : Qvaranda
- 8 : Qcob
- 9 : Qimpulso terras
- 10 : VX+
- 11 : VX-
- 12 : VY+
- 13 : VY-
- 14 : Modal
- 15 : Seismic EC 8 T_1_Direction_X
- 16 : Seismic EC 8 T_1_Direction_Y
- 17 : Seismic EC 8 T_2_Direction_X
- 18 : Seismic EC 8 T_2_Direction_Y
- 19 : 1 * X 0.3 * Y
- 20 : 1 * X -0.3 * Y
- 21 : 0.3 * X 1 * Y
- 22 : 0.3 * X -1 * Y

Figura 2.23 – Ações aplicadas na estrutura

Realizou-se uma agruparem das ações aplicadas na estrutura de forma a facilitar a perceção na realização das combinações de ações. Na tabela seguinte indicam-se os grupos definidos.

Tabela 2.8 – Grupos de ações realizados no Robot

Grupo	Ação
1	PP; RCP; RCP_Cob; Fachada/Platibanda
2	Impulso Terras
3	Qhab; Qvaranda; Qimpulso terras
4	Qcob
5	Vx+; Vx-; Vy+; Vy-
6	Sismo (19 / 20 / 21 / 22)

A seguinte tabela apresenta as combinações de ações retiradas do programa de cálculo automático Robot. Na coluna com o título “Definição” os números de 1 a 13 e de 19 a 22 correspondem às ações apresentadas na figura anterior.

Tabela 2.9 – Combinações de ações

Nº da Combinação	Tipo de Combinação	Definição
23	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.50$
24	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.50+10*0.90$
25	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.50+11*0.90$
26	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.50+12*0.90$
27	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.50+13*0.90$
28	ULS	$(1+2+4+3)*1.35$
29	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.50$
30	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.50+10*0.90$
31	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.50+11*0.90$
32	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.50+12*0.90$
33	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.50+13*0.90$
34	ULS	$(1+2+4+3)*1.00$
35	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.50$
36	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.50+10*0.90$
37	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.50+11*0.90$
38	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.50+12*0.90$
39	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.50+13*0.90$
40	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35$
41	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.50$
42	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.50+10*0.90$
43	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.50+11*0.90$
44	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.50+12*0.90$
45	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.50+13*0.90$
46	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00$
47	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.50$
48	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.50+10*0.90$
49	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.50+11*0.90$
50	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.50+12*0.90$
51	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.50+13*0.90$
52	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35$
53	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.50$
54	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.50+10*0.90$
55	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.50+11*0.90$
56	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.50+12*0.90$
57	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.50+13*0.90$
58	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00$
59	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50$
60	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+10*0.90$

61	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+11*0.90$
62	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+12*0.90$
63	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+13*0.90$
64	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+8*1.50$
65	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+8*1.50+10*0.90$
66	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+8*1.50+11*0.90$
67	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+8*1.50+12*0.90$
68	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+8*1.50+13*0.90$
69	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50$
70	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+10*0.90$
71	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+11*0.90$
72	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+12*0.90$
73	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+13*0.90$
74	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+8*1.50$
75	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+8*1.50+10*0.90$
76	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+8*1.50+11*0.90$
77	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+8*1.50+12*0.90$
78	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+8*1.50+13*0.90$
79	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50$
80	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+10*0.90$
81	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+11*0.90$
82	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+12*0.90$
83	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+13*0.90$
84	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+8*1.50$
85	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+8*1.50+10*0.90$
86	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+8*1.50+11*0.90$
87	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+8*1.50+12*0.90$
88	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+8*1.50+13*0.90$
89	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50$
90	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+10*0.90$
91	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+11*0.90$
92	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+12*0.90$
93	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+13*0.90$
94	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+8*1.50$
95	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+8*1.50+10*0.90$
96	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+8*1.50+11*0.90$
97	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+8*1.50+12*0.90$
98	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+8*1.50+13*0.90$
99	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50$
100	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+10*0.90$
101	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+11*0.90$
102	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+12*0.90$
103	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+8*1.50+13*0.90$
104	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+8*1.50$
105	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+8*1.50+10*0.90$

106	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+8*1.50+11*0.90$
107	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+8*1.50+12*0.90$
108	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+8*1.50+13*0.90$
109	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50$
110	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+10*0.90$
111	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+11*0.90$
112	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+12*0.90$
113	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+8*1.50+13*0.90$
114	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+8*1.50$
115	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+8*1.50+10*0.90$
116	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+8*1.50+11*0.90$
117	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+8*1.50+12*0.90$
118	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+8*1.50+13*0.90$
119	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+10*1.50$
120	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+11*1.50$
121	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+12*1.50$
122	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+(6+7+9)*1.05+13*1.50$
123	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+10*1.50$
124	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+11*1.50$
125	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+12*1.50$
126	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+13*1.50$
127	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+10*1.50$
128	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+11*1.50$
129	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+12*1.50$
130	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*1.05+13*1.50$
131	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+10*1.50$
132	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+11*1.50$
133	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+12*1.50$
134	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+13*1.50$
135	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+10*1.50$
136	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+11*1.50$
137	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+12*1.50$
138	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+(6+7+9)*1.05+13*1.50$
139	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+10*1.50$
140	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+11*1.50$
141	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+12*1.50$
142	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.35+13*1.50$
143	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+10*1.50$
144	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+11*1.50$
145	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+12*1.50$
146	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+(6+7+9)*1.05+13*1.50$
147	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+10*1.50$
148	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+11*1.50$
149	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+12*1.50$
150	ULS	$(1+2+4+3)*1.35+5*1.00+13*1.50$

151	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+10*1.50$
152	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+11*1.50$
153	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+12*1.50$
154	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+(6+7+9)*1.05+13*1.50$
155	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+10*1.50$
156	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+11*1.50$
157	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+12*1.50$
158	ULS	$(1+2+4+3)*1.00+5*1.35+13*1.50$
159	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+10*1.50$
160	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+11*1.50$
161	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+12*1.50$
162	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*1.05+13*1.50$
163	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+10*1.50$
164	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+11*1.50$
165	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+12*1.50$
166	ULS	$(1+2+4+3+5)*1.00+13*1.50$
167	SLS	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*0.30$
168	SLS	$(1+2+4+3)*1.00$
169	SLS	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*0.30$
170	SLS	$(1+2+4+3+5)*1.00$
171	ACC	$(1+2+4+3+19)*1.00+(6+7+9)*0.30$
172	ACC	$(1+2+4+3+20)*1.00+(6+7+9)*0.30$
173	ACC	$(1+2+4+3+21)*1.00+(6+7+9)*0.30$
174	ACC	$(1+2+4+3+22)*1.00+(6+7+9)*0.30$
175	ACC	$(1+2+4+3)*1.00$
176	ACC	$(1+2+4+3+19)*1.00$
177	ACC	$(1+2+4+3+20)*1.00$
178	ACC	$(1+2+4+3+21)*1.00$
179	ACC	$(1+2+4+3+22)*1.00$
180	ACC	$(1+2+4+3+5+19)*1.00+(6+7+9)*0.30$
181	ACC	$(1+2+4+3+5+20)*1.00+(6+7+9)*0.30$
182	ACC	$(1+2+4+3+5+21)*1.00+(6+7+9)*0.30$
183	ACC	$(1+2+4+3+5+22)*1.00+(6+7+9)*0.30$
184	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00$
185	ACC	$(1+2+4+3+5+19)*1.00$
186	ACC	$(1+2+4+3+5+20)*1.00$
187	ACC	$(1+2+4+3+5+21)*1.00$
188	ACC	$(1+2+4+3+5+22)*1.00$
189	ACC	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*0.30+19*-1.00$
190	ACC	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*0.30+20*-1.00$
191	ACC	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*0.30+21*-1.00$
192	ACC	$(1+2+4+3)*1.00+(6+7+9)*0.30+22*-1.00$
193	ACC	$(1+2+4+3)*1.00+19*-1.00$
194	ACC	$(1+2+4+3)*1.00+20*-1.00$
195	ACC	$(1+2+4+3)*1.00+21*-1.00$

196	ACC	$(1+2+4+3)*1.00+22*-1.00$
197	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*0.30+19*-1.00$
198	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*0.30+20*-1.00$
199	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*0.30+21*-1.00$
200	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00+(6+7+9)*0.30+22*-1.00$
201	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00+19*-1.00$
202	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00+20*-1.00$
203	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00+21*-1.00$
204	ACC	$(1+2+4+3+5)*1.00+22*-1.00$

Analisando a tabela conclui-se que se obtiveram 144 combinações referentes a combinações permanentes (ULS), 4 combinações para combinações quase permanentes e 34 combinações sísmicas.

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL E MODELAÇÃO

O dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado conforme o *Eurocódigo 0*, sendo que a verificação de segurança foi feita por dois estados limites:

- Estados Limites Últimos, estados relacionados a danos graves, como colapso ou ruína estrutural que podem comprometer a segurança das pessoas e bens.
- Estados Limites de Utilização, estados associados a danos de menor gravidade, que comprometem apenas o funcionamento da estrutura, bem como o aspeto e conforma das pessoas.

Os esforços atuantes nos elementos estruturais podem ser obtidos por métodos tradicionais de cálculo, no entanto o mercado exige métodos mais rápidos e a evolução dos meios informáticos veio introduzir uma grande facilidade no cálculo, permitindo a alteração e validação de esquemas estruturais alternativos. De referir que apenas com um programa de cálculo automático é possível analisar convenientemente a ação dinâmica numa estrutura.

3.1 GENERALIDADES

Existem regras que se aplicam a qualquer um dos elementos estruturais que estão definidas nos Eurocódigos 2 e 8, sendo estas:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetros mínimos de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimentos de emenda de armaduras.

3.1.1 Recobrimento de Armaduras

O recobrimento das armaduras é a menor distância entre as armaduras e face mais próxima do betão.

Tendo o betão utilizado classe de exposição XC2, o recobrimento mínimo, c_{min} , é de 2,5 cm e o recobrimento nominal, c_{nom} , é de 3,5 cm.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.1)$$

$$c_{min} = \max[c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10\text{mm}] \quad (3.2)$$

- $c_{min,b}$ recobrimento mínimo para requisitos de aderência;
- $c_{min,dur}$ recobrimento mínimo relacionado com as condições ambientais;
- $\Delta c_{dur,y}$ margem de segurança;
- $\Delta c_{dur,st}$ redução do recobrimento mínimo no caso de ser utilizado aço inoxidável;
- $\Delta c_{dur,add}$ redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

3.1.2 Distância Mínima entre Varões

O Eurocódigo 2, na cláusula 8.2, enuncia que a distância mínima a assegurar entre varões deve garantir uma betonagem, compactação e vibração do betão satisfatórias de modo a assegurar boas condições de aderência.

$$d_{min} = \max[k1 \times \emptyset; dg + k2; 20\text{mm}] \quad (3.3)$$

- d_{min} distância mínima entre varões;
- $k1$ toma o valor unitário;
- $k2$ toma o valor de 5mm;
- \emptyset diâmetro do varão em mm;
- dg dimensão máxima do agregado, admite-se 20 mm.

No desenvolvimento do projeto de estruturas, assumiu-se o valor de $d_{min} = 25\text{mm}$.

3.1.3 Diâmetro Mínimo de Dobragem

O diâmetro mínimo de dobragem dos varões deve ser tal que não origine a criação de fendas nos varões assim como a rotura do betão no interior da curva do varão (Quadro 8.1N – Eurocódigo).

$$\varnothing_{mm} = \begin{cases} 4\varnothing & \text{se } \varnothing \leq 16\text{mm} \\ 7\varnothing & \text{se } \varnothing > 16\text{mm} \end{cases} \quad (3.4)$$

\varnothing diâmetro do varão;

$\varnothing_{m, \min}$ diâmetro mínimo de dobragem dos varões.

Tabela 3.1 – Diâmetro mínimo de dobragem de varões

\varnothing (mm)	$\varnothing_{m, \min}$ (mm)
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

3.1.4 Comprimento de Amarração

Na determinação do comprimento de amarração, admitiu-se que os varões estão sempre comprimidos, retratando o caso mais desfavorável. É possível calcular os valores do comprimento de amarração segundo a cláusula 8.4.3 e 8.4.4 do Eurocódigo 2. O comprimento de amarração tem em conta o tipo de aço e as suas propriedades de aderência. Os comprimentos adotados estão representados na tabela seguinte.

Admitindo como caso mais desfavorável os varões sempre comprimidos:

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

CAPÍTULO 3

$$\alpha_5 = 1,0$$

α_1 coeficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;

α_2 coeficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão.;

α_3 coeficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais;

α_4 coeficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados;

α_5 coeficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração de cálculo.

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (3.5)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (3.6)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{500}{1,15} \quad (3.7)$$

$$f_{sd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (3.8)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (3.9)$$

$$l_{b,min} \geq \max\{0,6 l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\} \quad (3.10)$$

$l_{b,rqd}$ comprimento de amarração de referência;

l_{bd} comprimento de amarração;

\emptyset diâmetro do varão;

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

f_{bd} tensão de rotura da aderência;

η_1 coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem

$$\eta_1 = 0,7;$$

η_2 coeficiente relacionado com o diâmetro do varão $\eta_2 = 1,0$;

f_{ctd} valor de cálculo da resistência do betão à tração;

α_{ct} coeficiente relacionado com efeitos de longo prazo na resistência à tração e com efeitos desfavoráveis. Valor recomendado $\alpha_{ct} = 1,0$;

$f_{ctk,0,05}$ 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão $f_{ctk,0,05} = 2,0$;

γ_c coeficiente parcial de segurança relativo ao betão $\gamma_c = 1,5$.

Tabela 3.2 – Comprimento de amarração de varões

\varnothing (mm)	$l_{b, rqd}$ (m)	$l_{bd, min}$ (m)	l_{bd} (m)	$l_{bd, adotado}$ (m)
8	0,41	0,25	0,29	0,45
10	0,52	0,31	0,36	0,55
12	0,62	0,37	0,44	0,65
16	0,83	0,50	0,58	0,85
20	1,04	0,52	0,73	1,10
25	1,29	0,78	0,91	1,35
32	1,66	0,99	1,16	1,70

3.1.5 Amarração de Armaduras transversais

Segundo a cláusula 5.6.1 do Eurocódigo 8 para as cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, paredes e pilares, deve utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135°.

Em pilares, se o esforço normal para a situação de projeto sísmico for de tração, os comprimentos de amarração determinados pelo Eurocódigo 2 devem ser aumentados em 50%.

3.1.6 Comprimento de Emendas

De acordo com a cláusula 8.7 do Eurocódigo 2, este comprimento tem como objetivo garantir a transmissão dos esforços entre varões, evitando que haja deslocamentos do betão na vizinhança das emendas e ainda evitar ocorrência de fendas largas que influenciem o comportamento estrutural.

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \tag{3.11}$$

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200\text{mm}\} \tag{3.12}$$

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_2 = 1,0$$

$$\alpha_3 = 1,0$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

$$\alpha_6 = 1,5$$

l_0 comprimento de sobreposição;

α_6 dado pela raiz quadrada entre a relação ρ_1 e ρ_{25} mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0;

$l_{b,rqd}$ representa o comprimento de amarração de referência;

$l_{0,min}$ comprimento de emenda mínimo;

\varnothing diâmetro do varão.

Tabela 3.3 – Comprimento de emendas de varões

\varnothing (mm)	$l_{b, rqd}$ (m)	$L_{0,min}$ (m)	L_0 (m)	$L_{0,adotado}$ (m)
8	0,41	0,20	0,62	0,65
10	0,52	0,23	0,78	0,80
12	0,62	0,28	0,93	0,95
16	0,83	0,37	1,24	1,25
20	1,04	0,47	1,55	1,60
25	1,29	0,58	1,94	1,95
32	1,66	0,75	2,40	2,45

3.2 ANÁLISE PRÉVIA DINÂMICA

Foi feita uma primeira análise e execução de modelos no programa informático de cálculo para uma melhor percepção do comportamento estrutural e dinâmico do edifício. Estes modelos forneceram uma

informação prévia de como a estrutura se irá comportar, podendo ser detetados erros estruturais e incompatibilidades com o projeto de arquitetura.

3.2.1 Primeiro Modelo Estrutural

Este primeiro modelo é um modelo base seguindo a orientação do projeto de arquitetura para os elementos estruturais.

Considerou-se a laje maciça do piso 2 com 25cm de espessura e a laje de cobertura com 20cm de espessura. As paredes em betão armado apresentam 20cm de espessura. Os pilares com secção de $20 \times 20 \text{cm}^2$ estão embutidos nas paredes de fachada e interiores, tendo-se colocado 2 pilares exteriores para suporte da consola (à esquerda na figura abaixo), com secção $30 \times 30 \text{cm}^2$ e prolongados até à cobertura. As vigas estão localizadas nas padieiras e soleiras dos vãos, como mostra a figura seguinte.

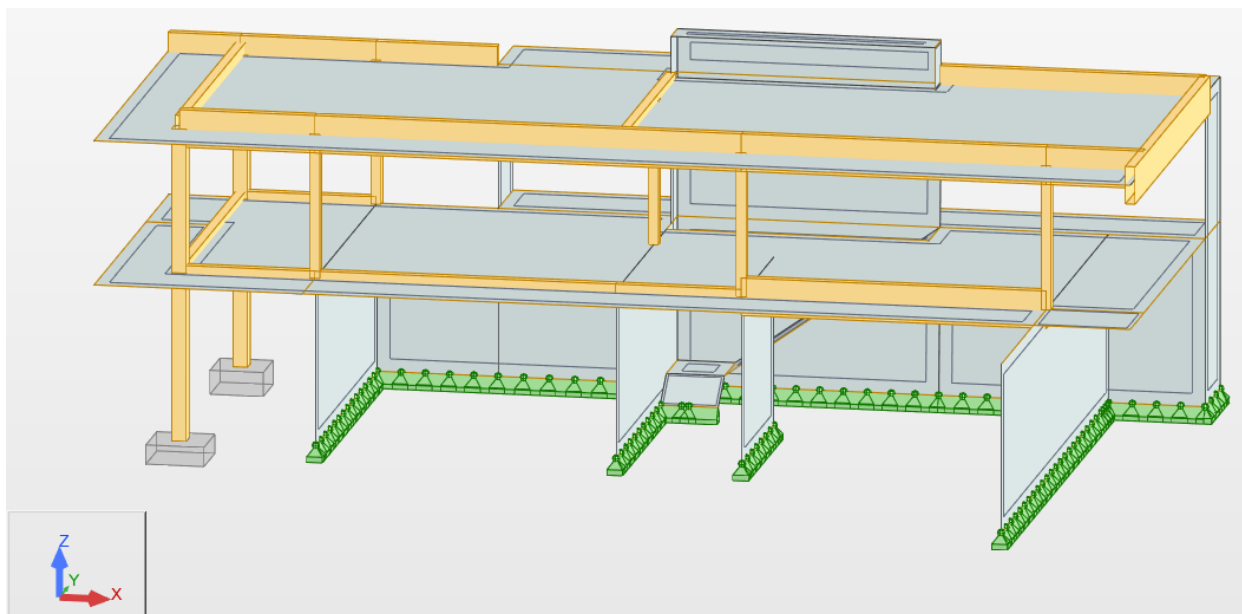


Figura 3.1 – Modelo estrutural 1

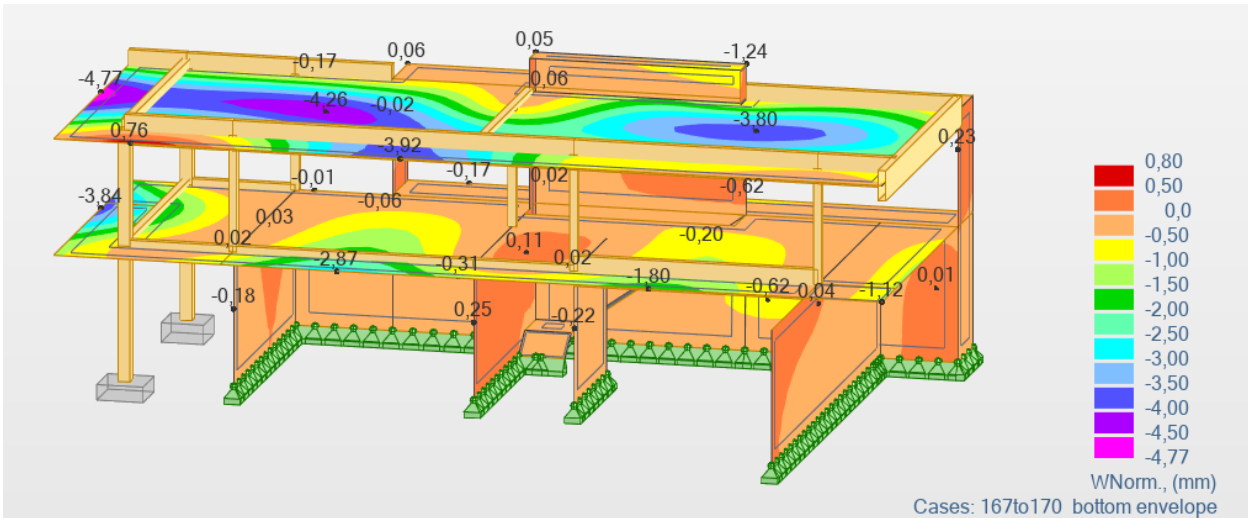


Figura 3.2 – Deslocamentos (flechas) do modelo estrutural 1

Com a utilização do *Robot* obtomos deslocamentos para combinações quase permanentes, com o objetivo de perceber quais os elementos estruturais que influenciam os deslocamentos das lajes. O deslocamento a longo prazo é 2,5 a 3 vezes o deslocamento instantâneo. Na tabela seguinte foi considerado o valor de 3 vezes para comparação de flechas instantâneas com flechas a longo prazo.

Tabela 3.4 – Deslocamentos (flechas) instantâneos e a longo prazo para o modelo estrutural 1

	Deslocamento Máximo Instantâneo (mm)	Deslocamento Máximo a Longo Prazo (mm)
Piso 1	3,84	11,52
Piso 2	4,77	14,31

3.2.2 Segundo Modelo Estrutural

Foi analisado um segundo modelo estrutural onde foram retirados os tramos inferiores dos dois pilares exteriores de secção 30x30cm² que suportam a consola, tendo passado a espessura das lajes para 25cm.

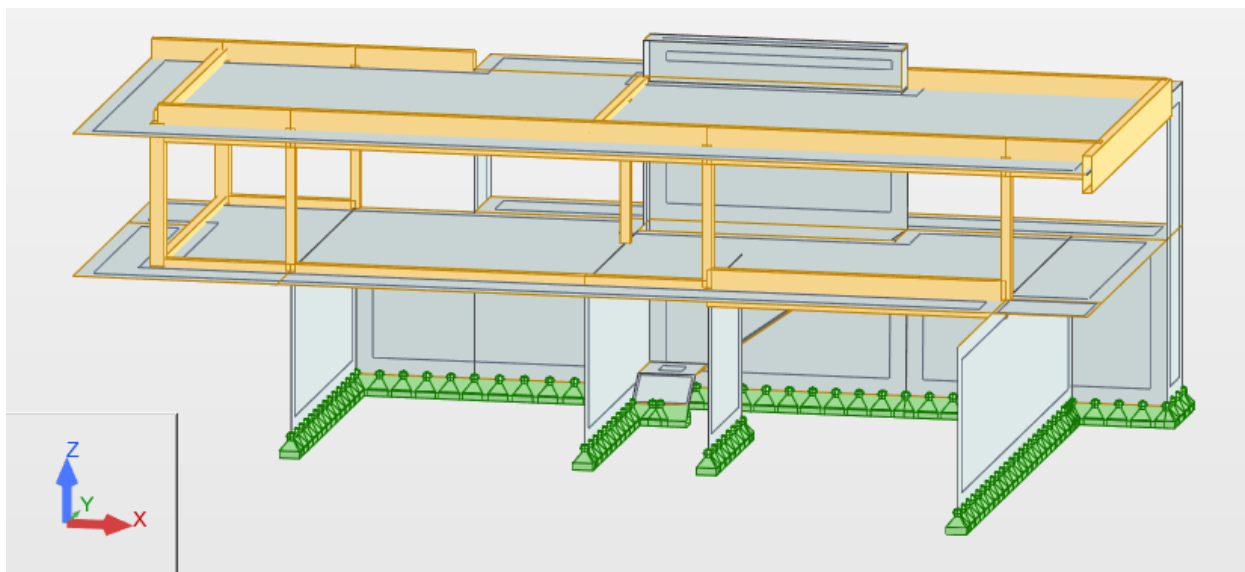


Figura 3.3 – Modelo estrutural 2

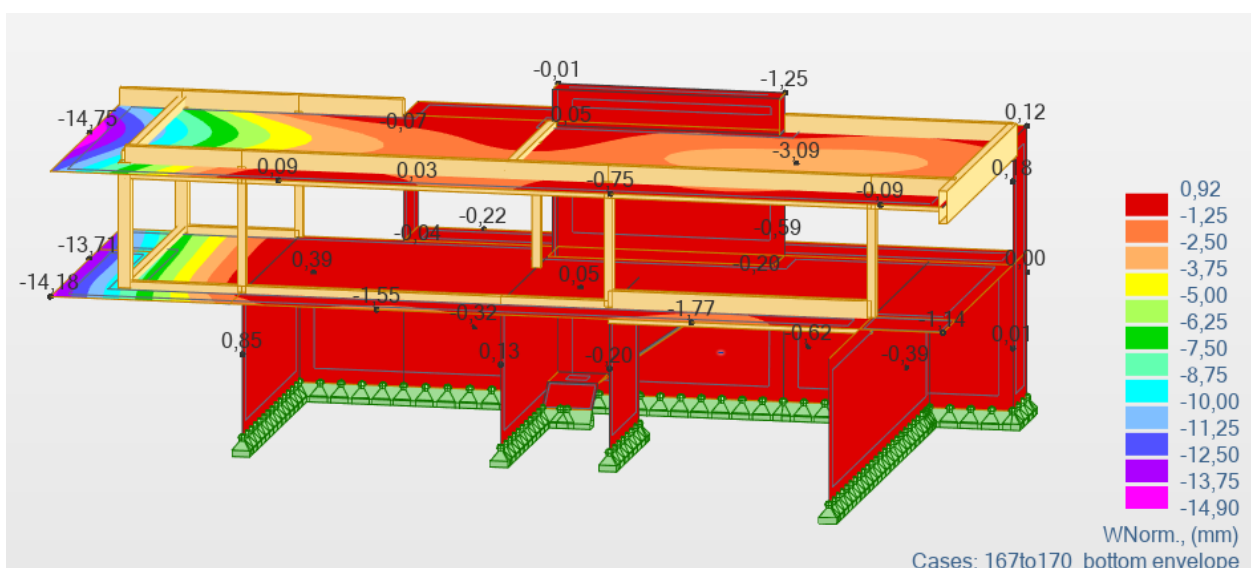


Figura 3.4 – Deslocamentos (flechas) do modelo estrutural 2

Tabela 3.5 – Deslocamentos (flechas) instantâneos e a longo prazo para o modelo estrutural 2

	Deslocamento Máximo Instantâneo (mm)	Deslocamento Máximo a Longo Prazo (mm)
Piso 1	14,18	42,54
Piso 2	14,75	44,25

Como se constata as flechas obtidas, acima 4,00 cm, ultrapassam os máximos regulamentares.

3.2.3 Terceiro Modelo Estrutural

O terceiro modelo é idêntico ao segundo, apresentando agora as lajes uma espessura de 30cm.

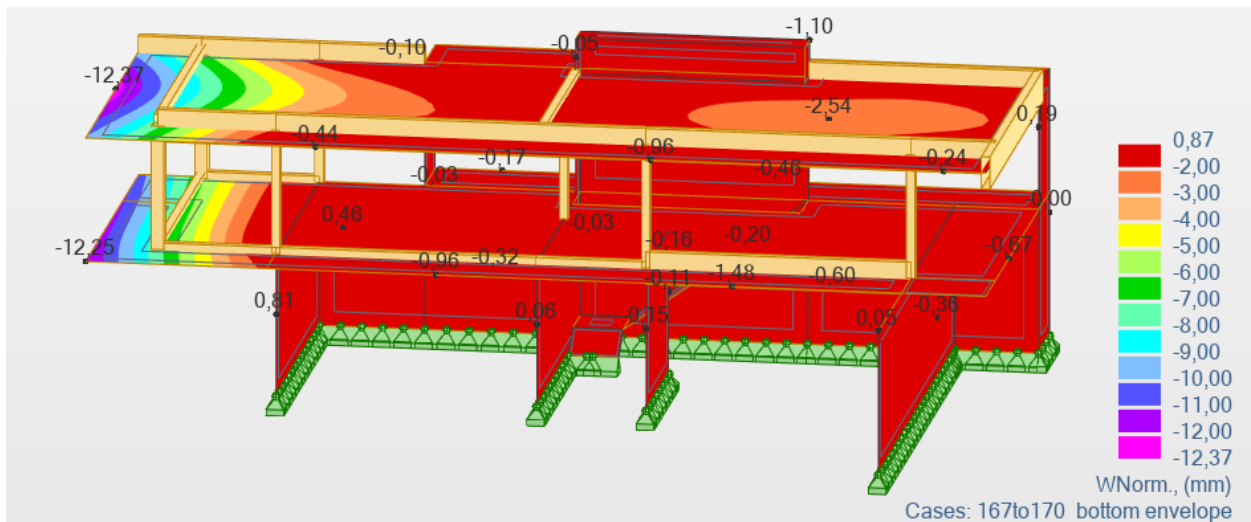


Figura 3.5 – Deslocamentos (flechas) do modelo estrutural 3

Tabela 3.6 – Deslocamentos (flechas) instantâneos e a longo prazo para o modelo estrutural 3

	Deslocamento Máximo Instantâneo (mm)	Deslocamento Máximo a Longo Prazo (mm)
Piso 1	12,25	36,75
Piso 2	12,37	37,11

As execuções destes três modelos de cálculo serviram para comparar as deformadas (flechas) apresentadas pelas lajes.

Tabela 3.7 – Deslocamentos máximos dos três modelos estruturais

		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Piso 1	Deslocamento máx. inst. (mm)	3,84	14,18	12,25
	Deslocamento máx. a longo prazo (mm)	11,52	42,54	36,75
Piso 2	Deslocamento máx. inst. (mm)	4,77	14,75	12,37
	Deslocamento máx. a longo prazo (mm)	14,31	44,25	37,11

Assim, para o cálculo estrutural e estudo da estabilidade foi adotado o modelo n.º 1.

3.3 DIMENSIONAMENTO DE LAJES

Para o cálculo das armaduras, o programa informático Robot permite ter em consideração os estados limites últimos e os estados limites de utilização, podendo incrementar a armadura para a verificação da largura de fendas.

Durante a sua utilização foram tidas em consideração várias combinações referentes aos estados limites últimos e estados limites de utilização, como podemos ver na tabela 2.7, sendo considerados para os cálculos de armaduras as envolventes superiores e inferiores dos esforços atuantes no elemento estrutural.

3.3.1 Verificação ao Estado Limite Último de Flexão

A verificação ao estado limite último regeu-se pelos princípios executados na norma atrás referida.

Com o auxílio do programa de cálculo obtiveram-se os esforços a que as lajes estavam sujeitas e que estão ilustrados nos mapas abaixo.

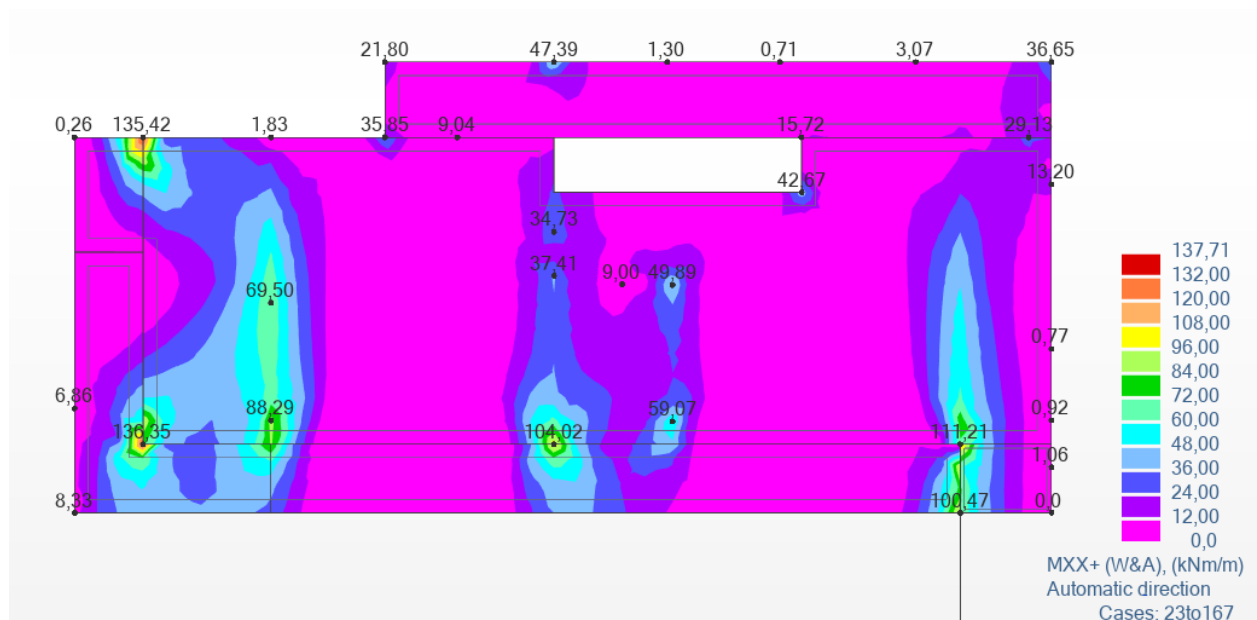


Figura 3.6 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior na direção X no piso 2

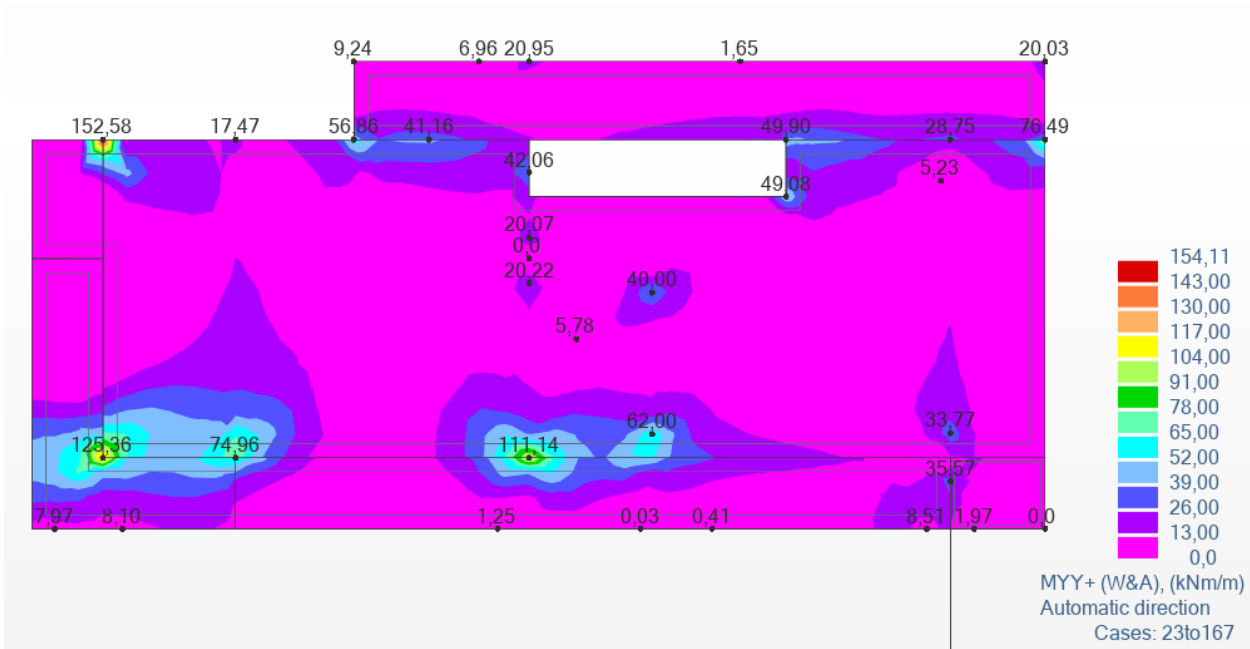


Figura 3.7 – Mapa de momentos para o cálculo da armadura superior na direção Y no piso 2

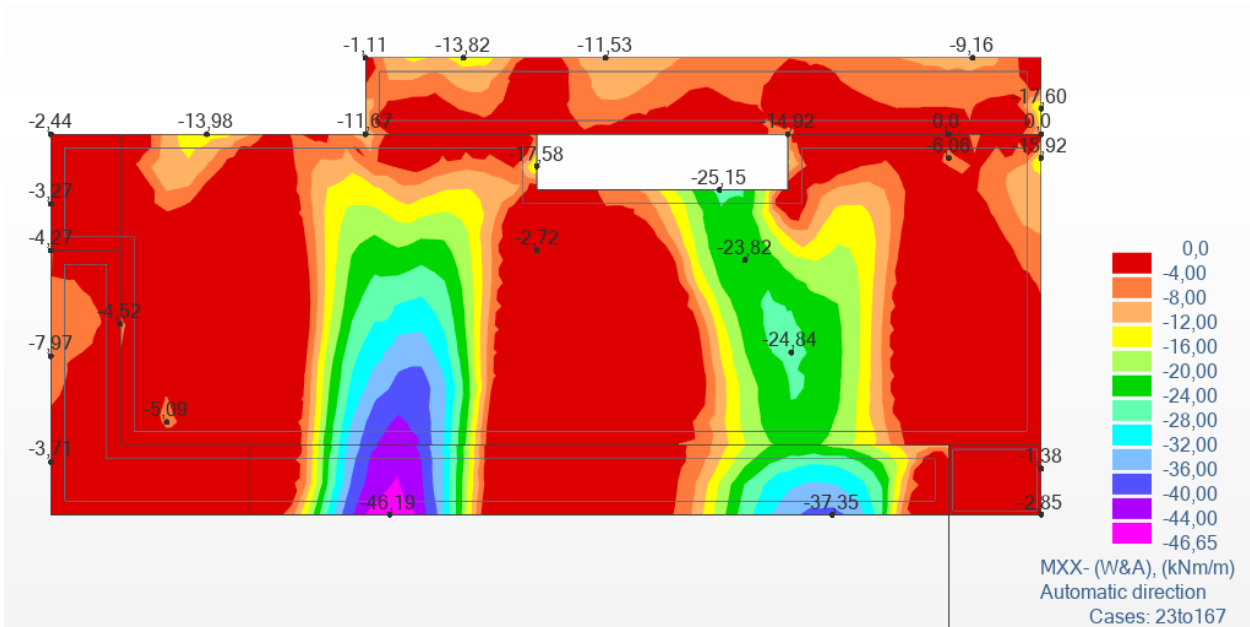


Figura 3.8 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção X no piso 2

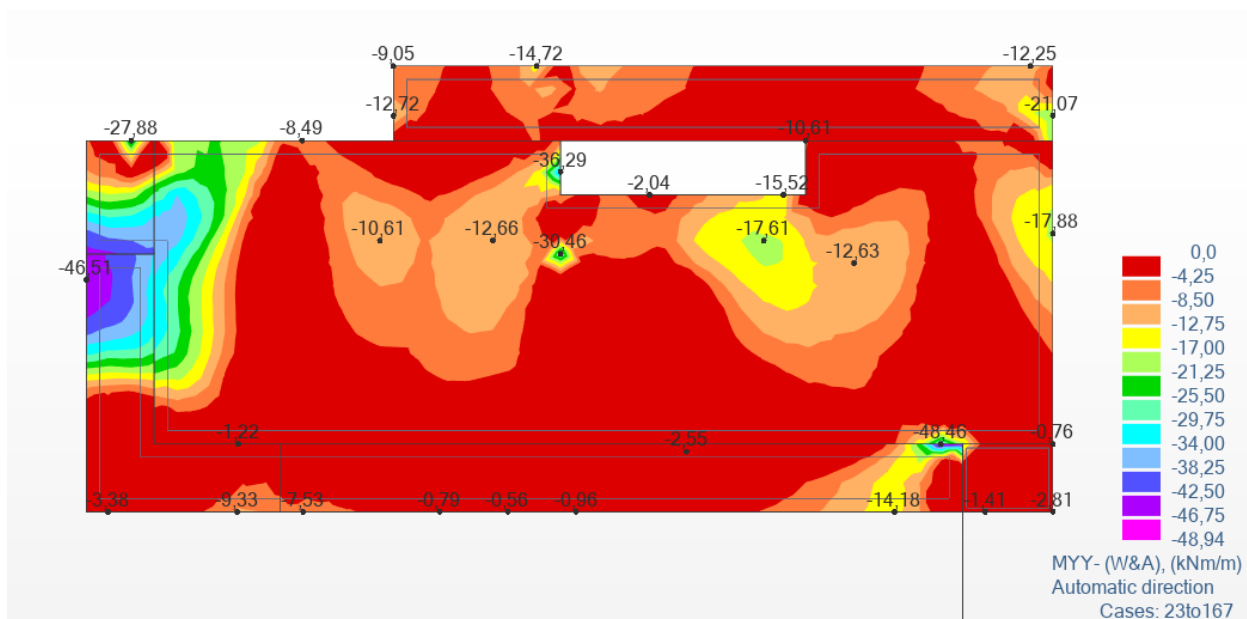


Figura 3.9 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção Y no piso 2

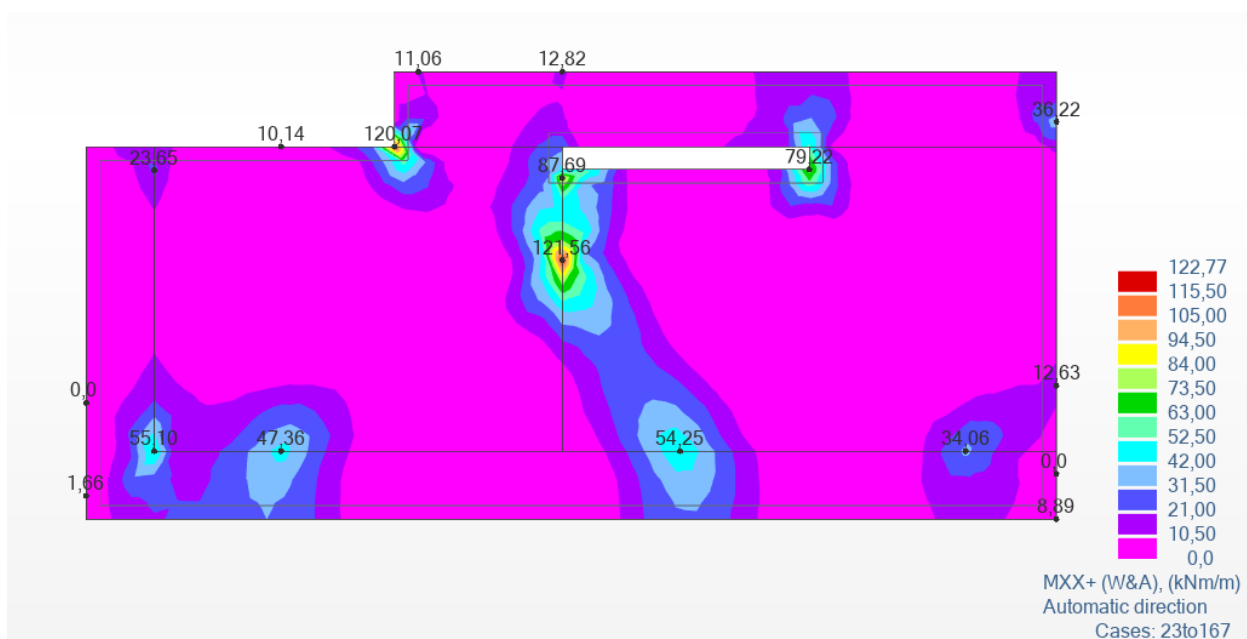


Figura 3.10 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior na direção X na cobertura

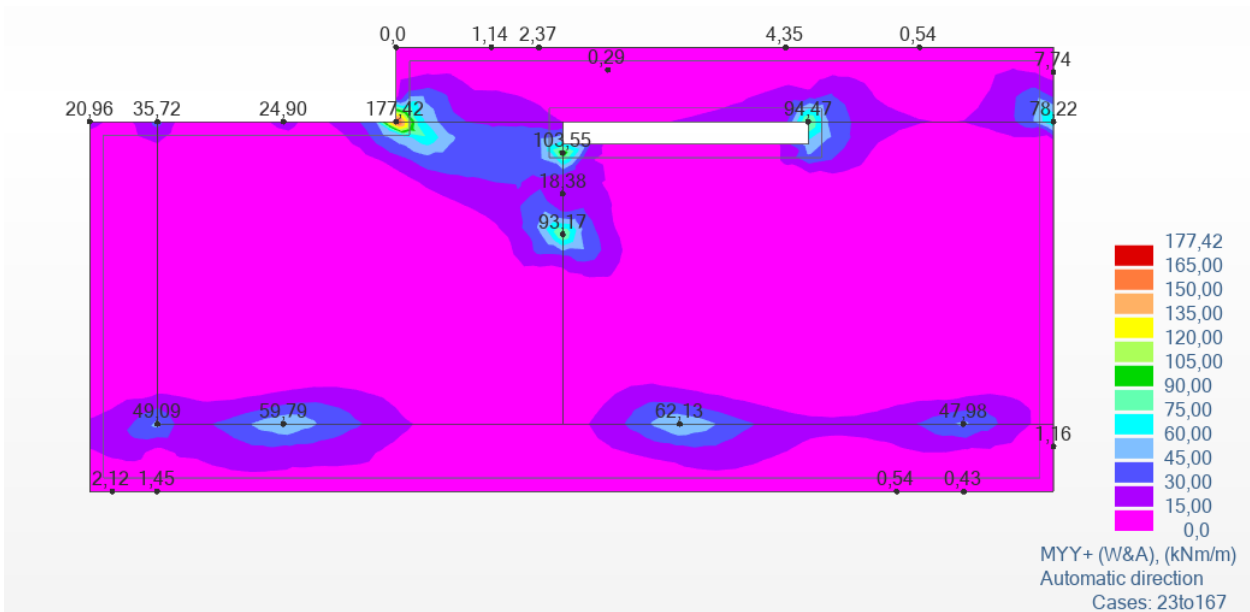


Figura 3.11 – Mapa de momentos para o cálculo da armadura superior na direção Y na cobertura

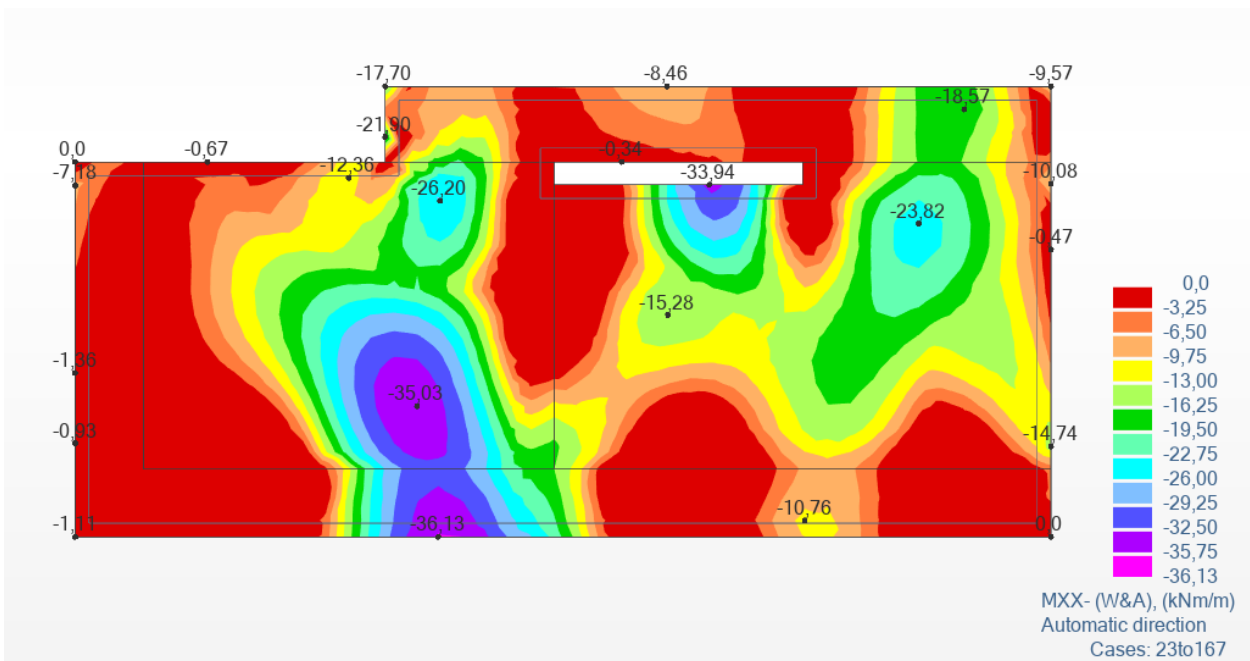


Figura 3.12 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção X na cobertura

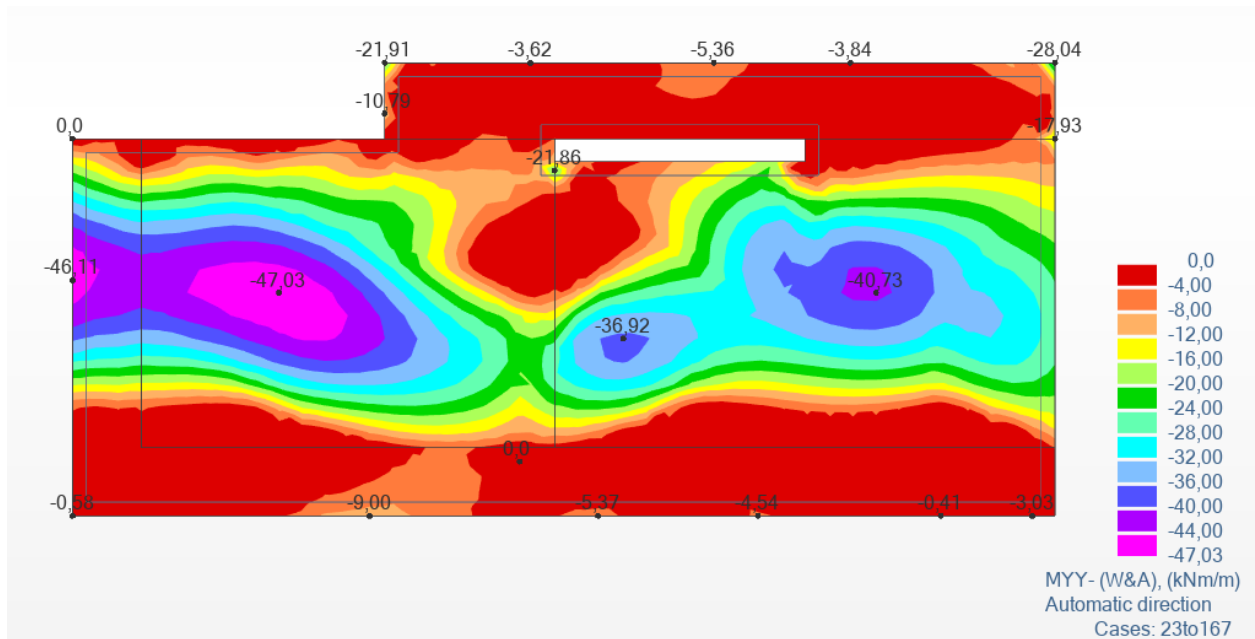


Figura 3.13 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção Y na cobertura

Após determinação da envolvente dos momentos fletores de cálculo foi possível determinar soluções para colocação de armaduras como se pode constatar na tabela abaixo.

Tabela 3.8 – Possíveis soluções de armadura para lajes maciças

Armadura	As (cm ² /m)	w	μ	Mrd (kN/m)
ϕ 10//0.10 m	7,85	0,100	0,079	45,37
ϕ 12//0.10 m	11,31	0,145	0,111	64,04
ϕ 16//0.10 m	20,11	0,257	0,187	107,80
ϕ 10//0.15 m	5,24	0,067	0,053	30,87
ϕ 12//0.15 m	7,54	0,096	0,075	43,27
ϕ 16//0.15 m	13,4	0,171	0,129	74,56
ϕ 10//0.20 m	3,93	0,050	0,040	23,12
ϕ 12//0.20 m	5,65	0,072	0,057	33,06
ϕ 16//0.20 m	10,05	0,129	0,099	57,40
ϕ 10//0.25 m	3,14	0,040	0,032	18,75
ϕ 12//0.25 m	4,52	0,058	0,046	26,53
ϕ 16//0.25 m	8,04	0,103	0,080	46,24

O programa informático possibilita uma análise rápida e intuitiva dos mapas de momentos das lajes. Definido um intervalo de momentos para a sua representação, podemos facilmente identificar as zonas onde colocar os reforços de armaduras.

Assim, se se pretender colocar uma armadura base de ϕ 12//0.15 m ($A_s = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$), a que corresponde um momento de flexão resistente de 40,00 kN/m, o Robot poderá apresentar o mapeamento de esforços até esse valor (ver figura abaixo), constatando-se imediatamente as zonas sem cor, onde deverão ser colocados reforços de armadura.

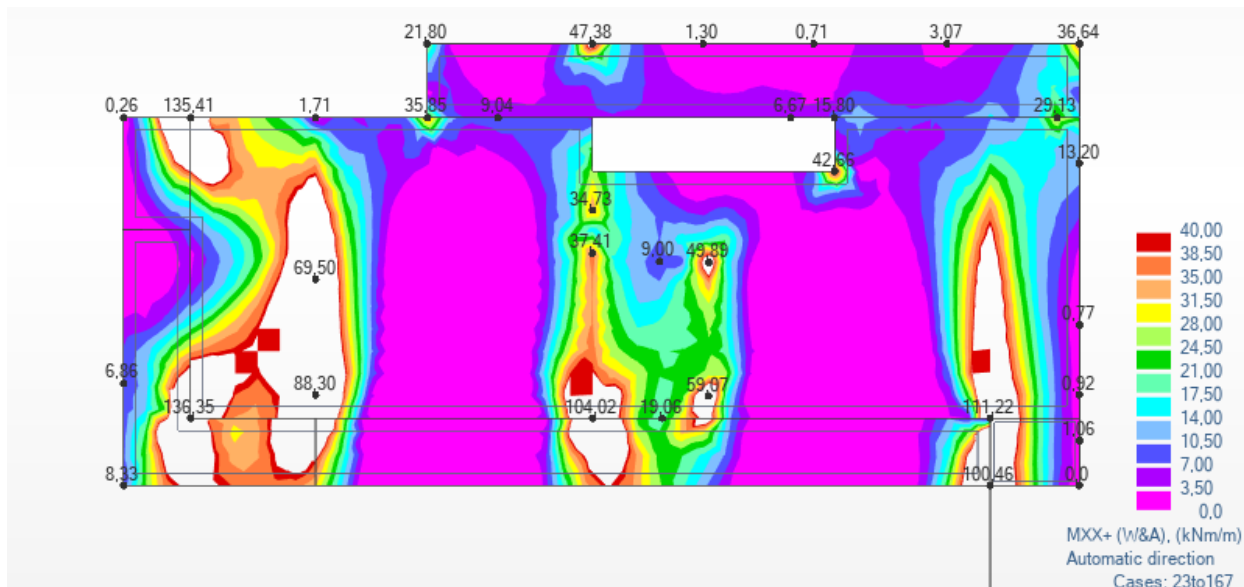


Figura 3.14 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior e zona de reforços na direção X no piso 2

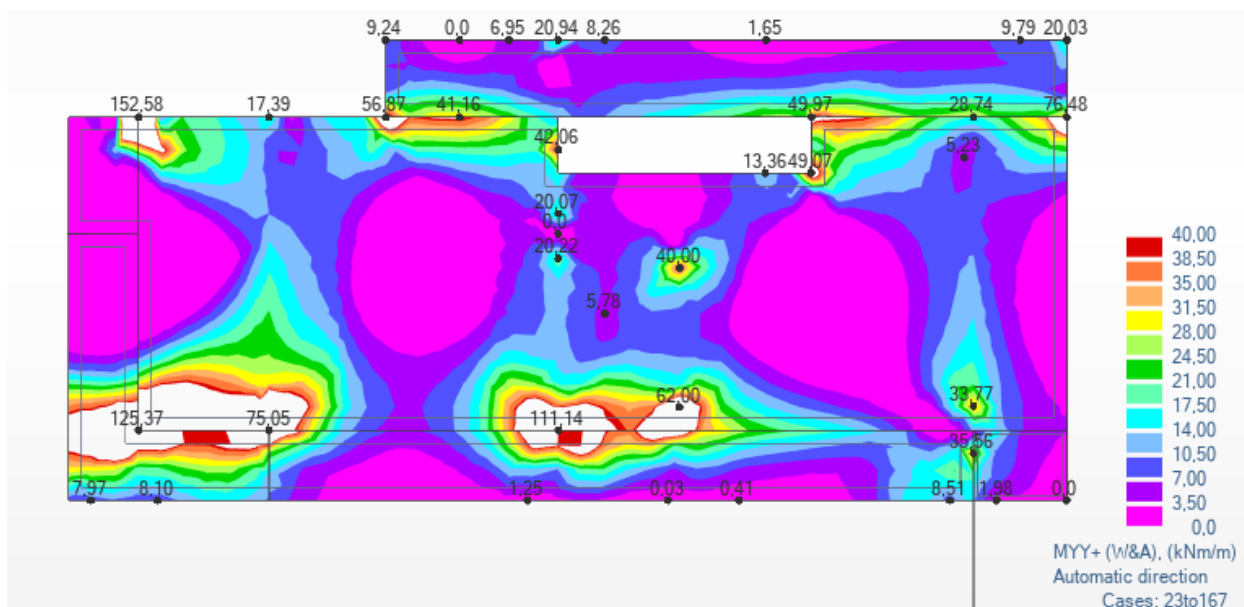


Figura 3.15 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior e zona de reforços na direção Y no piso 2

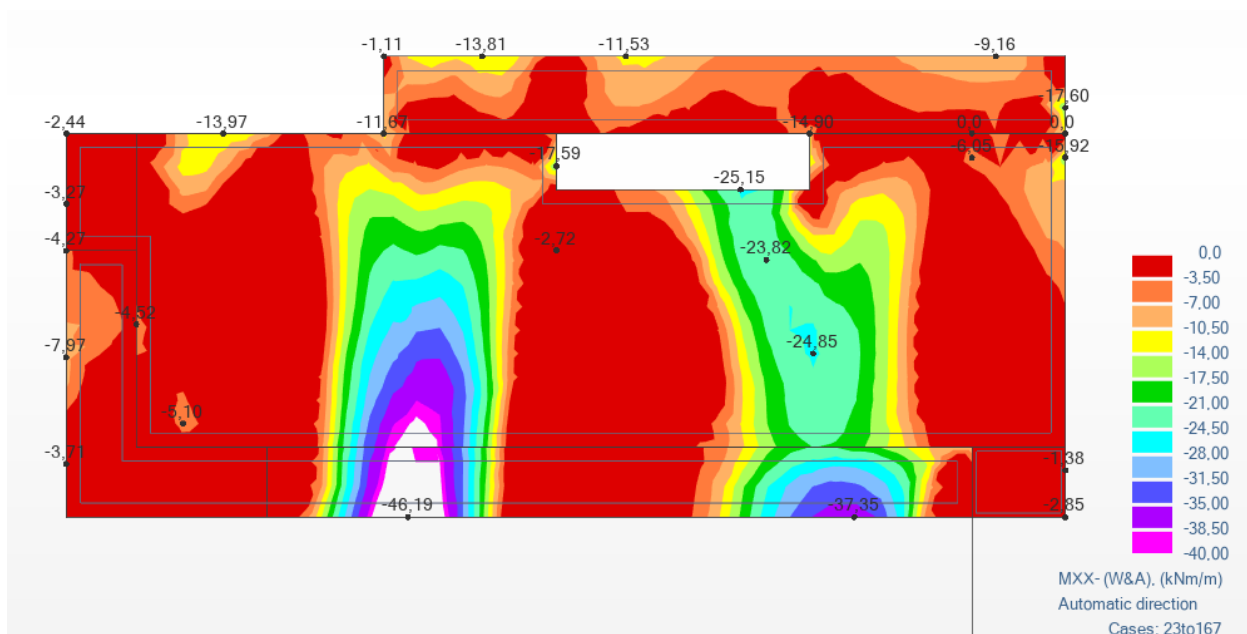


Figura 3.16 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior e zona de reforços na direção X no piso 2

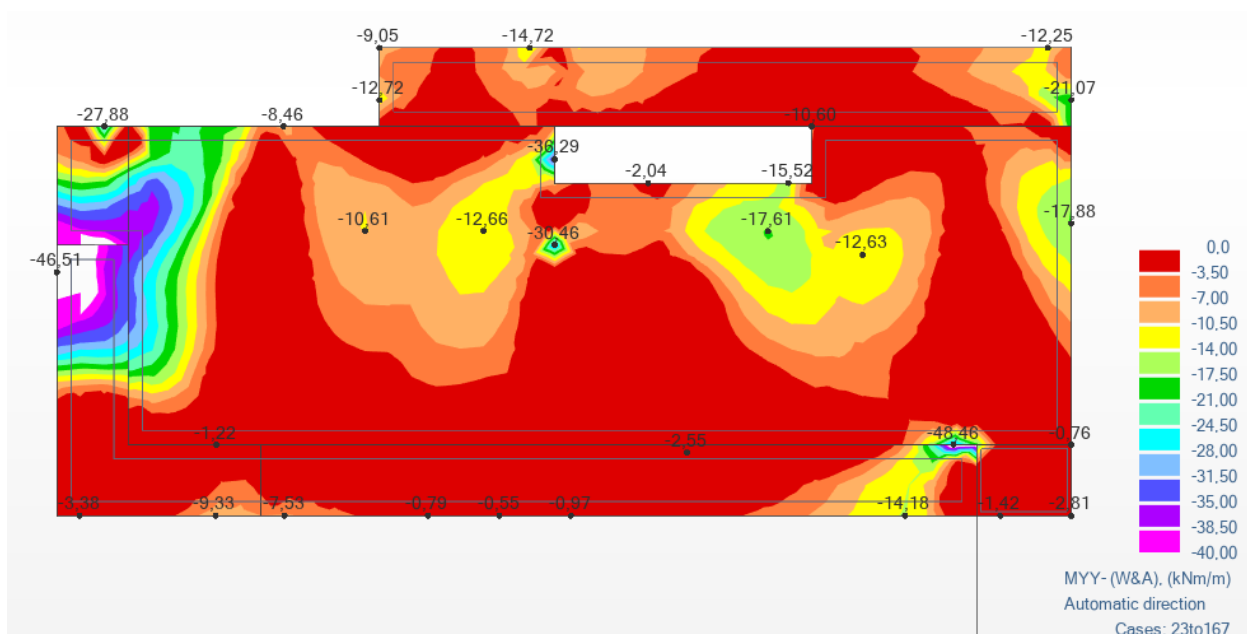


Figura 3.17 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior e zona de reforços na direção Y no piso 2

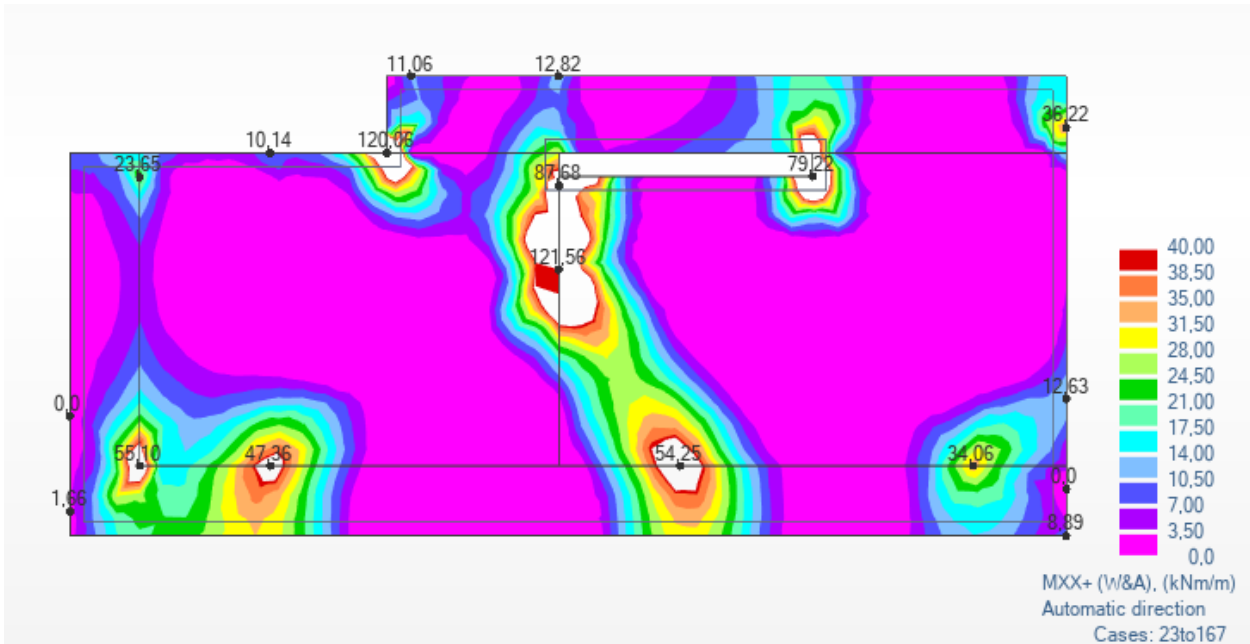


Figura 3.18 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior e zona de reforços na direção X na cobertura

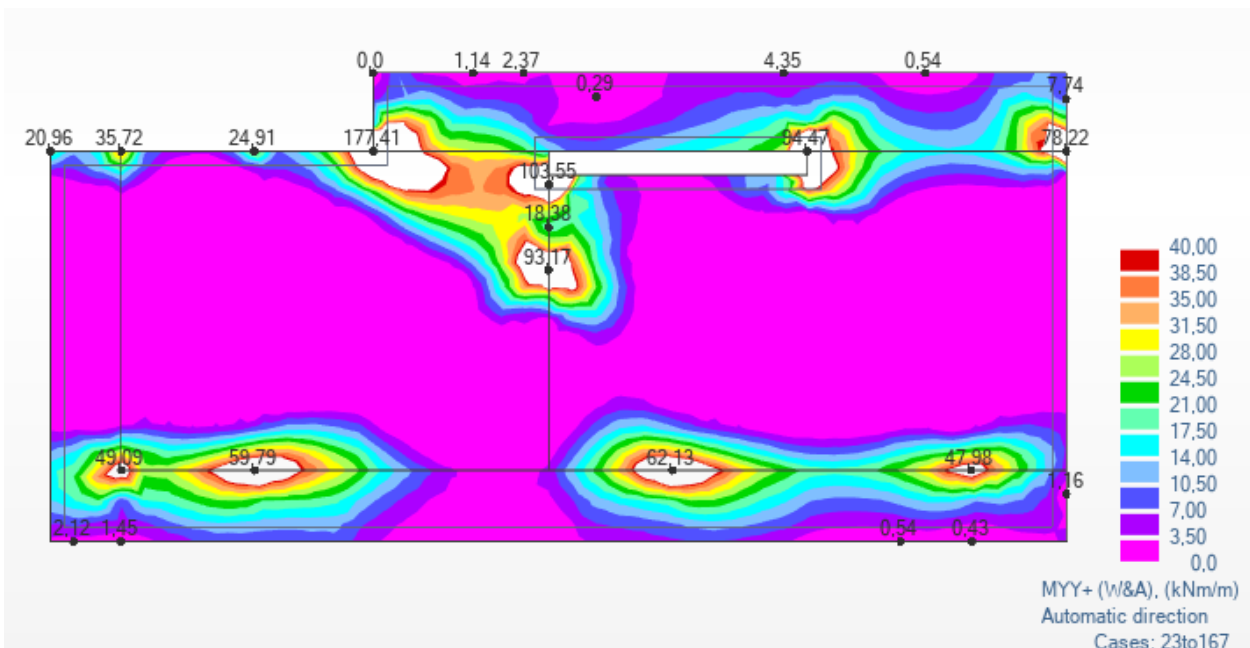


Figura 3.19 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior e zona de reforços na direção Y na cobertura

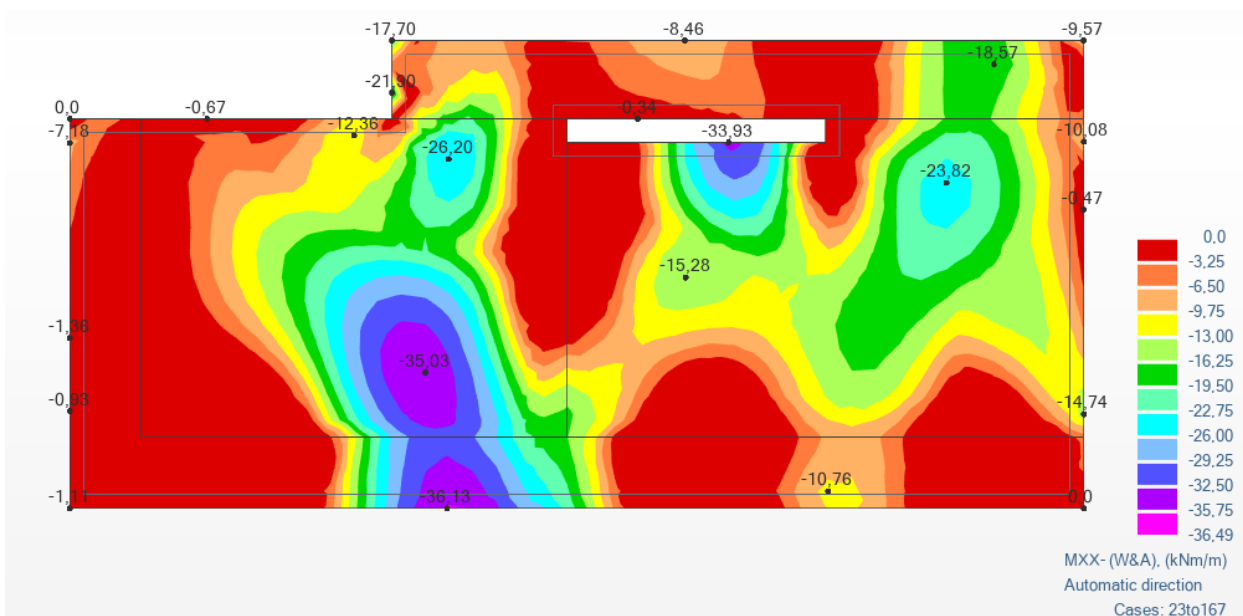


Figura 3.20 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior e zona de reforços na direção X na cobertura

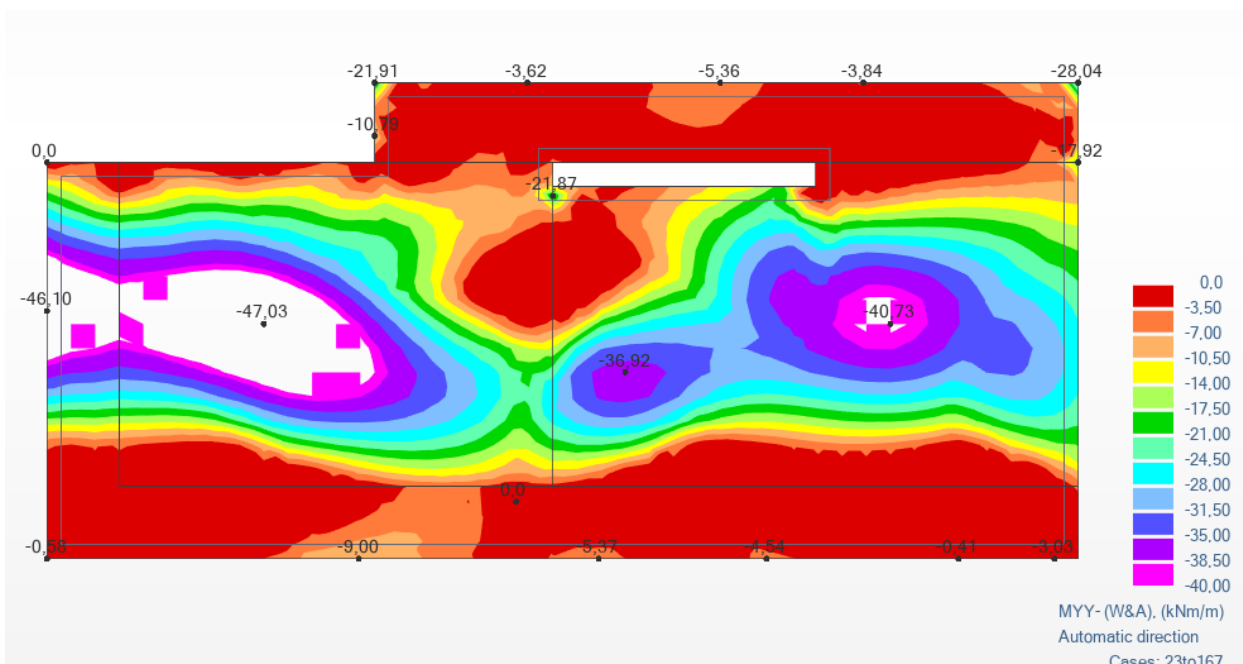


Figura 3.21 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior e zona de reforços na direção Y na cobertura

Com este mapa de momentos concluímos que os reforços se localizam nas zonas sem cor e todo o resto que tem cor indica que os momentos vão de 0,00 kN/m até 40,00 kN/m.

Os mapas de momentos anteriormente apresentados têm picos de esforços, sobretudo nos correspondentes ao cálculo das armaduras superiores. Para o mais correto dimensionamento das armaduras superiores é necessário perceber qual o esforço real nas zonas mais esforçadas (zonas na vizinhança de apoios principalmente).

O *Robot* tem uma função denominada *Painel Cuts* que consiste em calcular o integral dos momentos numa largura definida pelo projetista, na zona dos picos dos esforços.

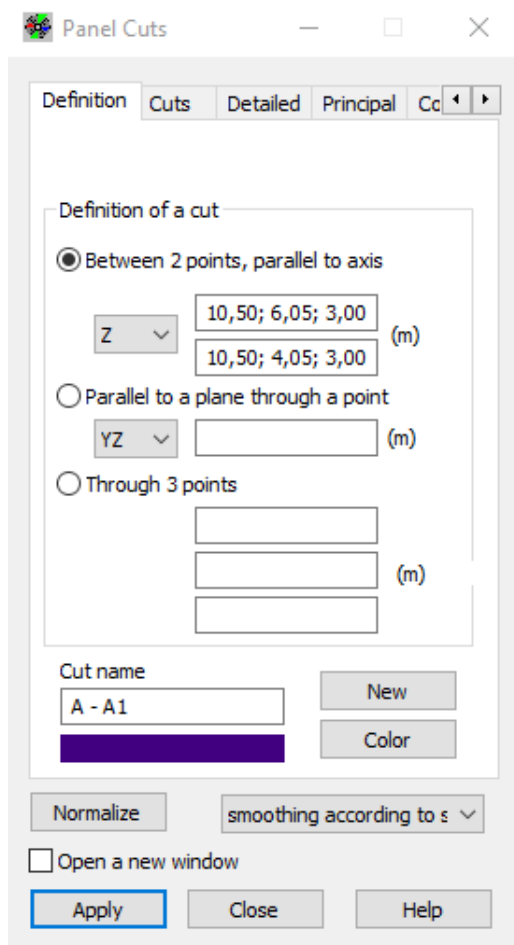


Figura 3.22 – Definição do Painel Cut (Robot)

A extensão do comprimento que vai definir o integral dos momentos está um metro atrás e um metro à frente do ponto referente ao pico do esforço. O corte representado na figura anterior tem 2m de extensão (ao longo do eixo y) e é ao eixo do Z.

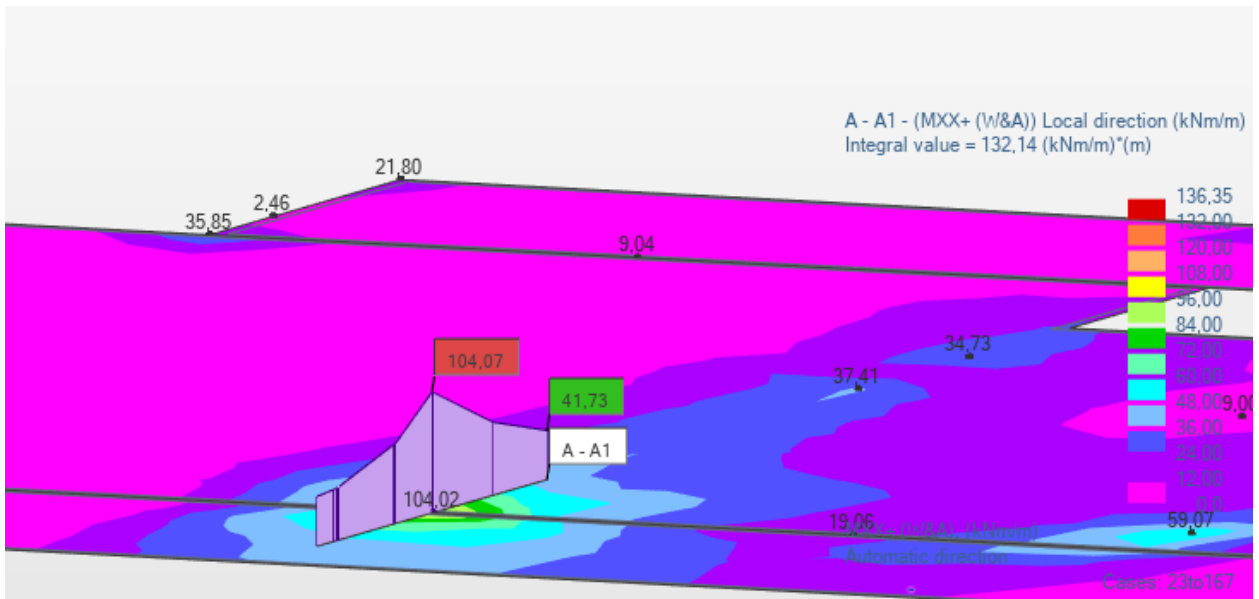


Figura 3.23 – Definição do Painel Cut para determinação da armadura superior na direção X no piso 2

Foi obtido um integral do esforço da zona pretendida de 132,14 kN.m/2m, valor este que terá de ser dividido por dois para obtermos o momento atuante por metro e assim poderemos calcular a armadura por metro.

Então, o valor a considerar para o dimensionamento é de 66,07 kNm/m, muito diferente do valor apresentado no mapa de momentos de 104,07kNm/m.

Este processo deve ser repetido para a direção x e y e em todas as zonas de picos no mapa de momentos, obtendo-se assim valores realistas para as áreas de armadura a colocar nas faces superiores das lajes.

As armaduras de reforço das lajes do presente projeto foram calculadas com este método, utilizando a ferramenta *Painel Cut* do Robot.

3.3.2 Área Máxima e Área Mínima de Armaduras

Segundo o Eurocódigo 2, as áreas máximas e mínimas são dadas pelas seguintes expressões:

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \tag{3.13}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \tag{3.14}$$

$A_{s,máx}$ área máxima de armadura;

CAPÍTULO 3

$A_{s,min}$ área mínima de armadura;

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

f_{yk} valor característico de tensão de cedência à tração do aço;

b_t largura média da zona tracionada ($b_t = 1m$);

d altura útil da seção.

Segundo o quadro 3.1 do *Eurocódigo 2* faz referência o $f_{ctm} = 2.9$

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi_{long}}{2} = 250 - 35 - \frac{12}{2} = 209 \text{ mm} \quad (3.15)$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.209 = 3.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \times b_t \times d = 0.0013 \times 1 \times 0.209 = 2.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq \frac{k_c \times k \times f_{ctm} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0.4 \times 1 \times 2.9 \times 0.1}{500} = 2.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Com,

$$k_c = 0.4, \quad k = 1, \quad \sigma_s = 500 \text{ MPa} \quad e \quad A_{ct} = \frac{1 \times 0.25}{2} = 0.125 \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \times (1 \times 0.25) = 100 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As soluções propostas respeitam os limites de $A_{s,min}$ e $A_{s,max}$ previstos no *Eurocódigo 2*.

3.3.3 Espaçamento Mínima e Máximo de Armaduras

$$s_{min} \geq \text{máx} \{ \phi_{varão}; d_g + 5; 20 \text{ mm} \} \quad (3.16)$$

$$\phi_{varão} = 12 \text{ mm}$$

$$d_g + 5 = 20 + 5 = 25 \text{ mm}$$

$$s_{min} \geq 25 \text{ mm}$$

Para armaduras principais $s_{m\acute{a}x} \leq 3h$, sendo h a altura da laje, com o máximo de 400 mm.

$$s_{m\acute{a}x} \leq 400 \text{ mm}$$

3.3.4 Verificaao ao Esforço Transverso

Segundo o *Eurocódigo 2*, as lajes que cumprirem a verificaao abaixo exposta estão dispensadas da utilizaao de armadura de esforço transverso.

$$V_{Ed} \leq V_{rd,c} \quad (3.17)$$

V_{Ed} valor de cálculo do esforço transverso;

$V_{rd,c}$ valor de cálculo do esforço transverso resistente.

$$V_{rd,c} = [C_{Rd,c} k \left(100 \rho_l f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (3.18)$$

$C_{Rd,c}$ é igual a $0,18/\gamma_c$ em que o valor de γ_c é de 1,5;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

b_w menor largura da seao transversal;

f_{ck} tensão de rotura do betão à compressão;

com um mínimo de:

$$V_{rd,c} = (v_{min} k_1 \sigma_{cp}) \times b_w d \quad (3.19)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{209}} = 1.98 \leq 2.0$$

$$\rho_l = \frac{7.54}{100 \times 20.9} = 0.00361$$

$$V_{rd,c} = [0.12 \times 1.98 \times (100 \times 0.00361 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0] \times 1000 \times 209 \cong 109.86 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \times 1.98^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0.534 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

$$V_{Rd,cmín} = (0.534 + 0) \times 1000 \times 209 = 111606 \text{ N} \cong 111.61 \text{ kN/m}$$

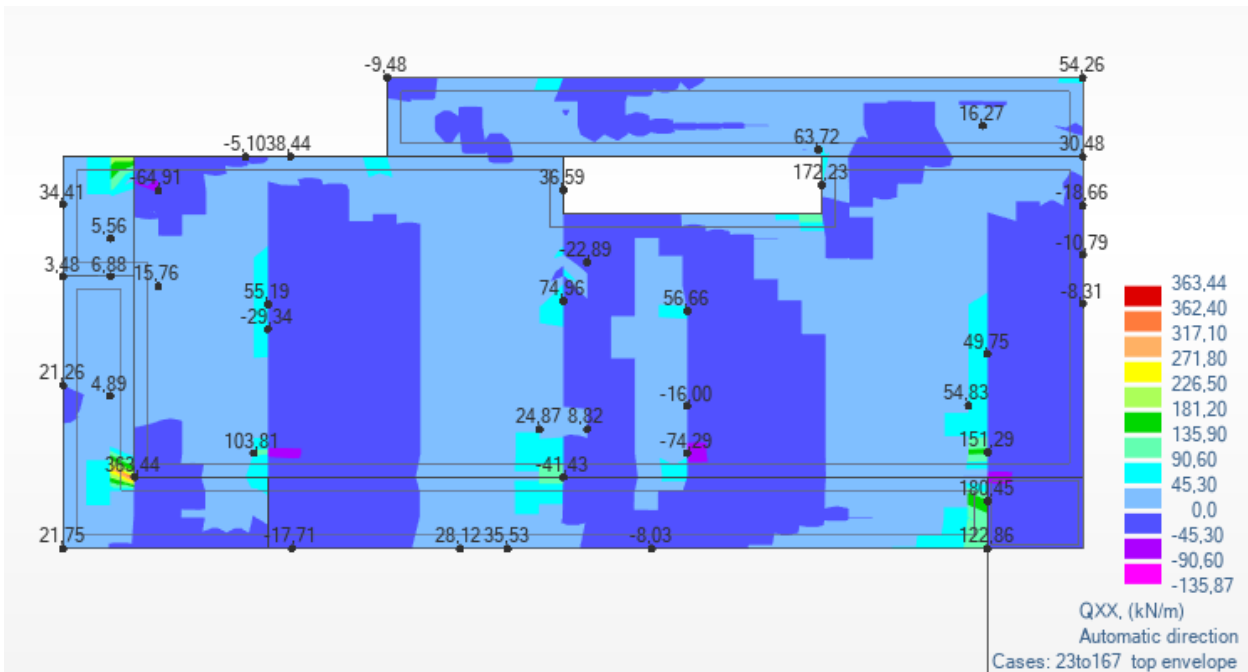


Figura 3.24 – Mapa de esforço transverso na direção X no piso 2

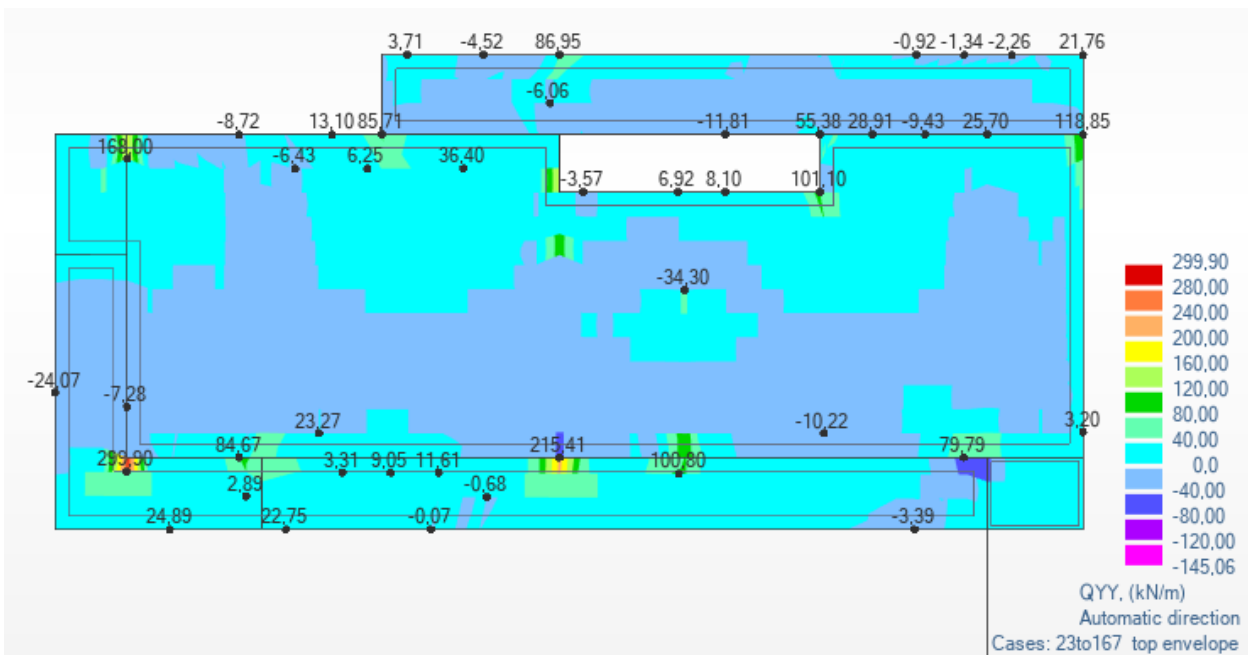


Figura 3.25 – Mapa de esforço transverso na direção Y no piso 2

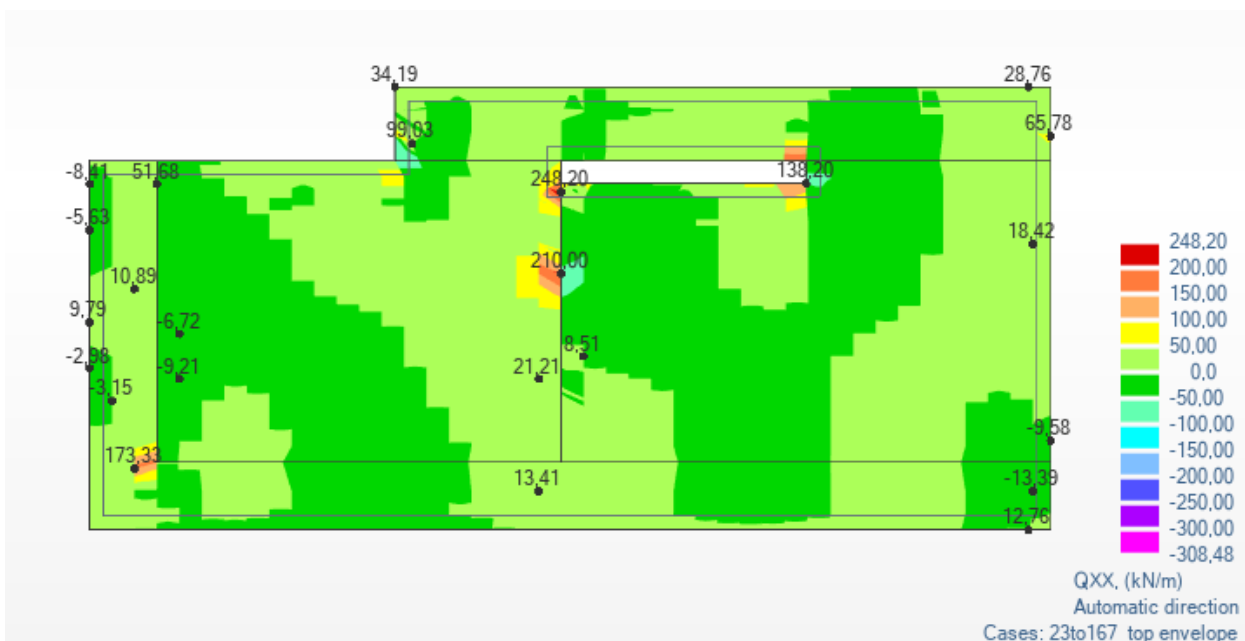


Figura 3.26 – Mapa de esforço transverso na direção X na cobertura

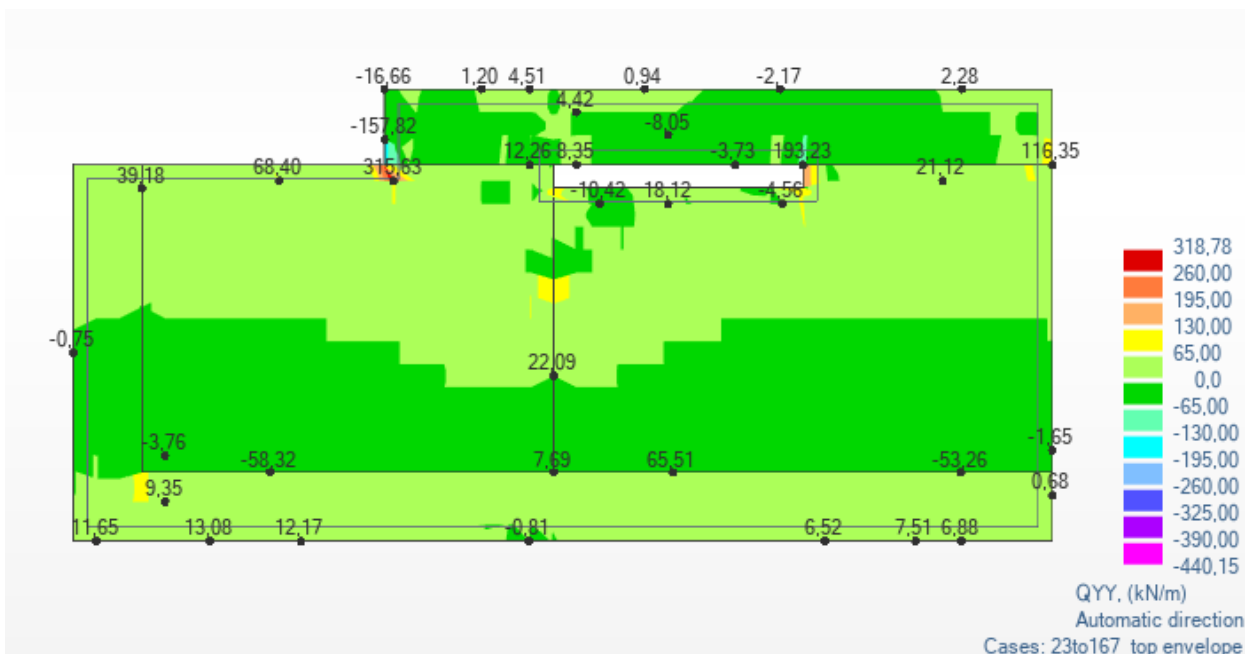


Figura 3.27 – Mapa de esforço transverso na direção Y na cobertura

Após uma análise dos mapas de esforço transverso, verificou-se que só é necessário reforçar algumas zonas das lajes, onde foi ultrapassado o valor de 111,61 kN/m. Estas zonas correspondem a encontros com paredes e apoio em pilares.

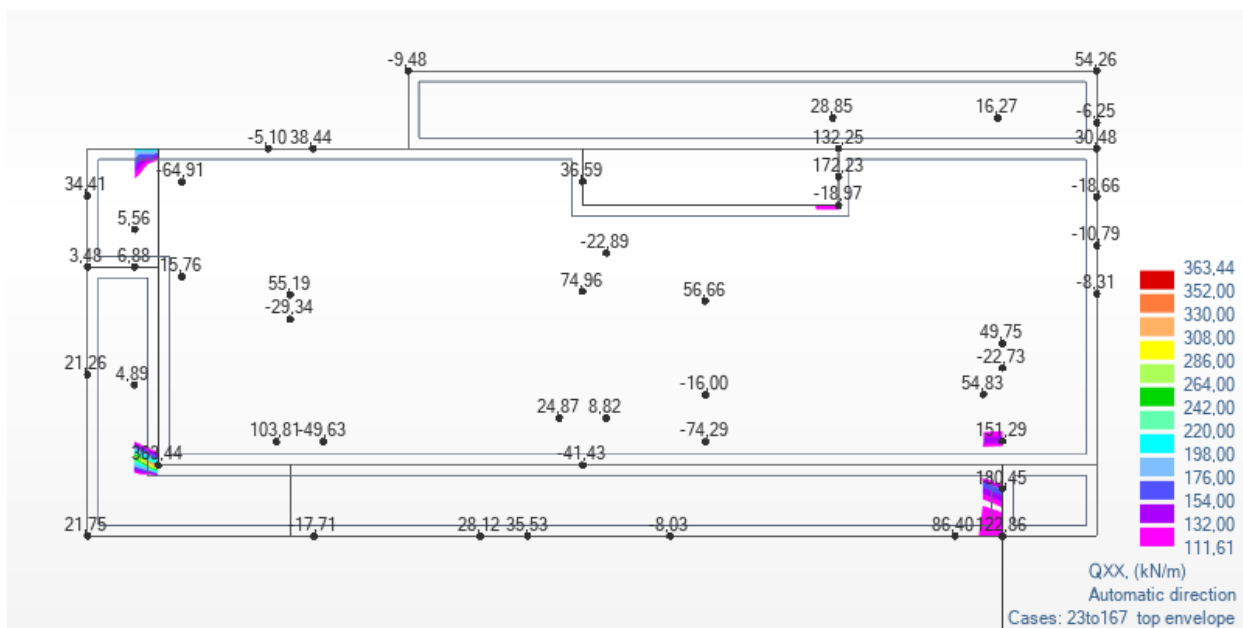


Figura 3.28 – Zonas de esforço transverso superiores ao resistente na direção X no piso 2

Nas zonas onde a resistência ao esforço transverso da laje foi ultrapassada foi aplicada a ferramenta *Painel cut* para uma extensão de um metro para cada lado do apoio, para obter o esforço total numa fatia de 2m.

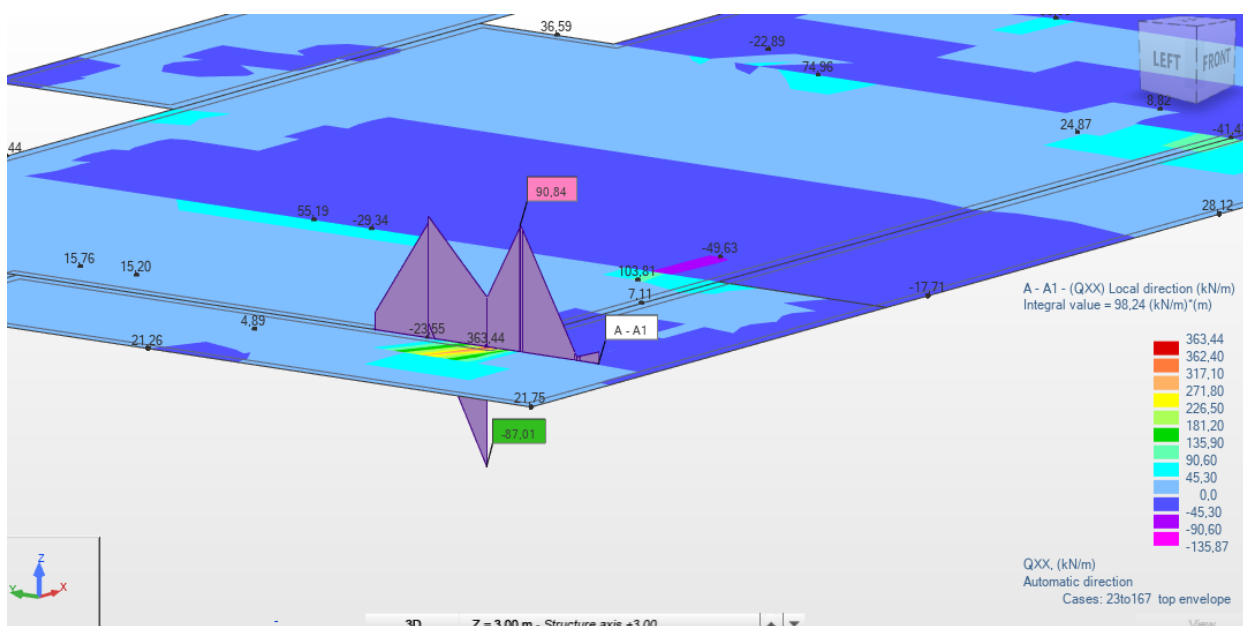


Figura 3.29 – Painel cut para o esforço transverso no piso 1

3.4 VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

O punçoamento numa estrutura representa o esforço transversal resultante das cargas concentradas numa certa área, normalmente em torno de um apoio pontual.

A resistência ao punçoamento está relacionada essencialmente com a espessura da laje, com a localização dos pilares e sua geometria. Quando a estrutura é suportada por vigas que se apoiam em pilares, o esforço transversal é transmitido às vigas, assim anulando o efeito de punçoamento das lajes em torno dos pilares.

A verificação da segurança ao punçoamento foi executada através de uma folha de cálculo programada segundo o *Eurocódigo 2*.

Na verificação da segurança ao punçoamento da laje, é necessário saber qual a carga transmitida ao pilar pela laje para combinações de ELU. Para isso determinam-se os esforços no topo do tramo inferior do pilar e descontam-se os esforços na base do tramo superior, ficando assim com os esforços transmitidos pela laje. Na estrutural apresentada a baixo, o nó em questão é o nó 2 e os tramos de pilares são: n.º21 e n.º125.

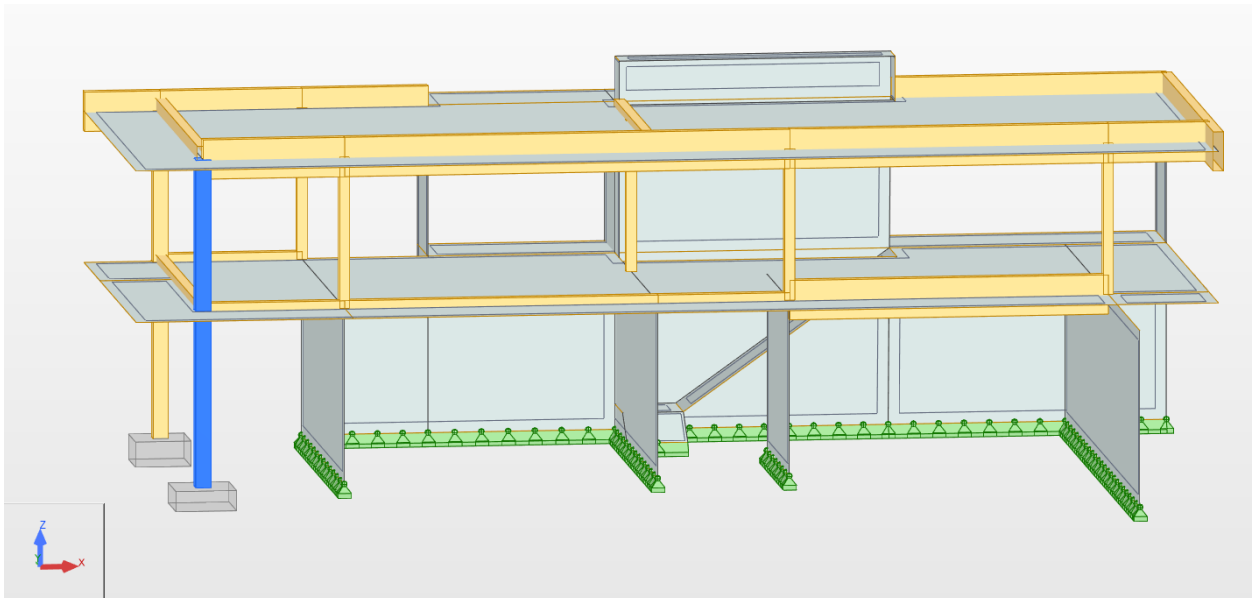


Figura 3.30 – Identificação dos tramos de pilares para o cálculo do punçoamento

CAPÍTULO 3

BARRA INFERIOR							BARRA SUPERIOR							MÍNIMO			MÁXIMO		
Resultados do Robot - esforços em barras							Resultados do Robot - esforços em barras							M _y [kN.m]			M _x [kN.m]		
Barra/Nó/Caso	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	Barra/Nó/Caso	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	F _x [kN]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	P circ	M [kN.m]	
125/ 2/ 23 (C)	566,6	-2,03	3,19	0	-11,16	-7,11	21/ 2/ 23 (C)	206,44	25,89	8,8	0,02	-17,26	32,01	360,16	6,1	-39,12	39,59		
125/ 2/ 24 (C)	566,72	-1,97	3,21	0	-11,23	-6,89	21/ 2/ 24 (C)	206,7	27,39	9,93	-0,08	-18,88	34,18	360,02	7,65	-41,07	41,78		
125/ 2/ 25 (C)	566,35	-2,02	3,15	0	-11,02	-7,06	21/ 2/ 25 (C)	206,25	25,91	8,92	0,02	-17,43	32,04	360,1	6,41	-39,1	39,62		
125/ 2/ 26 (C)	556,27	-2,73	3,42	0	-11,95	-9,56	21/ 2/ 26 (C)	200,82	12,55	6,87	0,31	-14,44	12,61	355,45	2,49	-22,17	22,31		
125/ 2/ 27 (C)	573,06	-2,03	3,34	0	-11,68	-7,09	21/ 2/ 27 (C)	209,86	27,41	5,24	0,34	-12,1	34,14	363,2	0,42	-41,23	41,23		
125/ 2/ 28 (C)	422,6	-1,26	1,87	0	-6,54	-4,41	21/ 2/ 28 (C)	209,01	24,16	5,05	0,04	-9,9	28,11	213,59	3,36	-32,52	32,69		
125/ 2/ 29 (C)	457,03	-1,7	2,7	0	-9,46	-5,97	21/ 2/ 29 (C)	152,26	19,63	7,5	0,01	-14,69	24,72	304,77	5,23	-30,69	31,13		
125/ 2/ 30 (C)	457,16	-1,64	2,72	0	-9,53	-5,75	21/ 2/ 30 (C)	152,52	21,13	8,62	-0,09	-16,32	26,89	304,64	6,79	-32,64	33,34		
125/ 2/ 31 (C)	456,79	-1,69	2,67	0	-9,33	-5,91	21/ 2/ 31 (C)	152,07	19,65	7,61	0,01	-14,86	24,76	304,72	5,53	-30,67	31,16		
125/ 2/ 32 (C)	446,7	-2,4	2,93	0	-10,26	-8,41	21/ 2/ 32 (C)	146,63	6,29	5,56	0,3	-11,88	5,32	300,07	1,62	-13,73	13,83		
125/ 2/ 33 (C)	463,49	-1,7	2,85	0	-9,98	-5,95	21/ 2/ 33 (C)	155,67	21,15	3,93	0,33	-9,53	26,85	307,82	-0,45	-32,8	32,80		
125/ 2/ 34 (C)	313,04	-0,93	1,38	0	-4,84	-3,27	21/ 2/ 34 (C)	154,82	17,89	3,74	0,03	-7,34	20,83	158,22	2,5	-24,1	24,23		
125/ 2/ 35 (C)	567,07	-2,04	3,15	0	-11,03	-7,14	21/ 2/ 35 (C)	206,62	25,92	8,73	0,01	-17,31	32,04	360,45	6,28	-39,18	39,68		
125/ 2/ 36 (C)	567,2	-1,98	3,17	0	-11,1	-6,92	21/ 2/ 36 (C)	206,88	27,41	9,96	-0,09	-18,93	34,21	360,32	7,83	-41,13	41,87		
125/ 2/ 37 (C)	566,82	-2,02	3,11	0	-10,9	-7,09	21/ 2/ 37 (C)	206,43	25,93	8,95	0,01	-17,48	32,07	360,39	6,58	-39,16	39,71		
125/ 2/ 38 (C)	556,74	-2,74	3,38	0	-11,83	-9,59	21/ 2/ 38 (C)	200,99	12,57	6,9	0,3	-14,49	12,64	355,75	2,66	-22,23	22,39		
125/ 2/ 39 (C)	573,53	-2,04	3,3	0	-11,55	-7,12	21/ 2/ 39 (C)	210,03	27,44	5,27	0,33	-12,15	34,17	363,5	0,6	-41,29	41,29		
125/ 2/ 40 (C)	423,08	-1,27	1,83	0	-6,41	-4,44	21/ 2/ 40 (C)	209,18	24,18	5,08	0,03	-9,95	28,14	213,9	3,54	-32,58	32,77		
125/ 2/ 41 (C)	566,95	-2,04	3,16	0	-11,06	-7,13	21/ 2/ 41 (C)	206,57	25,91	8,83	0,01	-17,3	32,03	360,38	6,24	-39,16	39,65		
125/ 2/ 42 (C)	567,08	-1,98	3,18	0	-11,14	-6,91	21/ 2/ 42 (C)	206,83	27,41	9,96	-0,08	-18,92	34,2	360,25	7,78	-41,11	41,84		
125/ 2/ 43 (C)	566,7	-2,02	3,12	0	-10,93	-7,08	21/ 2/ 43 (C)	206,38	25,92	8,94	0,01	-17,47	32,07	360,32	6,54	-39,15	39,69		
125/ 2/ 44 (C)	556,62	-2,74	3,39	0	-11,86	-9,58	21/ 2/ 44 (C)	200,95	12,57	6,89	0,3	-14,48	12,63	355,67	2,62	-22,21	22,36		

Figura 3.31 – Quadro dos esforços máximos e mínimos transmitidos à laje

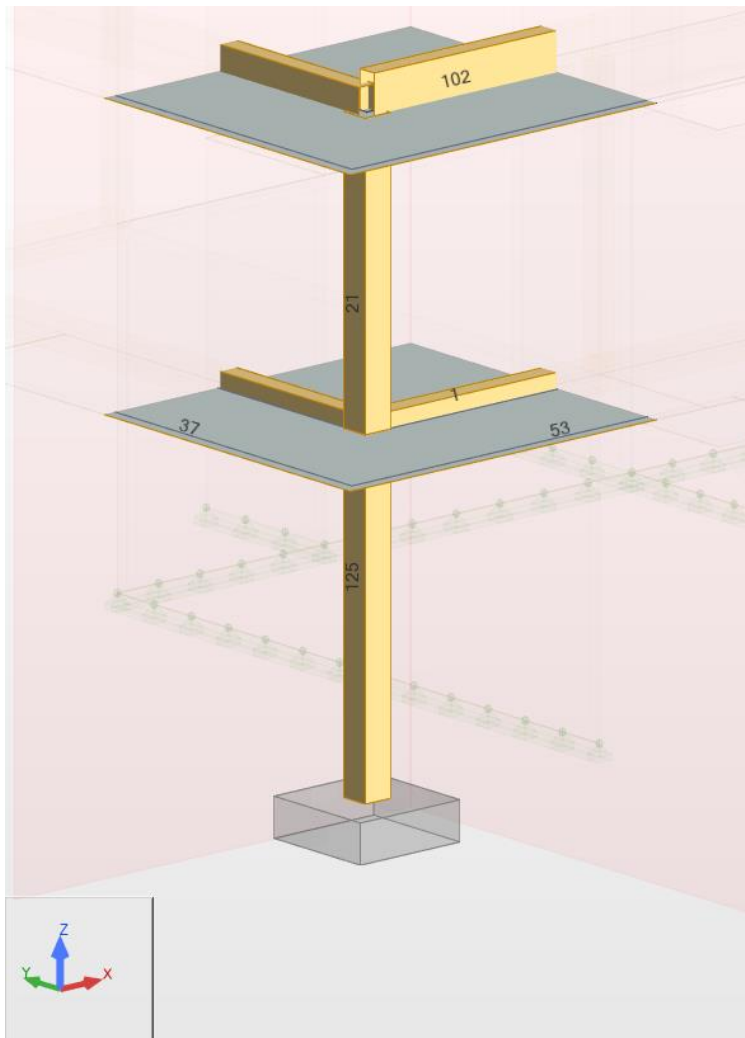


Figura 3.32 – Identificação dos tramos n.º21 e n.º125

No estudo do punçoamento tentou-se evitar o uso de armadura de punçoamento, isto é, pretendia-se que a laje resistisse ao punçoamento só através do betão e da armadura superior da laje.

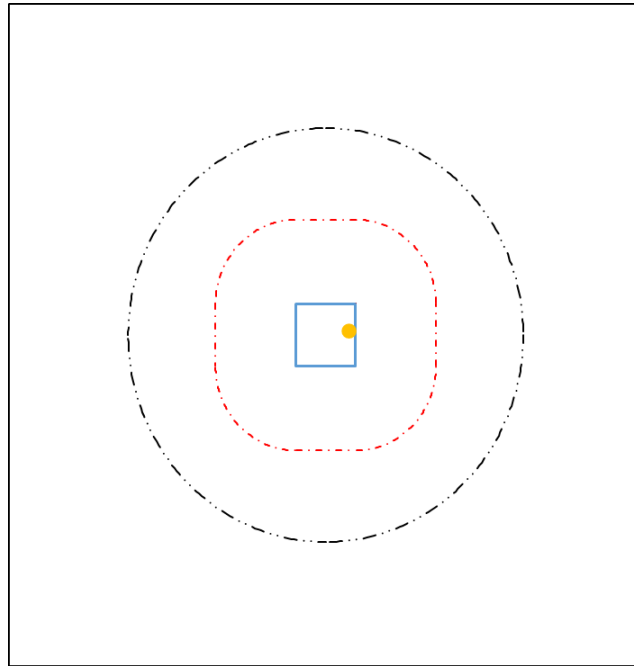


Figura 3.33 – Contorno de controlo do pilar

Laje	Betão	C30/37	Classe	Classe 1.8	
	f_{ck}	30 MPa	η_1	1,00	
	f_{cd}	20,0 MPa	η_2	1,00	
	h_{laje} [m]	0,25			
	c [mm]	30			
	A_s^{ext}	$\varnothing 16$	//0,300	6,70 cm ² /m	
		+			
	A_s^{int}	$\varnothing 16$	//0,300	6,70 cm ² /m	
		+			
	A_{sw} [per.] <input type="checkbox"/>	-	10	$\varnothing 8$	
		s [m]	0,125		
	s_0 [m]	0,075			
	n	2			

Figura 3.34 – Dados iniciais da laje (folha de cálculo de Francisco Pimenta)

		Rectangular			
		b_x [m]	0,3	b_x' [m]	∞
Pilar Central	b_y [m]	0,3	b_y' [m]	∞	
	c_y/c_x	1,00	k_y	5	
	c_x/c_y	1,00	k_x	0,6	
	V_{Ed}	364,00 kN	β	1,29	
	$M_{Ed,x}$	8,00 kN.m	e_y	0,022 m	
	$M_{Ed,y}$	42,00 kN.m	e_x	0,115 m	
	W_y	1,430	β_y	1,289	
	W_x	1,430	β_x	1,182	
				β_{xy}	1,189
			FS_{min}	1,06	

Figura 3.35 – Dados do pilar (folha de cálculo de Francisco Pimenta)

Nesta folha de cálculo necessitam de ser introduzidos alguns parâmetros tal como se mostra nas figuras. O símbolo ∞ corresponde ao facto de o pilar ser interior, não se encontrando junto a nenhum canto.

Para a segurança ao punçoamento ser verificado, o parâmetro FS_{min} tem que ser igual ou superior a um. Caso não seja verificada a segurança teremos que dimensionar armaduras de punçoamento. Neste caso o parâmetro em questão resultou igual a 1,06, verificando assim a segurança ao punçoamento.

Características Geométricas	d^{ext}	212 mm	ρ_L^{ext}	0,63%
	d^{int}	196 mm	ρ_L^{int}	0,68%
	d	204 mm	ρ_L	0,66%
	$C_{Rd,c}$	0,12	<input type="checkbox"/> Inc. red. EN 1992 - 1-1 - NA(D)	
	v	0,528		
	k	1,99		
	u_0	1,20 m	% útil	100%
	u_1	3,76 m	% útil	100%
	u_1^*	-	<input type="checkbox"/> Calc. Baseado no P. Reduzido	
	u_{out}	4,38 m	% útil	100%

Figura 3.36 – Características geométricas do contorno de punçoamento (folha de cálculo de Francisco Pimenta)

Características Resistentes	$V_{Rd,max}$	5,28 MPa		
	$V_{Rd,max}$	1292,54 kN	FS ₀	2,75
	v_{min}	0,538 MPa	<input type="checkbox"/> Inc. red. EN 1992 - 1-1 - NA(D)	
	$v_{rdc,p}$	0,645 MPa	<input checked="" type="checkbox"/> Incluir a contribuição de As	
	$v_{Rd,c}$	0,645 MPa		
	$V_{Rd,c}$	495,43 kN	FS ₁	1,06
	$f_{ywd,eff}$	301,00 MPa		
	$(A_{sw}/s)_{min}$	-		
	$v_{Rd,cs}$	-		
	$V_{Rd,cs}$	-	FS ₂	-
	$V_{Rd,out}$	-	FS ₃	-

Figura 3.37 – Caraterísticas de resistência da laje ao punçoamento (folha de cálculo de Francisco Pimenta)

3.5 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE ESCADAS

Através do programa de cálculo foi possível retirar os momentos atuantes e condicionantes para a definição da armadura necessária a colocar nas lajes de escadas. Foi considerada uma laje de escadas com 20 cm de espessura.

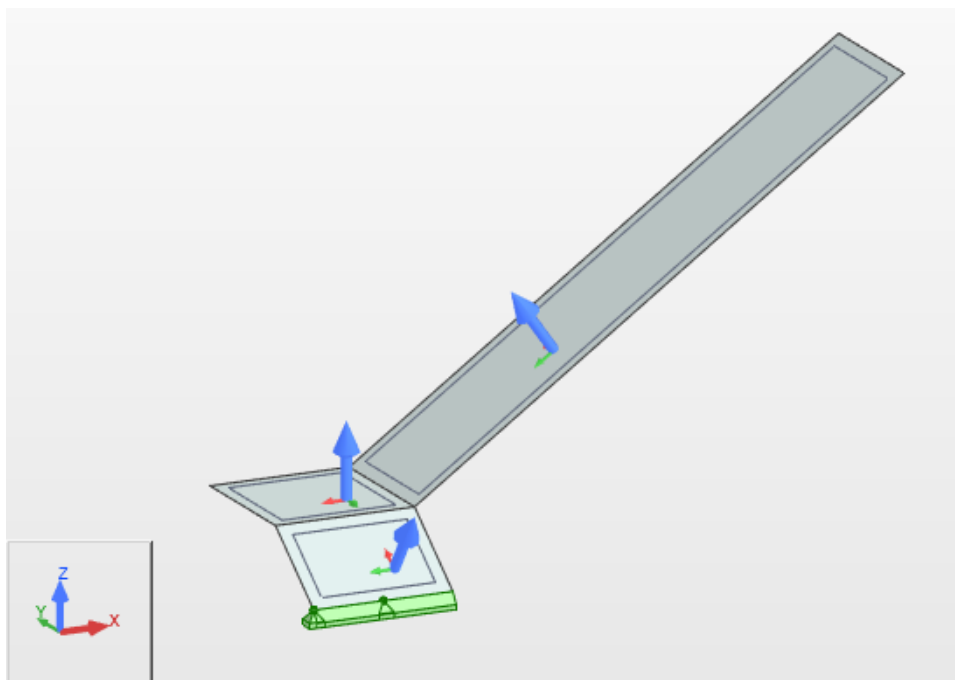


Figura.38 – Modelo estrutural da escada

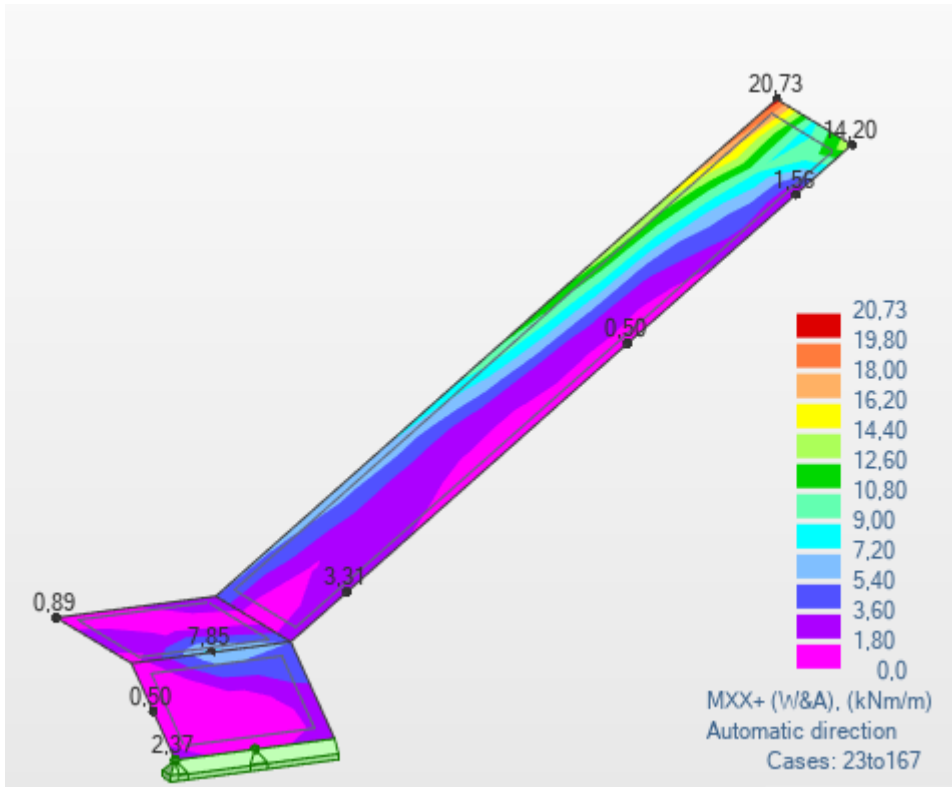


Figura 3.39 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior na direção X

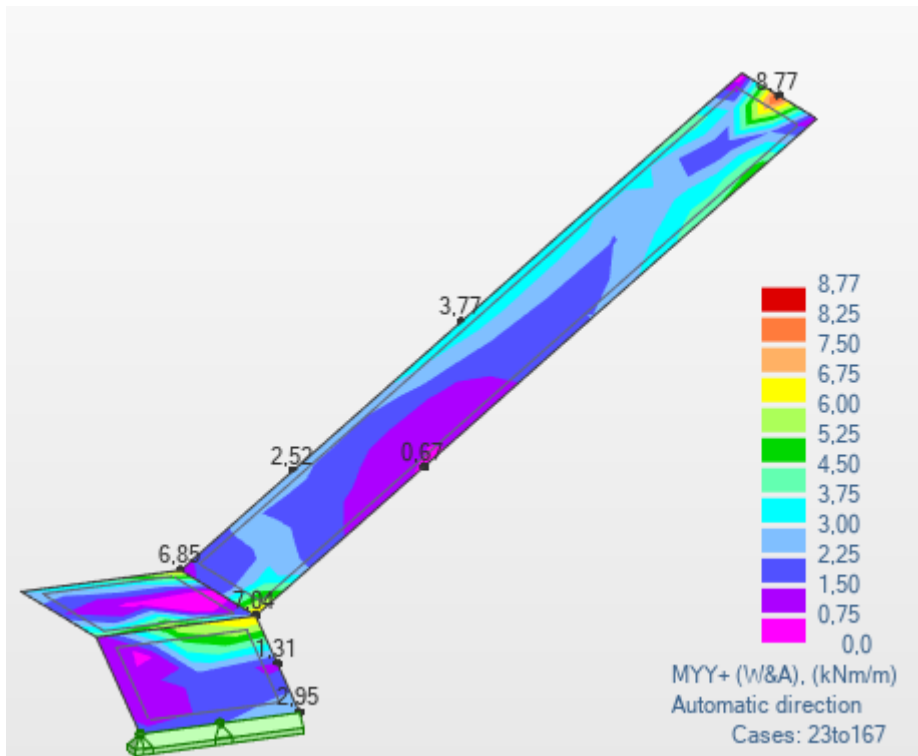


Figura 3.40 – Mapa de momentos para cálculo da armadura superior na direção Y

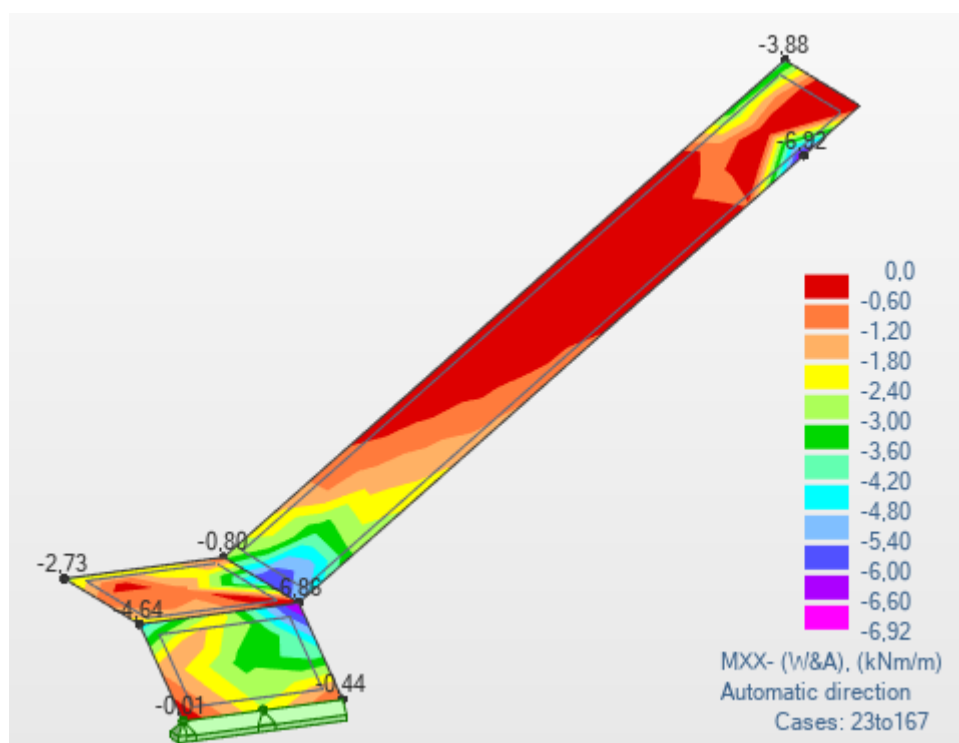


Figura 3.41 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção X

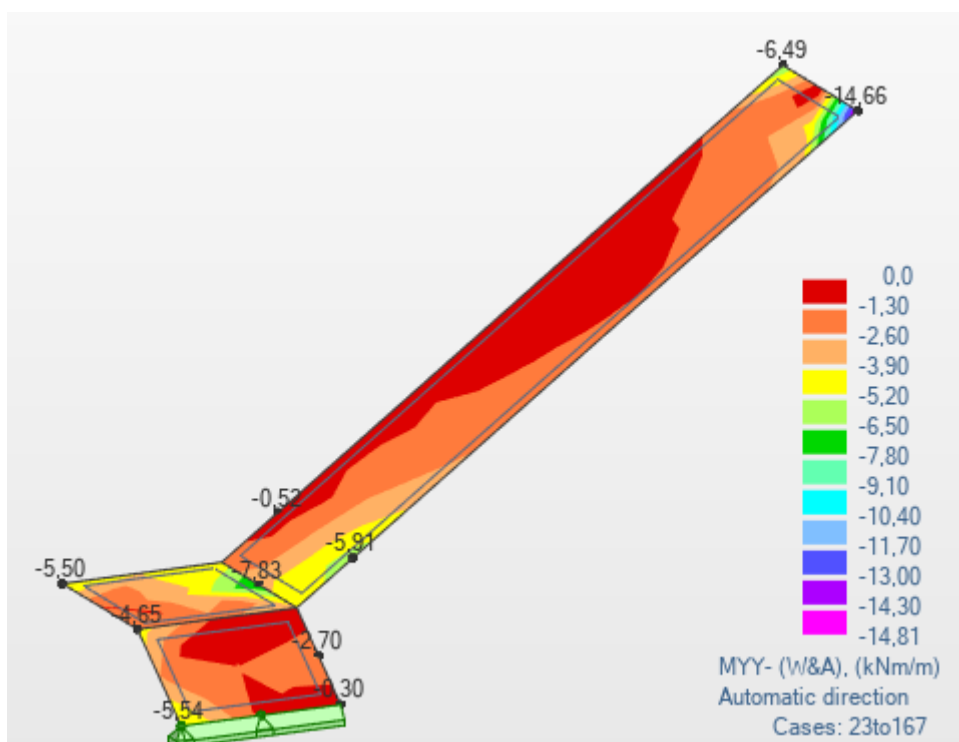


Figura 3.42 – Mapa de momentos para cálculo da armadura inferior na direção Y

3.5.1 Armadura Superior

$d = 159 \text{ mm}$ (admitindo $\phi 12$)

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.21)$$

$$w = \frac{k_1}{2 k_2} \left[1 - \left(1 - 4 \frac{k_2}{k_1} \mu \right)^{1/2} \right]; k_1 = 0,810; k_2 = 0,416 \quad (3.22)$$

$$\mu = \frac{20.73}{1 \times 0.159^2 \times 20 \times 10^3} = 0.0409 \rightarrow \omega = 0.0435$$

$$A_s = \frac{w \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.23)$$

$$A_s = \frac{0.0435 \times 1 \times 0.159 \times 20}{435} = 3.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução possível: **$\phi 10//0.15 \text{ m}$ ($A_s = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$)**

$$A_{s,dist} = 0.2 \times 5.24 = 1.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução possível: **$\phi 8//0.30 \text{ m}$ ($A_s = 1.68 \text{ cm}^2/\text{m}$)**

3.5.2 Armadura Inferior

$$\mu = \frac{14.66}{1 \times 0.159^2 \times 20 \times 10^3} = 0.029 \rightarrow \omega = 0.0308$$

$$A_s = \frac{0.0308 \times 1 \times 0.159 \times 20}{435} = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução possível: **$\phi 10//0.15 \text{ m}$ ($A_s = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$)**

$$A_{s,dist} = 0.2 \times 5.24 = 1.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução possível: **$\phi 8//0.30 \text{ m}$ ($A_s = 1.68 \text{ cm}^2/\text{m}$)**

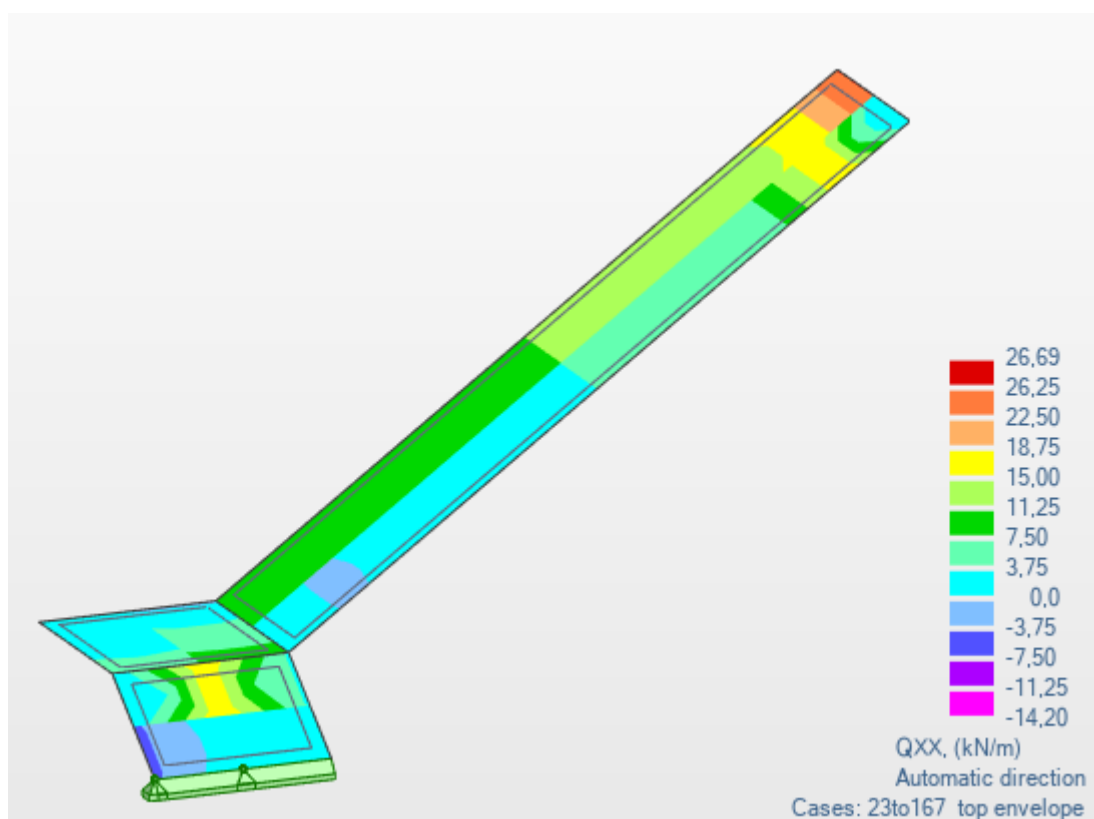


Figura 3.43 – Mapa de esforço transverso na direção X

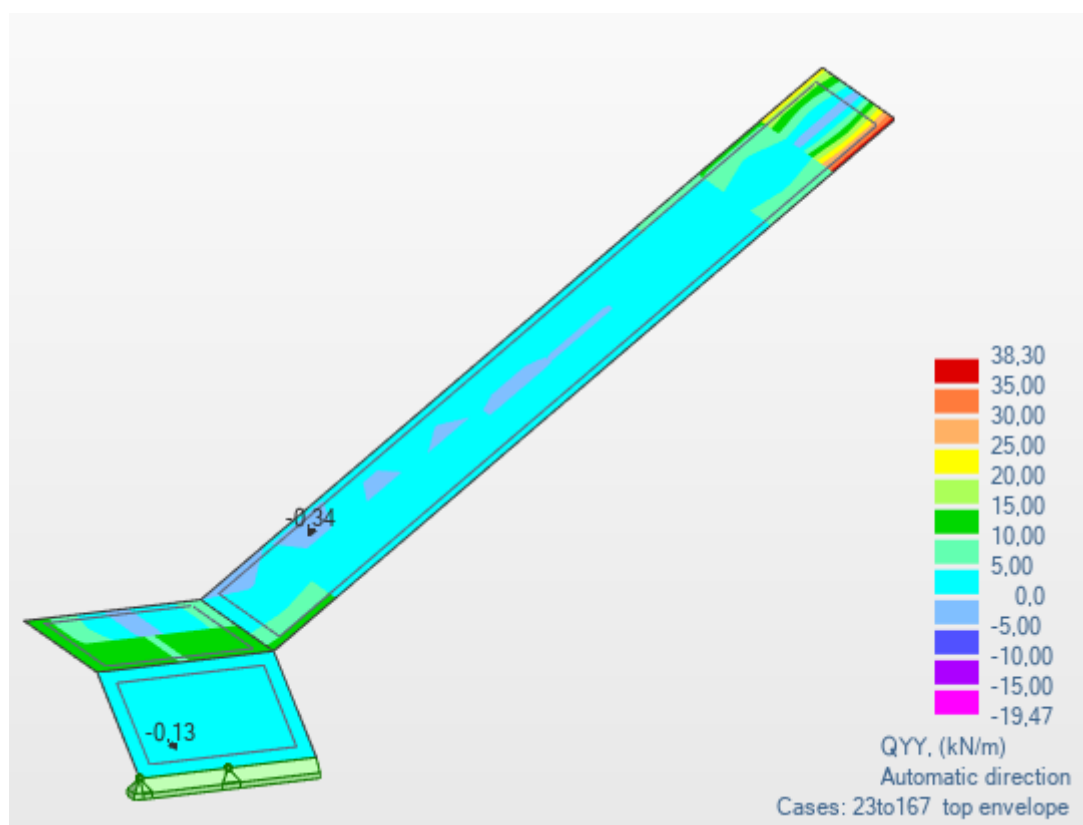


Figura 3.44 – Mapa de esforço transverso na direção Y

3.5.3 Verificação do ELU de Resistência ao Esforço Transverso

$$V_{sd} = 38.30 \text{ kN}$$

$$\rho_l = \frac{5.24}{100 \times 20.9} = 0.00251$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \times 2 \times (100 \times 0.00251 \times 30)^{\frac{1}{3}} + 0] \times 1000 \times 209$$

$$V_{Rd,c} = 98315.6 \text{ N} \cong \mathbf{98.32 \text{ kN}}$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0.542 \text{ MPa} \quad (3.24)$$

$$V_{Rd,cmin} = (0.542 + 0) \times 1000 \times 209 = 113278 \text{ N} \cong \mathbf{111.33 \text{ kN}}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,c}$$

3.6 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

As vigas são elementos estruturais lineares com funções de suporte de lajes e travamento de pilares, intervindo na distribuição dos esforços da ação sísmica na estrutura.

O dimensionamento das armaduras das vigas de betão armado foi executado pelo cálculo automático do programa informático *Robot* e posteriormente comparado com o cálculo manual.

3.6.1 Recobrimento da Armadura em Vigas

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} + \Delta c_{dev} \quad (3.25)$$

$$c_{min,b} = 16 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 35 \text{ mm}$$

$\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$ → para fabrico sujeito a um sistema de garantia de qualidade, nomeadamente com medições do recobrimento das armaduras (EC2 4.4.1.3)

$$c_{no} = 35 + 5 = \mathbf{40 \text{ mm}}$$

3.6.2 Cálculo automático das vigas com o Robot

O cálculo das vigas teve por base a ferramenta *Provided Reinforcement of RC Elements* do programa informático *Robot*. Todas as vigas foram calculadas dessa forma, sendo apresentado o cálculo automático para a viga composta pelos tramos 102, 103, 104 e 105 e que se encontra assinalada a azul na figura seguinte. Esta viga tem uma secção de $20 \times 78 \text{ cm}^2$ e um comprimento total de 19,90 m.

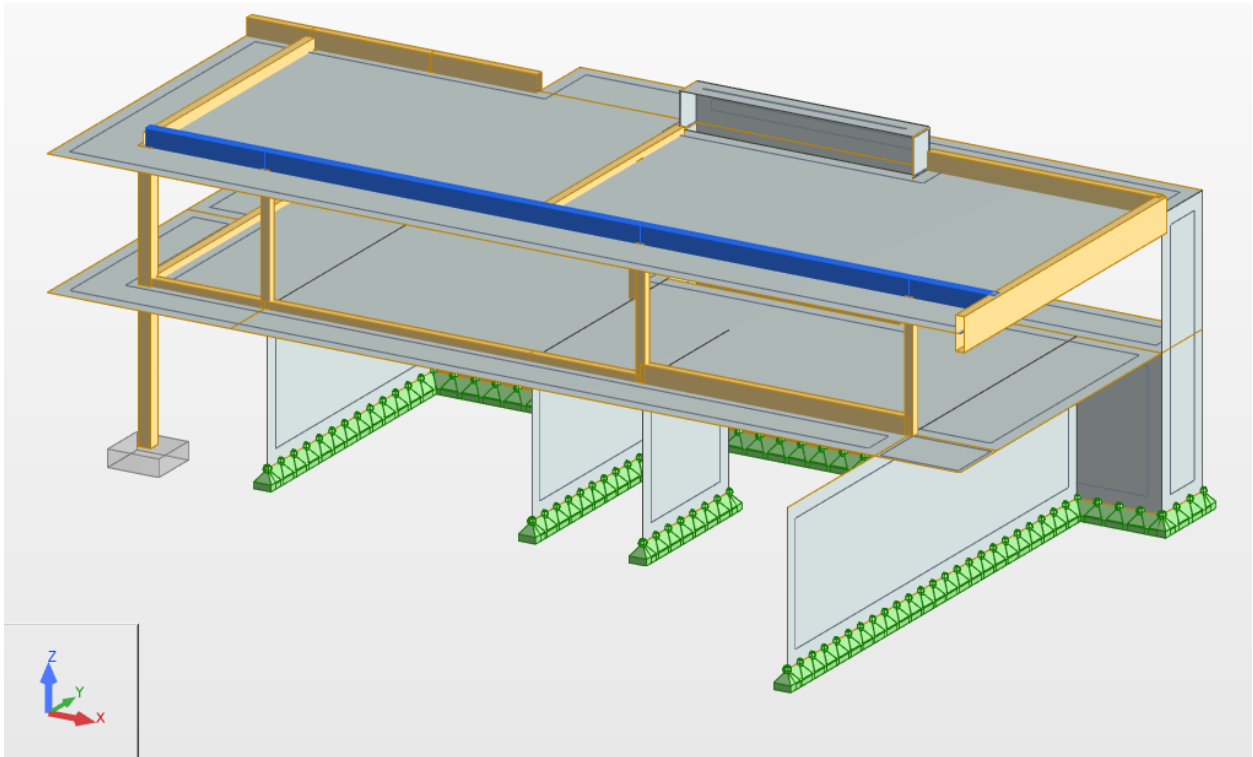


Figura 3.45 – Seleção da viga (pórtico)

Para iniciar o cálculo, o Robot requer algumas definições de parâmetros fornecidos pelos projetistas de estruturas. Os dados dividem-se em três grupos: *Story Parameters*, *Calculation Options* e *Reinforcement Pattern*.

3.6.2.1 Story Parameters

No quadro *Story Parameters* do Robot é necessário definir a classe da estrutura, a humidade relativa do meio envolvente da estrutura e a classe do meio envolvente como mostra a figura abaixo.

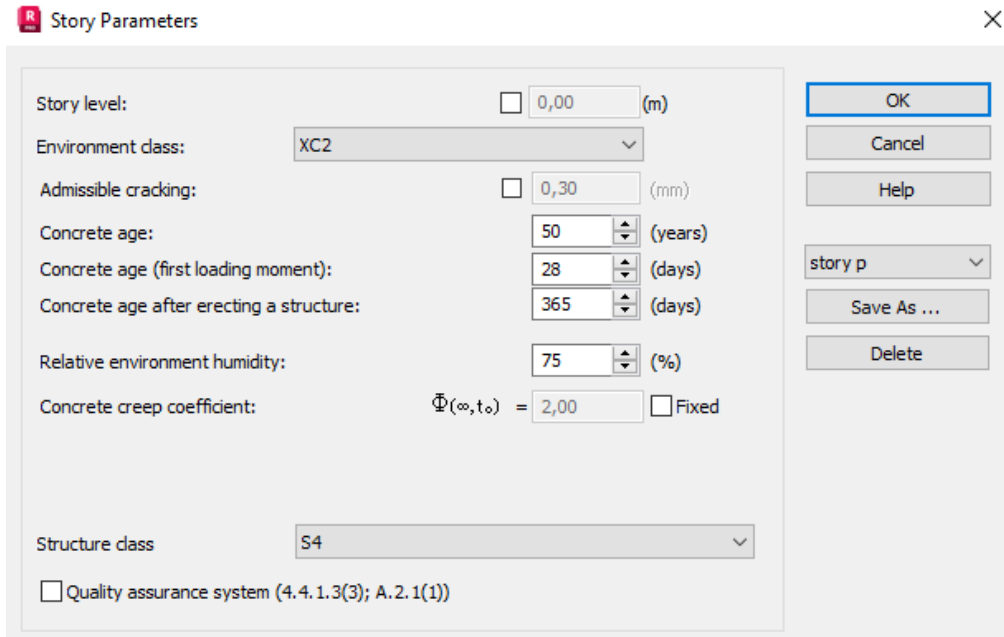


Figura 3.46 – Story Parameters (Robot)

3.6.2.2 Calculation Option

Em *Calculation Options* são definidos parâmetros tais como o recobrimento das armaduras da viga, o tipo de betão a utilizar para o cálculo e a seleção dos diâmetros da armadura que se pretendem utilizar.

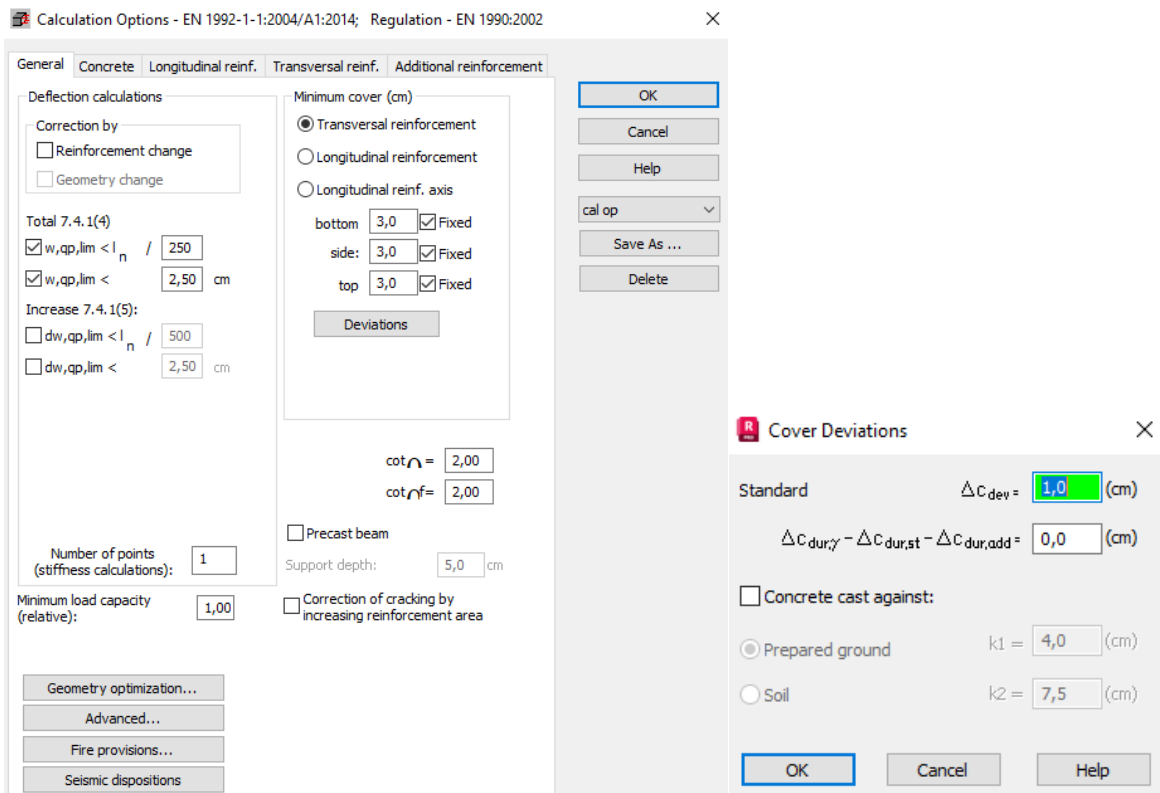


Figura 3.47 – Calculation Options (Robot)

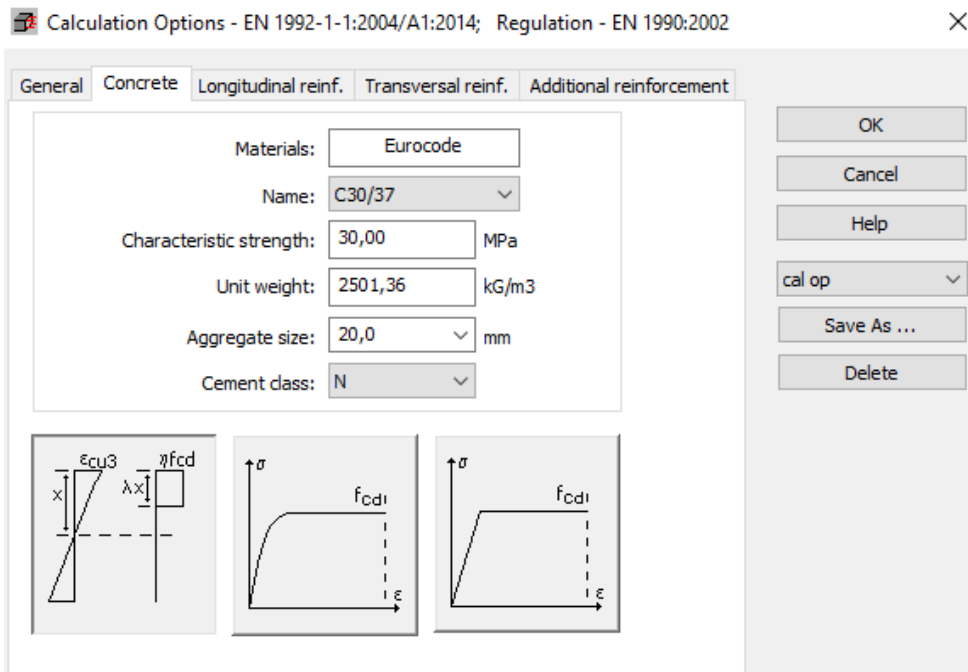


Figura 3.48 – Calculation Options – características do betão (Robot)

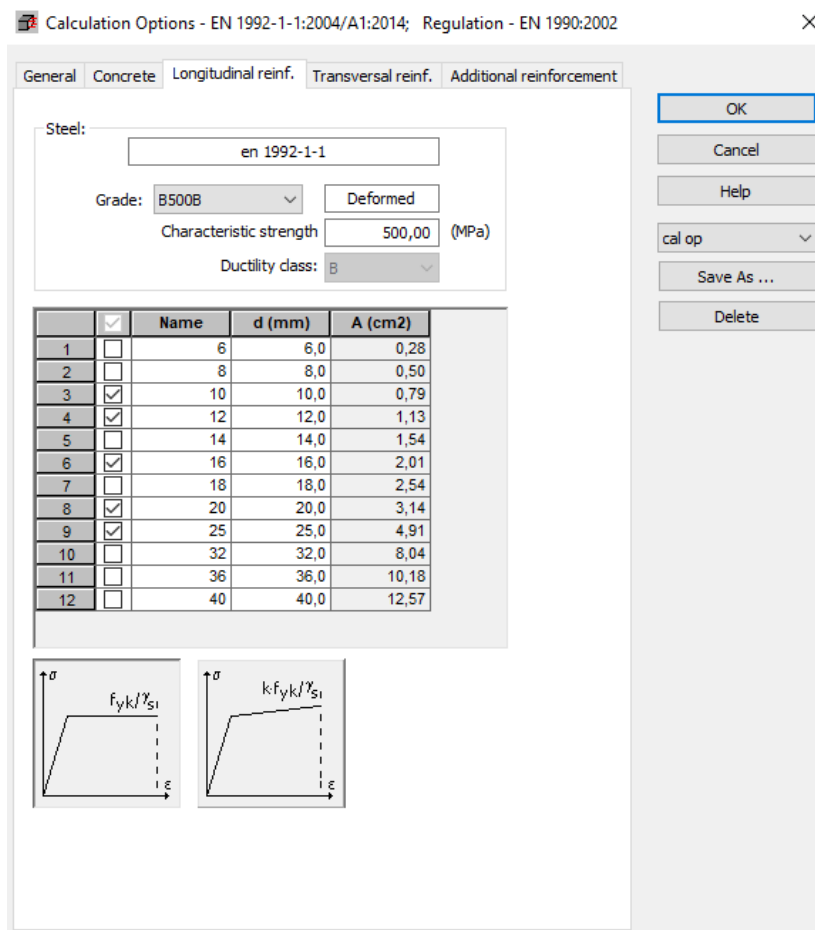


Figura 3.49 – Calculation Options – características da armadura longitudinal (Robot)

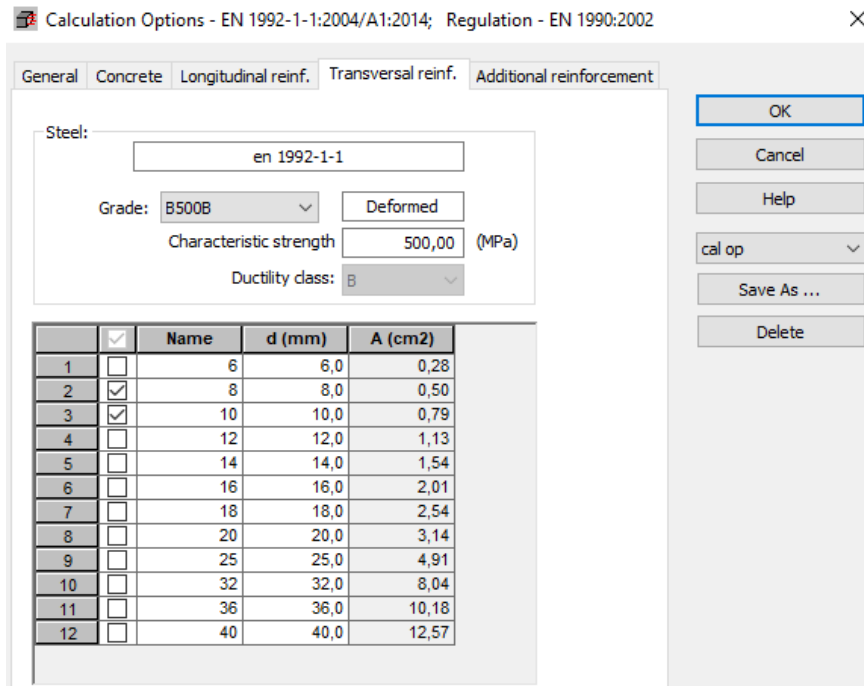


Figura 3.50 – Calculation Options – características da armadura transversal (Robot)

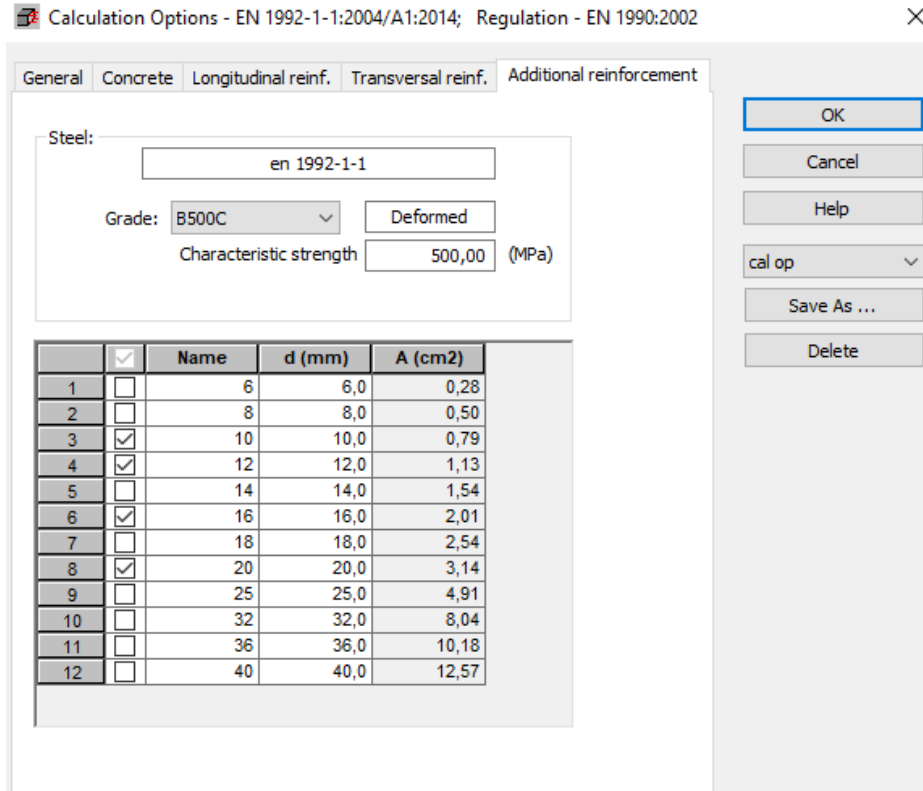


Figura 3.51 – Calculation Options – características da armadura adicional de reforço (Robot)

3.6.2.3 Reinforcement Pattern

Em *Reinforcement Pattern* serão definidas opções relativas a distribuição das armaduras por níveis e o diâmetro mínimo a considerar para o cálculo. Permite ainda definir um intervalo para o espaçamento entre armaduras e definir o tipo de amarração dos estribos.

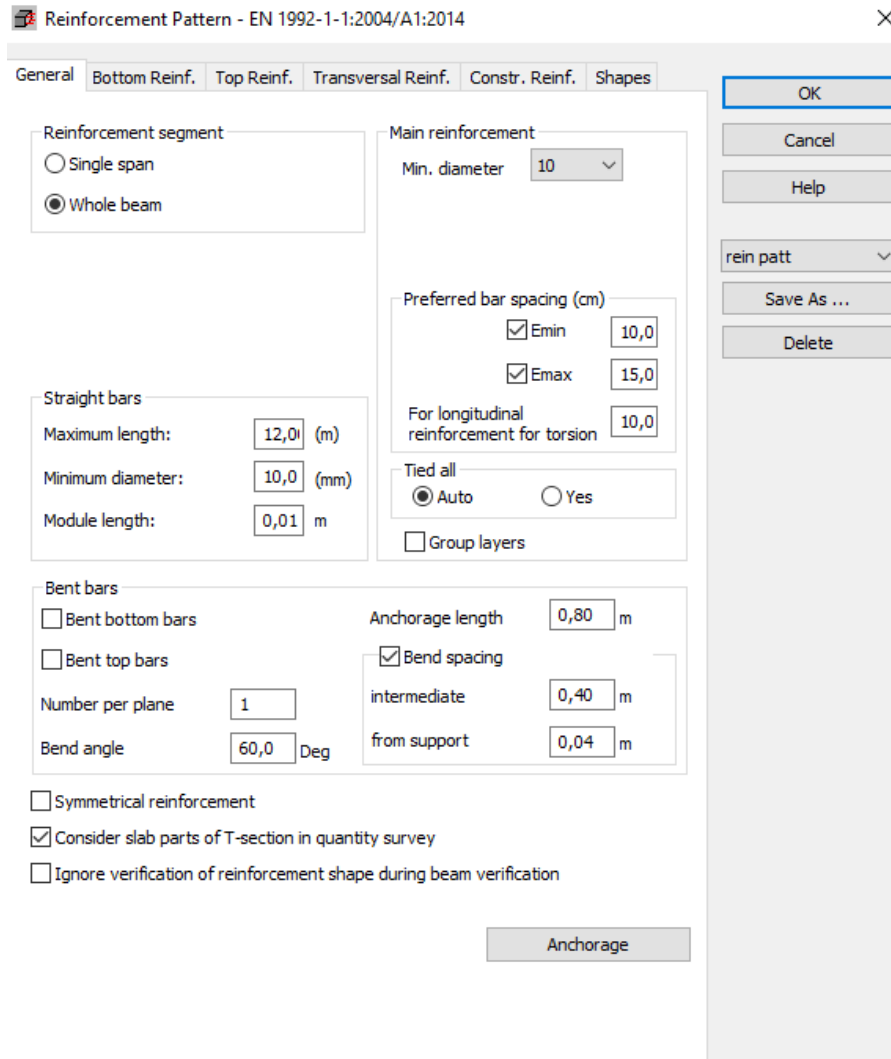


Figura 3.52 – Reinforcement Pattern (Robot)

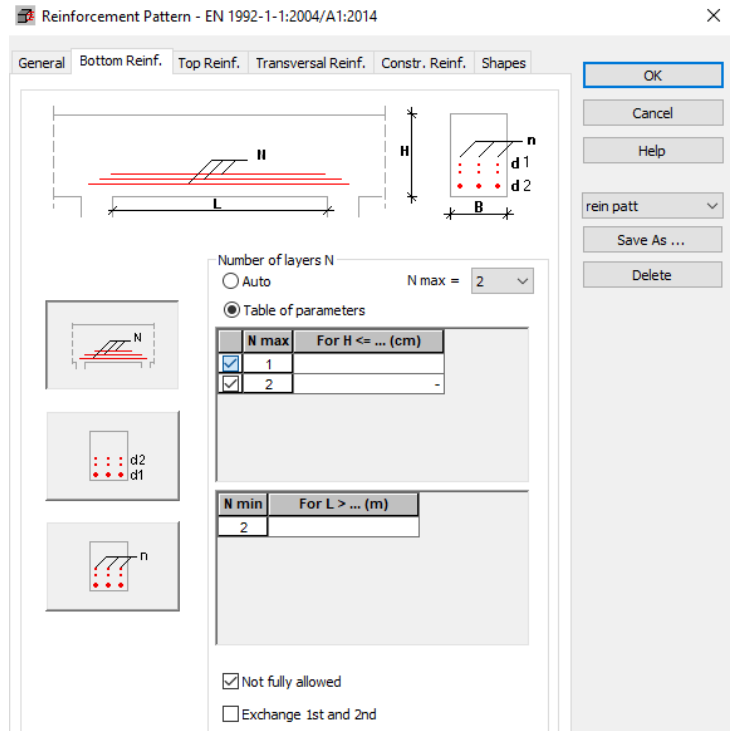


Figura 3.53 – Reinforcement Pattern – níveis da armadura inferior (Robot)

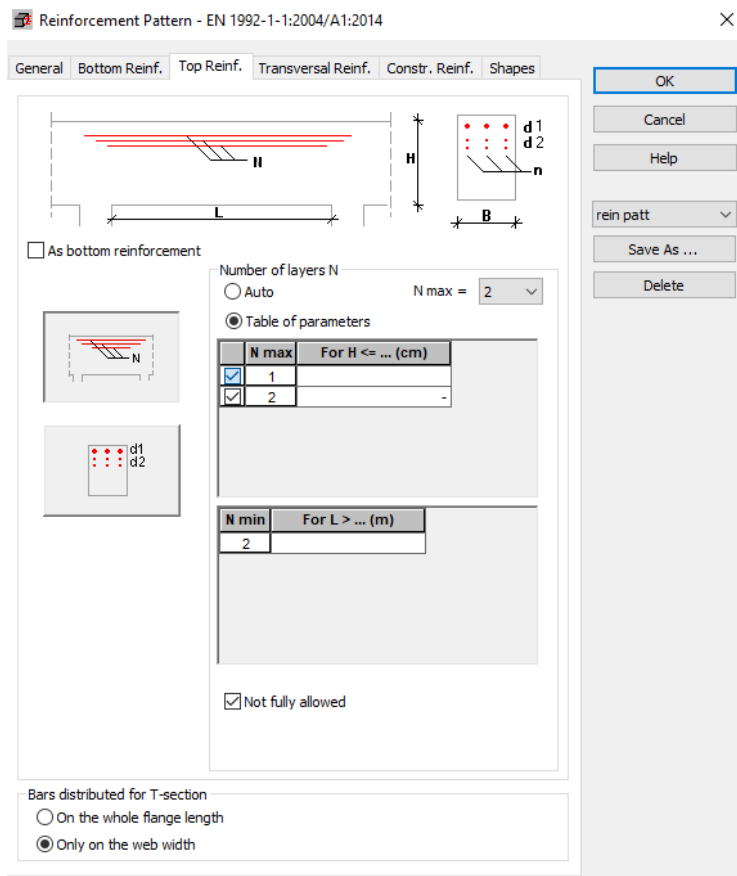


Figura 3.54 – Reinforcement Pattern – níveis da armadura superior (Robot)

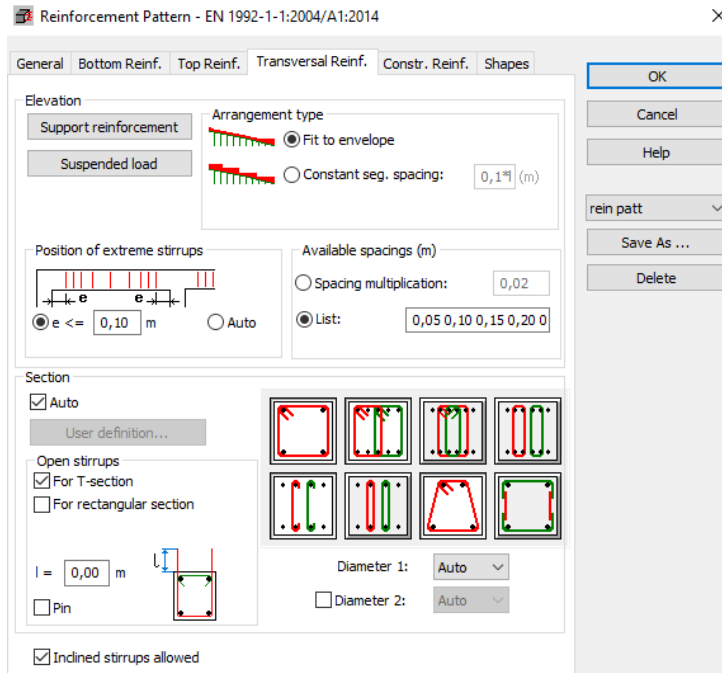


Figura 3.55 – Reinforcement Pattern – armadura transversal (Robot)

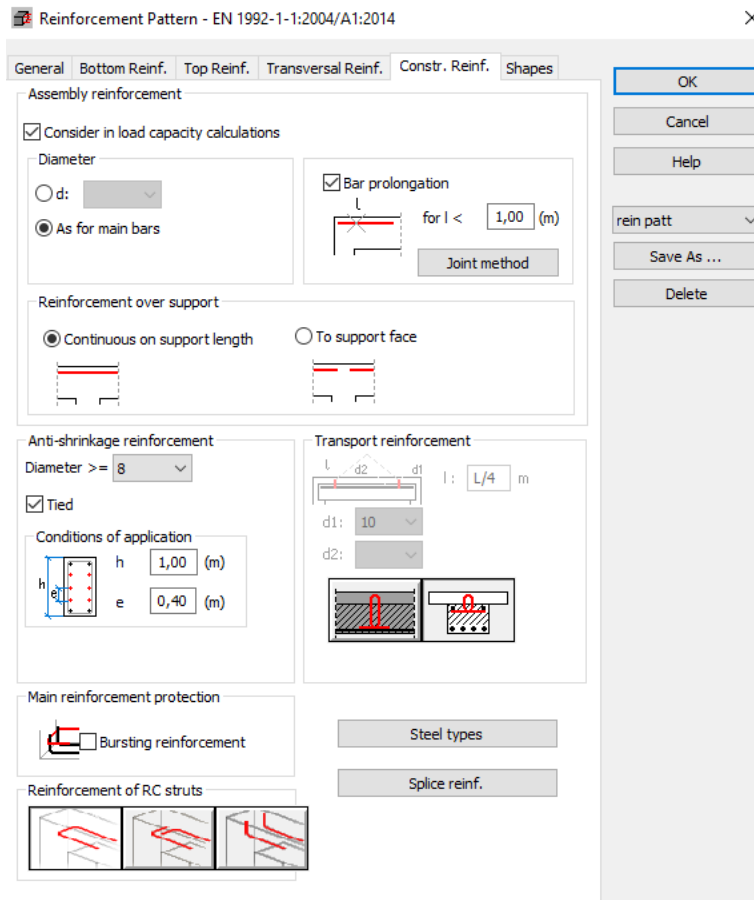


Figura 3.56 – Reinforcement Pattern – armaduras não-principais (Robot)

3.6.3 Recolha de Dados do Cálculo Automático

General Detailed Summary table Spacings and areas										
	No.	Reinforcement Type	Steel Grade	Diameter (mm)	Shape Code	Number	(m)	(m)	(m)	(m)
1	5	main-bottom	B500B	20	00	2	A = 5,88			
2	8	main-top	B500B	16	00	2	A = 11,25			
3	7	assembly-top	B500B	16	00	2	A = 5,18			
4	6	main-bottom	B500B	20	00	2	A = 3,86			
5	1	transverse-main	B500B	8	31	79	A = 0,13	B = 0,71	C = 0,13	D = 0,71
6	4	main-bottom	B500B	20	00	2	A = 2,50			
7	3	main-top	B500B	20	00	2	A = 5,87			
8	2	assembly-bottom	B500B	20	00	2	A = 3,54			
9	13	main-bottom	B500B	20	00	2	A = 0,72			
10	12	main-bottom	B500B	20	00	2	A = 3,75			
11	11	main-top	B500B	16	00	2	A = 0,83			
12	10	main-bottom	B500B	20	00	2	A = 4,38			
13	9	main-top	B500B	16	00	2	A = 9,33			
*										

Figura 3.57 – Tabela de armaduras da viga



Figura 3.58 – Alçado da viga armada

3.6.3.1 Notas do Software

1 Level:

- Name : Level +6,00
- Reference level : ---
- Maximum cracking : 0,40 (mm)
- Exposure : XC2
- Concrete creep coefficient : $\text{jp} = 1,86$
- Cement class : N
- Concrete age (loading moment) : 28 (days)
- Concrete age : 50 (years)
- Concrete age after erecting a structure: 365 (years)
- Structure class : S4

- Fire resistance class : no requirements
- FFB Recommendations 7.4.3(7) : 0,00

2 Beam: Beam102...105 Number of identical elements: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : C30/37 $f_{ck} = 30,00$ (MPa)
Rectangular stress distribution [3.1.7(3)]
- Density : 2501,36 (kg/m³)
- Aggregate size : 20,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : B500B $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
Horizontal branch of the stress-strain diagram
Ductility class : B
- Transversal reinforcement: : B500B $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
Horizontal branch of the stress-strain diagram
Ductility class : B
- Additional reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
Horizontal branch of the stress-strain diagram

2.2 Geometry:

2.2.1	Span	Position	L supp. (m)	L (m)	R supp. (m)
	P1	Span 0,30	2,55	0,20	

Span length: $L_0 = 2,80$ (m)

Section from 0,00 to 2,55 (m)

20,0 x 78,0 (cm)

without left slab

without right slab

2.2.2	Span	Position	L supp. (m)	L (m)	R supp. (m)
	P2	Span 0,20	8,60	0,20	

Span length: $L_0 = 8,80$ (m)
 Section from 0,00 to 8,60 (m)
 20,0 x 78,0 (cm)
 without left slab
 without right slab

2.2.3	Span	Position	L.support.	L	R.support.
			(m)	(m)	(m)
	P3	Span 0,20	6,10	0,20	

Span length: $L_0 = 6,30$ (m)
 Section from 0,00 to 6,10 (m)
 20,0 x 78,0 (cm)
 without left slab
 without right slab

2.2.4	Span	Position	L.support.	L	R.support.
			(m)	(m)	(m)
	P4	Span 0,20	1,80	0,20	

Span length: $L_0 = 2,00$ (m)
 Section from 0,00 to 1,80 (m)
 20,0 x 78,0 (cm)
 without left slab
 without right slab

2.3 Adjoining beams:

Name	Shape	Span	X*	Z*	DX	DZ
			(m)	(m)	(m)	(m)
viga_30x20 (Bar 130)	rect.			P2	6,00	0,48 0,20 0,30

* -coordinates of lower left corner of the adjoining beam

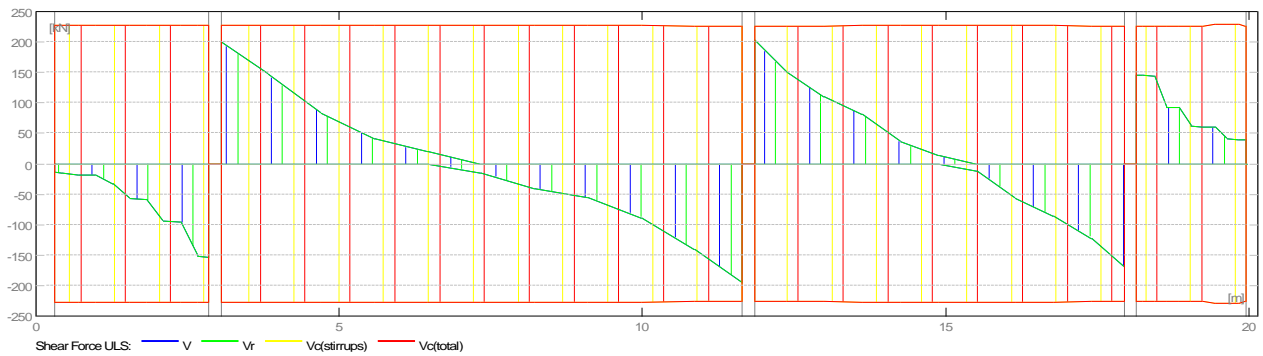
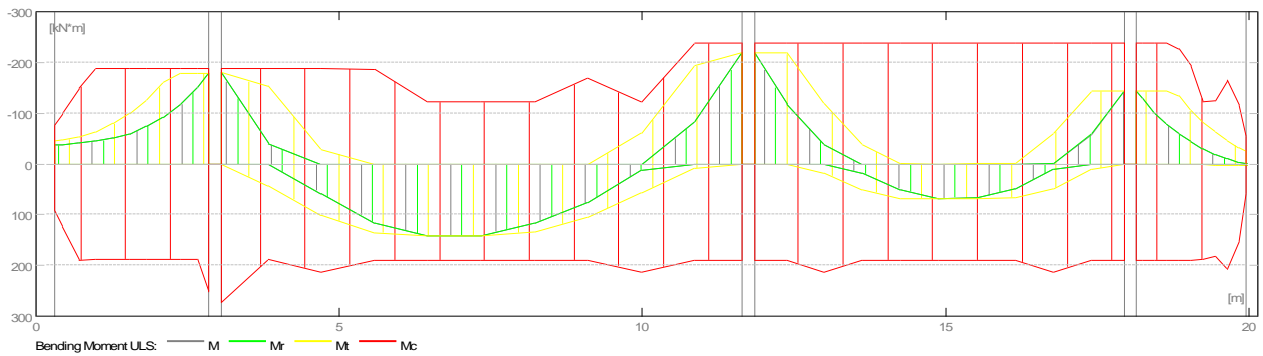
2.4 Calculation options:

- Regulation of combinations : EN 1990:2002
- Calculations according to : EN 1992-1-1:2004/A1:2014
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast beam : no
- Cover : bottom c = 3,5 (cm)
: side c1= 3,5 (cm)
: top c2= 3,5 (cm)
- Cover deviations : Cdev = 1,0(cm), Cdur = 0,0(cm)
- Coefficient b2 =0.50 : long-term or cyclic load
- Method of shear calculations : strut inclination
-

2.5 Calculation results:

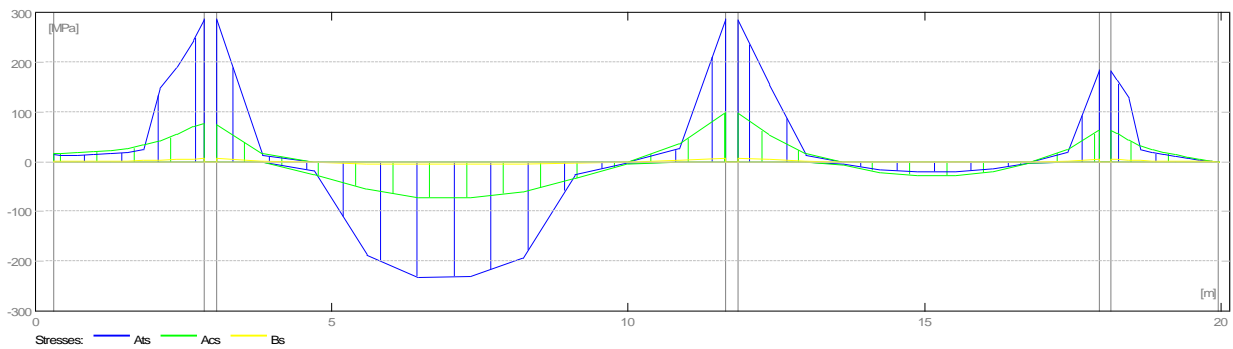
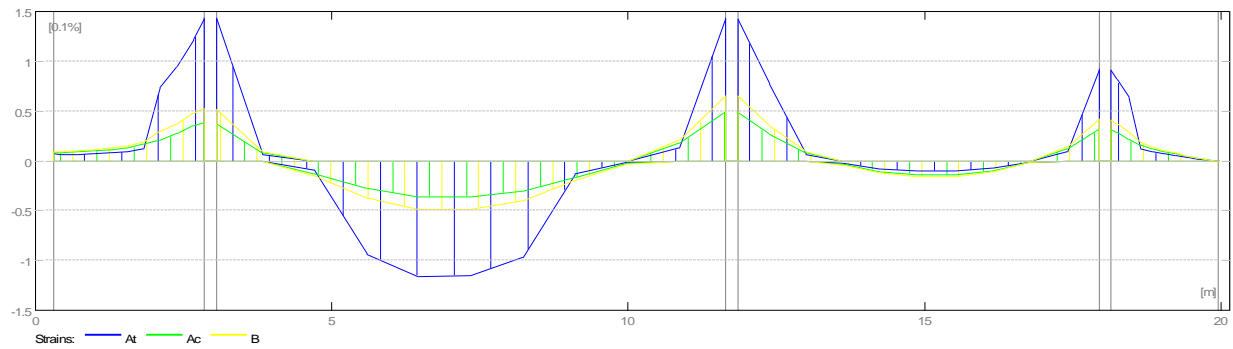
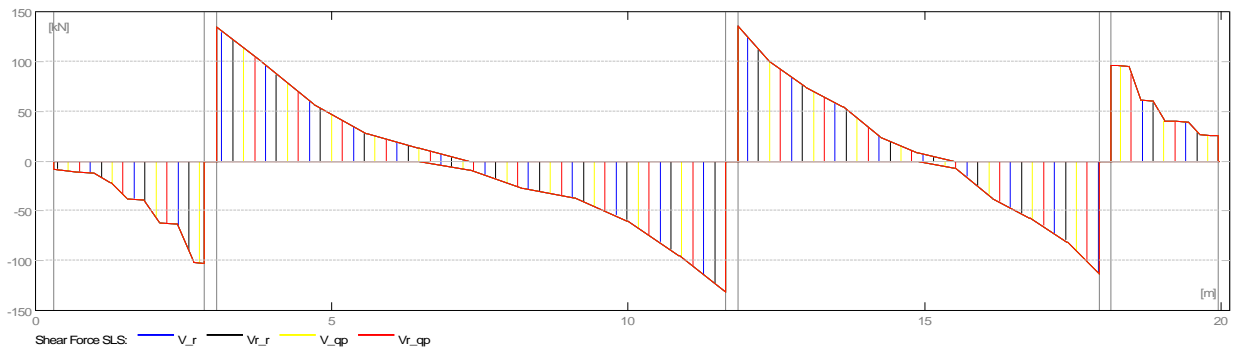
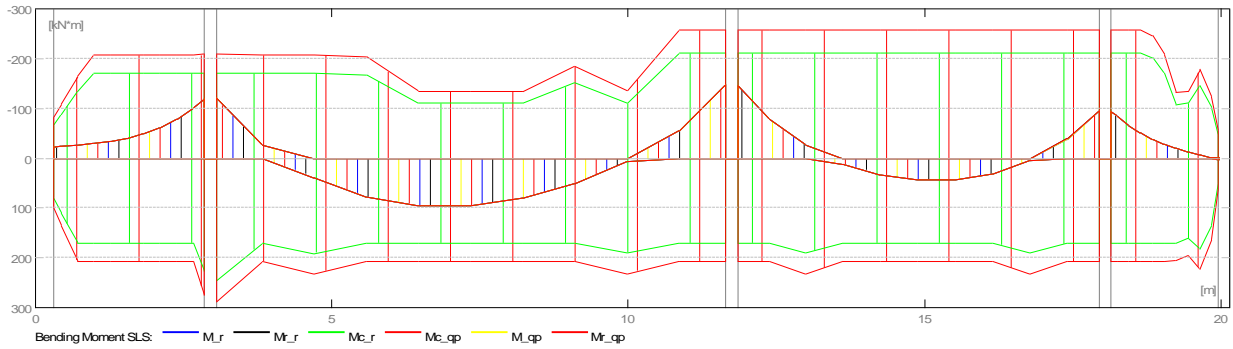
2.5.1 Internal forces in ULS

Span	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Ml (kN*m)	Mr (kN*m)	Ql (kN)	Qr (kN)
P1	0,00	-161,58	-44,49	-177,97	-14,42	-153,14
P2	142,46	-0,00	-179,46	-219,10	199,70	-195,88
P3	67,64	-37,82	-218,79	-144,48	203,18	-170,31
P4	3,05	-143,65	-143,65	-26,63	145,69	39,43



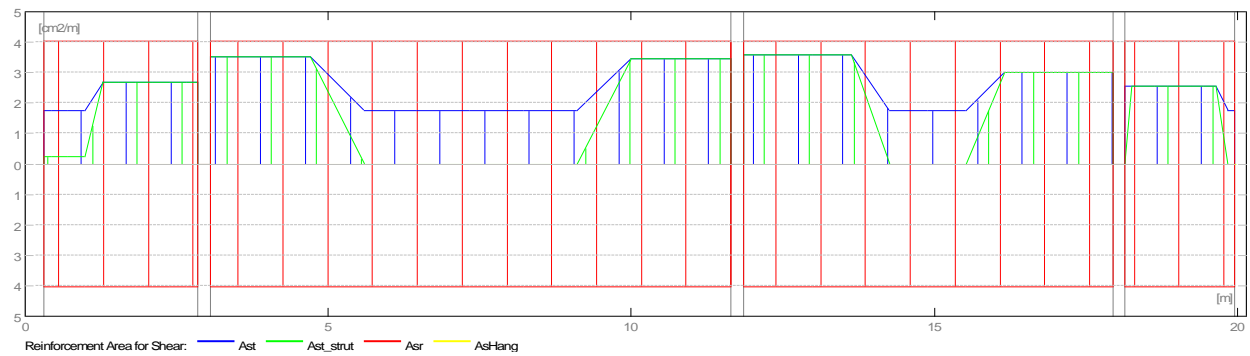
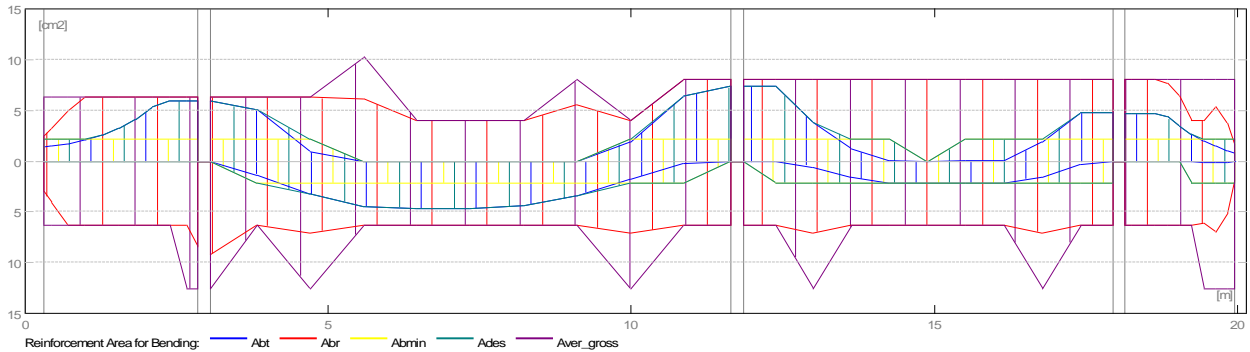
2.5.2 Internal forces in SLS

Span	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Ml (kN*m)	Mr (kN*m)	Ql (kN)	Qr (kN)
P1	0,00	-61,24	-22,23	-119,37	-8,31	-102,43
P2	95,67	0,00	-119,70	-147,02	134,34	-131,62
P3	44,25	0,00	-146,52	-94,66	135,92	-113,14
P4	2,04	-50,59	-93,66	2,04	95,95	25,10



2.5.3 Required reinforcement area

Span	Span (cm ²)		Left support (cm ²)		Right support (cm ²)	
	bottom	top	bottom	top	bottom	top
P1	0,00	0,00	0,00	1,43	0,00	5,91
P2	4,68	0,00	0,00	5,96	0,00	7,36
P3	2,18	0,00	0,00	7,35	0,05	4,75
P4	0,10	0,00	0,00	4,72	0,10	0,84



2.5.4 Deflection and cracking

wt(QP) Total due to quasi-permanent combination

wt(QP)dop Allowable due to quasi-permanent combination

Dwt(QP) Deflection increment from the quasi-permanent load combination after erecting a structure.

Dwt(QP)dop Admissible deflection increment from the quasi-permanent load combination after erecting a structure.

Wk - width of perpendicular cracks

Span	wt(QP) (cm)	wt(QP)dop (cm)	Dwt(QP) (cm)	Dwt(QP)dop (cm)	wk (mm)
P1	0,00	1,12	0,00	0,00	0,34
P2	1,23	2,50	0,64	0,00	0,26
P3	0,07	2,50	0,04	0,00	0,00
P4	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00

3.6.4 Cálculo Manual

Após obtidos os esforços do Robot para a viga em estudo, foi efetuado uma verificação manual do cálculo segundo o *Eurocódigo 2*, para possibilitar uma comparação das soluções de armadura que o Robot indicou.

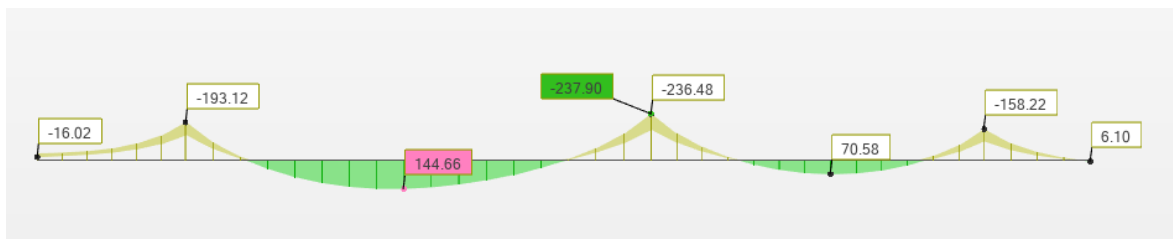


Figura 3.59 – Diagrama de Momentos Fletores

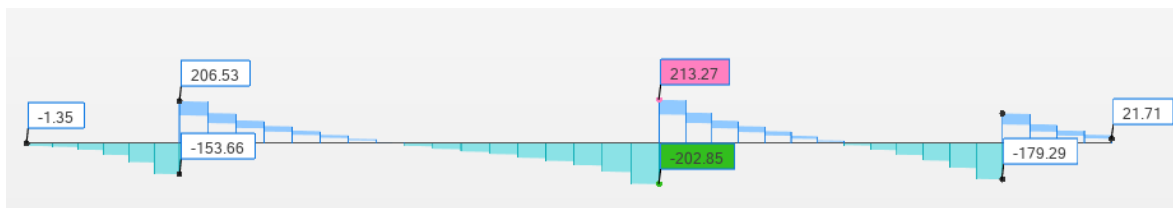


Figura 3.60 – Diagrama de Esforço Transverso

Armadura inferior					
Med	μ	w	As (cm ² /m)	As adotado	
144,66	0,069	0,072	4,61	6,28	2 ϕ 20
Armadura supeiro tramo 1 - apoio externo esquerdo					
Med	μ	w	As (cm ² /m)		
16,02	0,008	0,008	0,51	2,18	2 ϕ 20
Armadura supeiro tramo 2 - apoio 1					
Med	μ	w	As (cm ² /m)		
193,12	0,093	0,097	6,15	6,28	2 ϕ 20
Armadura supeiro tramo 3 - apoio 2					
Med	μ	w	As (cm ² /m)		
237,9	0,114	0,122	7,57	10,3	2 ϕ 20 + 2 ϕ 16
Armadura supeiro tramo 3 - apoio 3					
Med	μ	w	As (cm ² /m)		
158,22	0,076	0,079	5,04	6,28	2 ϕ 20
Armadura supeiro tramo 4 - apoio extremo direito					
Med	μ	w	As (cm ² /m)		
6,1	0,003	0,003	0,19	2,18	2 ϕ 20

Asmin (cm ² /m)	Asmax (cm ² /m)	l _{b,rqd} (mm)	l ₀ (mm)
2,18	62,40	513	719

Figura 3.61 – Folha de cálculo de armaduras da viga

Constatou-se que estas armaduras estão de acordo com o obtido com o programa Robot.

3.7 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

O programa de cálculo utilizado (Robot) tem em consideração o *Eurocódigo 2* e o *Eurocódigo 8* no cálculo dos elementos à compressão, cumprindo as metodologias por eles preconizadas.

No estudo do efeito da encurvadura é necessário ter em conta a secção crítica dos elementos verticais, que estão dependentes da estrutura ser de nós fixo ou de nós móveis. Para estruturas de nós fixos o efeito das excentricidades deve ser considerado aproximadamente a meia altura do pilar, pois as extremidades são fixas, enquanto para estruturas de nós móveis a secção crítica é considerada nas secções extremas.

No dimensionamento tentou-se uniformizar ao máximo as soluções de armadura obtidas por questões económicas e da devida execução em obra.

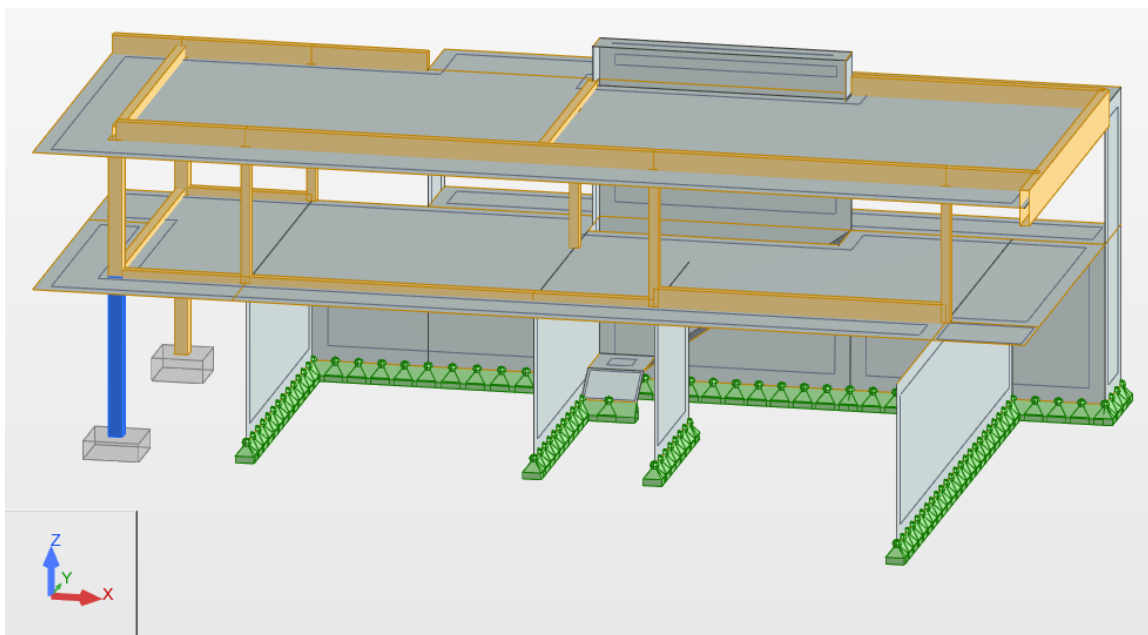


Figura 3.62 – Seleção do pilar de estudo

A inicialização do cálculo automático requer alguns parâmetros fornecidos pelos projetistas de estruturas. Tal como para as vigas, os dados dividem-se em três grupos distintos: *Story Parameters*, *Calculation Options* e *Reinforcement Pattern*.

Seguidamente será ilustrado o cálculo do pilar que corresponde à barra n.º 125.

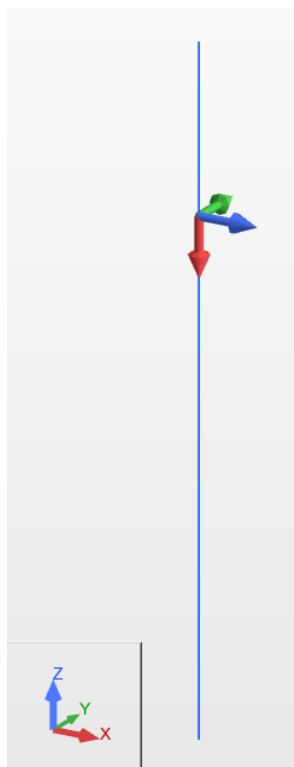


Figura 3.63 – Eixos de referência do pilar

3.7.1 Story Parameters

No cálculo dos pilares, a definição de *Story Parameters* é idêntica ao já referido para as vigas, permitindo definir classes e características de exposição dos pilares.

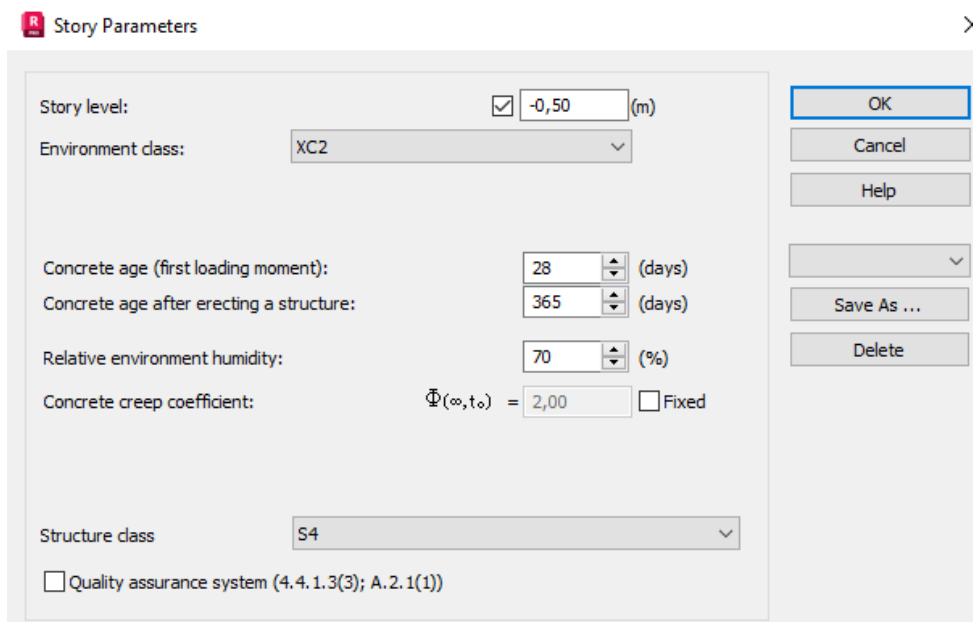


Figura 3.64 – Story Parameters em pilares (Robot)

3.7.2 Calculation Options

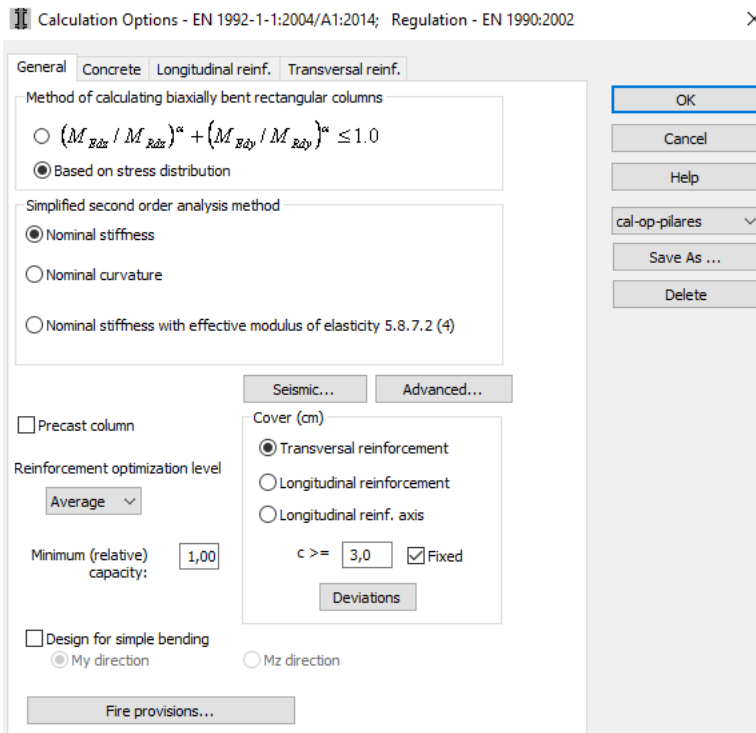


Figura 3.65 – Calculation Options (Robot)

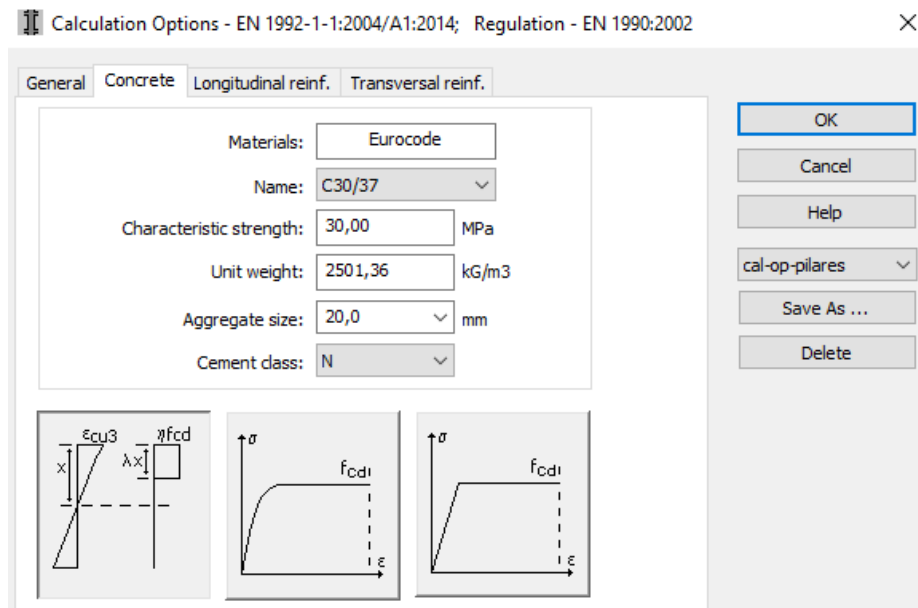


Figura 3.66 – Calculation Options – características do betão para os pilares (Robot)

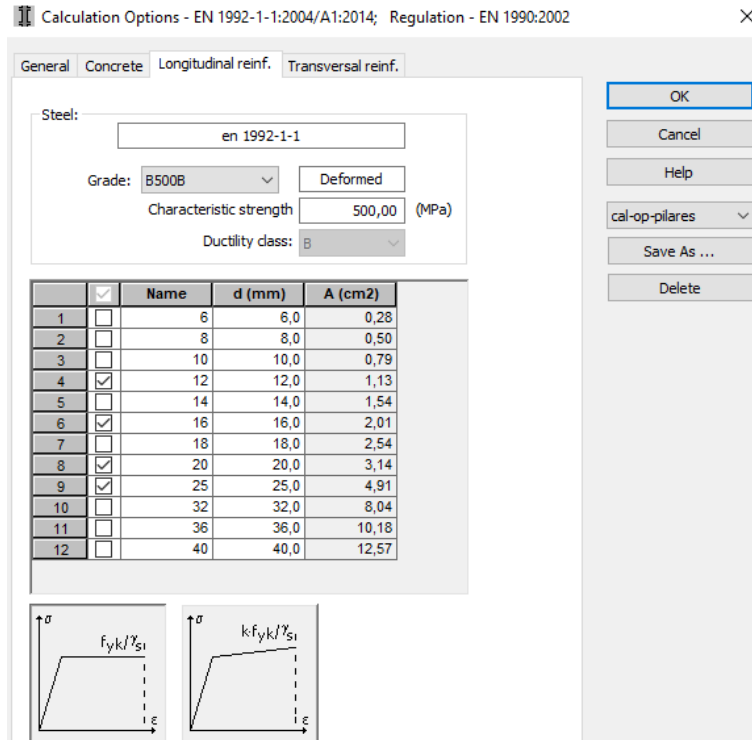


Figura 3.67 – Calculation Options – características da armadura longitudinal dos pilares (Robot)

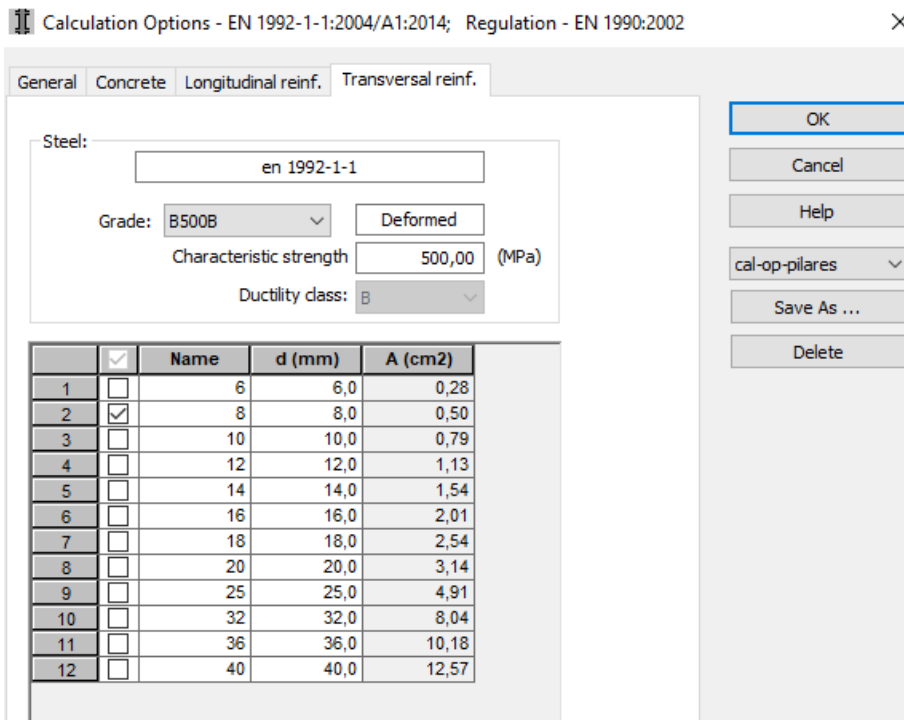


Figura 3.68 – Calculation Options – características da armadura transversal dos pilares (Robot)

3.7.3 Reinforcement Pattern

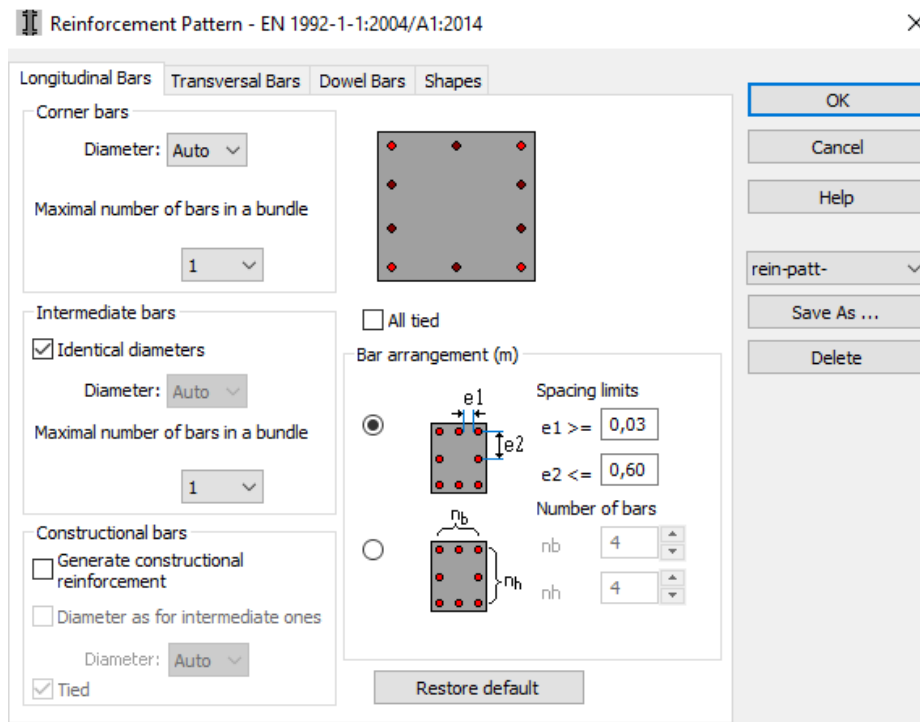


Figura 3.69 – Reinforcement Pattern – disposição da armadura longitudinal dos pilares (Robot)

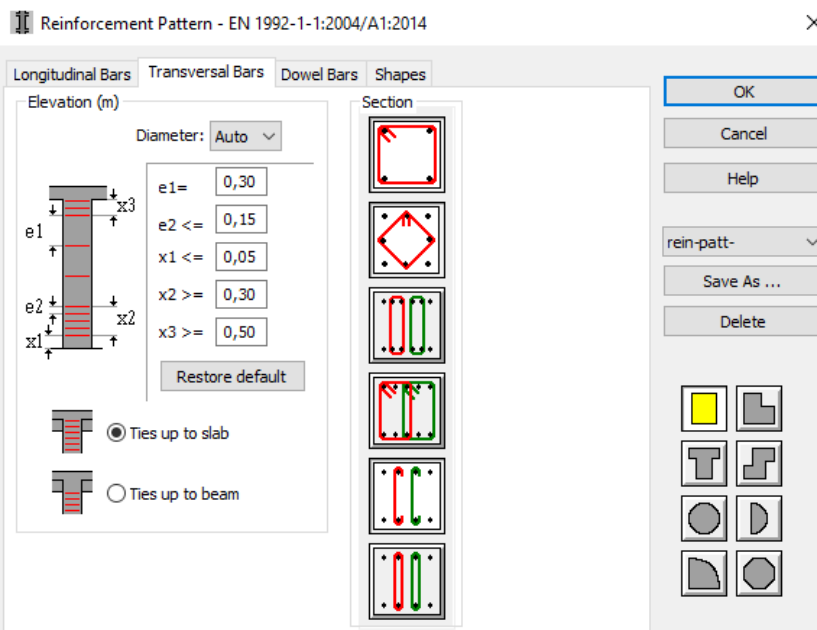


Figura 3.70 – Reinforcement Pattern – disposição da armadura transversal dos pilares (Robot)

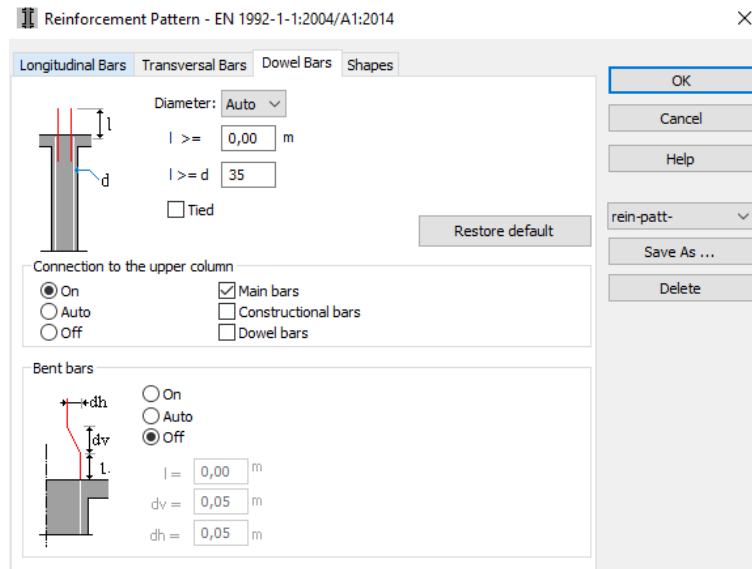


Figura 3.71 – Reinforcement Pattern – disposição da armadura de arranque dos pilares (Robot)

3.7.4 Recolha de Dados do Cálculo Automático

General Detailed Summary table										
	No.	Reinforcement Type	Steel Grade	Diameter (mm)	Shape Code	Number	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1	main	B500B	12	00	4	A = 4,07			
2	2	transversal	B500B	8	31	17	A = 0,22	B = 0,22	C = 0,22	D = 0,22
*										

Figura 3.72 – Tabela de armaduras do pilar

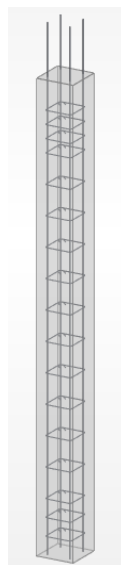


Figura 3.73 – Vista em 3D do pilar em estudo

3.8 DIMENSIONAMENTO DE PAREDES E PAREDES DE CONTENÇÃO

O cálculo da armadura das paredes, para efeitos de dimensionamento, foi idêntico ao cálculo das lajes maciças. Assim, serão apresentados os mapas de esforços e as soluções de armadura.

As paredes da estrutura foram divididas em paredes sem esforços de terreno e constituídas por betão armado de 20 centímetros de espessura e em paredes de contenção em que foram considerados os impulsos do terreno, estas também em betão com 20 centímetros de espessura.

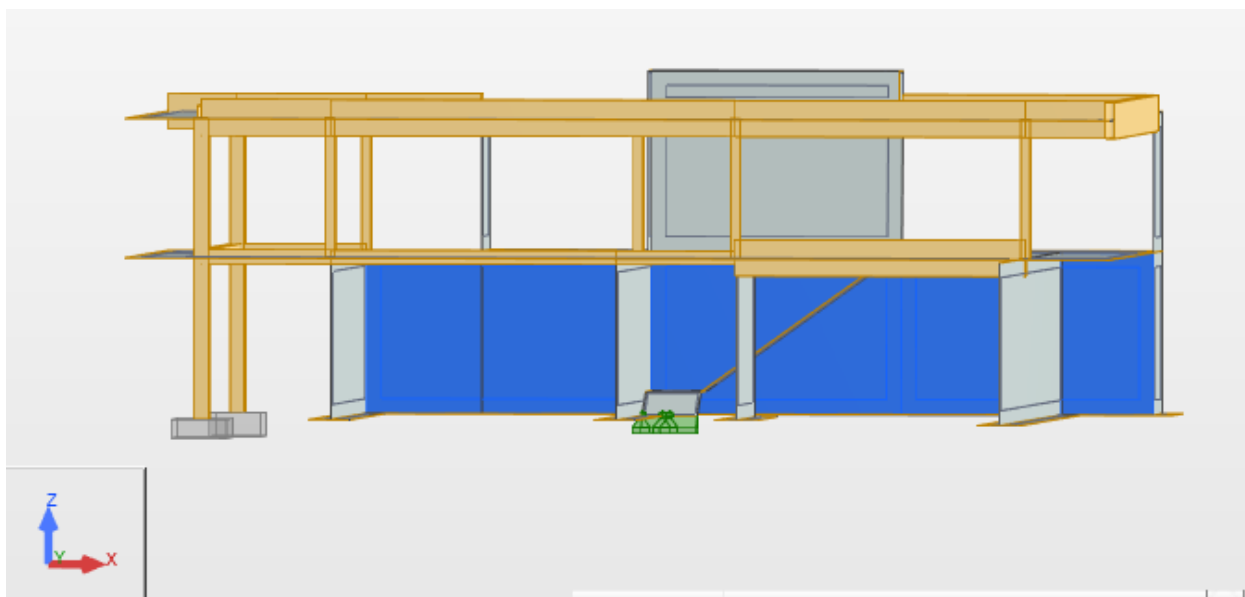


Figura 3.74 – Seleção da parede de estudo (vista de frente)

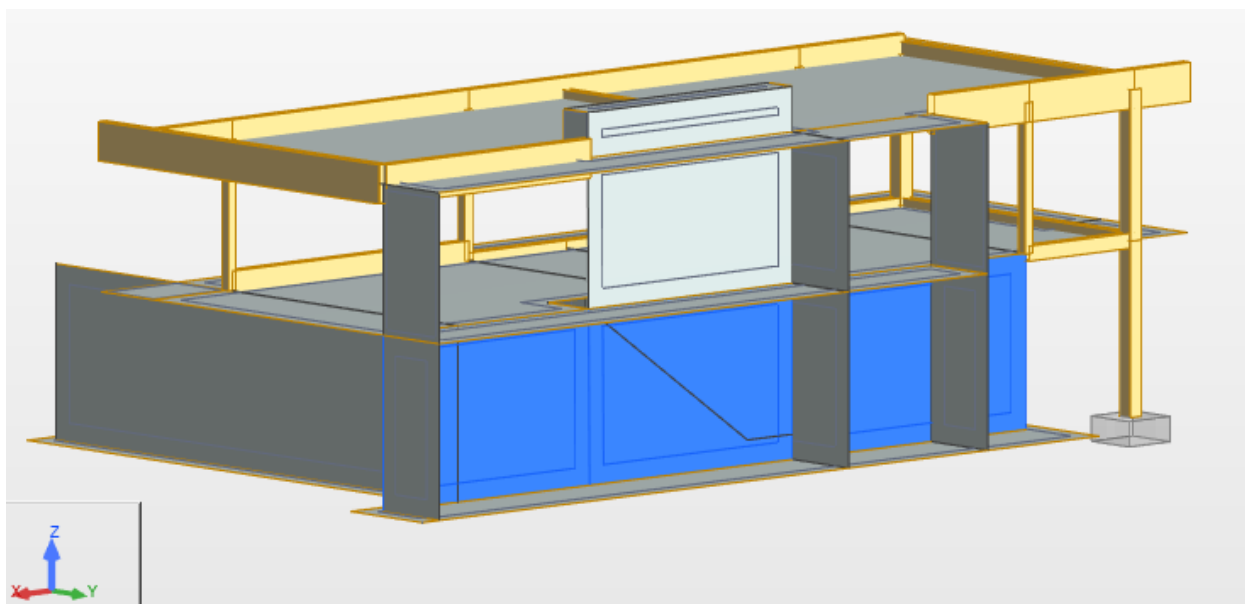


Figura 3.75 – Seleção da parede de estudo (vista de traseira)

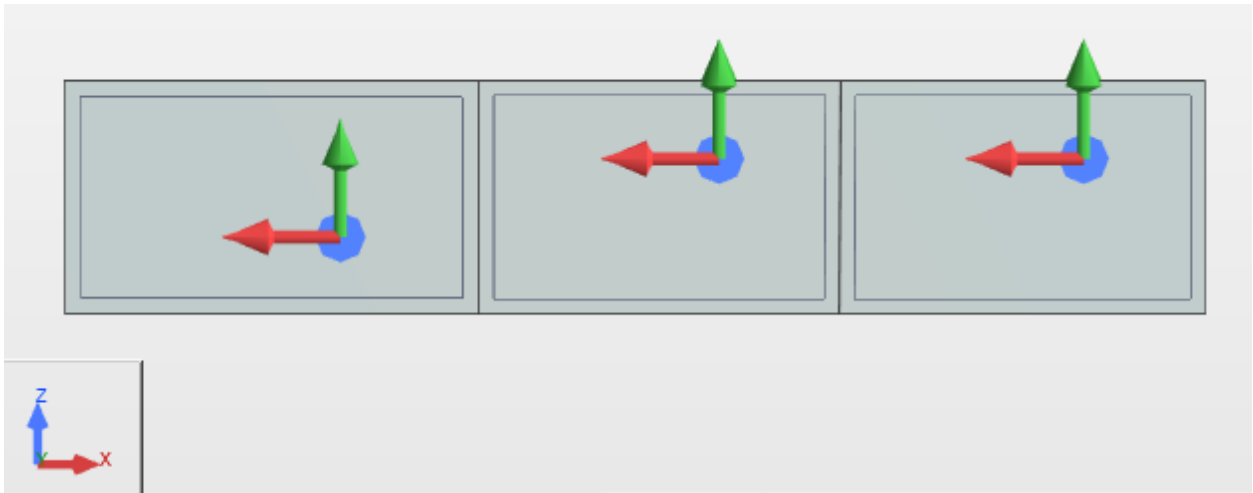


Figura 3.76 – Posição cartesiana das paredes

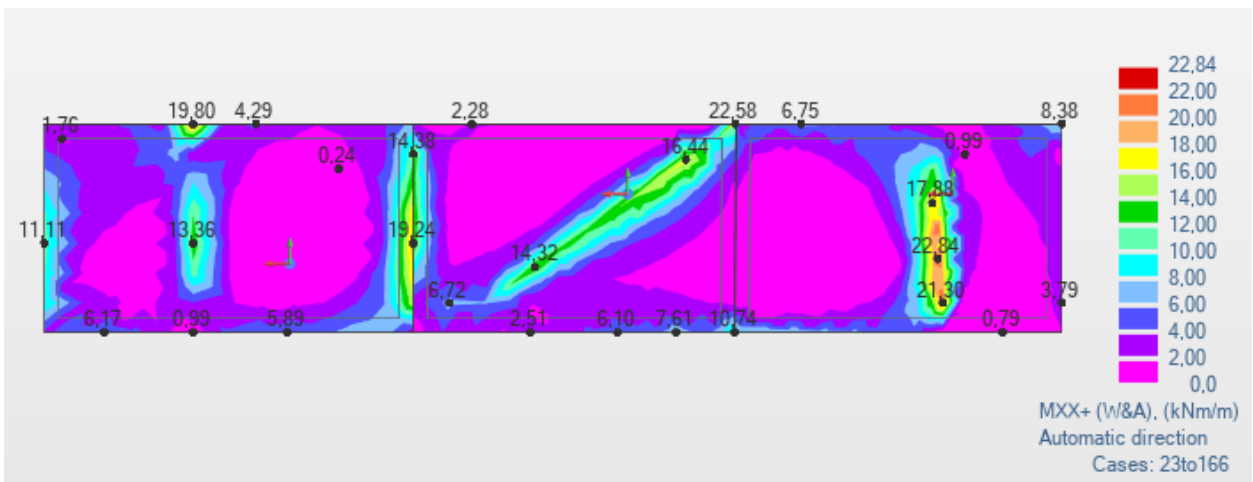


Figura 3.77 – Mapa de momentos para cálculo de armadura transversal exterior (no tardo) na direção X

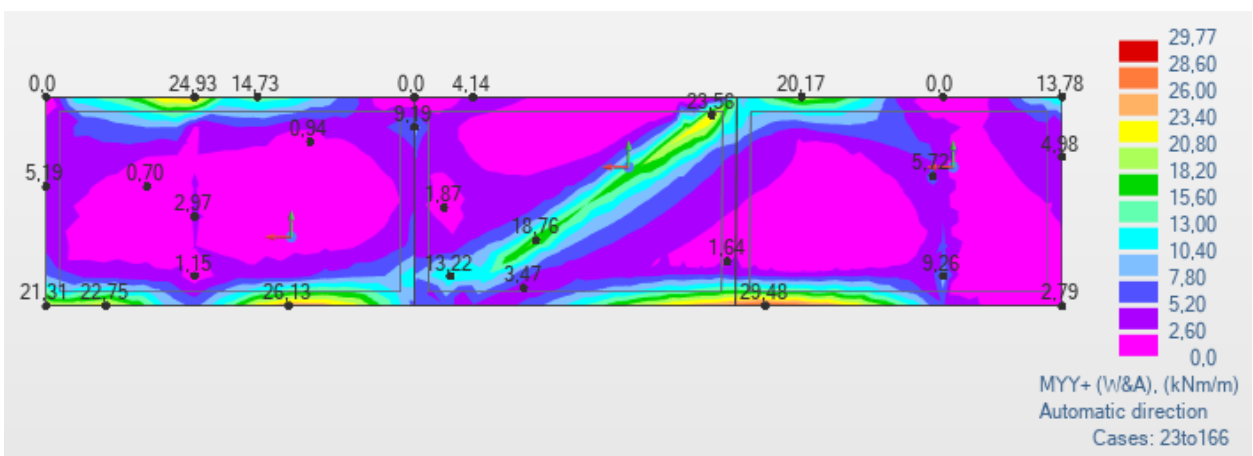


Figura 3.78 – Mapa de momentos para cálculo de armadura longitudinal exterior (no tardo) na direção Y

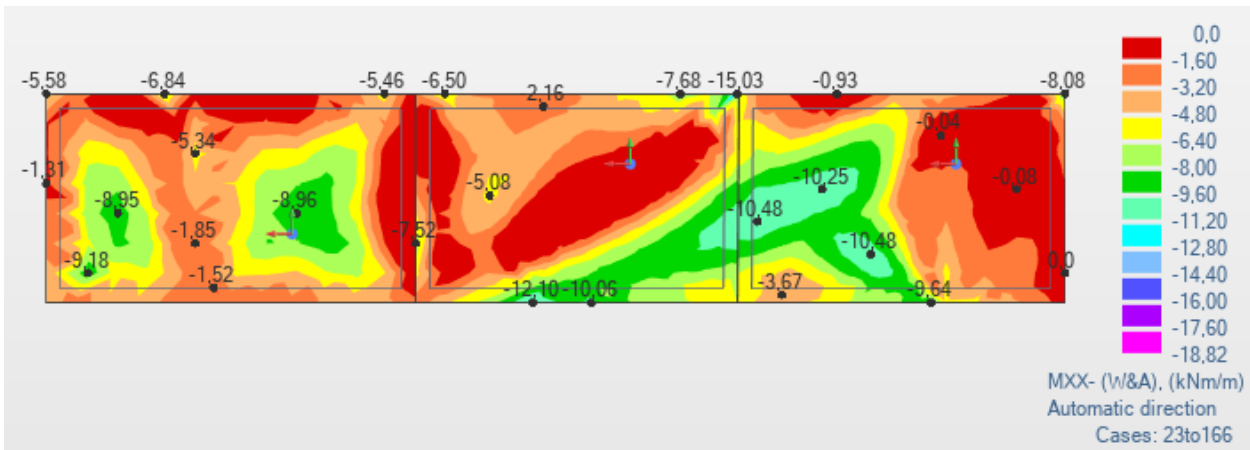


Figura 3.79 – Mapa de momentos para cálculo de armadura transversal interior na direção X

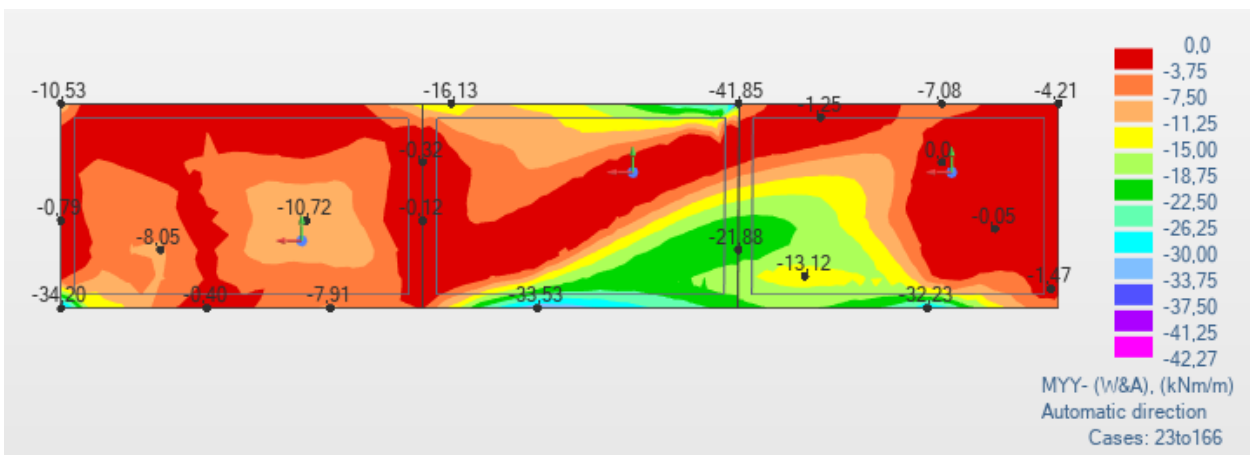


Figura 3.80 – Mapa de momentos para cálculo de armadura transversal interior na direção Y

Tabela 3.9 – Cálculo de áreas de armadura necessária e a adotar

	Msd (kN.m)	μ	w	As (cm ² /m)	As adotado (cm ² /m)	Solução
M_{x+}	22,84	0,0508	0,0522	3,60	5,24	ϕ 10//0.15 m
M_{x-}	18,82	0,0418	0,0428	2,95	5,24	ϕ 10//0.15 m
M_{y+}	29,77	0,0662	0,0686	4,73	7,54	ϕ 12//0.15 m
M_{y-}	42,27	0,0939	0,0990	6,83	7,54	ϕ 12//0.15 m

3.9 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

As fundações são componentes estruturais que têm como função interligar a estrutura e o terreno sobre o qual esta será construída, transmitindo as cargas ao solo. Neste projeto foram utilizadas fundações diretas capazes de resistir aos esforços.

Foi selecionada a sapata n.º 1620 para servir de exemplo do dimensionamento com o programa Robot. O cálculo automático do *Robot* foi efetuado com o *Provided Reinforcement of RC Elements*, usando o mesmo método que o calculado das vigas.

3.9.1 Notas do Robot

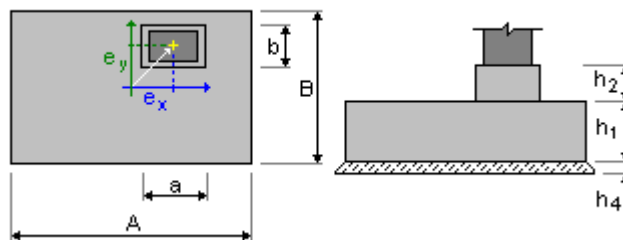
1 Spread footing: Foundation1620 Number of identical elements: 1

1.1 Basic data

1.1.1 Assumptions

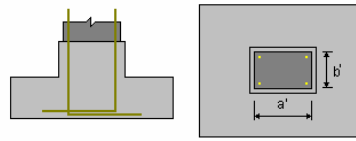
- Geotechnic calculations according to : EN 1997-1:2004/A1:2013
- Concrete calculations according to : EN 1992-1-1:2004/A1:2014
- Shape selection : without limits

1.1.2 Geometry:



A	= 1,20 (m)	a	= 0,30 (m)
B	= 1,20 (m)	b	= 0,30 (m)
h1	= 0,40 (m)	ex	= 0,00 (m)
h2	= 0,00 (m)	ey	= 0,00 (m)

$h_4 = 0,05 \text{ (m)}$



$a' = 30,0 \text{ (cm)}$

$b' = 30,0 \text{ (cm)}$

$cnom1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$cnom2 = 5,0 \text{ (cm)}$

Cover deviations: $Cdev = 1,0 \text{ (cm)}$, $Cdur = 0,0 \text{ (cm)}$

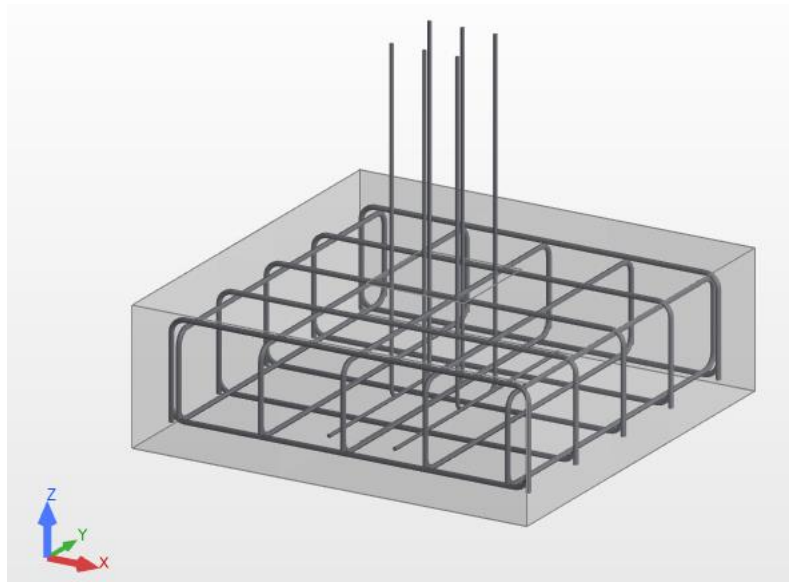


Figura 3.81 – Representação do esquema da armadura da sapata n.º1620

General							
Detailed							
Summary table							
No.	Reinforcement Type	Steel Grade	Diameter (mm)	Shape Code	Number	(m)	
1	dowel bar	B500B	12	00	6	A = 1,00	
2	<different value>	B500B	16	00	10	A = 1,10	
3	top in the X direction	B500B	16	00	5	A = 1,10	
4	top in the Y direction	B500B	16	00	5	A = 1,10	
*							

Figura 3.82 – Tabela de armaduras da sapata

3.9.2 Folha de Cálculo

A verificação do cálculo do Robot foi efetuada com uma folha de cálculo do Excel, onde são introduzidos os esforços no apoio provenientes do programa de cálculo e as características geométricas do pilar e da fundação. A folha de cálculo indica qual a combinação mais condicionante e a armadura a ser implementada para tal combinação.

Dimensionamento de Fundações isoladas

Propriedades dos Materiais

Betão

C30/37 (B35)	30
fcd [Mpa]	20,00
τ _i [Mpa]	0,850

Aço

A500	500
f _{syd} [Mpa]	434,8

Propriedades do Solo

σ _{sadm} [Mpa]	0,400
σ _d [Mpa]	0,540

Tipo de Análise

Verificar esta secção:

d=,35 [m]	Lx=1,20 [m]	Ly=1,20 [m]
-----------	-------------	-------------

Características da Sapata

Sapata Centrada Quadrada

Características do Pilar

a [m]	0,30
b [m]	0,30

Calcular Cria impressão

Verificação do Esforço Transverso

Dir. x **Punção excêntrica**

Dir. y

Dir. x **Corte em Viga Larga**

Dir. y

605,490 0,350 1,200 1,200 0,420 0,226 0,420 3,761 3,761 0,376

As_{min} [cm²/m] = 5,27

Sapata	Esforços segundo a convenção vectorial			Dimensões da sapata			Tensões no solo			Armaduras		τ _{ed} [Mpa]	Observações	
	Nsd [kN]	Msd _x [kN.m]	Msd _y [kN.m]	Nsd _{calc} [kN]	d [m]	A [m]	B [m]	σ _{max} [Mpa]	σ _{min} [Mpa]	σ _{3/4} [Mpa]	As _x [cm ² /m]			As _y [cm ² /m]
1620/23 (C)	576,97	0,00	0,00	598,570	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,718	3,718	0,372	OK
1620/24 (C)	577,09	0,00	0,00	598,690	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,719	3,719	0,372	OK
1620/25 (C)	576,72	0,00	0,00	598,320	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,717	3,717	0,372	OK
1620/26 (C)	566,66	0,00	0,00	588,260	0,350	1,200	1,200	0,409	0,409	0,409	3,654	3,654	0,365	OK
1620/27 (C)	583,41	0,00	0,00	605,010	0,350	1,200	1,200	0,420	0,420	0,420	3,758	3,758	0,376	OK
1620/28 (C)	432,98	0,00	0,00	454,580	0,350	1,200	1,200	0,316	0,316	0,316	2,824	2,824	0,282	OK
1620/29 (C)	464,71	0,00	0,00	486,310	0,350	1,200	1,200	0,338	0,338	0,338	3,021	3,021	0,302	OK
1620/30 (C)	464,83	0,00	0,00	486,430	0,350	1,200	1,200	0,338	0,338	0,338	3,022	3,022	0,302	OK
1620/31 (C)	464,46	0,00	0,00	486,060	0,350	1,200	1,200	0,338	0,338	0,338	3,019	3,019	0,302	OK
1620/32 (C)	454,41	0,00	0,00	476,010	0,350	1,200	1,200	0,331	0,331	0,331	2,957	2,957	0,296	OK
1620/33 (C)	471,16	0,00	0,00	492,760	0,350	1,200	1,200	0,342	0,342	0,342	3,061	3,061	0,306	OK
1620/34 (C)	320,73	0,00	0,00	342,330	0,350	1,200	1,200	0,238	0,238	0,238	2,127	2,127	0,213	OK
1620/35 (C)	577,44	0,00	0,00	599,040	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,721	3,721	0,372	OK
1620/36 (C)	577,56	0,00	0,00	599,160	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,722	3,722	0,372	OK
1620/37 (C)	577,19	0,00	0,00	598,790	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,720	3,720	0,372	OK
1620/38 (C)	567,14	0,00	0,00	588,740	0,350	1,200	1,200	0,409	0,409	0,409	3,657	3,657	0,366	OK
1620/39 (C)	583,89	0,00	0,00	605,490	0,350	1,200	1,200	0,420	0,420	0,420	3,761	3,761	0,376	Comb. Condicionante
1620/40 (C)	433,46	0,00	0,00	455,060	0,350	1,200	1,200	0,316	0,316	0,316	2,827	2,827	0,283	OK
1620/41 (C)	577,32	0,00	0,00	598,920	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,721	3,721	0,372	OK
1620/42 (C)	577,44	0,00	0,00	599,040	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,721	3,721	0,372	OK
1620/43 (C)	577,07	0,00	0,00	598,670	0,350	1,200	1,200	0,416	0,416	0,416	3,719	3,719	0,372	OK
1620/44 (C)	567,01	0,00	0,00	588,610	0,350	1,200	1,200	0,409	0,409	0,409	3,656	3,656	0,366	OK
1620/45 (C)	583,76	0,00	0,00	605,360	0,350	1,200	1,200	0,420	0,420	0,420	3,761	3,761	0,376	OK
1620/46 (C)	433,33	0,00	0,00	454,930	0,350	1,200	1,200	0,316	0,316	0,316	2,826	2,826	0,283	OK
1620/47 (C)	465,19	0,00	0,00	486,790	0,350	1,200	1,200	0,338	0,338	0,338	3,024	3,024	0,302	OK

Figura 3.83 – Folha de cálculo das sapatas

Uma vez que a armadura para a combinação mais desfavorável não supera a armadura mínima, esta foi adotada.

$$As_{min} = \frac{0,26 \times 0,35 \times 0,3 \times 30^{2/3}}{500} \times 10000 = 5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução adotada: φ16// 0,25 m (As = 8,04 cm²/m)

CAPÍTULO 4

CONSIDERAÇÕES FINAIS

4.1 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como principal objetivo a aplicação de conhecimentos adquiridos no curso de Engenharia Civil e o estudo de ferramentas informáticas de cálculo estrutural.

Neste caso de estudo, foi feito o dimensionamento de uma estrutura de betão armado, tendo sido testadas algumas variações quanto a colocação de pilares e espessuras de lajes, o que foi extremamente enriquecedor pois permitiu um entendimento mais profundo do funcionamento da estrutura. Para além disso, foram dimensionados inúmeros elementos estruturais o que levou a uma familiarização com os métodos de cálculo do Robot e de outros métodos. Por outro lado, a elaboração da parte escrita e sobretudo as peças desenhadas, permitiu perceber a quantidade de informação, cuidado, e rigor que um projetista deve ter na sua atividade. Uma atividade de extrema importância onde não são permitidas falhas.

A utilização de ferramentas informáticas implica um investimento na sua aprendizagem, tendo no presente caso sido estudado o *Robot*. Uma aplicação consciente desse programa requer a avaliação das suas potencialidades e limitações, pois uma utilização descuidada será um ato irresponsável que poderá ter implicações graves. Os programas de cálculo como o *Robot* possuem já na sua rotina controlo de erros que são uma ajuda preciosa para o utilizador. Realizam verificações de segurança segundo os Eurocódigos ou regulamentações nacionais se o utilizador o pretender. No presente trabalho foram usados os Eurocódigos, tendo sido constatado que a verificação do Eurocódigo 8 implica soluções estruturais por vezes muito gravosas, sobretudo no que respeita a cálculo de pilares.

4.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Realizar um projeto de estabilidade, desde a receção dos desenhos de arquitetura até à elaboração das peças desenhadas, consolidou os conhecimentos adquirido durante a formação académica de Engenharia

CAPÍTULO 4

Civil e contribuiu para um aumento da capacidade crítica. Para produzir todos os desenhos que foram elaborados para este trabalho, e com o acompanhamento da Engenheira Isabel Teles, foi realizada uma pesquisa, tendo sido analisados vários tipos de representação em projetos de estabilidade. Por outro lado, tive a oportunidade de realizar o projeto enquanto exercia a função de Adjunto de Direção de Obra, o que me proporcionou a comparação de técnicas e a importância de perceber a atividade do engenheiro projetista de estruturas. Estar na posição de Direção de Obra possibilitou perceber incompatibilidades na hora de transmitir os desenhos para a vida real, podendo assim modificar e perceber novas técnicas.

Ficava a faltar fechar este capítulo da minha especialização para evoluir enquanto pessoa e profissional e perante todas as dificuldades que nós, alunos e trabalhadores-estudantes passamos, fico com a sensação de dever cumprido. Num futuro próximo pretendo frequentar uma pós-graduação, no sentido de enriquecer e atualizar os conhecimentos e formas de executar todos os trabalhos e funções desempenhadas como Engenheiro Civil, por isso um até já.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. NP EN1990:2009. Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas, 2009.
2. NP EN1991-1-1:2009. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, 2009.
3. NP EN1991-1-4:2010. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas: Ações gerais – Ações do vento, 2010.
4. NP EN1992-1-1:2010. Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios, 2010.
5. NP EN 1997-1-1:2004. Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico
6. NP EN1998-1:2010. Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, 2010.
7. Appleton, Júlio. Estruturas de Betão I. 2012/2013.
8. Correia dos Reis – Tabelas Técnicas 2012
9. Barros H., Figueiras J. (2010). “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2”. Porto. FEUP edições.
10. Elementos das Unidades Curriculares da Licenciatura do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra e Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto

ANEXO

- Mapa de Quantidades de Trabalhos e Orçamento

- Lista de Projetos

001 – Planta Estrutural das Fundações

002 – Planta Estrutural do Piso 1

003 – Planta Estrutural do Piso 2

004 – Planta Estrutural da Cobertura

005 – Corte AA', BB' e CC'

006 – Planta de Armadura Superior do Piso 2

007 – Planta de Armadura Inferior do Piso 2

008 – Planta de Armadura Superior da Cobertura

009 – Planta de Armadura Inferior da Cobertura

010 – Cortes e Pormenorização das Fundações

011 – Quadro de Pilares e Pormenorização

012 – Cortes e Pormenorização de Fundações e Laje de Escadas

013 – Cortes e Pormenorização de Vigas

Mapa de Quantidades de Trabalhos e Orçamento

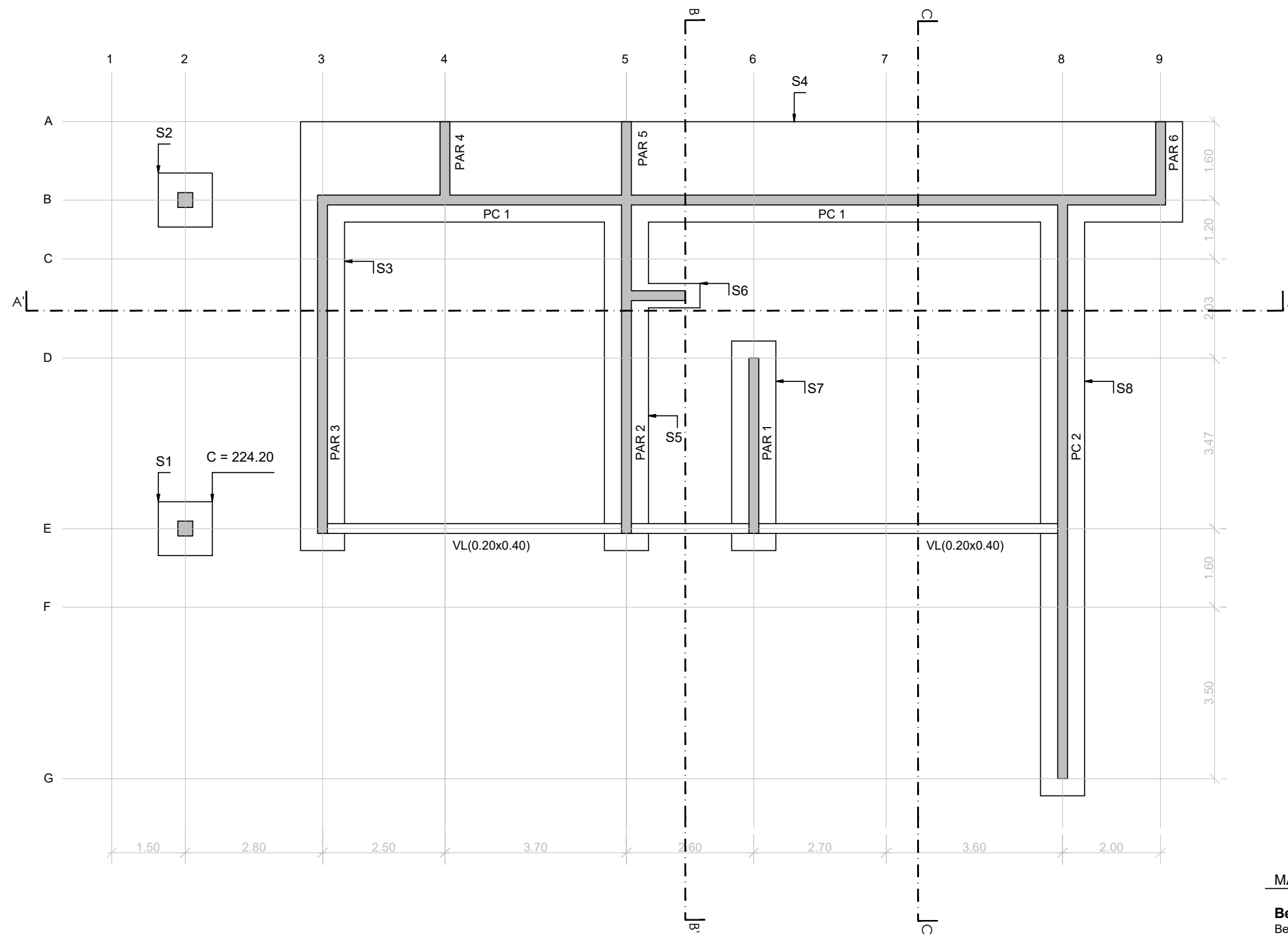
Orçamento nº. 01

Obra: Casa de Aciegas
Projeto de Execução

nov/22

Art.	Designação dos Trabalhos	Un.	Quant.	Preço unt.	Total
1	Betão em infraestruturas				
1.1	Regularização de Fundações Fornecimento e aplicação de camada de betão de limpeza, em fundações, da classe C20/25 com 10 cm de espessura, fabricado em central, incluindo betonagem, vibração, remate e nivelamento do betão.	m3	27,63	86,98 €	2 403,17 €
1.2	Em Sapatas Fornecimento e aplicação de betão armado, em sapatas, da classe C30/37 (XC2(P); D20; S3; Cl 0,4, com hidrófugo) fabricado em central e incluindo transporte, cofragens, escoramentos, óleo descofrante, betonagem com grua, vibração, remate e nivelamento do betão.	m3	27,17	274,34 €	7 453,82 €
1.3	Em Vigas Lintel Fornecimento e aplicação de betão armado, em vigas lintel, da classe C30/37 (XC2(P); D20; S3; Cl 0,4, com hidrófugo) fabricado em central e incluindo transporte, cofragens, escoramentos, óleo descofrante, betonagem com grua, vibração, remate e nivelamento do betão.	m3	1,22	305,70 €	374,18 €
2	Betão em Superestruturas				
2.1	Em Pilares Fornecimento e aplicação de betão armado, em pilares, da classe C30/37 (XC2(P); D20; S3; Cl 0,4) fabricado em central e incluindo transporte, cofragens, escoramentos, óleo descofrante, betonagem com grua, vibração, remate e nivelamento do betão.	m3	1,75	278,10 €	486,68 €
2.2	Em Paredes Fornecimento e aplicação de betão armado, em paredes, da classe C30/37 (XC2(P); D20; S3; Cl 0,4) fabricado em central e incluindo transporte, cofragens, escoramentos, óleo descofrante, betonagem com grua, vibração, remate e nivelamento do betão.	m3	40,12	337,40 €	13 536,49 €
2.3	Em Vigas Fornecimento e aplicação de betão armado, em vigas, da classe C30/37 (XC2(P); D20; S3; Cl 0,4) fabricado em central e incluindo transporte, cofragens, escoramentos, óleo descofrante, betonagem com grua, vibração, remate e nivelamento do betão.	m3	9,00	448,23 €	4 034,07 €
2.4	Em Pisos Térreo Fornecimento e execução da laje térrea com 20cm de espessura, para receber betonilha, constituída por betão tipo C30/37 e filme de polietileno de 250gr/m2 e rede eletrossoldada superior e inferior do tipo malhasol AQ50 (3,08kg/m2) ou equivalente, incluindo execução das juntas de isolamento e esquadramento, materiais e todos os trabalhos de acordo com os desenhos de projecto.	m3	19,37	43,52 €	842,98 €

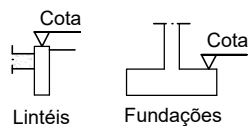
2.5	Em Lajes Fornecimento e aplicação de betão armado, em lajes, da classe C30/37 (XC2(P); D20; S3; CI 0,4) fabricado em central e incluindo transporte, cofragens, escoramentos, óleo descofrante, betonagem com grua, vibração, remate e nivelamento do betão.	m3	409,42	348,97 €	142 873,55 €
2.6	Em Lajes de Escadas Fornecimento e aplicação de betão armado, em lajes de escadas, da classe C30/37 (XC2(P); D20; S3; CI 0,4) fabricado em central e incluindo transporte, cofragens, escoramentos, óleo descofrante, betonagem com grua, vibração, remate e nivelamento do betão.	m3	2,00	144,18 €	288,36 €
3	Armadura em Infraestruturas Fornecimento, corte, dobragem e montagem de armaduras em aço A500 NRSD.				
	φ8mm.	kg	31,50	1,80 €	56,71 €
	φ12mm.	kg	116,41	1,75 €	203,14 €
	φ16mm.	kg	143,78	1,74 €	250,18 €
	φ 20mm.	kg	192,66	1,74 €	335,23 €
4	Armadura em Superestruturas Fornecimento, corte, dobragem e montagem de armaduras em aço A500 NRSD.				
	φ8mm.	kg	282,70	1,80 €	508,85 €
	φ10mm.	kg	1205,52	1,77 €	2 127,74 €
	φ12mm.	kg	16643,78	1,75 €	29 043,40 €
	φ16mm.	kg	3505,19	1,74 €	6 099,03 €
	φ 20mm.	kg	3041,74	1,74 €	5 292,63 €
TOTAL					216 210,19 €



Planta de Estrutural das Fundações (Cota = 224.20)

Esc. 1/100

As cotas indicadas na planta de fundações correspondem à face superior dos elementos de fundação.



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

- Betão de limpeza - C20/25
- Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
- Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

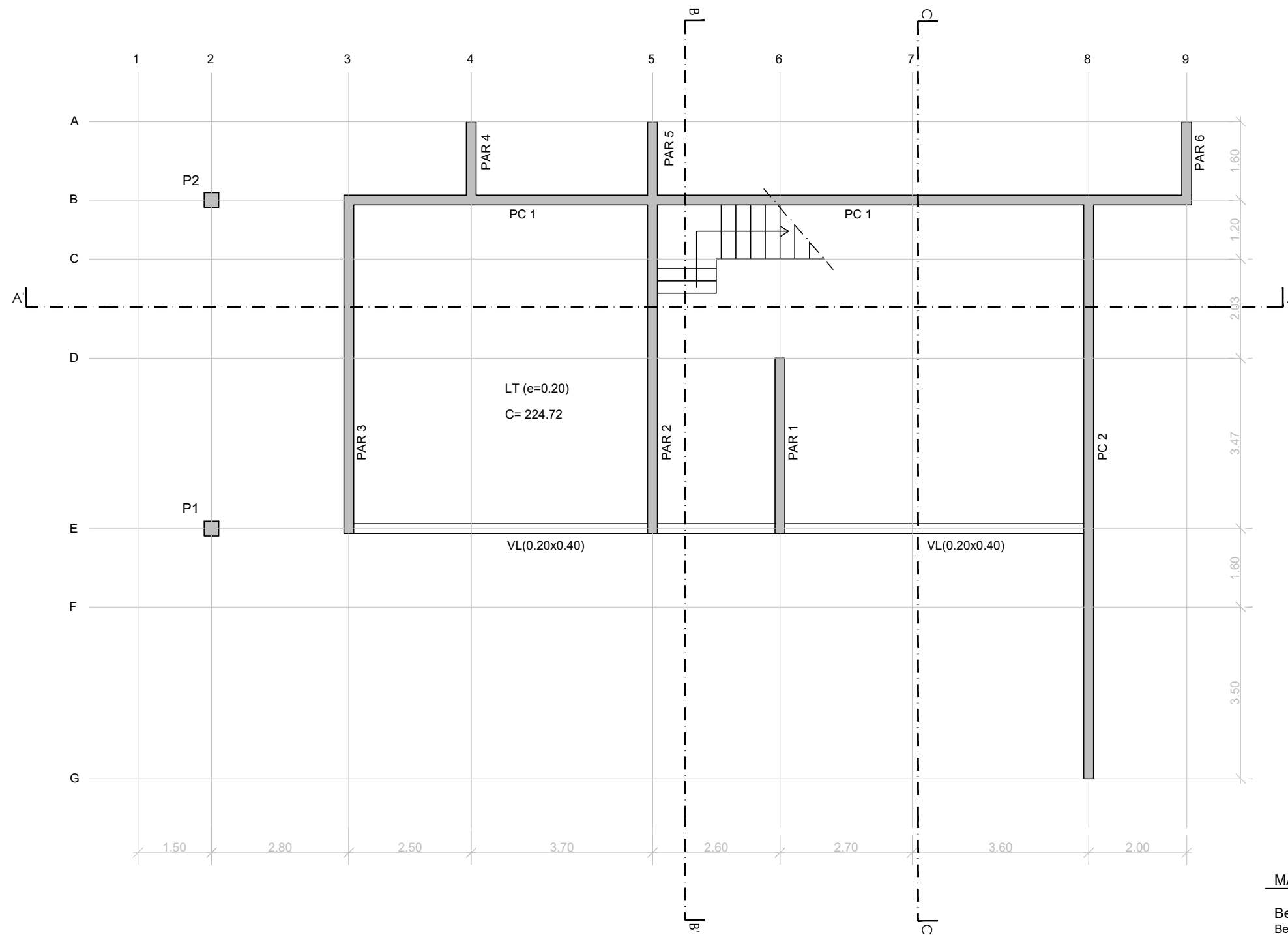
Aço:

- Aço em varão - A500 NRSD
- Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

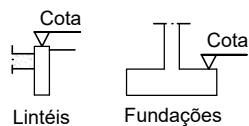
- Elementos em contacto com terras - 50 mm
- Lajes - 30 mm
- Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Planta Estrutural das Fundações	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	001



Planta de Estrutural do Piso 1 (Cota = 224.72)
Esc. 1/100

As cotas indicadas na planta de fundações correspondem à face superior dos elementos de fundação.



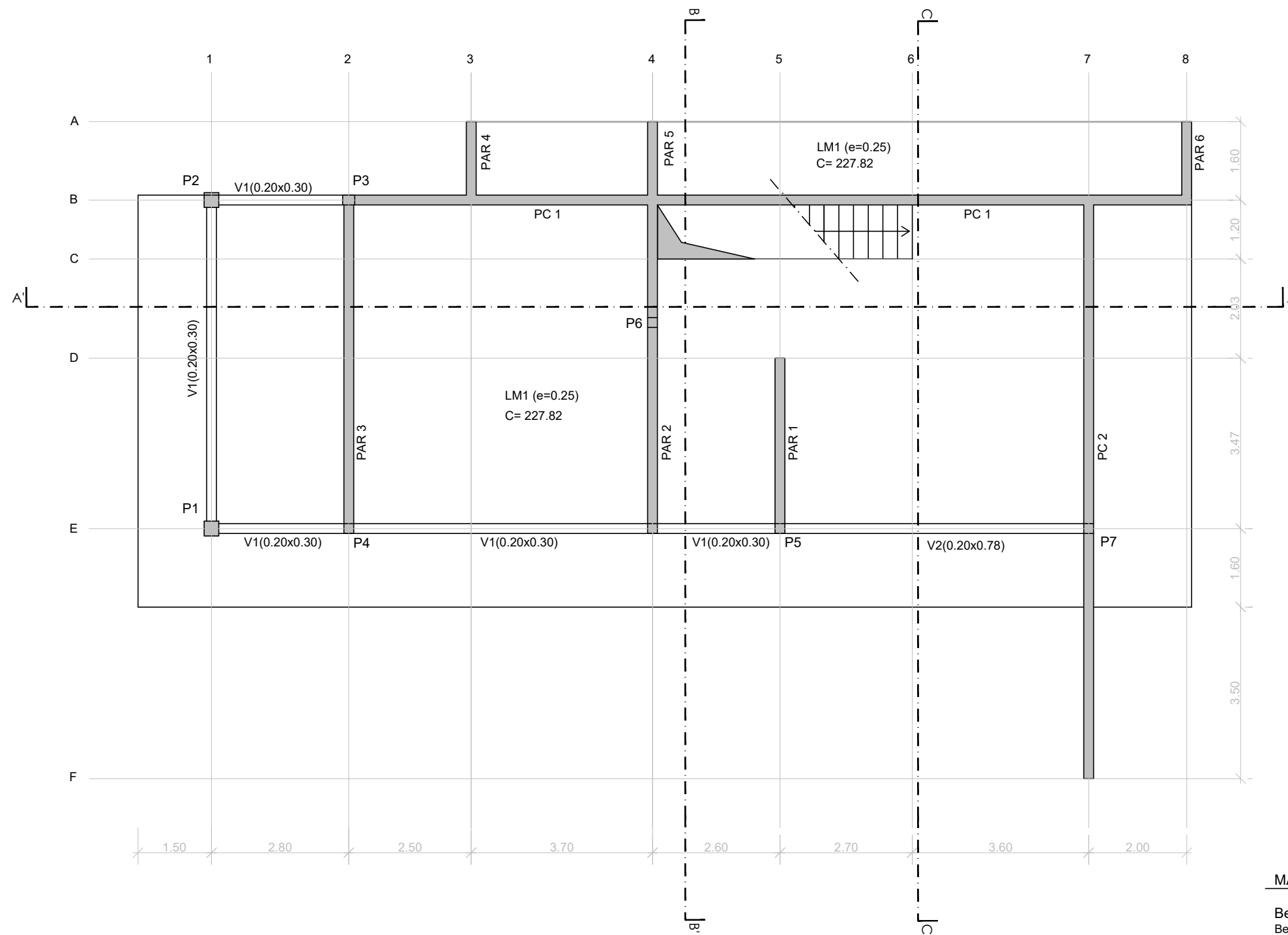
MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C20/25
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrossoldadas - A500 EL

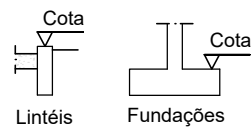
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Lajes - 30 mm
 Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Planta Estrutural do Piso 1	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	002



Planta de Estrutural do Piso 2 (Cota = 227.82)
Esc. 1/100

As cotas indicadas na planta de fundações correspondem à face superior dos elementos de fundação.



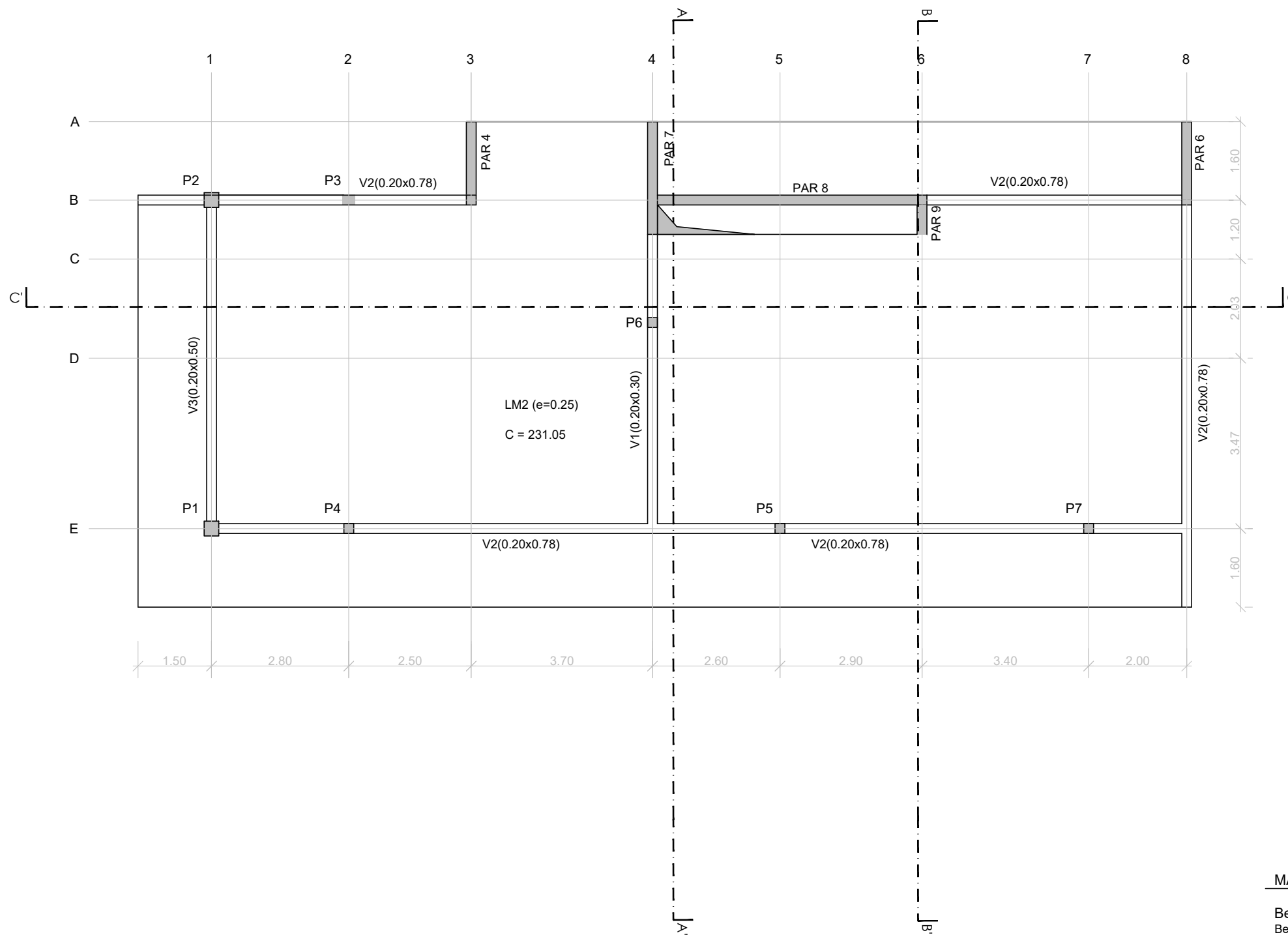
MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C20/25
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrossoldadas - A500 EL

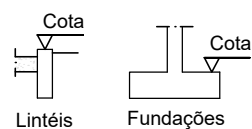
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Lajes - 30 mm
 Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Planta Estrutural do Piso 2	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	003



Planta de Estrutural do Piso 2 (Cota = 231.05)
Esc. 1/100

As cotas indicadas na planta de fundações correspondem à face superior dos elementos de fundação.



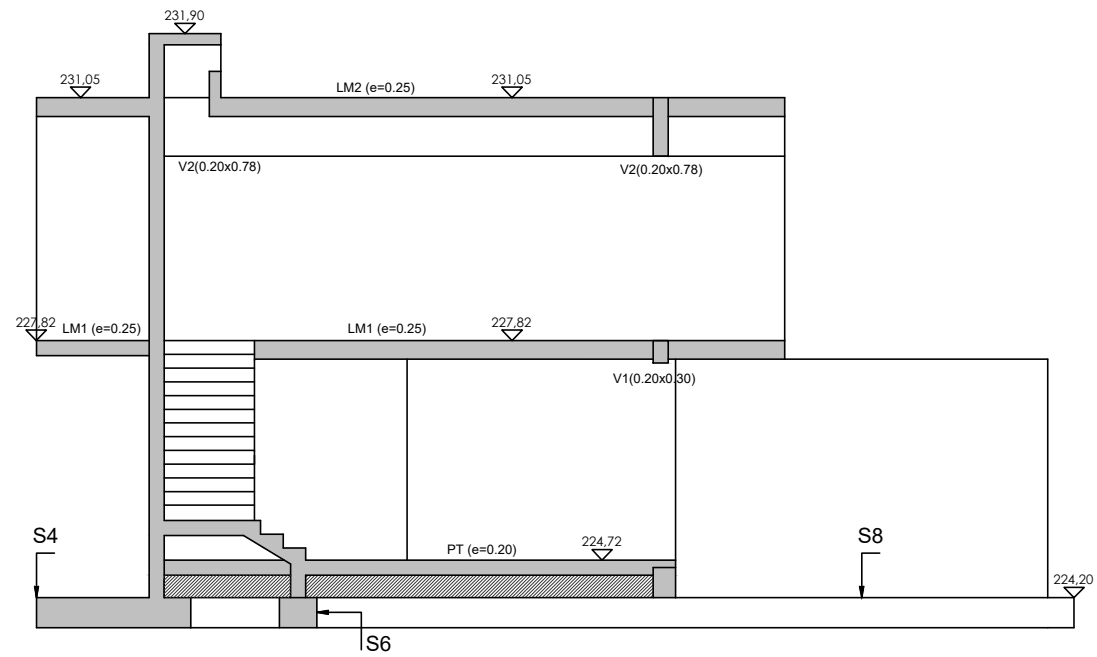
MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C20/25
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

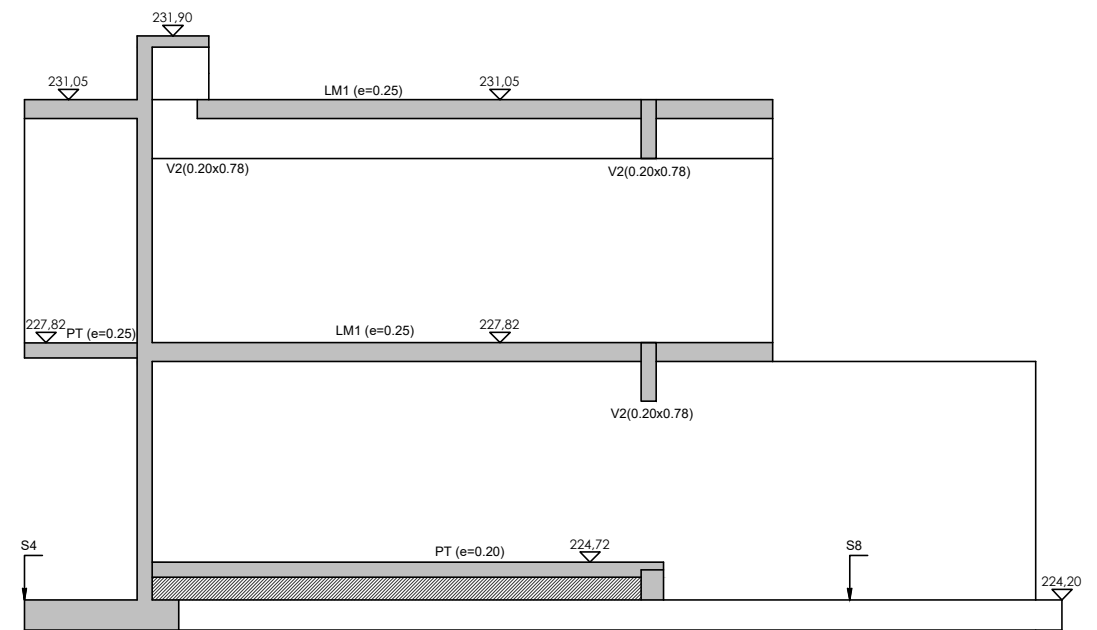
Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Lajes - 30 mm
 Restantes elementos estruturais - 40 mm

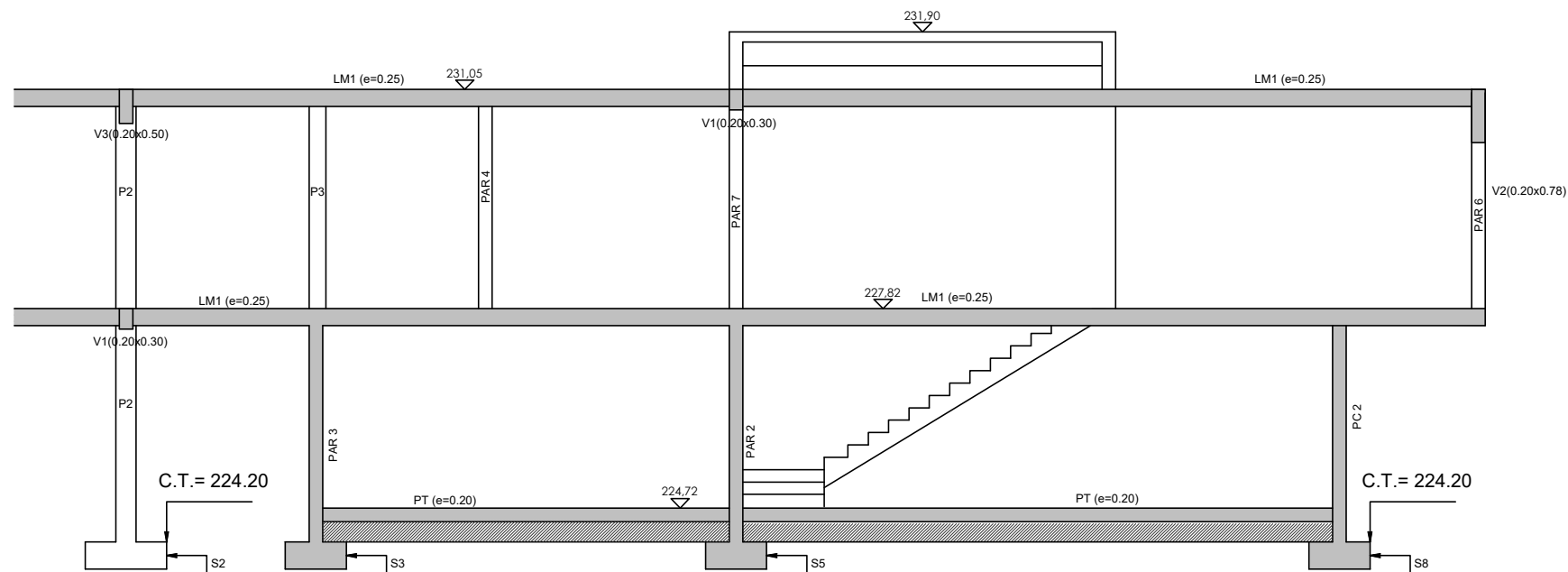
CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Planta Estrutural da Cobertura	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	004



Corte AA'
Esc. 1/100



Corte BB'
Esc. 1/100



Corte CC'
Esc. 1/100

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

- Betão de limpeza - C20/25
- Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
- Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

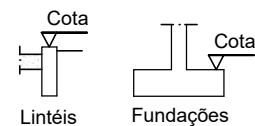
Aço:

- Aço em varão - A500 NRSD
- Redes electrossoldadas - A500 EL

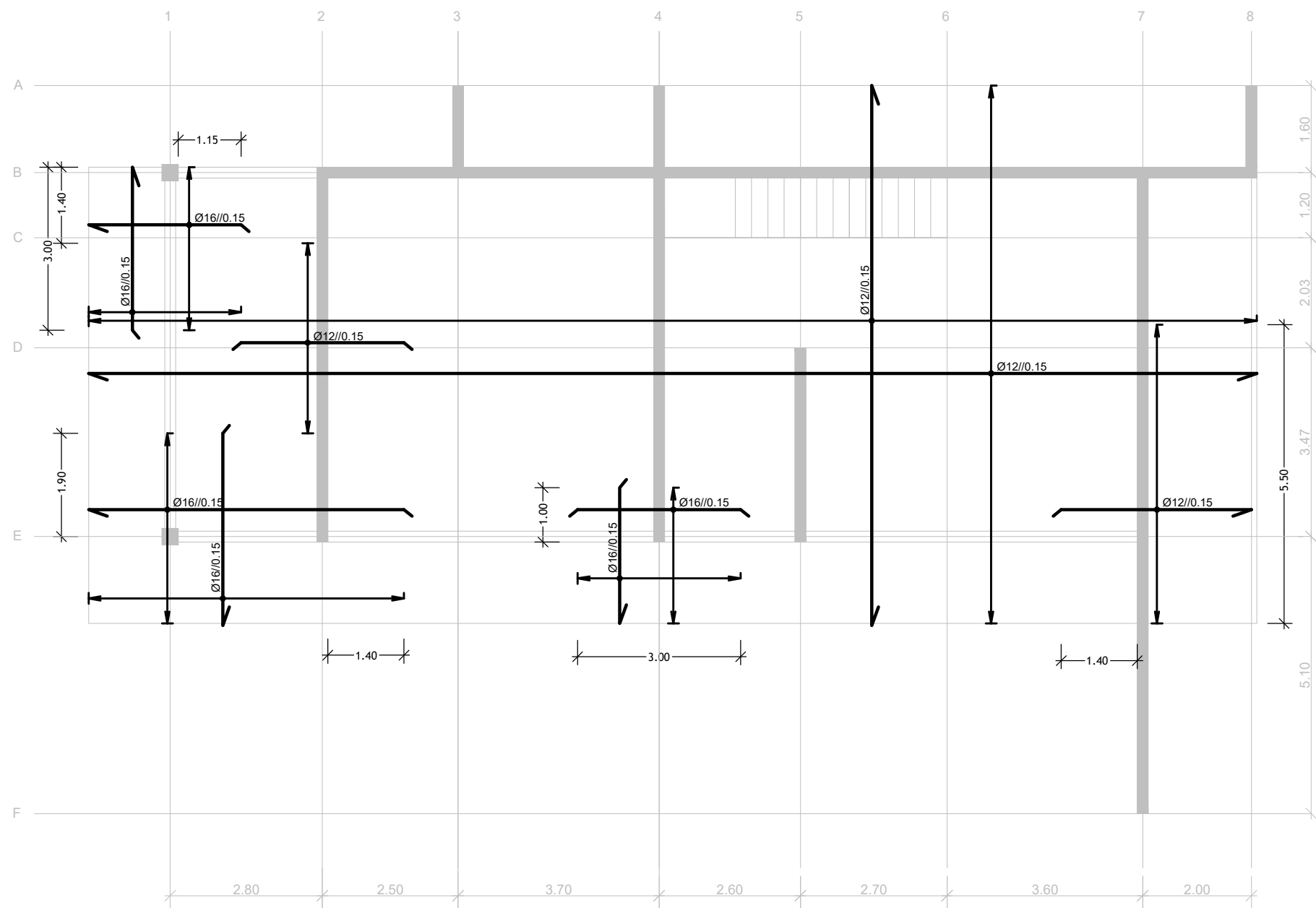
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

- Elementos em contacto com terras - 50 mm
- Lajes - 30 mm
- Restantes elementos estruturais - 40 mm

As cotas indicadas na planta de fundações correspondem à face superior dos elementos de fundação.



CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Corte AA', BB' e CC'	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	005



Planta de Armaduras Superiores do Piso 2

Esc. 1/100

ARMADURAS - ESQUEMAS

PLANTA	ALÇADO	
ARMADURA INFERIOR	BORDO LIVRE 2h	AMARRAÇÃO EM APOIOS 25φ FACE DO APOIO
ARMADURA SUPERIOR	BORDO LIVRE 2h	AMARRAÇÃO EM APOIOS 35φ

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

- Betão de limpeza - C20/25
- Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
- Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

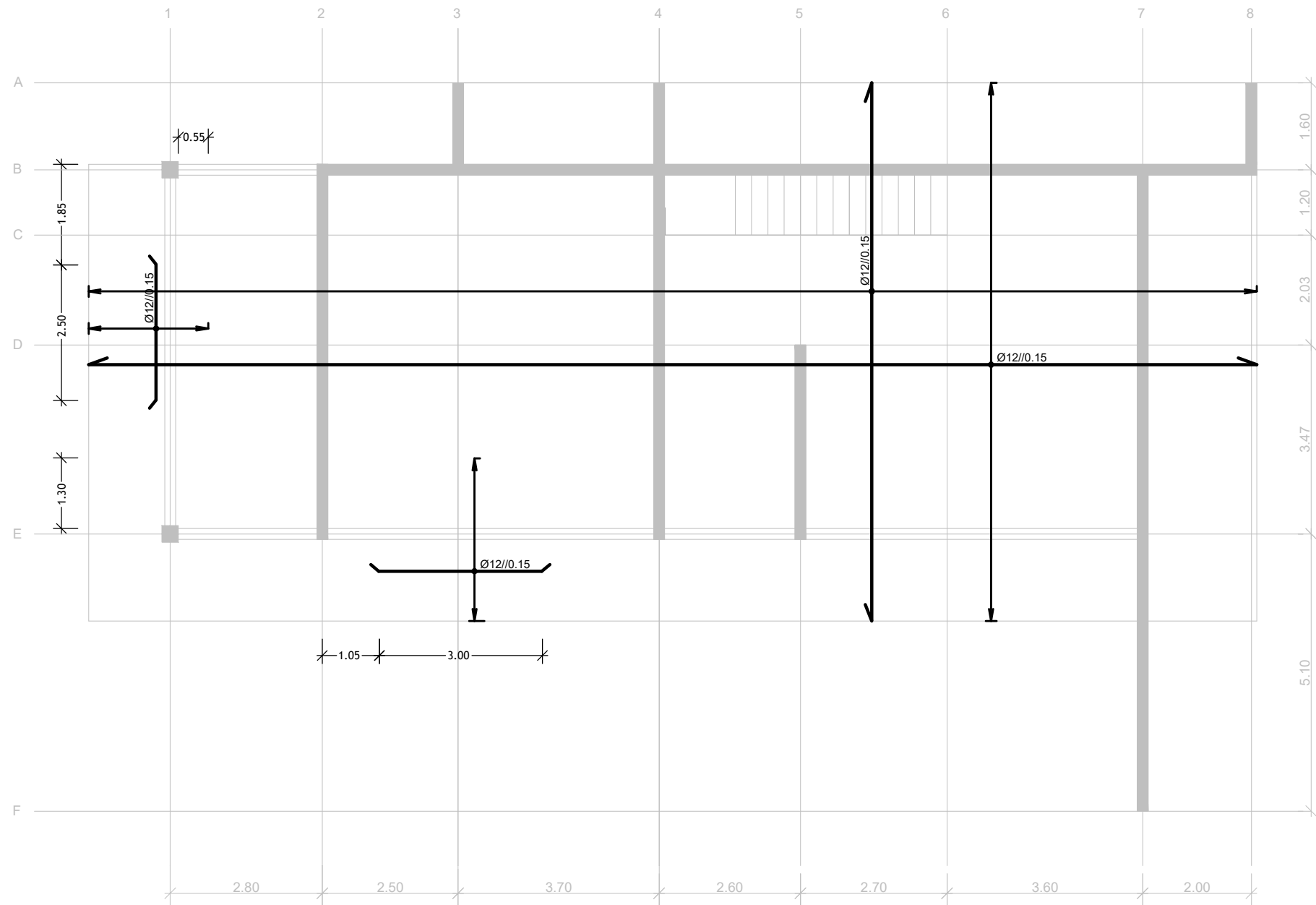
Aço:

- Aço em varão - A500 NRSD
- Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

- Elementos em contacto com terras - 50 mm
- Lajes - 30 mm
- Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Planta de Armaduras Superiores do Piso 2	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	006



Planta de Armaduras Inferiores do Piso 2

Esc. 1/100

ARMADURAS - ESQUEMAS

PLANTA	ALÇADO	
ARMADURA INFERIOR	BORDO LIVRE 2h	AMARRAÇÃO EM APOIOS 25φ FACE DO APOIO
ARMADURA SUPERIOR	BORDO LIVRE 2h	AMARRAÇÃO EM APOIOS 35φ

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza	- C20/25
Fundações e elementos em contacto com o terreno	- C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos)	- C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

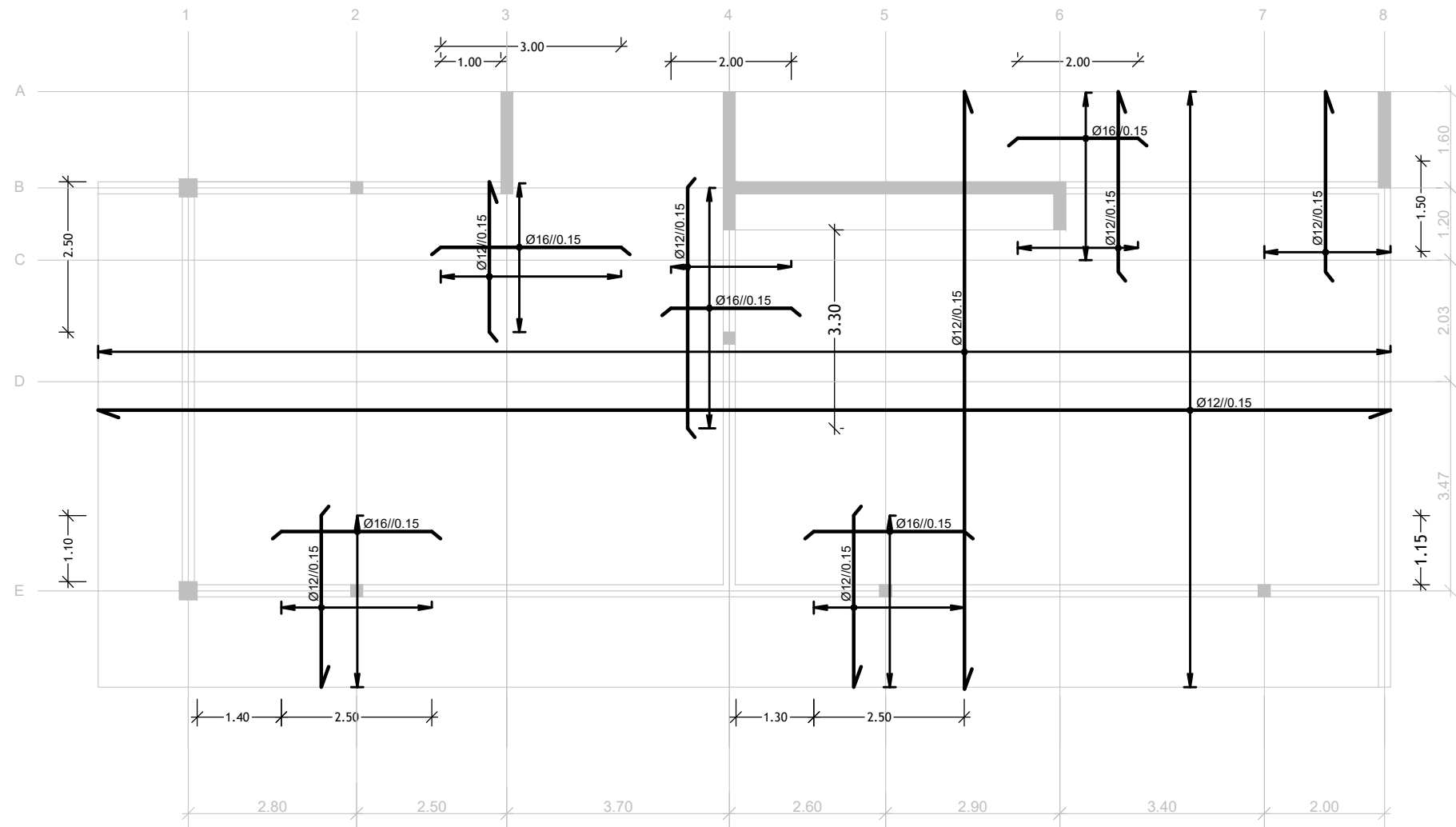
Aço:

Aço em varão	- A500 NRSD
Redes electrossoldadas	- A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos em contacto com terras	- 50 mm
Lajes	- 30 mm
Restantes elementos estruturais	- 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Planta de Armaduras Inferiores do Piso 2	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	007



Planta de Armaduras Superiores da Cobertura

Esc. 1/100

ARMADURAS - ESQUEMAS

PLANTA	ALÇADO	
ARMADURA INFERIOR	BORDO LIVRE 2h	AMARRAÇÃO EM APOIOS 25φ FACE DO APOIO
ARMADURA SUPERIOR	BORDO LIVRE 2h	AMARRAÇÃO EM APOIOS 35φ

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza - C20/25
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

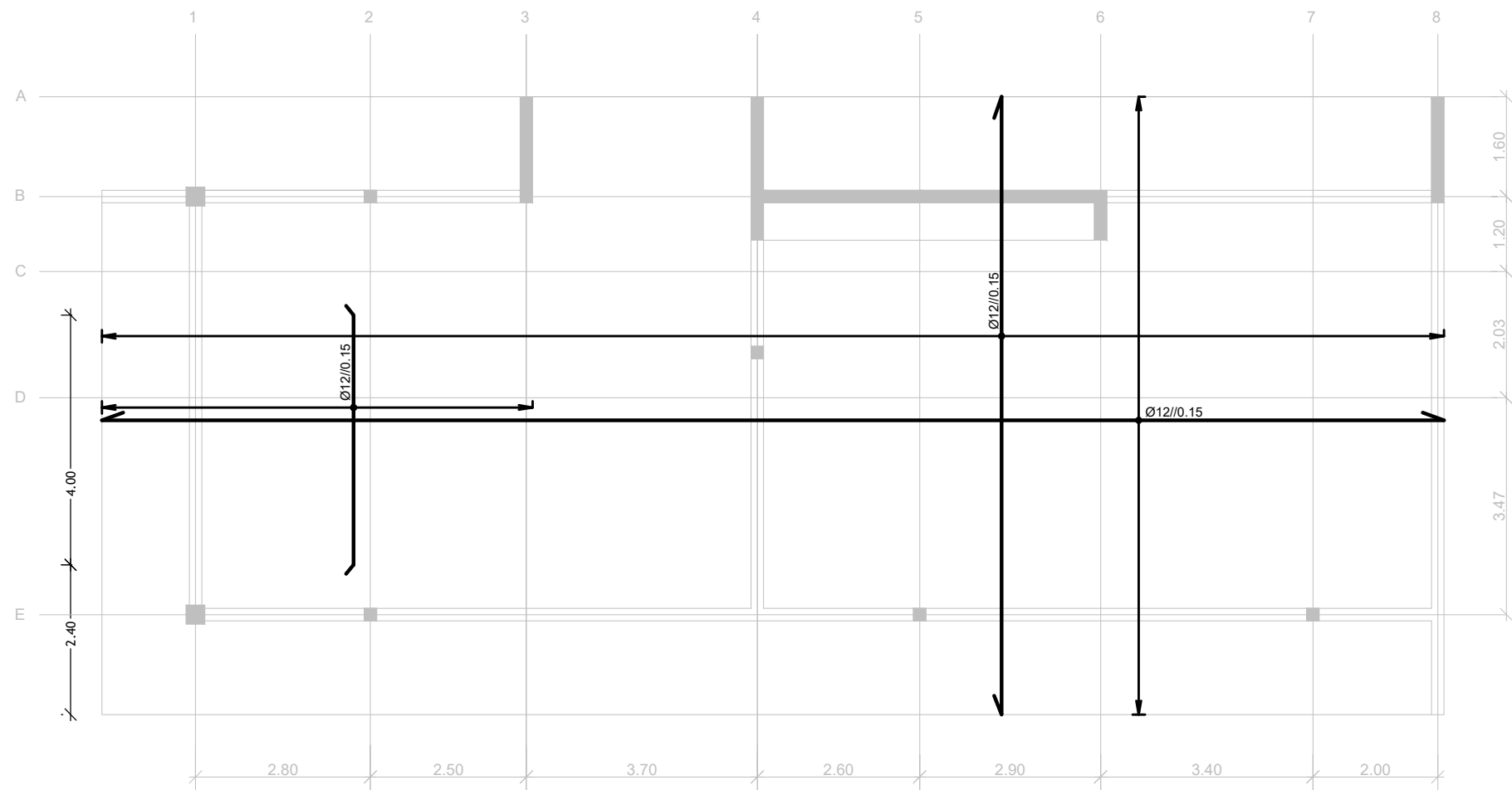
Aço:

Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Lajes - 30 mm
 Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Planta de Armaduras Superiores da Cobertura	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	008



Planta de Armaduras Inferiores da Cobertura

Esc. 1/100

ARMADURAS - ESQUEMAS

PLANTA	ALÇADO	
ARMADURA INFERIOR	BORDO LIVRE 2h	AMARRAÇÃO EM APOIOS 25φ FACE DO APOIO
ARMADURA SUPERIOR	BORDO LIVRE 2h	AMARRAÇÃO EM APOIOS 35φ

MATERIAIS ESTRUTURAIIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza	- C20/25
Fundações e elementos em contacto com o terreno	- C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos)	- C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

Aço:

Aço em varão	- A500 NRSD
Redes electrossoldadas	- A500 EL

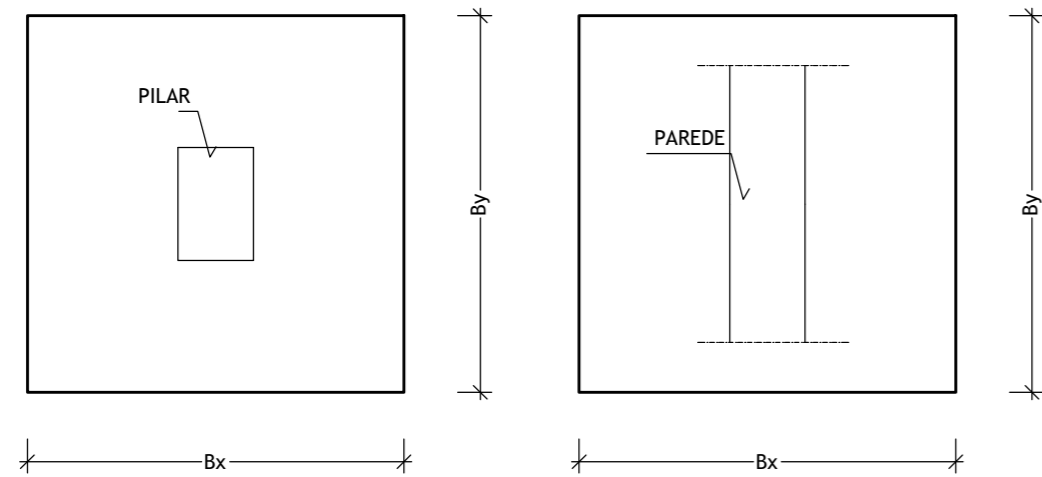
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos em contacto com terras	- 50 mm
Lajes	- 30 mm
Restantes elementos estruturais	- 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:100
Desenho	Planta de Armaduras Inferiores da Cobertura	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	009

Quadro de Fundações Diretas

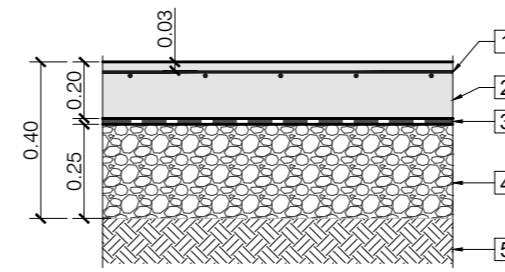
Esc. sem escala



QUADRO DE SAPATAS																																														
DESIGNAÇÃO	Bx(m)	By(m)	H(m)	Ax,inf	Ay,inf	Ax,sup	Ay,sup																																							
S1	1.20	1.20	0.40	Ø16//0.20	Ø16//0.20	Ø16//0.20	Ø16//0.20																																							
S2	1.20	1.20	0.40	Ø16//0.20	Ø16//0.20	Ø16//0.20	Ø16//0.20																																							
S3	0.90	6.65	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø20//0.20	S4	2.10	18.00	0.40	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø16//0.20	Ø16//0.20	S5	0.90	6.65	0.40	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø20//0.20	S6	0.50	1.05	0.40	Ø12//0.20	Ø12//0.20	Ø12//0.20	Ø12//0.20	S7	0.90	4.70	0.40	Ø16//0.20	Ø16//0.20	Ø12//0.20	Ø12//0.20	S8	0.90	11.70	0.40	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø16//0.20	Ø16//0.20
S4	2.10	18.00	0.40	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø16//0.20	Ø16//0.20																																							
S5	0.90	6.65	0.40	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø20//0.20																																							
S6	0.50	1.05	0.40	Ø12//0.20	Ø12//0.20	Ø12//0.20	Ø12//0.20																																							
S7	0.90	4.70	0.40	Ø16//0.20	Ø16//0.20	Ø12//0.20	Ø12//0.20																																							
S8	0.90	11.70	0.40	Ø20//0.20	Ø20//0.20	Ø16//0.20	Ø16//0.20																																							

LT - Laje Térrea

Esc. 1/20

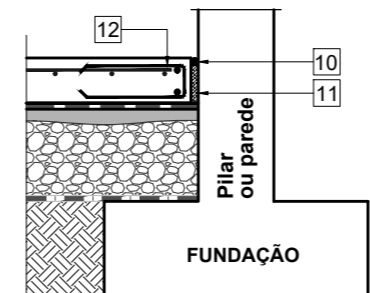


LEGENDA:

- 1 Armadura:** Malha de armadura nas duas direcções de Ø6//0.125;
- 2 Laje:** Laje com 20cm, em betão C30/37, com adjuvante hidrófugo tipo "PLASTOCRETE 05" da SIKA ou equivalente;
- 3 Membrana de separação:** Duplo filme de polietileno com 2mm, com juntas sobrepostas de 0.30m ;
- 4 Base:** Agregado britado com granulometria nº 3 (20/40m) devidamente compactada;
- 5 Fundação:** Terreno bem compactado (95% PROCTOR modificado);

Junta de Isolamento

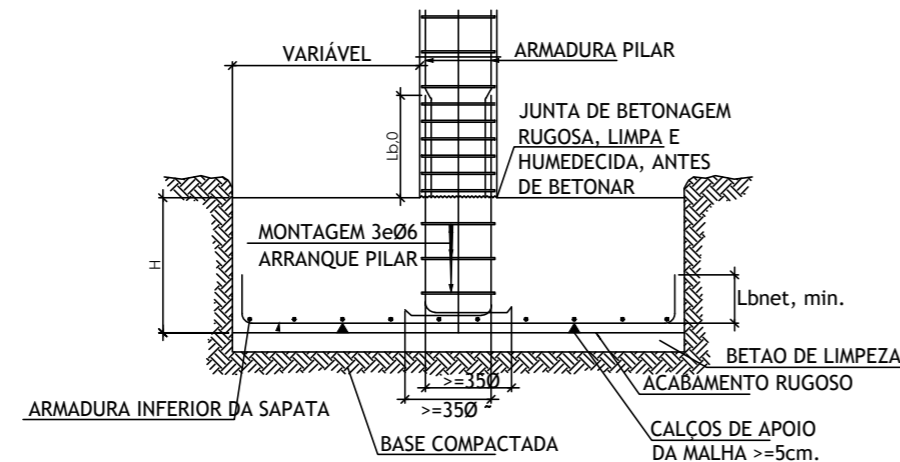
Em torno de todos os elementos estruturais
Esc. sem escala



- 10** Cordão de mastique Sikaflex F11C a todo o comprimento da junta;
- 11** Placa de poliestireno expandido a todo o comprimento da junta;
- 12** Ø8//0.125

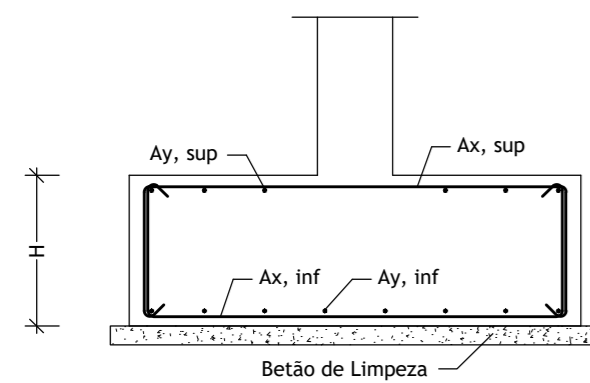
Pormenor Tipo Sapata Isolada

Esc. sem escala



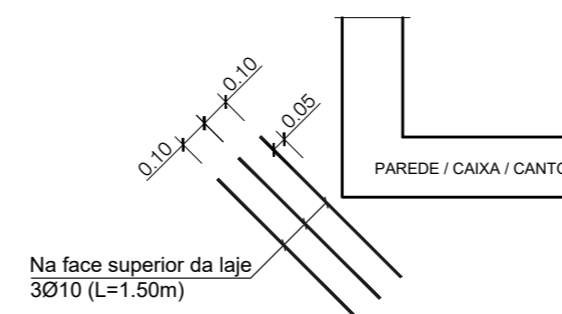
Corte Tipo das Sapatas

Esc. sem escala



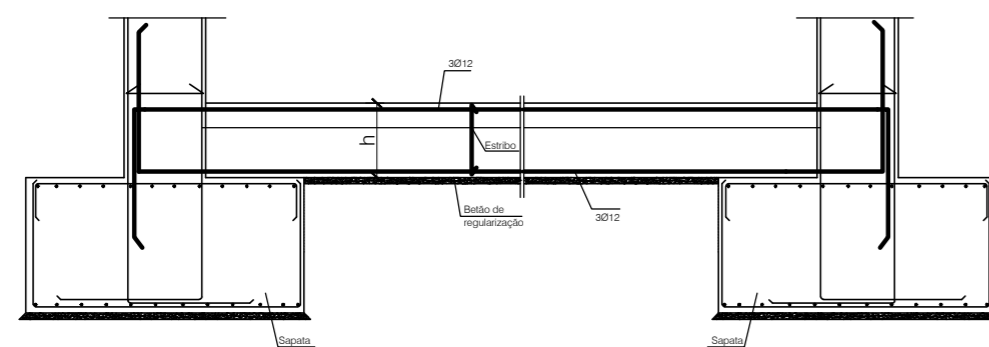
Reforço da Laje Térrea

Junto a esquinas de paredes, caixas ou aberturas
Esc. sem escala



Corte Tipo da Viga Lintel

Esc. sem escala



VL (0.20x0.40m)
Esc. 1/20

6Ø12



Estribos: Ø8//.25

Comprimento de sobreposição (lo)
Ø8 - 0.65m
Ø10 - 0.80m
Ø12 - 0.95m
Ø16 - 1.25m
Ø20 - 1.60m
Ø25 - 1.95m
Ø32 - 2.45m

Amarração (lbd)

- lbd,1 - 35Ø
- lbd,2 - 50Ø

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza - C20/25
Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3,com hidrófugo
Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3

Aço:

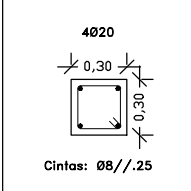
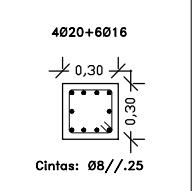
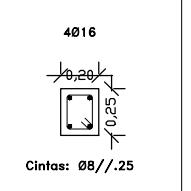
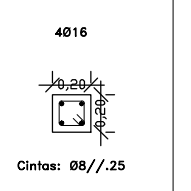
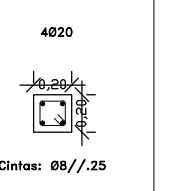
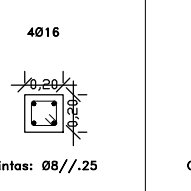
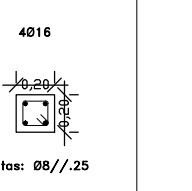
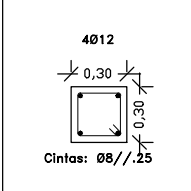
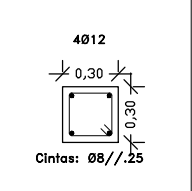
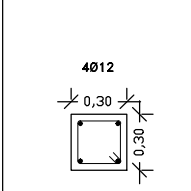
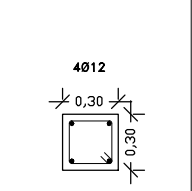
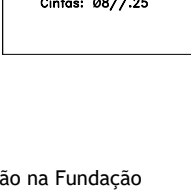
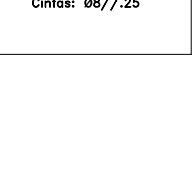
Aço em varão - A500 NRSD
Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

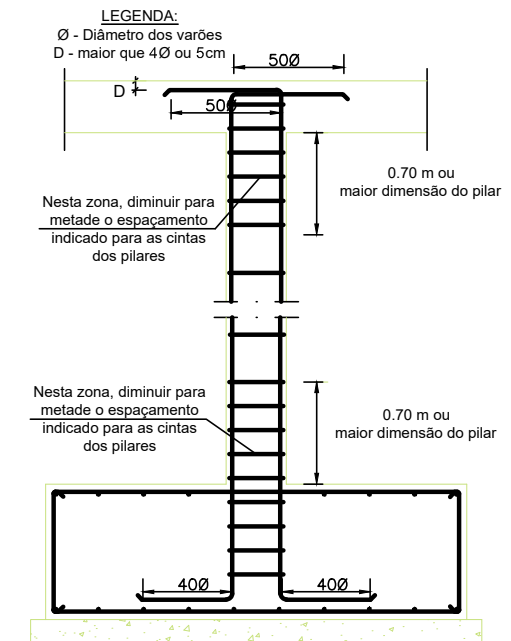
Elementos em contacto com terras - 50 mm
Lajes - 30 mm
Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:20
Desenho	Cortes e Pormenorizações das Fundações	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	010

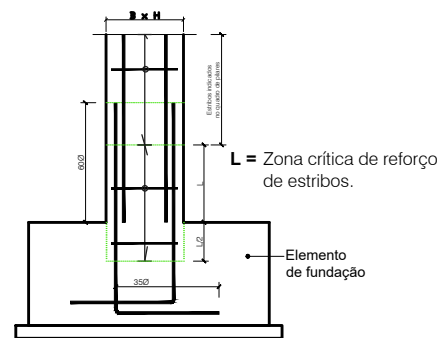
Quadro de Pilares
Esc. 1/50

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Cobertura							
Piso 2			—	—	—	—	—
Piso 1			—	—	—	—	—
Fundação			—	—	—	—	—

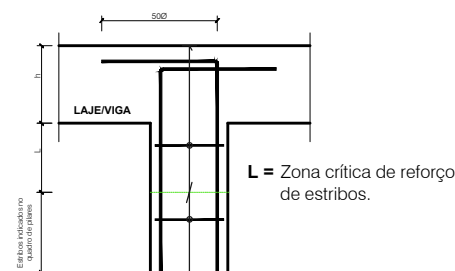
PORMENOR DE AMARRAÇÃO DA ARMADURA DOS PILARES NAS VIGAS OU LAJES E NAS FUNDAÇÕES



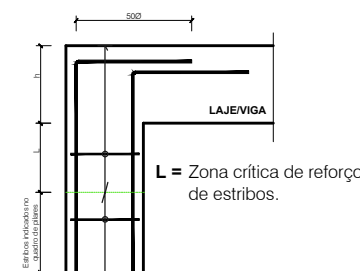
Pilares - Amarração na Fundação
Esc. 1/20



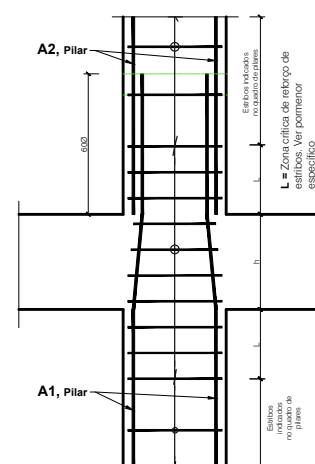
Pilares - Amarração na Laje/Viga (caso corrente)
Esc. 1/20



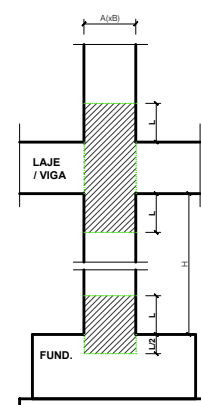
Pilares - Amarração na Laje/Viga (pilar extremo)
Esc. 1/20



Pilares - Emendas de Armaduras (caso corrente - A1 > ou = A2)
Esc. 1/20



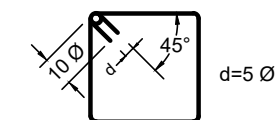
Pilares - Reforço de Estribos
Esc. 1/20



Nestas zona (abaixo e acima de vigas ou lajes) o espaçamento dos estribos do pilar serão reduzidos a metade (relativamente aos constantes no Quadro de Pilares).

A distância L será o maior dos seguintes valores:
 - Maior dimensão da secção transversal do pilar (A ou B);
 - 0.20 x altura livre do pilar (H)

CINTAS
 As cintas devem envolver as armaduras e serem fechadas segundo o esquema



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza - C20/25
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

Aço:

Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

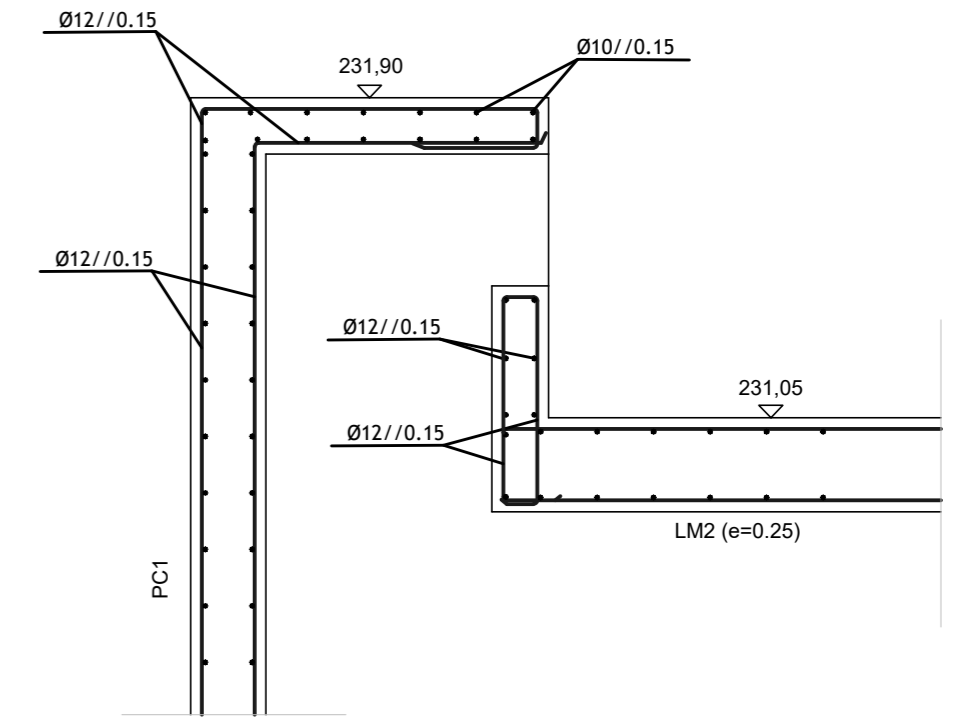
Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Lajes - 30 mm
 Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:50 e 1:20
Desenho	Quadro de Pilares e Pormenorização	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	011

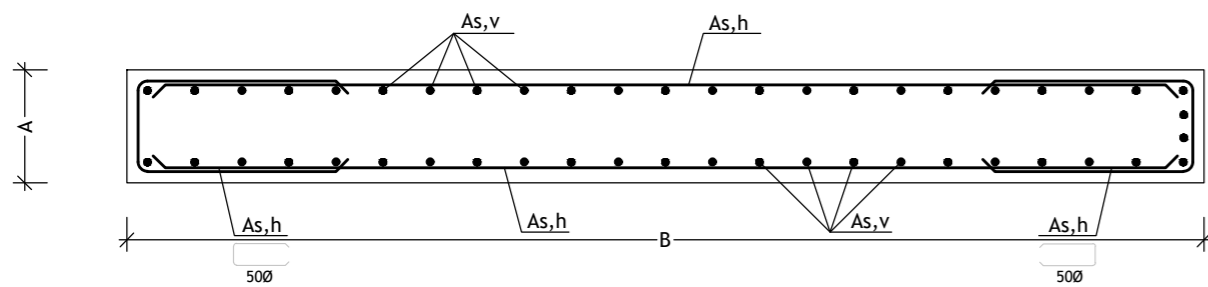
QUADRO DE PAREDES				
PAREDE	DIMENSÕES		ARMADURAS	
	A(m)	B(m)	As,v	As,h
PAR 1	0.20	VER PLANTA	Ø10//0.15	Ø8//0.15
PAR 2	0.20	VER PLANTA	Ø12//0.15	Ø8//0.15
PAR 3	0.20	VER PLANTA	Ø12//0.15	Ø8//0.15
PAR 4	0.20	VER PLANTA	Ø12//0.15	Ø8//0.15
PAR 5	0.20	VER PLANTA	Ø12//0.15	Ø8//0.15
PAR 6	0.20	VER PLANTA	Ø12//0.15	Ø10//0.15
PAR 7	0.20	VER PLANTA	Ø12//0.15	Ø8//0.15
PAR 8	0.20	VER PLANTA	Ø16//0.15	Ø16//0.15
PAR 9	0.20	VER PLANTA	Ø16//0.15	Ø16//0.15

QUADRO DE PAREDES DE CONTENÇÃO				
PAREDE	DIMENSÕES		ARMADURAS	
	A(m)	B(m)	As,v	As,h
PC 1	0.20	VER PLANTA	Ø12//0.15	Ø10//0.15
PC 2	0.20	VER PLANTA	Ø16//0.15	Ø12//0.15

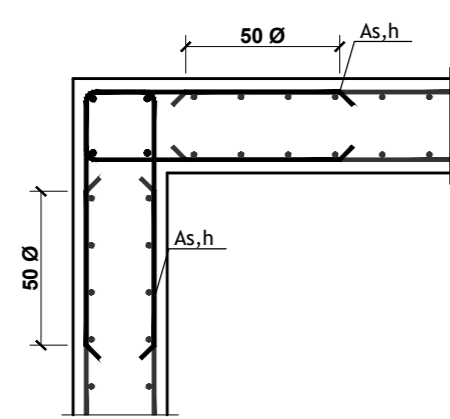
Pormenor da claraboia
Esc. 1/20



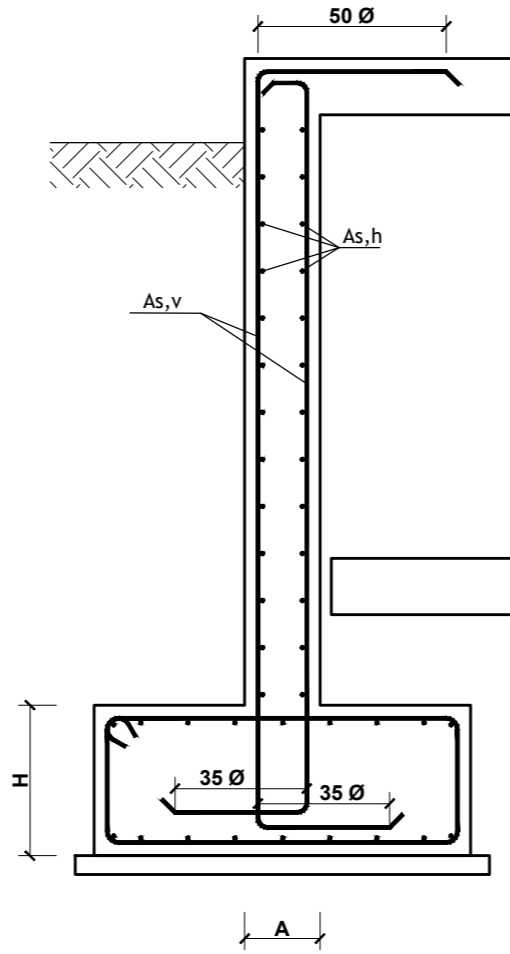
Corte tipo das paredes
Esc. sem escala



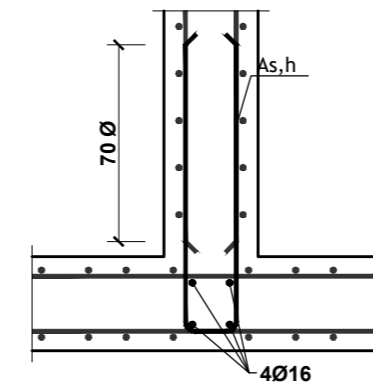
Corte tipo nos cantos
Esc. sem escala



Corte de paredes de contenção
Esc. sem escala



Parede de contenção interseção planta
Esc. sem escala



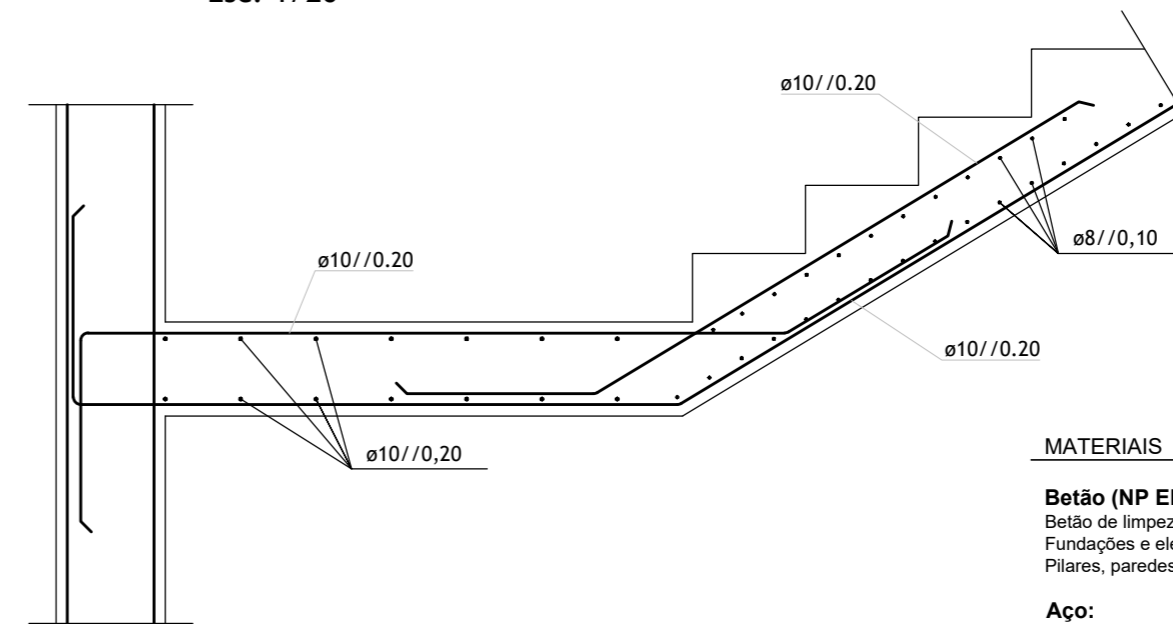
Comprimento de sobreposição (lo)

- Ø8 - 0.65m
- Ø10 - 0.80m
- Ø12 - 0.95m
- Ø16 - 1.25m
- Ø20 - 1.60m
- Ø25 - 1.95m
- Ø32 - 2.45m

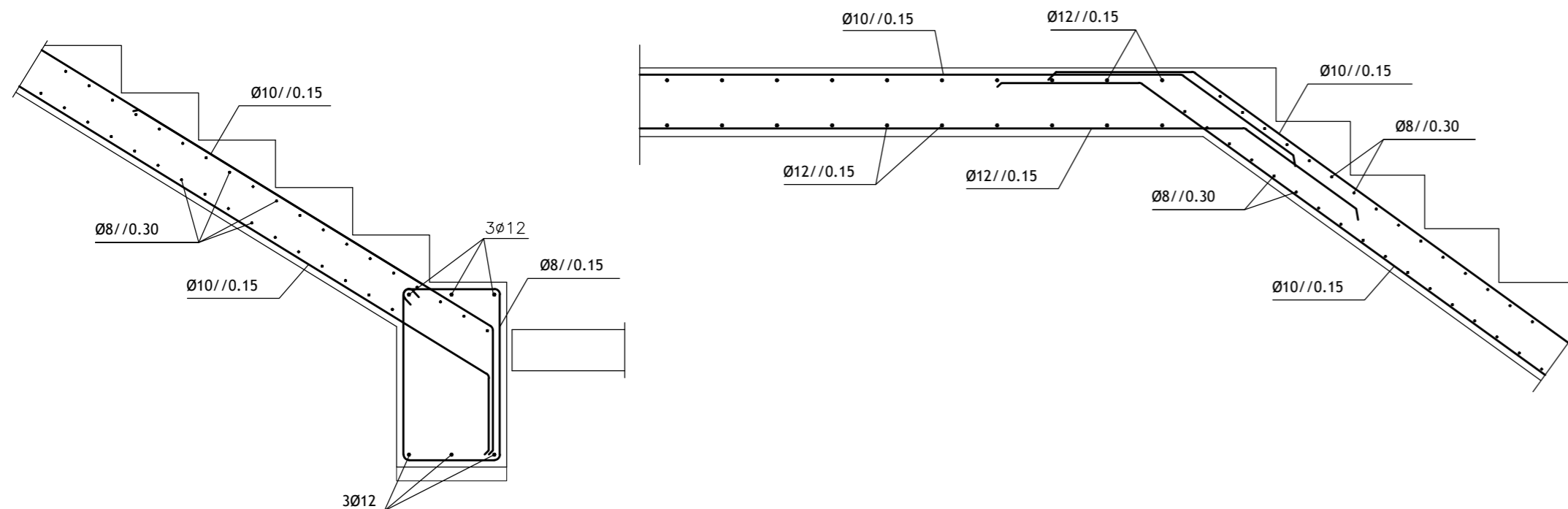
Amarração (lbd)

- lbd,1 - 35Ø
- lbd,2 - 50Ø

Pormenorização da Laje de Escadas
Esc. 1/20



Pormenorização da Laje de Escadas
Esc. 1/20



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

- Betão de limpeza - C20/25
- Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3, com hidrófugo
- Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3

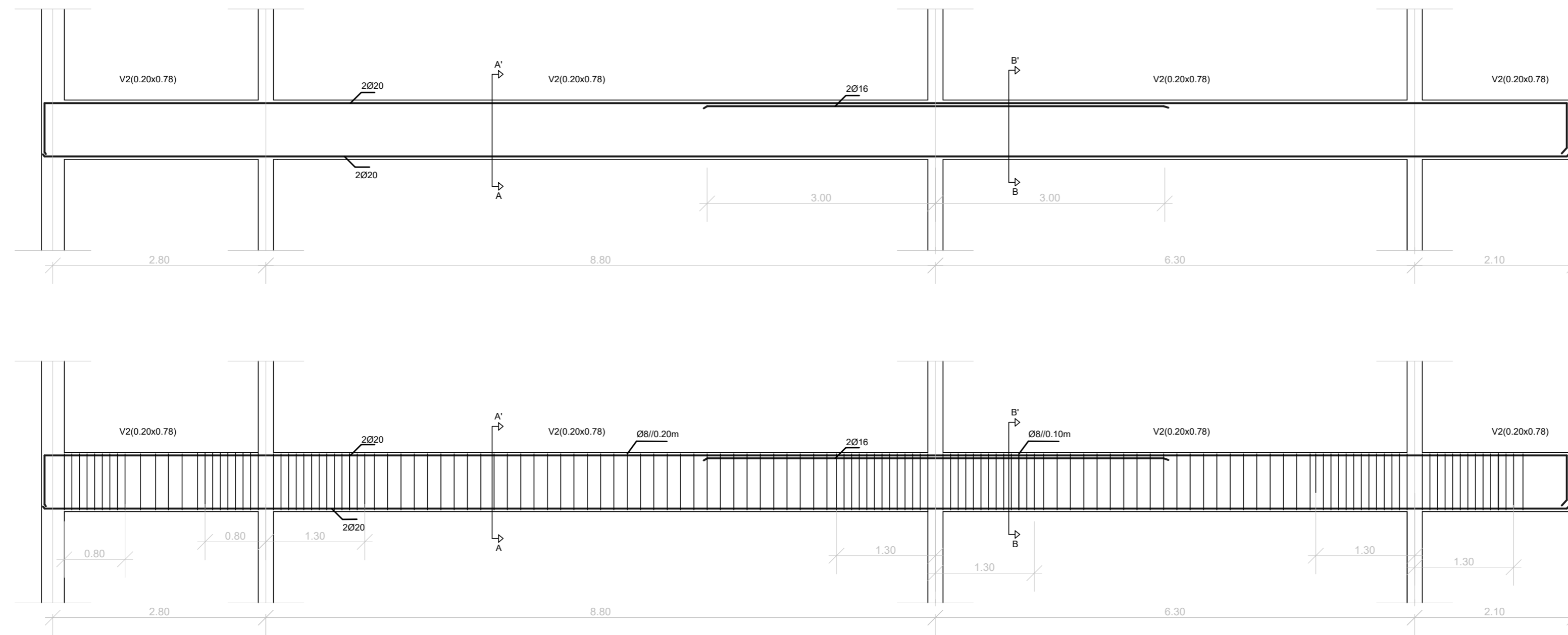
Aço:

- Aço em varão - A500 NRSD
- Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

- Elementos em contacto com terras - 50 mm
- Lajes - 30 mm
- Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:20
Desenho	Cortes e Pormenorizações de Paredes e Laje de Escadas	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	012

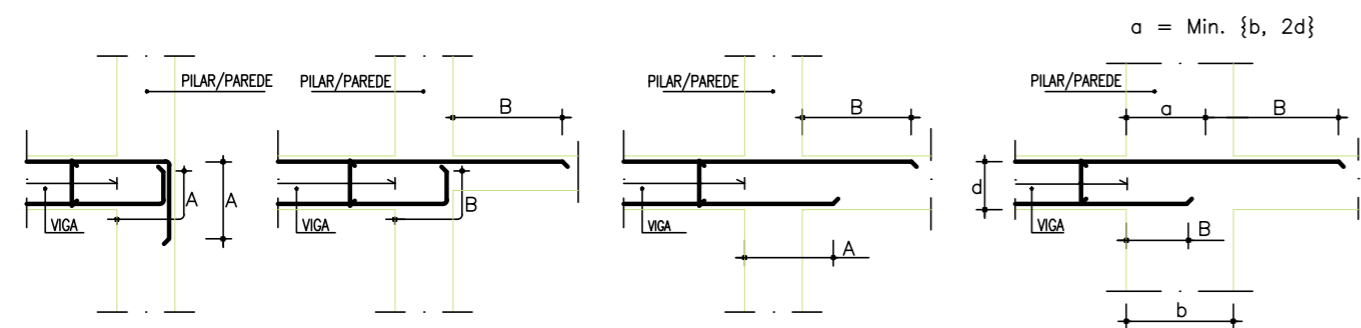


Corte	Viga V2 (0.20x0.78m)
A A'	
B B'	

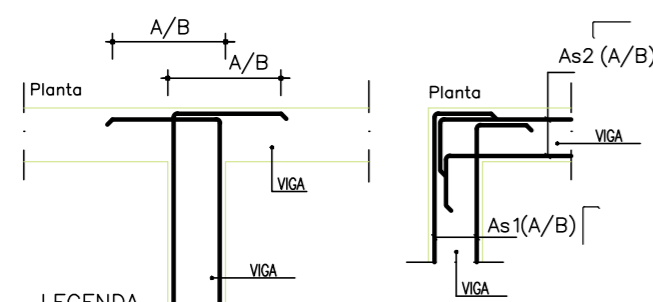
**PORMENORES DE AMARRAÇÃO DE VIGAS
(A EXECUTAR QUANDO OUTROS NÃO FOREM DEFINIDOS)**

Esc. sem escala

PORMENORES DE LIGAÇÃO DE ELEMENTOS HORIZONTAIS A PILARES OU PAREDES



PORMENORES DE AMARRAÇÃO DE ARMADURAS DE ELEMENTOS LINEARES HORIZONTAIS A OUTROS ELEMENTOS LINEARES HORIZONTAIS

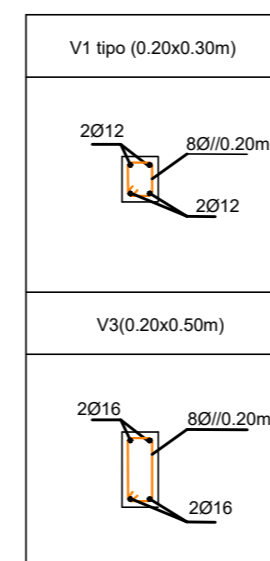


LEGENDA

A/B = (armadura inferior)/(armadura superior)

Materiais	Valores de A e B	
Betão: C30/37	A	35Ø
Aço: S500(A500R)	B	50Ø

Ø - diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento)



Comprimento de sobreposição (lo)
Ø8 - 0.65m
Ø10 - 0.80m
Ø12 - 0.95m
Ø16 - 1.25m
Ø20 - 1.60m
Ø25 - 1.95m
Ø32 - 2.45m

Amarração (lbd)
lbd,1 - 35Ø
lbd,2 - 50Ø

MATERIAIS ESTRUTURAIIS

Betão (NP EN 206-1):

Betão de limpeza - C20/25
Fundações e elementos em contacto com o terreno - C30/37; XC2(P); D20; CI 0,4; S3,com hidrófugo
Pilares, paredes, vigas e lajes (elementos protegidos) - C30/37; XC3(P); D20; CI 0,4; S3

Aço:

Aço em varão - A500 NRSD
Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Elementos em contacto com terras - 50 mm
Lajes - 30 mm
Restantes elementos estruturais - 40 mm

CASA DE ACIEGAS		
Especialidade	Estabilidade	Escala 1:50
Desenho	Cortes e Pormenorização de Vigas	Outubro 2022
Projetista	Malo Maia Gomes	013