U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO DE ASPETOS ESPECÍFICOS DO PROJETO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS – CASO DE ESTUDO

RAFAELA MARTINS DOS SANTOS DOMINGUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

OUTUBRO DE 2022

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2021/2022

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado em Engenharia Civil - 2021/2022 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista da respetiva Autora, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pela respetiva Autora.

Dedicado ao meu avô

"Tudo o que não foi inventado por Deus é inventado por um engenheiro"

Príncipe Philip, Duque de Edimburgo

AGRADECIMENTOS

A todos os professores que fizeram parte do meu percurso académico, em particular ao meu orientador, Professor Doutor Nelson Vila Pouca, pelo acompanhamento dado ao longo deste trabalho, pela exigência e sentido crítico que sempre me incutiu e principalmente por todo o conhecimento transmitido.

Ao Eng. Rui Furtado, por me receber e por me dar a oportunidade de realizar esta dissertação na empresa afaconsult e ao Eng. Rodrigo Castro, o meu orientador na empresa, por todo o cuidado, disponibilidade e ajuda ao longo de todo este processo.

A toda a equipa da afaconsult, por me receberem de braços abertos, pelo bom ambiente que me proporcionaram e por toda a disponibilidade e ajuda. Uma palavra especial para o Eng. Claúdio Faria, que me acompanhou no desenvolvimento deste trabalho, que me transmitiu todos os conhecimentos necessários e principalmente por toda a paciência e todo o apoio.

Aos meus amigos e colegas com quem partilhei todos estes anos, por toda a amizade, por todo o apoio e por todos os momentos vividos.

Por último, um agradecimento à minha família, em especial aos meus pais e ao meu namorado, que são tudo para mim.

RESUMO

Para a análise e dimensionamento de um edifício é necessário considerar diversos fatores que influenciam o seu comportamento, a sua resistência e a sua estabilidade, nomeadamente o enquadramento e tipologia do edifício, o seu sistema estrutural, as ações a que este está sujeito e os processos e metodologias utilizados na execução do mesmo. Desta forma, ao longo deste trabalho foram apresentados todos os procedimentos e requisitos regulamentares necessários bem como aspetos fundamentais a considerar no projeto de edifícios.

A nível europeu, a ação do vento e a ação sísmica numa estrutura são estudadas de acordo com o Eurocódigo 1 e Eurocódigo 8 respetivamente. A primeira fornece os conceitos necessários para a caracterização da ação do vento nos diferentes elementos de um edifício, enquanto a segunda compreende os procedimentos necessários para a caracterização da ação sísmica assim como as regras indispensáveis para o correto dimensionamento de estruturas resistentes a esta ação. Para o estudo de um edifício de betão armado, a análise destas regulamentações deve ser realizada em conjunto com o Eurocódigo 2, que compreende as regras necessárias para o projeto deste tipo de estruturas.

Neste trabalho foi analisado um caso pratico, um projeto real adjudicado à empresa afaconsult, de um edifício de betão armado onde a estrutura é equivalente a um sistema de paredes. Com a elaboração da presente dissertação pretende-se formular uma base de apoio simples e prática para a utilização em projetos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Eurocódigo 1, Eurocódigo 8, Edifício de betão armado, Dimensionamento estrutural, Sistema de paredes.

ABSTRACT

For the analysis and design of a building it is necessary to consider several factors that influence its behavior, its resistance and its stability, namely the surroundings and typology of the building, its structural system, the actions to which it is subjected and the processes and methodologies used in its execution. In this way, throughout this work, all the necessary procedures and regulatory requirements were presented, as well as fundamental aspects to consider in the design of buildings.

At European level, wind action and seismic action on a structure are studied according to Eurocode 1 and Eurocode 8 respectively. The first provided the necessary concepts for the characterization of the wind action on the different elements of a building, while the second comprises the necessary procedures for the characterization of the seismic action as well as the indispensable rules for the correct design of structures resistant to this action. For the study of a reinforced concrete building, the analysis of these regulations must be carried out in conjunction with Eurocode 2, which compose the rules necessary for the design of this type of structures.

In this work, a practical case was analyzed, a real project adjudicated to afaconsult company, of a reinforced concrete building where the structure is equivalent to a wall system. With the elaboration of this dissertation it is intended to formulate a simple and practical support base for use in future projects.

KEYWORDS: Eurocode 1, Eurocode 8, Reinforced concrete building, Structural design, Wall system.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ASPETOS GERAIS 1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO 1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2

2. ASPETOS FUNDAMENTAIS A CONSIDERAR NO PROJETO DE EDIFÍCIOS 3
2.1. CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO NUMA ESTRUTURA 3
2.1.1. AÇÕES DO VENTO 3
2.1.2. PRESSÃO DINÂMICA DE PICO 4
2.1.3. COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIOR 8
2.1.3.1. Paredes verticais 8
2.1.3.2. Coberturas em terraço 11
2.1.3.3. Coberturas isoladas 12
2.1.4. COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERIOR 13
2.1.5. COEFICIENTE ESTRUTURAL 13
2.1.6. COMBINAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO COM OUTRAS AÇÕES 18
2.2. CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA NUMA ESTRUTURA 18
2.2.1. REQUISITOS DE DESEMPENHO 19
2.2.2. ZONAMENTO 19
2.2.3. CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE TERRENO 21
2.2.4. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA 22
2.2.5. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO 24
2.2.6. COMBINAÇÃO DE AÇÕES 27
2.2.7. ESTADO LIMITE ÚLTIMO 30
2.2.8. ESTADO LIMITE DE LIMITAÇÃO DE DANOS 32
2.2.9. REQUISITOS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO 33
2.2.9.1. Paredes 33
2.3. MODELAÇÃO ESTRUTURAL 41
2.3.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 42
2.4. FASEAMENTO E PROCESSOS CONSTRUTIVOS 42
2.4.1. EFEITO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO NA ANÁLISE DE ESFORÇOS 43
2.4.2. PROCESSOS CONSTRUTIVOS CONDICIONANTES NO DIMENSIONAMENTO 44

3. CASO DE ESTUDO ... 45
3.1. INTRODUÇÃO ... 45
3.2. ENQUADRAMENTO E DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO ... 45
3.2.1. ENQUADRAMENTO ARQUITETÓNICO ... 47
3.2.2. ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO ... 52
3.2.2.1. Zonamento geotécnico ... 52
3.3. SOLUÇÃO ESTRUTURAL ... 54
3.4. MODELAÇÃO ... 57
3.5. AÇÕES VERTICAIS ... 58
3.6. AÇÃO DO VENTO ... 59
3.6.1. COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIORES PARA AS PAREDES VERTICAIS ... 59
3.6.2. COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIORES PARA AS COBERTURAS EM TERRAÇO ... 62
3.6.3. COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIORES PARA AS COBERTURAS ISOLADAS ... 62
3.6.4. COEFICIENTE ESTRUTURAL ... 63
3.6.5. COEFICIENTES FINAIS ... 64
3.6.6. COMBINAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO COM OUTRAS AÇÕES ... 64
3.7. AÇÃO SÍSMICA ... 65
3.7.1. SISTEMA ESTRUTURAL E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO ... 65
3.7.2. ESPECTROS DE CÁLCULO ... 66
3.7.3. ANÁLISE MODAL ... 68
3.7.3.1. Forças de corte basal ... 70
3.7.3.2. Deslocamentos ... 71
3.7.3.3. Limitação de danos ... 72
3.7.3.4. Efeitos de segunda ordem ... 73
3.7.4. COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA COM OUTRAS AÇÕES ... 73
3.8. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES ... 74
3.9. DIMENSIONAMENTO DA LAJE ... 79
3.9.1. LAJE MACIÇA ... 80
3.9.2. LAJE ALIGEIRADA ... 95
3.9.3. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ... 100
3.10. DIMENSIONAMENTO DO NÚCLEO DE ELEVADORES ... 101
3.10.1. ANÁLISE PELO MÉTODO SIMPLIFICADO ... 102
3.10.2. VERIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO COM O PROGRAMA FAGUS8 E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ... 110

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS ... 113
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS ... 113
4.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS ... 114

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS ... 115

5. ANEXOS ... 117
ANEXO 1 – FOLHA DAS COMBINAÇÕES DO MODELO ESTÁTICO ... 119
ANEXO 2 – FOLHA DAS COMBINAÇÕES DO MODELO SÍSMICO ... 120

ANEXO 3 – FOLHA DE CÁLCULO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS 122

ANEXO 4 – FOLHA DE CÁLCULO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS 123

ANEXO 5 – FOLHA DE CÁLCULO DAS ARMADURAS DAS LAJES 124

ANEXO 6 – FOLHA DE CÁLCULO DOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS TRANSVERSOS 125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Zonas D e E para paredes verticais (Eurocódigo 1) 9

Figura 2 – Altura de referência z_e em função da relação h/b e perfil de pressão dinâmica correspondente (Eurocódigo 1) 9

Figura 3 – Zonas A e B para paredes verticais (Eurocódigo 1) 10

Figura 4 – Efeito da ação do vento nas diferentes zonas 10

Figura 5 – Zonas F, G, H e I para coberturas em terraço (Eurocódigo 1) 11

Figura 6 – Cobertura em terraço com platibanda (Eurocódigo 1) 11

Figura 7 – Zonas A, B e C para coberturas isoladas (Eurocódigo 1) 12

Figura 8 – Construções gerais como edifícios (Eurocódigo 1) 14

Figura 9 – Zonamento sísmico para Portugal Continental (Eurocódigo 8) 20

Figura 10 – Critério de regularidade para recuos não simétricos (Eurocódigo 8) 27

Figura 11 – Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas (Eurocódigo 8) 34

Figura 12 – Envolvente de cálculo dos esforços transversos em paredes esbeltas (Eurocódigo 8) 35

Figura 13 – Confinamento de um núcleo de betão (Eurocódigo 8) 37

Figura 14 – Representação do elemento extremidade confinado de uma parede com os bordos livres (Eurocódigo 8) 39

Figura 15 – Requisitos da espessura dos bordos das paredes (Eurocódigo 8) 40

Figura 16 – Modelos estruturais (Branco, 2018) 42

Figura 17 – Diferentes fases no carregamento faseado (Reis, 2014) 43

Figura 18 – Ligações entre a laje e a parede moldada (Cortez, 2020) 44

Figura 19 – Alçado Norte do edifício 46

Figura 20 – Alçado Sul do edifício 46

Figura 21 – Perfil do edifício 47

Figura 22 – Planta de arquitetura dos pisos -4 e -3 48

Figura 23 – Planta de arquitetura do piso -2 48

Figura 24 – Planta de arquitetura do piso -1 49

Figura 25 – Planta de arquitetura do piso 0 49

Figura 26 – Planta de arquitetura dos pisos 1, 2 e 3 50

Figura 27 – Planta de arquitetura dos pisos 4, 5 e 6 50

Figura 28 – Planta de arquitetura do piso 7 51

Figura 29 – Planta de arquitetura do piso 8 51
Figura 30 – Planta de arquitetura da cobertura 52
Figura 31 – Perfil do zonamento geotécnico 53
Figura 32 – Planta estrutural comum aos pisos -4, -3, -2 e -1 54
Figura 33 – Planta estrutural do piso 0 55
Figura 34 – Planta estrutural comum aos pisos 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 55
Figura 35 – Planta estrutural do piso 8 56
Figura 36 – Planta estrutural da cobertura 56
Figura 37 – Modelo estrutural no Robot Structural Analysis 57
Figura 38 – Pormenor de fundação no Robot Structural Analysis 57
Figura 39 – Ação do vento quando este tem direção perpendicular à parede de maior dimensão 59
Figura 40 – Ação do vento quando este tem direção perpendicular à parede de menor dimensão 59
Figura 41 – Alturas de referência quando b= 24.00 m e perfil de pressão dinâmica correspondente 60
Figura 42 – Alturas de referência quando b= 20.00 m e perfil de pressão dinâmica correspondente 60
Figura 43 – Dimensões das zonas A e B para as paredes verticais nas duas situações consideradas 61
Figura 44 – Dimensões das zonas F, G, H e I para a cobertura em terraço nas duas situações consideradas 62
Figura 45 – Dimensões das zonas A, B e C para a cobertura isolada de menor dimensão 63
Figura 46 – Irregularidade em altura 66
Figura 47 – Modo 1 (translação em X) 69
Figura 48 – Modo 2 (translação em Y) 69
Figura 49 – Modo 12 (rotação em Z) 69
Figura 50 – Stories no Robot Structural Analysis 70
Figura 51 – Alteração da rigidez do material no Robot Structural Analysis 74
Figura 52 – Modelo com a rigidez axial dos pilares aumentada 75
Figura 53 – Secções finais do alinhamento de pilares 1 76
Figura 54 – Armaduras finais do alinhamento de pilares 1 com secção 35x120 m^2 77
Figura 55 – Armaduras finais do alinhamento de pilares 1 com secção 30x100 m^2 77
Figura 56 – Armaduras finais do alinhamento de pilares 1 com secção 30x75 m^2 78
Figura 57 – Armaduras finais do alinhamento de pilares 1 com secção 25x50 m^2 78

Figura 58 – Laje do piso 0 79

Figura 59 – Laje que estabelece uma ligação monolítica e laje que estabelece um sistema articulado 80

Figura 60 – Mapa de deslocamentos para a verificação da flecha total para a laje maciça 81

Figura 61 – Mapa de deslocamentos para a verificação da flecha ativa para a laje maciça..... 81

Figura 62 – Mapas de momentos positivos da laje maciça na direção X 82

Figura 63 – Mapa de momentos positivos da laje maciça na direção X limitado ao valor do momento resistente associado à armadura base 83

Figura 64 – Panel-Cut no mapa de momentos positivos da laje maciça na direção X..... 83

Figura 65 – Mapas de momentos positivos da laje maciça na direção Y 84

Figura 66 – Mapa de momentos positivos da laje maciça na direção Y limitado ao valor do momento resistente associado à armadura base 84

Figura 67 – Panel-Cut no mapa de momentos positivos da laje maciça na direção Y..... 85

Figura 68 – Solução final de armaduras inferiores da laje maciça 86

Figura 69 – Mapas de momentos negativos da laje maciça na direção X..... 87

Figura 70 – Panel-Cut na direção X para o alinhamento de pilares 1 87

Figura 71 – Mapas de momentos negativos da laje maciça na direção Y..... 88

Figura 72 – Panel-Cut na direção Y para o alinhamento de pilares 1 88

Figura 73 – Pilar dividido em elementos de bordo e interiores..... 91

Figura 74 – Solução final de armaduras superiores da laje maciça 94

Figura 75 – Armadura de punçoamento para o pilar de bordo do alinhamento de pilares 3 94

Figura 76 – Representação da laje aligeirada no software..... 96

Figura 77 – Laje aligeirada no Robot Structural Analysis 96

Figura 78 – Mapa de deslocamentos para a verificação da flecha total para a laje aligeirada.....97

Figura 79 – Mapa de deslocamentos para a verificação da flecha ativa para a laje aligeirada 97

Figura 80 – Mapas de momentos positivos da laje aligeirada na direção X..... 98

Figura 81 – Mapas de momentos positivos da laje aligeirada na direção Y..... 98

Figura 82 – Mapas de momentos negativos da laje aligeirada na direção X 99

Figura 83 – Mapas de momentos negativos da laje aligeirada na direção Y 99

Figura 84 – Modelo do bloco U-Boot Beton em planta 99

Figura 85 – Solução de laje aligeirada..... 100

Figura 86 – Núcleo de elevadores 101

Figura 87 – Numeração das paredes do núcleo de elevadores 102

Figura 88 – Solução final da parede 1 para a secção de 0.30x2.00 m..... 108

Figura 89 – Solução final da parede 2 para a secção de 0.30x2.00 m..... 109
Figura 90 – Solução final da parede 3 para a secção de 0.30x2.00 m..... 109
Figura 91 – Solução final da parede 4 para a secção de 0.30x4.00 m..... 109
Figura 92 – Solução final do núcleo de elevadores 109
Figura 93 – Núcleo de elevadores definido no software FAGUS8 110

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valor básico da velocidade de referência do vento $v_{b,0}$ consoante a zona (Anexo Nacional, Eurocódigo 1) 5

Tabela 2 – Categorias de terreno e parâmetros z_0 e z_{min} correspondentes (Anexo Nacional, Eurocódigo 1) 6

Tabela 3 – Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais (Eurocódigo 1) 10

Tabela 4 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço (Eurocódigo 1) 11

Tabela 5 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas isoladas (Eurocódigo 1) 12

Tabela 6 – Valores de aceleração máxima de referência para as várias zonas de acordo com o tipo de ação sísmica (Anexo Nacional, Eurocódigo 8) 20

Tabela 7 – Classes de importância para os edifícios (Eurocódigo 8) 21

Tabela 8 – Coeficientes de importância de acordo com a ação sísmica (Anexo Nacional, Eurocódigo 8) 21

Tabela 9 – Tipos de terreno (Eurocódigo 8) 22

Tabela 10 – Parâmetros definidores do espectro da ação horizontal para a ação sísmica tipo 1 (Eurocódigo 8) 24

Tabela 11 – Parâmetros definidores do espectro da ação horizontal para a ação sísmica tipo 2 (Eurocódigo 8) 24

Tabela 12 – Parâmetros definidores do espectro da ação vertical para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 (Eurocódigo 8) 24

Tabela 13 – Valores do coeficiente de combinação (Eurocódigo 8) 28

Tabela 14 – Requisitos das paredes 40

Tabela 15 – Zonamento geológico-geotécnico e parâmetros geotécnicos considerados 52

Tabela 16 – Ações verticais consideradas 58

Tabela 17 – Coeficientes associados a cada categoria 58

Tabela 18 – Parâmetros definidores da pressão dinâmica de pico em função das alturas de referência 61

Tabela 19 – Coeficientes de pressão exterior para as paredes verticais nas duas situações consideradas 61

Tabela 20 – Coeficientes de pressão exterior para a cobertura em terraço nas duas situações consideradas 62

Tabela 21 – Coeficientes de pressão exterior para a cobertura isolada 63

Tabela 22 – Coeficiente estrutural 64

Tabela 23 – Coeficientes finais para a caracterização da ação do vento 64

Tabela 24 – Parâmetros definidores e respetivo coeficiente de comportamento 65

Tabela 25 – Caraterização do espetro de resposta de cálculo para as componentes horizontais 66

Tabela 26 – Caraterização do espetro de resposta de cálculo para a componente vertical 67

Tabela 27 – Propriedades modais básicas do edifício 68

Tabela 28 – Percentagem das forças de corte nas paredes 71

Tabela 29 – Deslocamentos dos pisos nas duas direções 71

Tabela 30 – Verificação de drift para o requisito de limitação de danos nas direções X e Y 72

Tabela 31 – Verificação de segunda ordem para ambas as direções 73

Tabela 32 – Resultados comparativos dos dois modelos e solução das armaduras longitudinais 75

Tabela 33 – Resultados comparativos dos dois modelos e solução das armaduras transversais 76

Tabela 34 – Armaduras de flexão e momentos resistentes associados 82

Tabela 35 – Reforço das armaduras para a direção X do mapa de momentos positivos da laje maciça 84

Tabela 36 – Reforço das armaduras para a direção Y do mapa de momentos positivos da laje maciça 85

Tabela 37 – Comprimentos de amarração para os momentos positivos 85

Tabela 38 – Panel-Cuts e solução de armaduras superiores na direção X 87

Tabela 39 – Panel-Cuts e solução de armaduras superiores na direção Y 89

Tabela 40 – Panel-Cuts referentes ao monta-carros e solução de armaduras na direção X 89

Tabela 41 – Panel-Cuts referentes ao núcleo de elevadores e solução de armaduras na direção X 89

Tabela 42 – Panel-Cuts referentes ao núcleo de escadas e solução de armaduras na direção X 90

Tabela 43 – Panel-Cuts referentes ao monta-carros e solução de armaduras na direção Y 90

Tabela 44 – Panel-Cuts referentes ao núcleo de elevadores e solução de armaduras na direção Y 90

Tabela 45 – Panel-Cuts referentes ao núcleo de escadas e solução de armaduras na direção Y 90

Tabela 46 – Comprimentos de amarração para os momentos negativos 91

Tabela 47 – Verificação da não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento para os pilares 91

Tabela 48 – Verificação da não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento para o monta-carros 92

Tabela 49 – Verificação da não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento para o núcleo de elevadores 92

Tabela 50 – Verificação da não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento para o núcleo de escadas 92

Tabela 51 – Necessidade de armadura de punçoamento e solução de armaduras nos pilares 92

Tabela 52 – Necessidade de armadura de punçoamento e solução de armaduras no monta-carros..... 93

Tabela 53 – Necessidade de armadura de punçoamento e solução de armaduras no núcleo de elevadores 93

Tabela 54 – Necessidade de armadura de punçoamento e solução de armaduras no núcleo de escadas 93

Tabela 55 – Parâmetros definidos para a laje aligeirada..... 95

Tabela 56 – Momentos resistentes da laje aligeirada..... 96

Tabela 57 – Coeficientes modificadores para a caracterização da laje aligeirada..... 96

Tabela 58 – Valores comparativos das duas soluções de laje 101

Tabela 59 – Verificação referente às restrições geométricas para a parede com 2.00 m de comprimento..... 102

Tabela 60 – Verificação referente às restrições geométricas para a parede com 4.00 m de comprimento..... 103

Tabela 61 – Verificação do esforço normal reduzido para as diferentes paredes..... 103

Tabela 62 – Comprimento dos elementos confinados..... 104

Tabela 63 – Solução final de armaduras longitudinais para a parede 1..... 105

Tabela 64 – Solução final de armaduras longitudinais para a parede 2..... 106

Tabela 65 – Solução final de armaduras longitudinais para a parede 3..... 106

Tabela 66 – Solução final de armaduras longitudinais para a parede 4..... 106

Tabela 67 – Solução final de armaduras da alma das paredes..... 107

Tabela 68 – Solução final de armaduras transversais para as paredes com 0.30 m..... 107

Tabela 69 – Solução final de armaduras transversais para as paredes com 0.25 m..... 107

Tabela 70 – Solução final de armaduras transversais para as paredes com 0.20 m..... 107

Tabela 71 – Solução final de armaduras de confinamento..... 108

Tabela 72 – Verificação do esforço normal reduzido para o núcleo de elevadores 110

Tabela 73 – Resultados do programa FAGUS8 111

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Coeficiente de rugosidade, c_r, em função da altura z 7

Gráfico 2 – Velocidade média, v_m, em função da altura z 7

Gráfico 3 – Intensidade da turbulência, I_v, em função da altura z 8

Gráfico 4 – Pressão dinâmica de pico, q_p, em função da altura z 8

Gráfico 5 – Gráfico da função de densidade espectral de potência (Eurocódigo 1) 16

Gráfico 6 – Gráfico do fator de pico em função aos seus parâmetros definidores (Eurocódigo 1) 17

Gráfico 7 – Deslocamentos verticais tendo em consideração o faseamento construtivo (Kim & Shin, 2011) 43

Gráfico 8 – Espectros de resposta de cálculo para as componentes horizontais 67

Gráfico 9 – Espectros de resposta de cálculo para a componente vertical 68

Gráfico 10 – Forças de corte basal nas direções X e Y 70

Gráfico 11 – Deslocamentos reais nas duas direções 72

Gráfico 12 – Verificação de drift para o requisito de limitação de danos nas direções X e Y 73

Gráfico 13 – Diagrama de esforço transverso para a combinação 100 da parede 1 104

Gráfico 14 – Diagrama de momentos fletores para a combinação 100 da parede 1 105

Gráfico 15 – Diagrama de esforço axial para a combinação 100 da parede 1 105

1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPETOS GERAIS

De forma a realizar um correto dimensionamento de um edifício, é necessário considerar inúmeros aspetos de diferentes domínios. Estre estes é importante evidenciar o enquadramento e a tipologia do edifício, a sua arquitetura, o seu sistema estrutural, as ações a que este está sujeito e os processos e metodologias utilizados na execução do mesmo.

A ação do vento e a ação sísmica estão associadas às catástrofes naturais mais impactantes e com consequências devastadoras em perda de vidas humanas e materiais. Por essa razão, estes fenómenos tem sido alvo de inúmeros estudos de forma a perceber o seu comportamento, a sua intensidade e o seu impacto nas diferentes estruturas.

A nível europeu, a ação do vento numa estrutura é estudada de acordo com os prossupostos da quarta parte do Eurocódigo 1 (CEN, 2010a), visto que esta fornece os conceitos necessários para a caracterização da ação do vento nos diferentes elementos de um edifício. Já os procedimentos necessários para a caracterização da ação sísmica, bem como as regras indispensáveis para o correto dimensionamento de estruturas resistentes a esta ação são apresentados na primeira parte do Eurocódigo 8 (CEN, 2010c). No entanto, devido à sua extensão e complexidade, a aplicação deste regulamento num edifício compreende bastantes dificuldades na interpretação dos diferentes conceitos e procedimentos pelo que é necessário um estudo minucioso dos mesmos. No dimensionamento de uma estrutura de betão armado, a análise destas normas regulamentares deve ser realizada em conjunto com a primeira parte do Eurocódigo 2 (CEN, 2010b), que compreende as regras necessárias para o projeto deste tipo de estruturas.

Esta dissertação foi desenvolvida em ambiente empresarial, na empresa afaconsult, o que permitiu ter uma perceção real das diversas fases de um projeto e um contacto mais próximo com os diferentes desafios na execução do mesmo. A particularidade deste trabalho ter sido elaborado em ambiente empresarial levou a que fosse adquirida uma visão mais critica e pratica durante a abordagem aos problemas e tomada de decisões.

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação tem como objetivo analisar os diferentes processos a ter em consideração na análise de um edifício e no dimensionamento dos diferentes elementos que o constituem, tendo por base um caso pratico de um projeto adjudicado à empresa. Desta forma, ao longo deste trabalho foram apresentados todos os procedimentos e requisitos regulamentares necessários bem como aspetos fundamentais a considerar no projeto de edifícios.

Por se tratar de uma dissertação desenvolvida em ambiente empresarial, foram realizadas diversas considerações e tomadas diversas decisões em função do que seria a melhor pratica em projeto e consequentemente na execução em obra, respeitando sempre as disposições e normas regulamentares atualmente em vigor, de forma a alcançar soluções fiáveis e coerentes para os diferentes elementos.

Todos os resultados foram cuidadosamente apresentados e explicados ao longo da presente dissertação para os pilares, para as lajes e para as paredes verticais, elementos constituintes do edifício em análise. Os principais desafios foram estudados de forma que no final fosse mais simples e evidente o correto dimensionamento destes elementos.

Este trabalho torna-se útil para o dimensionamento de estruturas com características semelhantes à apresentada, formando uma base de apoio a ser usada em projetos futuros.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está organizada em quatro capítulos, nomeadamente a presente introdução, referente ao primeiro capítulo, onde são apresentados os aspetos gerais do trabalho bem como os objetivos e organização do mesmo.

O segundo capítulo apresenta os aspetos fundamentais a considerar no projeto de edifícios, nomeadamente os procedimentos regulamentares necessários para a caracterização da ação do vento e da ação sísmica, bem como as cláusulas especificas para analisar e dimensionar um edifício de betão armado. São também explicados aspetos importantes relacionados com a modelação, faseamento e processos construtivos.

No terceiro capítulo é apresentado o caso de estudo e o enquadramento do mesmo, a solução estrutural, a estratégia de modelação e a caracterização das ações verticais, da ação do vento e da ação sísmica. Posteriormente é apresentado o dimensionamento dos pilares, o estudo das duas soluções de laje e a respetiva comparação de resultados e por último, o dimensionamento do núcleo de elevadores pelo método simplificado e a respetiva verificação da solução obtida.

No quarto e último capítulo estão apresentadas as considerações finais do desenvolvimento do presente trabalho, através da análise dos resultados obtidos, e são apresentados também possíveis trabalhos a desenvolver no futuro.

2

ASPETOS FUNDAMENTAIS A CONSIDERAR NO PROJETO DE EDIFÍCIOS

2.1 CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO NUMA ESTRUTURA

O estudo do vento, fenómeno que pode ser descrito como o movimento de grandes volumes de ar, consiste na análise racional da interação entre o vento na camada limite da atmosfera e o homem e a sua obra na superfície da terra (Cermak, 2002). A ação do vento é classificada como uma ação dinâmica. No entanto, a complexidade de um carregamento dinâmico aleatório como o vento conduz a uma simplificação que trata a ação do vento como um carregamento quase-estático no dimensionamento de estruturas onde se recorre a um conjunto de carregamentos estáticos equivalentes para estudar o seu efeito sobre a mesma (Cruz, 2010).

Segundo o Eurocódigo 1, norma regulamentar atualmente em vigor, a ação do vento pode ser exercida numa estrutura sob a forma de pressões, diretamente sobre as superfícies exteriores e indiretamente sobre as superfícies interiores em edifícios fechados. De forma a caracterizar estas pressões é necessário definir a pressão dinâmica de pico, q_p, que depende da intensidade da turbulência do vento, I_v, e da velocidade média do vento, v_m, e dos coeficientes de pressão interiores e exteriores, c_{pe} e c_{pi}, que dependem das dimensões e geometria da área carregada. É necessário ainda definir o coeficiente estrutural, $c_s c_d$, que depende do fator de pico, k_p, da intensidade da turbulência do vento, I_v, e dos coeficientes de resposta quase-estática e em ressonância, B^2 e R^2 respetivamente. O comportamento destes e de outros parâmetros apresentados depende da dimensão e da geometria da estrutura e varia em função da altura do edifício como demonstrado ao longo do capítulo.

Importa referir que apenas são mencionados os regulamentos do Eurocódigo 1 diretamente relacionados com o dimensionamento da estrutura estudada na presente dissertação. A norma engloba as especificações técnicas europeias e as particularidades referentes a Portugal, presentes no Anexo Nacional.

2.1.1 AÇÕES DO VENTO

O Eurocódigo 1 (5.3) define procedimentos para o cálculo das ações do vento sobre uma construção. As forças atuantes no exterior do edifício, $F_{w,e}$, são calculadas através da expressão (2.1) e estão dependentes das pressões exteriores, enquanto as forças interiores, $F_{w,i}$, compreendem as pressões interiores e são definidas através da expressão (2.2).

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{superficies} w_e \cdot A_{ref} \tag{2.1}$$

$$F_{w,i} = \sum_{superficies} w_i \cdot A_{ref} \tag{2.2}$$

Em que:

$c_s c_d$ coeficiente estrutural;

w_e pressão exterior na superfície à altura z_e;

w_i pressão interior na superfície à altura z_i;

A_{ref} área de referência da superfície.

As pressões exteriores e interiores, determinadas pelas expressões (2.3) e (2.4) respetivamente, atuam como cargas distribuídas resultantes da ação do vento no exterior e interior da edificação e resultam do produto entre a pressão dinâmica de pico e os coeficientes de pressão explicados nos pontos 2.1.2, 2.1.3 e 2.1.4 do presente capítulo.

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \tag{2.3}$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \tag{2.4}$$

Em que:

$q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico à altura z_e;

$q_p(z_i)$ pressão dinâmica de pico à altura z_i;

z_e altura de referência para a pressão exterior;

z_i altura de referência para a pressão interior;

c_{pe} coeficiente de pressão exterior;

c_{pi} coeficiente de pressão interior.

2.1.2 Pressão dinâmica de pico

O Eurocódigo 1 (4.5) define a pressão dinâmica de pico à altura z, um dos parâmetros a considerar no cálculo da pressão do vento numa estrutura, como a resultante entre a intensidade de turbulência do vento, a velocidade média do vento e a massa volúmica do ar, como demonstra a expressão (2.5). Estes parâmetros estão relacionados com o enquadramento do edifício, nomeadamente a sua localização e a sua envolvente.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \tag{2.5}$$

Em que:

$v_m(z)$ velocidade média do vento;

$I_v(z)$ intensidade de turbulência;

ρ massa volúmica do ar, considerada 1.25 kg/m^3, por recomendação normativa.

Para a caracterização da velocidade média do vento a uma altura z, $v_m(z)$, o Eurocódigo 1 (4.3.1) tem por base a rugosidade do terreno, relacionada com a envolvente do edifício, da orografia, relacionada com a topografia do terreno, e da velocidade de referência do vento como mostra a expressão (2.6):

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \tag{2.6}$$

Em que:

$c_r(z)$ coeficiente de rugosidade;

$c_o(z)$ coeficiente de orografia, considerado unitário por recomendação normativa;

v_b valor de referência da velocidade do vento.

Este último, tem por base o valor básico da velocidade de referência do vento e os coeficientes de direção e de sazão e deve ser calculado através da expressão (2.7):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{2.7}$$

Em que:

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

c_{dir} coeficiente de direção, considerado unitário por recomendação normativa;

c_{season} coeficiente de sazão, considerado unitário por recomendação normativa.

O valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, é o valor característico da velocidade média do vento para uma situação generalizada. De forma a quantificar este valor, a norma nacional (NA 4.2.1) considera o país dividido em duas zonas distintas, a zona A, que engloba a generalidade do território, e a zona B que compreende os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5.00 km de largura ou altitudes superiores a 600 m. O valor de $v_{b,0}$ a ser considerado para cada uma das zonas do País é constante e está apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Valor básico da velocidade de referência do vento $v_{b,0}$ consoante a zona (Anexo Nacional, Eurocódigo 1)

Zona	$v_{b,0}(m/s^2)$
A	27
B	30

Para a definição do coeficiente da rugosidade para uma altura z, $c_r(z)$, o Eurocódigo 1 (4.3.2) tem em conta a variação da velocidade média do vento, resultante da altura do edifício acima do nível do solo, e a rugosidade do terreno a barlavento da construção, isto é, na direção do vento. É obtido através da expressão (2.8), tendo por base um perfil de velocidades logarítmico.

$$c_r(z) = k_r \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \; para \; z_{min} \leq z \leq z_{max}$$
$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \; para \; z < z_{min} \qquad (2.8)$$

Em que:

z_0 comprimento de rugosidade;

k_r coeficiente de terreno.

Este último, calculado através da expressão (2.9), depende também do comprimento de rugosidade, z_0.

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \qquad (2.9)$$

Em que:

$z_{0,II} = 0.05\ m$ (categoria de terreno II, representada na Tabela 2);

z_{min} altura mínima;

$z_{max} = 200\ m$ por imposição regulamentar.

A diretiva nacional (NA 4.3.2.1) define quatro categorias de terreno distintas, apresentadas na Tabela 2. Para cada uma das categorias estabelecidas está associado um comprimento de rugosidade, z_0, e um comprimento mínimo, z_{min}, respetivos.

Tabela 2 – Categorias de terreno e parâmetros z_0 e z_{min} correspondentes (Anexo Nacional, Eurocódigo 1)

	Categoria do terreno	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$
I	Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar.	0.005	1.00
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios, etc.) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura.	0.050	3.00
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no mínimo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes).	0.300	8.00
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m.	1.000	15.0

A intensidade de turbulência à altura z, I_v(z), é definida pelo Eurocódigo 1 (4.4) como sendo o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento, como mostra a expressão (2.10).

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot ln(z/z_0)} \quad para\ z_{min} \leq z \leq z_{max}$$
$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad para\ z < z_{min} \qquad (2.10)$$

Em que:

k_I coeficiente de turbulência, considerado unitário por recomendação normativa.

Realizou-se uma análise dos parâmetros apresentados anteriormente em função da altura de um edifício, de forma a perceber a sua influência nos mesmos. Considerou-se que o edifício pertence à zona A, generalidade do território, e que compreende uma categoria de terreno tipo IV, com $z_0 = 1.00\ m$ e $z_{min} = 15.00\ m$, categoria associada a centros urbanos. Os resultados para o coeficiente de rugosidade, velocidade média, coeficiente de turbulência e pressão dinâmica de pico estão espelhados nos Gráficos 1 a 4 respetivamente.

Gráfico 1 – Coeficiente de rugosidade, c_r, em função da altura z

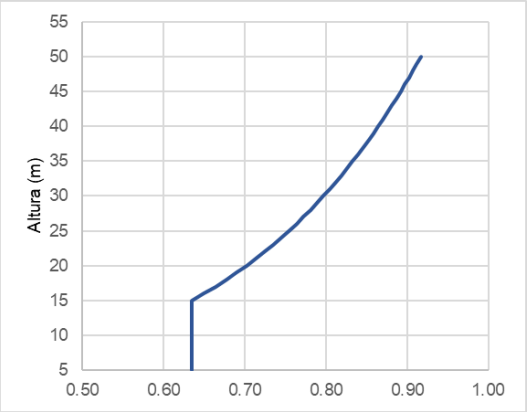


Gráfico 2 – Velocidade média, v_m, em função da altura z

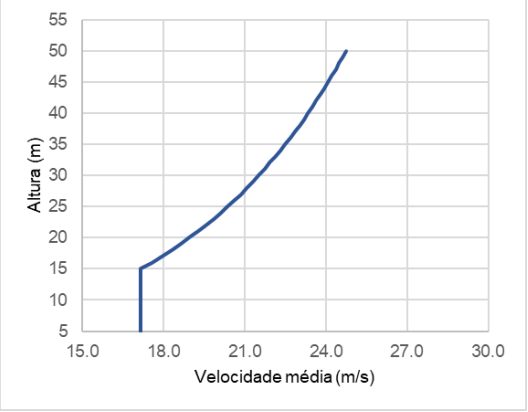


Gráfico 3 – Intensidade da turbulência, I_v, em função da altura z

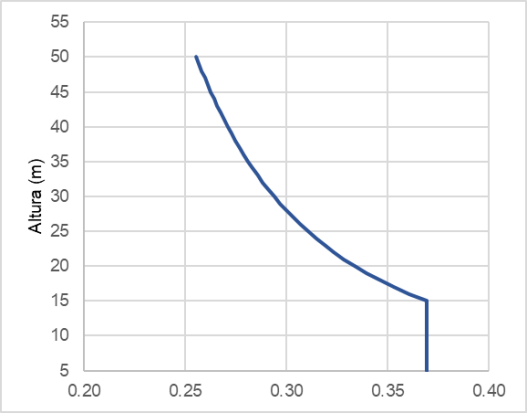
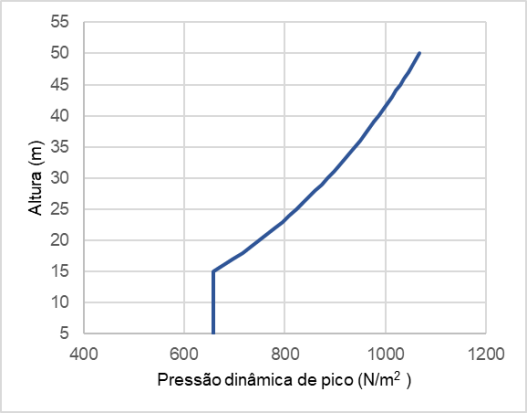


Gráfico 4 – Pressão dinâmica de pico, q_p, em função da altura z



2.1.3 COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIOR

Os coeficientes de pressão exterior dependem fundamentalmente da geometria do edifício, das suas dimensões e da relação entre elas. O Eurocódigo 1 (7.2.1) fornece estes coeficientes aplicáveis a edifícios e a partes de edifícios consoante a dimensão das superfícies carregadas. Os valores de $c_{pe,1}$, designados por coeficientes locais, são utilizados no cálculo de ligações e de elementos de pequena dimensão com uma área igual ou inferior a 1 m^2, enquanto os valores de $c_{pe,10}$, definidos como coeficientes globais, são utilizados para o cálculo global da estrutura.

2.1.3.1 Paredes verticais

Para o estudo da ação do vento em paredes verticais de edifícios de planta retangular, a norma (7.2.2) define zonas de acordo com a direção do vento. Na Figura 1 é possível observar a zona D correspondente à parede de barlavento e a zona E equivalente à parede de sotavento.

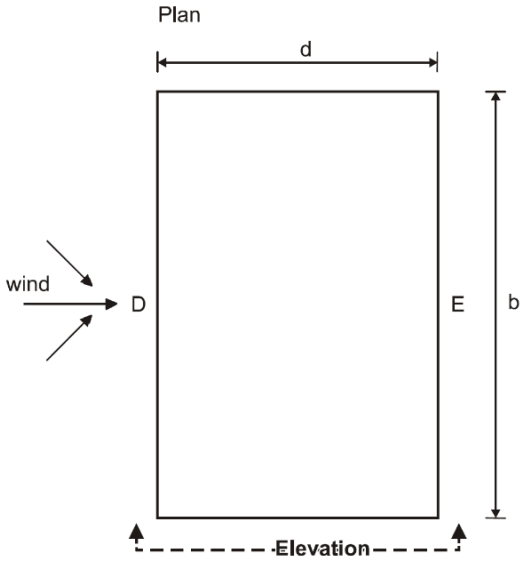


Figura 1 – Zonas D e E para paredes verticais (Eurocódigo 1)

As alturas de referências, z_e, para as paredes de barlavento dependem da relação *h/b* do edifício e correspondem sempre às alturas superiores das diferentes partes das paredes. Para o caso de um edifício cuja altura *h* é superior a *b* mas inferior a *2b*, considera-se que o edifício é constituído por duas partes, compreendendo uma parte inferior que se prolonga na vertical a partir do solo até uma altura igual a *b*, e uma parte superior constituída pelo restante, como representado na Figura 2.

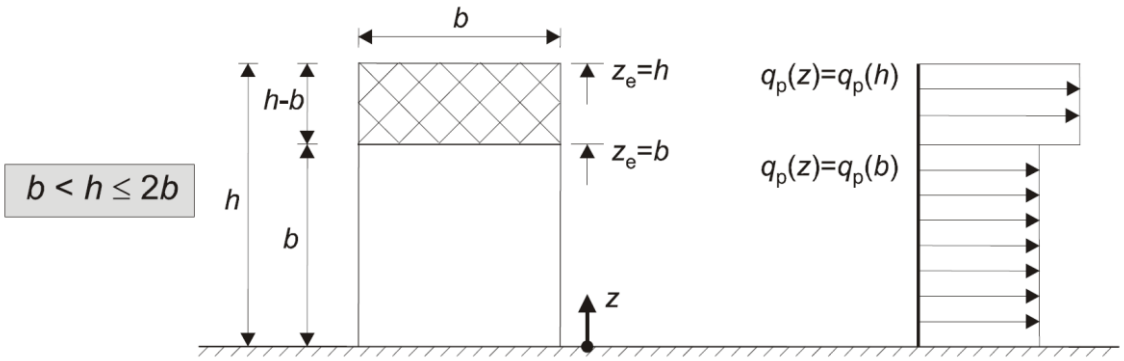


Figura 2 – Altura de referência z_e em função da relação h/b e perfil de pressão dinâmica correspondente (Eurocódigo 1)

Relativamente às paredes laterais, as diferentes zonas são definidas de acordo com a relação entre *e* e d, sabendo que se considera *e* igual a *b* ou igual a *2h*, o que for mais desfavorável. Assim, para a situação em que *e* é maior do que *d*, são duas as zonas existentes nas paredes laterais, zonas A e B representadas na Figura 3. A distribuição da pressão dinâmica ao longo da parede de sotavento e das paredes laterais consiste em tomar como altura de referência a altura do edifício.

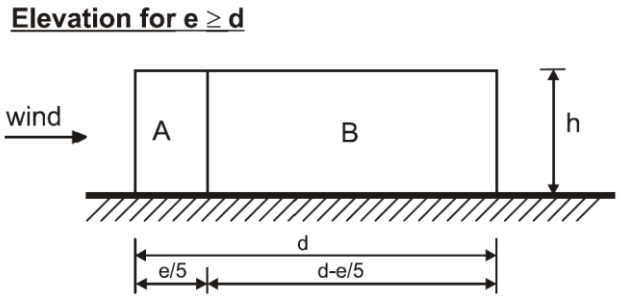


Figura 3 – Zonas A e B para paredes verticais (Eurocódigo 1)

Na Tabela 3 estão indicados os valores de $c_{pe,1}$ e $c_{pe,10}$ em função da relação *h/d*. Para os casos onde esta relação assuma valores intermédios é necessário efetuar uma interpolação linear.

Tabela 3 – Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais (Eurocódigo 1)

Zona	A		B		D		E	
h/d	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$
5	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	+0.80	+1.00	-0.70	
1	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	+0.80	+1.00	-0.60	
≤ 0.25	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	+0.80	+1.00	-0.30	

Como é possível observar pela Tabela, a zona D, correspondente à parede de barlavento, compreende coeficientes de pressão exterior positivos enquanto as paredes laterais e a parede de sotavento, representadas pelas zonas A, B e E respetivamente, compreendem valores negativos. Deste modo é possível afirmar que o vento tem efeitos distintos nas diferentes zonas consoante a sua direção. A parede de barlavento, que está na direção e sentido do vento, sofre um efeito de compressão. A parede de sotavento, que está na direção do vento, mas no sentido oposto, e as paredes laterais, que não estão na direção do vento, sofrem um efeito de tração, como representado na Figura 4.

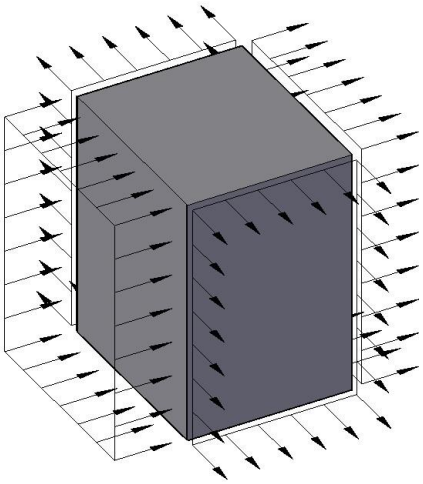


Figura 4 – Efeito da ação do vento nas diferentes zonas

2.1.3.2 Coberturas em terraço

Para o estudo das coberturas em terraço onde inclinação, α, compreende valores entre -5º e 5º, o Eurocódigo 1 (7.2.3) estabelece cinco zonas distintas (F, G, H e I onde F se repete) conforme representado na Figura 5. A altura de referência para coberturas em terraço com platibandas deverá ser considerada igual à soma de h e h_p, como demonstrado na Figura 6. Os coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço estão presentes na Tabela 4. Para os casos onde a relação h_p/h assuma valores intermédios é necessário efetuar uma interpolação linear.

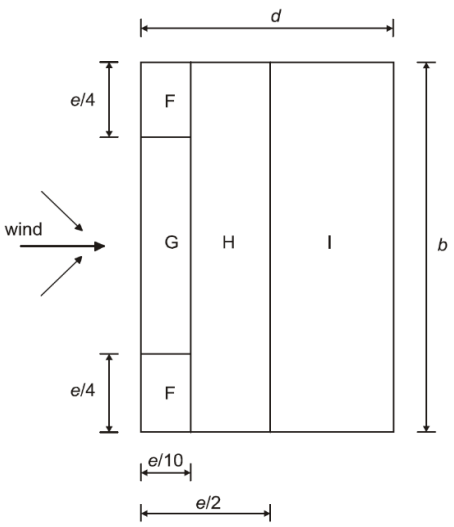


Figura 5 – Zonas F, G, H e I para coberturas em terraço (Eurocódigo 1)

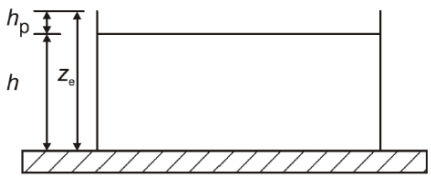


Figura 6 – Cobertura em terraço com platibanda (Eurocódigo 1)

Tabela 4 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço (Eurocódigo 1)

Tipo de cobertura		Zona							
$\alpha = 0º$	h_p/h	F		G		H		I	
		$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$
Com platibanda	0.025	-1.60	-2.20	-1.10	-1.80	-0.70	-1.20	+0.20 -0.20	
	0.050	-1.40	-2.00	-0.90	-1.60	-0.70	-1.20	+0.20 -0.20	
	0.100	-1.20	-1.80	-0.80	-1.40	-0.40		+0.20 -0.20	

2.1.3.3 Coberturas isoladas

O Eurocódigo 1 (7.3) distingue a cobertura em terraço e a cobertura isolada visto que esta é definida como sendo a cobertura de uma construção que não tem paredes permanentes e está relacionada com o seu grau de obstrução. Este depende da obstrução, φ, que é o quociente entre a área dos eventuais obstáculos sob a cobertura e a área da secção transversal sob a mesma, sendo ambas as áreas medidas perpendicularmente à direção do vento. Este toma o valor de 0 quando se trata de uma cobertura isolada vazia, isto é, sem obstáculos, e valor unitário quando se trata de uma cobertura isolada totalmente obstruída por objetos dispostos apenas no lado de sotavento.

Os coeficientes de força global, c_f, que traduzem a força resultante, e os coeficientes de pressão resultante, $c_{p,net}$, que representam a pressão local máxima para todas as direções do vento, fornecidos na Tabela 5 para $\varphi = 0$ e para $\varphi = 1$ têm em consideração o efeito conjunto do vento atuando sobre as superfícies superior e inferior das coberturas isoladas, para qualquer direção do vento. Para os casos onde φ assuma valores intermédios é necessário efetuar uma interpolação linear.

Uma cobertura isolada é divida em três zonas distintas (A, B e C), representadas na Figura 7, e a altura de referência, z_e, deverá ser considerada igual a h. Os coeficientes de pressão exterior para este elemento estão espelhados na Tabela 5.

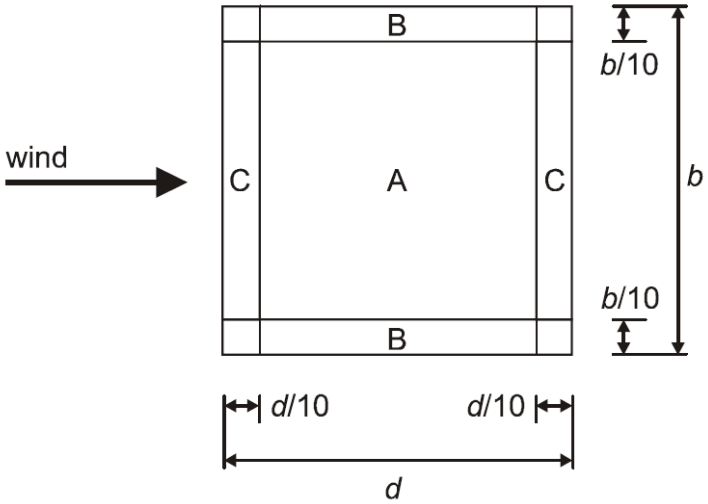


Figura 7 – Zonas A, B e C para coberturas isoladas (Eurocódigo 1)

Tabela 5 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas isoladas (Eurocódigo 1)

Inclinação da cobertura	Obstrução	Coeficientes de força global	Zona A	Zona B	Zona C
α = 0	Máximo, qualquer φ	+0.20	+0.50	+1.80	+1.10
	Mínimo, $\varphi = 0$	-0.50	-0.60	-1.30	-1.40
	Mínimo, $\varphi = 1$	-1.30	-1.50	-1.80	-2.20

2.1.4 COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERIOR

As pressões interiores resultam da existência de aberturas nas fachadas e cobertura dos edifícios, como janelas abertas e ventiladores. No entanto, é necessário considerar pressões interiores resultantes da permeabilidade secundária, como passagens de ar no contorno de portas, janelas e equipamentos.

Segundo o Eurocódigo 1 (7.2.9) as pressões interiores e exteriores devem ser consideradas como atuando simultaneamente, considerando a combinação mais desfavorável das pressões exteriores e interiores para cada combinação de possíveis aberturas e outras vias de passagens de ar.

Para determinar os coeficientes de pressão interior, c_{pi}, no caso em que as aberturas estão uniformemente distribuídas pelo edifício, a norma relaciona a relação *h/d* com o índice de aberturas, μ, calculado através do quociente entre o somatório da área de aberturas em que os coeficientes de pressão exteriores são negativos ou nulos e o somatório da área de todas as aberturas. Porém, quando não é possível calcular este parâmetro ou o seu cálculo não se considere justificado, o coeficiente de pressão interior deve tomar o valor mais gravoso entre +0.20 e -0.30.

2.1.5 COEFICIENTE ESTRUTURAL

De acordo com o Eurocódigo 1 (6.3.1) o coeficiente estrutural, $c_s c_d$, compreende dois efeitos opostos, um que reduz a ação do vento e outro que a aumenta. O efeito de redução da ação do vento resulta da não simultaneidade na ocorrência de pressões de pico sobre a superfície de construção enquanto o efeito de majoração ocorre devido às vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura. O valor do coeficiente é calculado através da expressão (2.11), utilizada para construções gerais representadas na Figura 8, e apenas para os casos onde só são significativas as vibrações na direção do vento segundo o modo fundamental de sinal constante.

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \qquad (2.11)$$

Em que:

- z_s altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;
- k_p fator de pico;
- B^2 coeficiente de resposta quase-estática;
- R^2 coeficiente de resposta em ressonância.

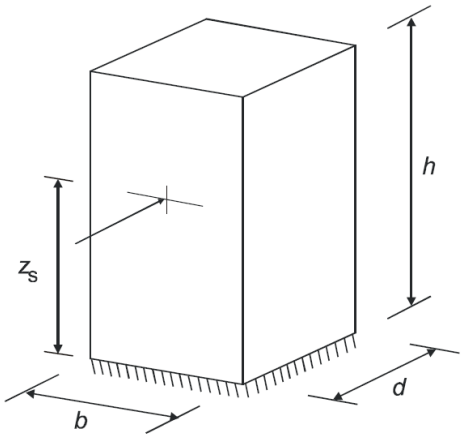


Figura 8 – Construções gerais como edifícios (Eurocódigo 1)

O coeficiente de resposta quase-estática, B^2, caracterizado pela dimensão do edifício e a sua envolvente, é calculado através da expressão (2.12) e traduz a falta de total correlação das pressões na superfície da construção.

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}} \tag{2.12}$$

Em que:

b	largura da construção;
h	altura da construção;
$L(z_s)$	escala de turbulência à altura z_s.

Esta última representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural e o seu valor é obtido pela expressão (2.13) consoante a altura do edifício. A escala de turbulência é definida para uma altura e uma escala de referência, $z_t = 200\,m$ e $L_t = 300\,m$ respetivamente. O valor de α é definido através do comprimento de rugosidade pela expressão (2.14).

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^{\alpha} \; para \; z \geq z_{min}$$
$$L(z) = L(z_{min}) \; para \; z < z_{min} \tag{2.13}$$

$$\alpha = 0.67 + 0.05 \; ln(z_0) \tag{2.14}$$

Relativamente ao coeficiente de resposta em ressonância, R^2, a norma define um procedimento que tem em consideração o efeito de turbulência em ressonância com o modo de vibração considerado da estrutura representado na expressão (2.15).

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\cdot\delta}\cdot S_L\left(z_s, n_{1,x}\right)\cdot R_h(\eta_h)\cdot R_b(\eta_b) \qquad (2.15)$$

Em que:

- δ decremento logarítmico total do amortecimento;
- S_L função de densidade espectral de potência adimensional;
- R_h função de admitância aerodinâmica;
- R_b função de admitância aerodinâmica;
- η_h parâmetro definidor da função de admitância aerodinâmica;
- η_b parâmetro definidor da função de admitância aerodinâmica.

A função de densidade espectral de potência adimensional, $S_L(z,n)$, expressa a distribuição da energia do vento em frequência e é definida através da expressão (2.16).

$$S_L(z,n) = \frac{6.8\cdot f_L(z,n)}{\left(1 + 10.2\cdot f_L(z,n)\right)^{5/3}} \qquad (2.16)$$

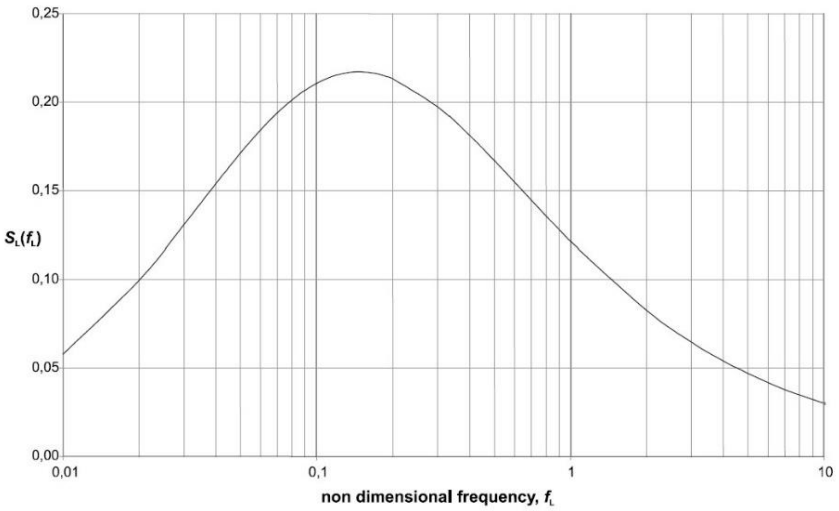
Em que:

- n frequência equivalente à frequência própria da estrutura, $n_{x,1}$,
- $f_L(z,n)$ frequência adimensional.

Esta última é determinada através da expressão (2.17), em função da frequência própria da estrutura, da escala de turbulência e da velocidade média do vento. É possível obter a função de densidade espectral sem proceder ao cálculo explícito através do Gráfico 5, que relaciona a mesma com o respetivo valor de frequência adimensional.

$$f_L(z,n) = \frac{n\cdot L(z)}{v_m(z)} \qquad (2.17)$$

Gráfico 5 – Gráfico da função de densidade espectral de potência (Eurocódigo 1)



Os últimos fatores a definir para o cálculo do coeficiente de resposta em ressonância são as funções de admitância aerodinâmica R_h e R_b, calculadas através das expressões (2.18) e (2.19) respetivamente em função dos parâmetros associados apresentados nas expressões (2.20) e (2.21).

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\cdot\eta_h^2}(1 - e^{-2\cdot\eta_h})\ onde\ R_h = 1\ para\ \eta_h = 0 \tag{2.18}$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\cdot\eta_b^2}(1 - e^{-2\cdot\eta_b})\ onde\ R_b = 1\ para\ \eta_b = 0 \tag{2.19}$$

$$\eta_h = \frac{4.6\cdot h}{L(z_S)}\cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \tag{2.20}$$

$$\eta_b = \frac{4.6\cdot b}{L(z_S)}\cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \tag{2.21}$$

Com os coeficientes de resposta quase estática e em ressonância detalhados é possível definir o fator de pico, k_p. Este fator deve compreender o maior valor entre o calculado através da expressão (2.22) e 3.00.

$$k_p = \sqrt{2\cdot ln(\nu\cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2\cdot ln(\nu\cdot T)}} \tag{2.22}$$

Em que:

ν frequência de passagens ascendentes;

T duração de integração da velocidade média do vento, que toma o valor de 600 s por imposição regulamentar.

A frequência de passagens ascendentes, ν, é calculada através da expressão (2.23) e deve ser superior a 0.08 Hz, valor associado a um fator de pico de 3.00.

$$\nu = n_{1,x}\sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \tag{2.23}$$

Em que:

$n_{1,x}$ frequência própria da estrutura.

A frequência própria da estrutura, $n_{1,x}$, é equivalente à frequência fundamental, n_1, para edifícios de vários pisos. É calculada através da expressão (2.24), o quociente entre o valor 46 e a altura total do edifício.

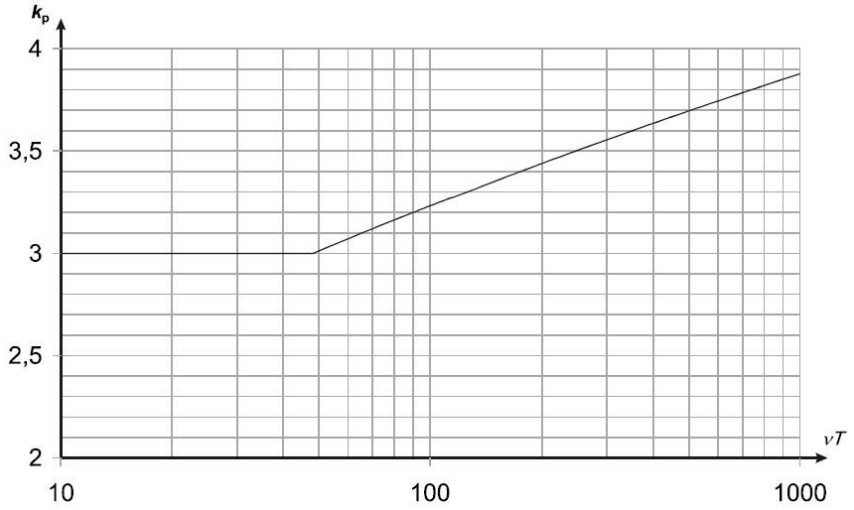
$$n_1 = \frac{46}{h} \tag{2.24}$$

Em que:

n_1 frequência fundamental.

Pode-se obter o fator de pico sem proceder ao cálculo explícito através do Gráfico 6, que relaciona o mesmo com o produto entre os seus parâmetros definidores, a frequência de passagens ascendentes e a duração de integração da velocidade média do vento.

Gráfico 6 – Gráfico do fator de pico em função aos seus parâmetros definidores (Eurocódigo 1)



2.1.6 COMBINAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO COM OUTRAS AÇÕES

Para determinar os esforços na estrutura é necessário considerar todas as ações a que a mesma está sujeita. Segundo o Eurocódigo 0 (1.5.3.5), o vento é considerado uma ação variável e por essa razão as ações devem ser combinadas de acordo com a combinação fundamental através da expressão (2.25).

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ " + " } \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \text{" + " } \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \qquad (2.25)$$

Em que:

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

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

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

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

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial relativo à ação variável i;

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

$Q_{k,i}$ Valor característico da ação variável i.

2.2 CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA NUMA ESTRUTURA

O sismo é um fenómeno natural resultante de uma rotura no interior da crosta terrestre, que corresponde à libertação súbita e inesperada de uma grande quantidade de energia, e que provoca vibrações que se propagam em todas as direções numa vasta área circundante (PROCIV, 2017). Nos dias que correm torna-se imprescindível o estudo aprofundado da ação sísmica de modo que as estruturas não colapsem perante a ocorrência de um fenómeno sísmico e consequentemente não exista perda de vidas humanas (Valente, 2022).

Segundo o Eurocódigo 8, norma regulamentar atualmente em vigor, a ação sísmica pode ser caracterizada por espectros de resposta de cálculo, onde a capacidade de dissipação de energia é considerada e onde é realizada uma análise elástica baseada num espectro de calculo que corresponde ao espectro de resposta elástico reduzido pelo coeficiente de comportamento, q. De forma a caracterizar estes espectros é necessário enquadrar o edifício relativamente ao zonamento, às características do terreno de fundação e definir o coeficiente de comportamento, referido anteriormente, relacionado com o sistema estrutural. Para as duas componentes da ação sísmica são consideradas dois tipos de ação, a ação sísmica tipo 1, relacionada com os sismos afastados, e a ação sísmica tipo 2, que compreende os sismos próximos.

Importa referir que apenas são mencionados os regulamentos do Eurocódigo 8 diretamente relacionados com o dimensionamento da estrutura estudada na presente dissertação. A norma engloba as especificações técnicas europeias e as particularidades referentes a Portugal, presentes no Anexo Nacional.

2.2.1 REQUISITOS DE DESEMPENHO

O Eurocódigo 8 (2.1) estabelece que as estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de forma que sejam satisfeitos os dois requisitos fundamentais de desempenho, o requisito da não ocorrência de colapso e o requisito de limitação de danos, cada um com um grau adequando de rigor e fiabilidade.

De acordo com o requisito de não ocorrência de colapso, associado ao estado limite último (ELU), a estrutura deve ser projetada e contruída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. Esta exigência está associada a um evento com reduzida probabilidade de ocorrência, e o objetivo passa por manter a integridade do sistema estrutural, mesmo que este sofra danos significativos provenientes do sismo, e uma capacidade residual após o acontecimento, de forma que o processo de evacuação ocorra em segurança. Para estruturas correntes, o presente requisito deve ser respeitado tendo em conta uma ação sísmica de referência com 10% de probabilidade de excedência em 50 anos, equivalente a um período de retorno de 475 anos.

Segundo o requisito de limitação de danos, associado ao estado limite de serviço (ELS), a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a ação sísmica de cálculo. Tem como objetivo não ser necessária uma intervenção de reabilitação ou reforço estrutural após a ocorrência de um sismo, onde os custos associados sejam desproporcionalmente elevados quando comparados com os da própria estrutura. Esta deverá assim possuir rigidez suficiente para limitar a deformação dos elementos estruturais, de forma que estruturas com importância elevada para a proteção civil consigam manter o funcionamento dos serviços essenciais nelas instaladas. Para estruturas correntes, o presente requisito deve ser respeitado tendo em conta uma ação sísmica de referência com 10% de probabilidade de excedência em 10 anos, equivalente a um período de retorno de 95 anos.

2.2.2 ZONAMENTO

O zonamento sísmico procura representar a perigosidade sísmica associada a cada região. Segundo a diretiva nacional (NA 3.2.1), os territórios nacionais estão divididos pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas de acordo com a sismicidade local, que por definição se admite constante. A intensidade da ação sísmica é descrita pelo valor de referência da aceleração do solo, a_{gR}, que corresponde ao período de retorno de referência para a ação sísmica associada ao requisito de não colapso, 475 anos. Assim, a norma define dois tipos distintos de ação sísmica. A ação sísmica tipo 1 está relacionada com os sismos afastados, de elevada magnitude e de longa duração enquanto a ação tipo 2 compreende os sismos próximos, de magnitude média e de curta duração.

Na Figura 9 estão representadas as zonas sísmicas referentes a Portugal Continental para os dois tipos de ações consideradas e na Tabela 6 estão compreendidos os valores de aceleração máxima de referência do solo correspondentes.

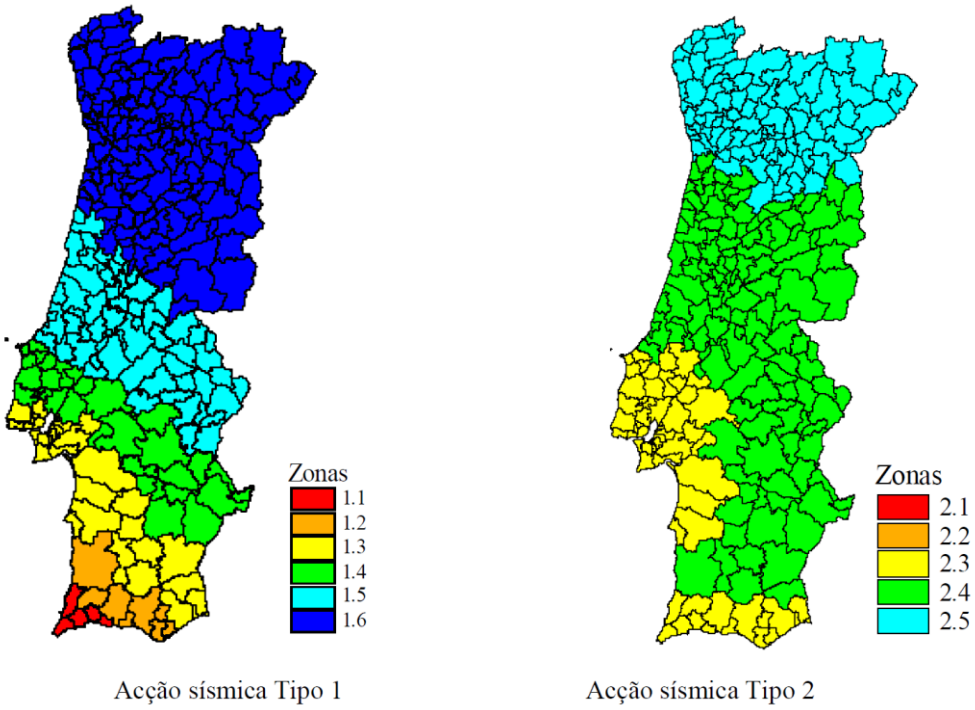


Figura 9 – Zonamento sísmico para Portugal Continental (Eurocódigo 8)

Tabela 6 – Valores de aceleração máxima de referência para as várias zonas de acordo com o tipo de ação sísmica (Anexo Nacional, Eurocódigo 8)

Ação sísmica tipo 1		Ação sísmica tipo 2	
Zona sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	Zona sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$
1.1	2.50	2.1	2.50
1.2	2.00	2.2	2.00
1.3	1.50	2.3	1.70
1.4	1.00	2.4	1.10
1.5	0.60	2.5	0.80
1.6	0.35	-	-

De forma a fazer uma diferenciação entre estruturas de importância distintas perante a ocorrência de um sismo, o Eurocódigo 8 (4.2.5) estabelece classes de importância. A classe de importância de um edifício é definida de acordo com as consequências de colapso em termos de vidas humanas, da importância da estrutura para a segurança pública e proteção civil imediatamente após o fenómeno sísmico e pelas consequências sociais e económicas do colapso. Na Tabela 7 estão apresentadas as quatro classes de importância estabelecidas e os casos que compreende cada uma delas.

Tabela 7 – Classes de importância para os edifícios (Eurocódigo 8)

Classe de importância	Tipos de 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 proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Para cada classe de importância existe um coeficiente de importância associado, definido de acordo com o tipo de ação sísmica considerado. O valor da aceleração à superfície é calculado pelo produto deste coeficiente com a aceleração máxima de referência como mostra a expressão (2.26). Os coeficientes de importância estão apresentados na Tabela 8.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \tag{2.26}$$

Em que:

a_g valor de calculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A;

γ_I coeficiente de importância para os edifícios;

a_{gR} aceleração máxima de referência.

Tabela 8 – Coeficientes de importância de acordo com a ação sísmica (Anexo Nacional, Eurocódigo 8)

Classe de importância	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2
I	0.65	0.75
II	1.00	1.00
III	1.45	1.25
IV	1.95	1.50

2.2.3 Classificação do tipo de terreno

A resposta de uma estrutura perante a ocorrência de um sismo é afetada significativamente pelo tipo de terreno. Assim, é essencial a realização de estudos de caracterização geotécnica no local de implantação do edifício.

A classificação dos tipos de terreno segundo o Eurocódigo 8 (3.1.2) é realizada em função dos parâmetros geotécnicos objetivos e mensuráveis como o valor médio da velocidade de propagação

das ondas de corte no solo, $v_{s,30}$, o número de pancadas no ensaio de penetração dinâmica, N_{SPT}, e a resistência ao corte não drenada do solo, c_u. Assim, a norma compreende sete tipos de terreno de acordo com o seu perfil estratigráfico. Na Tabela 9 estão apresentados os tipos de terreno, a descrição dos seus perfis estratigráficos e os parâmetros correspondentes a cada um deles.

Tabela 9 – Tipos de terreno (Eurocódigo 8)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	$v_{s,30}(m/s)$	N_{SPT}	$C_u(kPa)$
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	-	-	-

2.2.4 REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

Para a caracterização da ação sísmica o Eurocódigo 8 (3.2.2.2) considera o valor de referência da aceleração base, a_{gR}, e a sua representação é designada por espectro de resposta elástica. No entanto, na análise sísmica é necessário considerar não só o efeito direto da ação, mas também a capacidade de resistência da estrutura num domínio não linear. Desta forma, a norma (3.2.2.2) utiliza como espectro de projeto o espetro de resposta de calculo, $S_d(T)$, onde a capacidade de dissipação de energia é considerada e onde é realizada uma análise elástica baseada num espectro de projeto que corresponde ao espectro de resposta elástico reduzido pelo coeficiente de comportamento, q. Para a componente horizontal da ação sísmica o espectro de resposta de cálculo é assim definido pelas expressões (2.27), (2.28), (2.29) e (2.30).

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \tag{2.27}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \tag{2.28}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \geq \beta . a_g \end{cases} \tag{2.29}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{2.30}$$

Em que:

$S_d(T)$ espectro de cálculo;

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

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

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

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

S coeficiente de solo;

q coeficiente de comportamento,

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal que toma o valor de 0.20 por imposição regulamentar.

Segundo a normativa nacional (NA 3.2.2.2) o coeficiente do solo, S, determinado através da expressão (2.31), é definido de acordo com o tipo de solo e com o tipo de ação sísmica.

$$\begin{gathered} a_g \leq 1\ m/s^2 : S = S_{max} \\ 1\ m/s^2 \leq a_g \leq 4\ m/s^2 : S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1) \\ a_g \geq 4\ m/s^2 : S = 1 \end{gathered} \tag{2.31}$$

Em que:

S_{max} parâmetro relacionado com o tipo de solo.

Para a componente vertical da ação sísmica, o espectro de cálculo é caracterizado pelas mesmas expressões definidas para a componente horizontal compreendendo certas especificidades. A aceleração à superfície do terreno na direção vertical, a_{vg}, é considerada em substituição de a_g, e o coeficiente do solo, S, assume valor unitário. O coeficiente de comportamento para esta componente, independentemente do material e do sistema estrutural, não deve tomar valores superiores a 1.50.

Considerando as zonas sísmicas, associadas aos dois tipos de ação estabelecidos, e o tipo de terreno é possível quantificar os parâmetros definidores do espectro de calculo referente à ação sísmica horizontal, apresentados nas Tabelas 10 e 11 para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 respetivamente. Em contrapartida, os parâmetros definidores do espectro de cálculo referente à ação vertical são equivalentes a todos os tipos de terreno e estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 10 – Parâmetros definidores do espectro da ação horizontal para a ação sísmica tipo 1 (Eurocódigo 8)

Tipo de terreno	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.00	0.10	0.60	2.00
B	1.35	0.10	0.60	2.00
C	1.60	0.10	0.60	2.00
D	2.00	0.10	0.80	2.00
E	1.80	0.10	0.60	2.00

Tabela 11 – Parâmetros definidores do espectro da ação horizontal para a ação sísmica tipo 2 (Eurocódigo 8)

Tipo de terreno	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.00	0.10	0.25	2.00
B	1.35	0.10	0.25	2.00
C	1.60	0.10	0.25	2.00
D	2.00	0.10	0.30	2.00
E	1.80	0.10	0.25	2.00

Tabela 12 – Parâmetros definidores do espectro da ação vertical para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 (Eurocódigo 8)

Ação sísmica	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipo 1	0.75	0.05	0.25	1.00
Tipo 2	0.95	0.05	0.25	1.00

2.2.5 COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

A ductilidade traduz o grau de deformação que um material suporta até ao momento da sua rotura. Na presente dissertação, o conceito de ductilidade está relacionado com a capacidade de a estrutura dissipar energia sem que a sua resistência global seja significativamente afetada. Segundo o Eurocódigo 8 (5.2.1), o projeto sísmico deve assegurar uma adequada capacidade de dissipação de energia sem comprometer a resistência global às ações horizontais e verticais existentes. Para isso todos os elementos resistentes à ação sísmica compreendem requisitos referentes à ductilidade local e global e de resistência que variam de acordo com a classe de ductilidade para a qual se vai projetar o edifício.

Os edifícios de betão resistentes às ações sísmicas devem ser projetados de forma a garantir uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil global. Inserem-se neste contexto a classe de ductilidade média (DCM) e a classe de ductilidade alta (DCH). Estruturas dimensionadas segundo estas duas classes designam-se por estruturas dissipativas.

A nível europeu estruturas projetadas segundo a classe de ductilidade alta não são o mais usual. Ainda que uma estrutura sofra a mesma ação lateral e os mesmos deslocamentos dimensionada de acordo com as classes de ductilidade média ou alta, esta última explora mais a ductilidade dos materiais o que provoca uma maior quantidade de danos e consequentemente procedimentos de reparação mais dispendiosos e difíceis de executar.

Para um projeto desenvolvido com base numa análise elástica linear da estrutura com a ação sísmica traduzida por espectros de resposta elástica, os princípios de ductilidade e dissipação de energia são incorporados pelo coeficiente de comportamento, q, que de modo simplificado traduz uma redução da ação sísmica. Deste modo, a estrutura é projetada para um nível de força global reduzida em comparação com o nível de força resultante da ação sísmica traduzida pelo espectro elástico. Assim, o coeficiente de comportamento reflete o nível de exploração do comportamento não linear material em situação sísmica, isto é, a formação de rotulas plásticas com dissipação histerética. É possível afirmar que valores mais elevados de coeficientes de comportamento conduzem a estruturas com menos resistência lateral global, mas com maior exigência de ductilidade, ou seja, acontece uma maior exploração e exigência do comportamento não linear.

Segundo o Eurocódigo 8 (5.2.2.2) o valor superior do coeficiente de comportamento é determinado através da expressão (2.32) para cada uma das direções horizontais.

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \qquad (2.32)$$

Em que:

q_0 valor básico do coeficiente de comportamento que depende do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

k_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas de paredes.

O Eurocódigo 8 (5.2.2.1) compreende seis sistemas estruturais classificados de acordo com o seu comportamento às ações sísmicas:

- Sistema porticado é um sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema misto é um sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais, acopladas ou não;
    - Sistema misto equivalente a sistema porticado é um sistema misto no qual a resistência do sistema porticado à força de corte na base do edifício é superior a 50% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;
    - Sistema misto equivalente a paredes é um sistema misto no qual a resistência das paredes à força de corte basal do edifício é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural;
- Sistema de paredes dúcteis acopladas ou não acopladas (parede acoplada é um elemento estrutural constituído por duas ou mais paredes simples ligadas por vigas de acoplamento e que é capaz de reduzir pelo menos 25% a soma dos momentos fletores na base de cada parede se

cada uma funcionasse separadamente). Neste sistema a resistência das paredes à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural;

- Sistema de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado em que as paredes possuem uma dimensão horizontal não inferior a 4.00 m ou a dois terços da altura da parede e que se prevê que desenvolvam fendilhação e um comportamento não elástico;
- Sistema de pêndulo invertido é um sistema no qual 50%, ou mais da massa, se localiza no terço superior da altura da estrutura ou no qual a principal dissipação de energia tem lugar na base de um único elemento do edifício;
- Sistema torsionalmente flexível é um sistema misto ou sistema de paredes que não possui rigidez à torção mínima.

À exceção do último sistema definido, todos os outros são classificados em sistemas estruturais diferentes em cada direção considerada de acordo com o tipo de projeto estrutural global que é escolhido para cada estrutura.

Para edifícios regulares em altura em que o tipo de sistema estrutural considerado é o sistema misto equivalente a paredes, o valor básico do coeficiente de comportamento toma o valor resultante da expressão (2.33).

$$q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \qquad (2.33)$$

Em que:

α_1 valor pelo qual a ação sísmica horizontal de calculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

α_u valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rotulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

Este fator de majoração compreende um processo complexo visto ser necessário recorrer a uma análise não linear global para calcular o valor de α_u. De modo simplificado, a norma fornece valores aproximados deste fator de acordo com o tipo de sistema estrutural. Para um sistema misto equivalente a paredes existem três opções possíveis onde a primeira toma o valor de 1.00 para um sistema unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal, a segunda 1.10 para outros sistemas de paredes não acopladas e a última, para sistemas mistos equivalentes a paredes ou paredes acopladas, 1.20.

Para edifícios regulares em altura em que o tipo de sistema estrutural considerado é o sistema de paredes não acopladas, o valor básico do coeficiente de comportamento não necessita de qualquer procedimento e assume o valor de 3.00.

Para edifícios não regulares em altura o coeficiente de comportamento deverá ser reduzido em 20%. Segundo o Eurocódigo 8 (4.2.3.3) um dos critérios que deverá ser satisfeito para considerar o edifício

regular está relacionado com os recuos não simétricos da estrutura, onde a soma em cada lado dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior, como representado na Figura 10 e nas expressões (2.34) e (2.35).

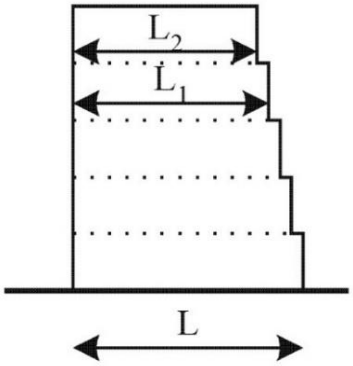


Figura 10 – Critério de regularidade para recuos não simétricos (Eurocódigo 8)

$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0.30 \qquad (2.34)$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.10 \qquad (2.35)$$

O valor de k_w, também ele relacionado com o tipo de sistema estrutural, é calculado pela expressão (2.36) e o seu parâmetro definidor, α_0, correspondente à esbelteza predominante das paredes, é calculado através da expressão (2.37).

$$k_w = \begin{cases} 1, & \text{para sistemas porticados ou mistos equivalentes a pórticos} \\ 0.5 \leq \dfrac{1 + a_0}{3} \leq 1, & \text{para sistemas de paredes e sistemas equivalentes a paredes} \end{cases} \qquad (2.36)$$

$$a_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \qquad (2.37)$$

Em que:

h_{wi} altura da parede i;

l_{wi} comprimento da secção da parede i.

2.2.6 Combinação de ações

Com o espectro de resposta de cálculo determinado é necessário definir as massas a serem mobilizadas quando a estrutura é atingida pela ação sísmica. Desta forma, as massas são associadas às forças

gravíticas e por isso são consideradas as ações permanentes e uma parcela das ações variáveis, correspondente à combinação quase permanente de ações.

Os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na combinação de ações apresentada na expressão (2.38).

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \tag{2.38}$$

Em que:

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

$\psi_{E,i}$ coeficiente de combinação para a ação variável i;

$Q_{k,i}$ valor característico da ação variável i.

O coeficiente de combinação, determinado através da expressão (2.39), tem em consideração que as cargas variáveis podem não estar presentes em toda a estrutura no momento exato da ocorrência do sismo e que a participação das massas associadas às ações variáveis (sobrecargas) pode ser reduzida tendo em conta a correlação da ocupação dos pisos do edifício. Os valores do coeficiente de combinação de acordo com as categorias de utilização estão presentes na Tabela 13.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \tag{2.39}$$

Em que:

φ coeficiente de combinação que depende do tipo de ocupação do edifício e das atividades que nele se apresentam;

ψ_{2i} coeficiente para determinação do valor quase-permanente de uma variável, que toma o valor de 0.30 para sobrecargas de utilização da categoria B.

Tabela 13 – Valores do coeficiente de combinação (Eurocódigo 8)

Tipo de ação variável	Piso	φ
Categorias A-C	Cobertura	1.00
	Pisos com ocupações correlacionadas	0.80
	Pisos com ocupações independentes	0.50
Categorias D-F e arquivos		1.00

Os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta modal devem ser tidos em consideração. O Eurocódigo 8 (4.3.3.3.1) impõe que o número de modos a considerar, na análise por espectro de cálculo, providencie uma participação de pelo menos 90% da massa total da estrutura ou que se garanta que todos os modos de vibração, com massa total efetiva superior a 5%, sejam

considerados (Fardis, 2005). A massa modal efetiva permite avaliar a importância de cada modo para a ação sísmica global uma vez que a soma da massa modal efetiva para cada um dos modos de vibração corresponde à massa total da estrutura a usar na análise modal associada à combinação apresentada anteriormente.

Para determinar os esforços da estrutura é necessário considerar todas as ações a que a mesma está sujeita na situação de projeto sísmico. Assim, as ações devem ser combinadas de acordo com a expressão (2.40).

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \text{ "+" } E_{Ed} \qquad (2.40)$$

Em que:

E_{Ed} efeito da ação sísmica.

A força induzida na estrutura quando ocorre um fenómeno sísmico não acontece apenas numa direção, no entanto, os valores máximos também não ocorrem simultaneamente em todas as direções. Desta forma, deve ser considerado que todas as componentes da ação sísmica atuam em simultâneo.

De acordo com o Eurocódigo 8 (4.3.3.5.1) a resposta estrutural de cada componente deve ser determinada separadamente e o valor máximo de cada efeito da ação sísmica é calculado como a raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devidos a cada componente horizontal. Em geral este método fornece uma estimativa conservativa dos esforços para o dimensionamento. Existe também a possibilidade da utilização de modelos mais rigorosos para o cálculo dos valores simultâneos de mais do que um efeito da ação devidos às duas componentes horizontais da ação sísmica.

Quando na estrutura estão presentes certas situações, como descontinuidades dos elementos estruturais verticais ou elementos estruturais horizontais que apresentam vãos bastante elevados, a componente vertical da ação sísmica também é considerada. Segundo o Eurocódigo 8 (4.3.3.5.2) o definido e apresentado para as componentes horizontais é alargado para a componente vertical.

Em alternativa a este procedimento a norma estabelece que os esforços devidos à ação sísmica podem ser calculados através das três combinações apresentadas nas expressões (2.41), (2.42) e (2.43).

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0.30E_{Edy} \text{ "+" } 0.30E_{Edz} \qquad (2.41)$$

$$0.30E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \text{ "+" } 0.30E_{Edz} \qquad (2.42)$$

$$0.30E_{Edx} \text{ "+" } 0.30E_{Edy} \text{ "+" } E_{Edz} \qquad (2.43)$$

Em que:

E_{Edx} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura;

E_{Edy} representa os esforços devido à aplicação da mesma ação sísmica segundo o eixo ortogonal y da estrutura;

E_{Edz} representa os esforços devidos à aplicação da componente vertical da ação sísmica de cálculo.

2.2.7 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O Eurocódigo 8 (4.4.2) considera satisfeito o requisito da não ocorrência de colapso, associado ao estado limite último, quando são cumpridas as condições relativas à resistência, ductilidade, equilíbrio, diafragma horizontal, estabilidade de fundações e juntas sísmicas.

Relativamente às condições de resistência, a relação estabelecida na expressão (2.44), que traduz a necessidade da resistência de calculo ser igual ou superior ao valor de calculo do efeito da ação, deve ser satisfeita para todos os elementos estruturais, incluindo ligações, e para os elementos não estruturais relevantes.

$$E_d \leq R_d \tag{2.44}$$

Em que:

E_d valor de cálculo do efeito da ação, devido à situação sísmica de cálculo, incluindo os efeitos de segunda ordem quando necessários;

R_d resistência de cálculo correspondente do elemento calculada de acordo com as regras específicas do material utilizado.

Na presente análise não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos P-Δ) se a condição apresentada na expressão (2.45) for satisfeita para todos os pisos.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \tag{2.45}$$

Em que:

θ coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

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

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios, d_s, no topo e na base do piso considerado;

V_{tot} força de corte sísmica total no piso considerado;

h altura entre pisos.

O valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos não deve exceder o valor de 0.30. Se compreender valores superiores ao valor de 0.10 definido, mas iguais ou inferiores a 0.20, a norma estabelece um procedimento para analisar os efeitos de segunda ordem onde os esforços sísmicos são multiplicados por um fator traduzido pela expressão (2.46).

$$\frac{1}{1-\theta} \tag{2.46}$$

Segundo o Eurocódigo 8 (4.3.4), para uma análise linear, os deslocamentos devidos à ação sísmica de calculo são avaliados, através da expressão (2.47), com base nas deformações elásticas da estrutura.

$$d_s = q_d \cdot d_e \tag{2.47}$$

Em que:

d_s deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

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

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

Relativamente à ductilidade, relacionada com a capacidade de dissipação de energia e com as deformações não elásticas dos elementos estruturais e consequentes deslocamentos, a norma distingue a ductilidade local, relacionada com a secção critica onde se dá a dissipação de energia, e a ductilidade global, relacionada com o comportamento da estrutura global ou subestrutura com sistema estrutural resistentes a cargas laterais. Com o aumento da capacidade de deformação e ductilidade das zonas críticas, dependente da ductilidade intrínseca de cada material e do dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais, o coeficiente de comportamento e a classe de ductilidade nas zonas críticas aumentam.

Para as estruturas dimensionadas de acordo com as classes de ductilidade média e alta, como mencionado no ponto 2.2.5, a norma estabelece exigências ao nível do dimensionamento que permitem que se desenvolvam, no caso da ocorrência de um fenómeno sísmico, mecanismos estáveis associados a uma grande libertação de energia (ductilidade global), apenas possíveis se determinadas zonas dos vários elementos sismo-resistentes possuírem ductilidade adequada (ductilidade local). Assim, para garantir a ductilidade global de uma estrutura é necessário assegurar a ductilidade local dos elementos estruturais.

Visto que num sistema estrutural é necessária uma elevada capacidade de rotação sem a ocorrência de rotura, em todas as zonas críticas é fundamental garantir uma ductilidade suficiente em curvatura para assegurar a formação de rótulas plásticas. O Eurocódigo 8 (5.2.3.4) considera que as zonas de extremidade dos elementos estruturais são zonas críticas onde existe a possibilidade de formação de rótulas plásticas, compreendendo assim um maior nível de rotação. De forma a garantir que estas zonas críticas possuem uma elevada capacidade de rotação sem que ocorra rotura, é necessário assegurar uma ductilidade suficiente que permita a formação de rótulas plásticas.

As qualidades dos materiais estão condicionadas a certas condições. O aço deve pertencer à classe B ou C, ter uma extensão plástica uniforme elevada e cumprir a condição $\frac{R_m}{R_{eH}} \gg 1$ onde R_m é a tensão de rotura à tração do aço e R_{eH} é a tensão de cedência superior. O betão deve compreender uma resistência à compressão adequada e a extensão de rotura deve exceder, numa margem adequada, a extensão correspondente à resistência à compressão máxima.

Para avaliar a existência de ductilidade suficiente é necessário calcular o fator de ductilidade em curvatura, μ_Φ, através da expressão (2.48), para cada zona critica. Caso o aço da armadura longitudinal utilizado na secção seja da classe B, o fator de ductilidade deve ser superior pelo menos 1.50 vezes ao obtido pela expressão referida.

$$\begin{cases} \mu_\Phi = 2\cdot q_o - 1, se\ T_1 \geq T_C \\ \mu_\Phi = 1 + 2\cdot (q_o - 1)\cdot \dfrac{T_C}{T_1}, se\ T_1 < T_C \end{cases} \tag{2.48}$$

Em que:

q_0 valor básico do coeficiente de comportamento;

T_1 período fundamental do edifício, na direção em analise;

T_C é o limite superior no patamar de aceleração espectral constante.

Importa referir que o fator de ductilidade em curvatura, dependente do valor básico do coeficiente de comportamento, condiciona as exigências referentes à secção critica, nomeadamente as armaduras transversais de confinamento que tornam possível garantir a exigência em ductilidade. Desta forma, a utilização de aços de ductilidade C, que compreendem fatores de ductilidade mais reduzidos, conduz a uma menor quantidade de armadura de cintagem, isto é, a uma situação vantajosa.

2.2.8 ESTADO LIMITE DE LIMITAÇÃO DE DANOS

O requisito de limitação de danos, associado ao estado limite de serviço, é considerado satisfeito se os deslocamentos laterias se encontrarem limitados para níveis aceitáveis relativamente à integridade de todos os elementos estruturais e não estruturais. Assim, para sismos relativamente frequentes, os elementos estruturais devem conseguir resistir ao sismo sem que haja danos nestes, devendo os danos em elementos não estruturais ser limitados de modo que uma intervenção de recuperação seja economicamente viável. De igual forma, deverá ser assegurado que as estruturas importantes para a proteção civil possuem rigidez e resistência suficiente para que a sua permanência em serviço seja garantida após um sismo. O Eurocódigo 8 (4.3.3.2) limita estes valores através da verificação das equações (2.49), (2.50) e (2.51) referentes a edifícios com os elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, edifícios com elementos não estruturais dúcteis e edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais respetivamente.

$$d_r\cdot \nu \leq 0.0050\cdot h \tag{2.49}$$

$$d_r\cdot \nu \leq 0.0075\cdot h \tag{2.50}$$

$$d_r\cdot \nu \leq 0.010\cdot h \tag{2.51}$$

Em que:

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

ν coeficiente de redução;

h altura entre pisos.

A normativa nacional (NA 4.4.3.2) estabelece o valor do coeficiente de redução, ν, de acordo com o tipo de ação sísmica. Assim, para a ação sísmica tipo 1 o coeficiente toma o valor de 0.40, enquanto para a ação sísmica tipo 2 toma o valor de 0.55.

2.2.9 REQUISITOS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO

Na secção que se segue são apresentados os requisitos para os elementos estruturais de acordo com o Eurocódigo 8 em conjunto com o Eurocódigo 2. Apenas estão presentes os requisitos para edifícios dimensionados para a classe de ductilidade média uma vez que em Portugal é a classe usualmente considerada.

De acordo com o Eurocódigo 8 (4.2.2) os elementos que não sejam considerados essenciais para a resistência da estrutura às ações sísmicas podem ser classificados como elementos secundários. Esta diferenciação dos elementos tem como objetivo tornar o processo de dimensionamento mais simples uma vez que os elementos secundários não são compreendidos no dimensionamento sísmico. Assim apenas os elementos primários são projetados através das especificações regulamentares. Os elementos primários são dimensionados seguindo todos os requisitos de forma a garantir a resistência às forças laterias da ação sísmica. Um aspeto fundamental apresentado na norma relativamente à dissipação de energia e ductilidade diz respeito à resposta não global da estrutura. A rigidez elástica usada para análise deve corresponder à rigidez elástica que existe na resposta bilinear global da força-deslocamento. Isto significa que o uso da rigidez elástica inicial, na análise sísmica de uma estrutura, para o requisito de não colapso, não é apropriado. Assim, o Eurocódigo 8 (4.3.1) requer que para a análise da estrutura de betão se tenha em consideração o efeito da fendilhação do betão nestes elementos sismo-resistentes, admitindo-se uma rigidez elástica de flexão de cerca de 50% da rigidez elástica inicial.

A contribuição dos elementos secundários relativamente à rigidez lateral não deve ser superior a 15% quando comparada com a mesma referente aos elementos primários do sistema. Apesar do dimensionamento destes elementos ser mais simplificado no que diz respeito à dissipação de energia e ductilidade, é necessário que contribuam para a resistência às forças gravíticas e assim respeitar as disposições regulamentares do Eurocódigo 8 e compreender as regras existentes nos restantes Eurocódigos.

2.2.9.1 Paredes

Por definição (5.1.2) uma parede é um elemento estrutural geralmente vertical, que suporta outros elementos, de secção transversal alongada e com uma relação comprimento/espessura superior a quatro como mostra a expressão (2.52).

$$l_w/b_w > 4 \qquad (2.52)$$

Em que:

l_w comprimento da secção transversal de uma parede;

b_w espessura da secção transversal de uma parede.

O Eurocódigo 8 (5.4.1.2.3) estabelece como primeiro passo à análise de uma parede dúctil a verificação deste elemento face às restrições geométricas. A espessura da alma, b_{wo}, deve ser superior ao valor mais condicionante entre 0.15 e a altura livre do piso, h_s, sobre 20, como mostra a expressão (2.53). Os elementos de extremidade confinados de paredes possuem requisitos adicionais apresentados mais à frente no presente trabalho.

$$b_{wo} \geq \begin{cases} 0.15 \\ \dfrac{h_s}{20} \end{cases} \qquad (2.53)$$

No estudo das paredes é necessário considerar as incertezas provenientes da análise realizada e dos efeitos dinâmicos pós-elásticos. Para responder a isto, o Eurocódigo 8 (5.4.2.4) estabelece um método simplificado adequado para a determinação das envolventes de cálculo para os momentos fletores assim como dos coeficientes de majoração para os esforços transversos.

Para os momentos fletores é necessário ter em conta as incertezas na distribuição de momentos ao longo da altura de uma parede sísmica primária. Para isso é necessário considerar a envolvente dos momentos fletores obtida da análise deste elemento. A essa envolvente é aplicada um deslocamento vertical, designado por tension shift, consistente com a inclinação das escoras considerada na verificação do estado limite último em relação ao esforço transverso. O resto da envolvente é considerada linear se a estrutura não apresentar descontinuidades significativas de massa, de rigidez ou de resistência ao longo da sua altura. Este procedimento está explicado na Figura 11, em que a envolvente da esquerda é referente a sistemas de paredes e a da direita a sistemas mistos.

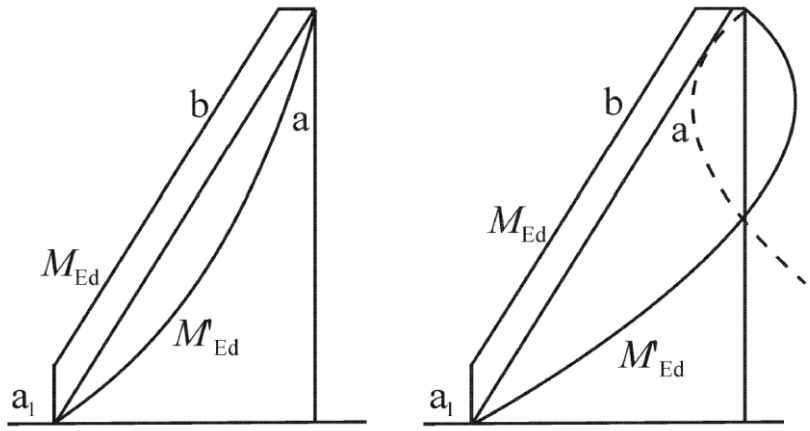


Figura 11 – Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas (Eurocódigo 8)

Em que:

a diagrama de momentos fletores obtido da análise;

b envolvente de cálculo final;

a_1 deslocamento vertical (tension shift).

Para os esforços transversos é necessário ter em conta a possibilidade de um aumento dos esforços após plastificação na base de uma parede. De forma a considerar esta hipótese é necessário aumentar os valores dos esforços transversos em 50% até 1/3 da altura da parede, obtidos na análise deste elemento. Acima dessa altura o esforço transverso é linear como representado na Figura 12.

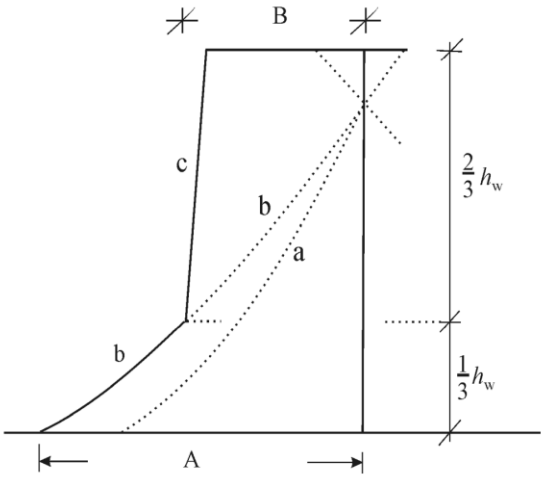


Figura 12 – Envolvente de cálculo dos esforços transversos em paredes esbeltas (Eurocódigo 8)

Em que:

a diagrama dos esforços transversos obtidos da análise;

b diagrama dos esforços transversos majorados;

c envolvente de cálculo;

A $V_{parede,base}$;

B $V_{parede,topo} \geq V_{parede,base}/2$.

De acordo com o Eurocódigo 8 (5.4.3.4) as resistências à flexão e ao esforço transverso devem ser calculadas de acordo com o Eurocódigo 2, utilizando o valor do esforço normal obtido na análise para a situação de projeto sísmico. Para uma parede sísmica primária, o valor do esforço normal reduzido, v_d, não deve ser superior a 0.40 e a armadura vertical da alma deve ser considerada no cálculo da resistência à flexão das secções da parede.

Relativamente às disposições construtivas para a ductilidade local, a norma (5.4.3.4.2) define a altura da zona critica acima da base da parede, h_{cr}, calculada através da expressão (2.54) mas respeitando as condições da expressão (2.55).

$$h_{cr} = max\begin{cases} l_w \\ \frac{h_w}{6} \end{cases} \tag{2.54}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ \begin{cases} h_s, para\ n \leq 6\ pisos \\ 2 \cdot h_s, para\ n \geq 7\ pisos \end{cases} \end{cases} \tag{2.55}$$

Em que:

h_s altura livre do piso em que a base é definida como o nível da fundação ou o nível superior dos pisos em cave com diafragmas rígidos e paredes periféricas.

Para que o requisito de ductilidade local seja satisfeito nas zonas críticas das paredes, o valor do fator de ductilidade em curvatura deve ser pelo menos igual ao valor dado pela expressão (2.48) apresentada anteriormente. No entanto, o Eurocódigo 8 (5.4.3.4.2) permite obter este fator através das armaduras de confinamento nas zonas de bordo da secção transversal, designadas por elementos de extremidade. Para paredes de secção transversal retangular, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento necessária nos elementos extremidade, ω_{wd}, deve satisfazer a condição apresentada na expressão (2.56).

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_o} - 0.035 \tag{2.56}$$

Em que:

α coeficiente de eficácia do confinamento;

μ_ϕ fator de ductilidade, definido em 2.2.7;

ω_{wd} taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento;

v_d valor de esforço normal reduzido;

ω_v taxa mecânica das armaduras verticais;

$\varepsilon_{sy,d}$ valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

b_c largura bruta da secção transversal;

b_o largura do núcleo confinado, em relação ao eixo das cintas.

Segundo o Eurocódigo 8 (5.4.3.2.2), o coeficiente de eficácia do confinamento, para secções transversais retangulares, é calculado de acordo com a expressão (2.57), que compreende dois fatores determinados pelas expressões (2.58) e (2.59). De modo a tornar claro o significado de cada parâmetro estão representadas na Figura 13 todas as dimensões do confinamento de um núcleo de betão.

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \tag{2.57}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \tag{2.58}$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \tag{2.59}$$

Em que:

n número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas;

b_i distância entre varões consecutivos abraçados;

h_o altura do núcleo confinado, em relação ao eixo das cintas;

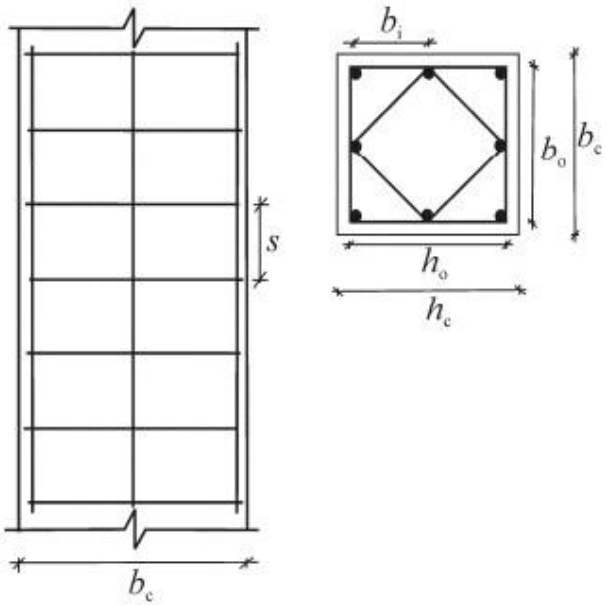


Figura 13 – Confinamento de um núcleo de betão (Eurocódigo 8)

Em que:

h_c altura bruta da secção transversal.

O valor do esforço normal reduzido e da taxa mecânica de armaduras verticais são calculados através das expressões (2.60) e (2.61) respetivamente.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}} \tag{2.60}$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{l_w \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{2.61}$$

Em que:

N_{Ed} esforço normal;

A_{sv} área total da armadura de alma;

O comprimento do elemento de extremidade confinado é definido pela norma (5.4.3.4.2) como a distância medida a partir do eixo das cintas junto do eixo das fibras mais comprimida e pode ser determinado pela expressão (2.62).

$$l_c = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) \tag{2.62}$$

Em que:

l_c comprimento do elemento extremidade confinado;

x_u posição do eixo neutro correspondente à curvatura última após o destacamento do betão situado fora do núcleo confinado dos elementos extremidade;

ε_{cu2} extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento do betão devido a grandes extensões de compressão, que toma o valor de 0.0035 por recomendação regulamentar;

$\varepsilon_{cu2,c}$ extensão última do betão confinado.

Este valor deve ser superior ao mais condicionante entre o produto do comprimento da parede por 0.15 e o produto da espessura da parede por 1.50, como mostra a expressão (2.63).

$$l_c \geq max \begin{cases} 0.15 \cdot l_w \\ 1.50 \cdot b_w \end{cases} \tag{2.63}$$

A posição do eixo neutro e a extensão última do betão são determinadas pelas expressões (2.64) e (2.65) respetivamente.

$$x_u = (\nu_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_o} \tag{2.64}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.01 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \tag{2.65}$$

Na Figura 14 está representado o elemento extremidade confinado de uma parede com os bordos livres, onde na parte de cima estão representadas as extensões na curvatura última e na parte de baixo a secção transversal da parede.

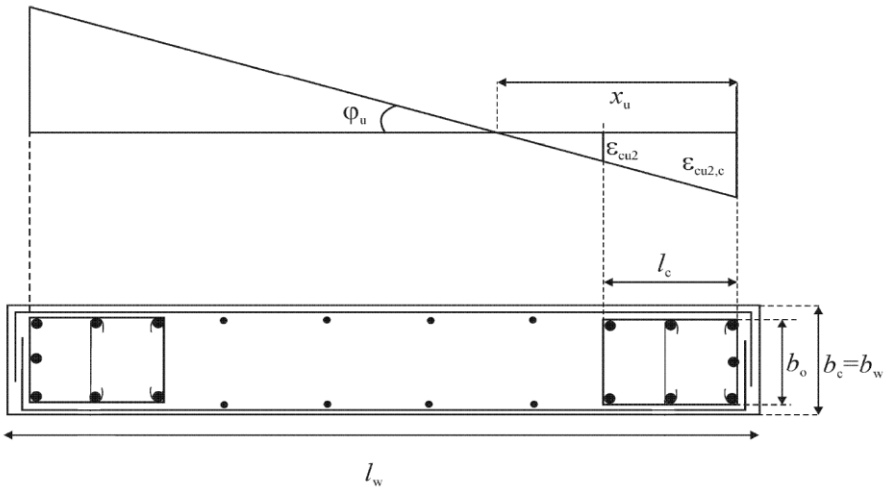


Figura 14 – Representação do elemento extremidade confinado de uma parede com os bordos livres (Eurocódigo 8)

De acordo com o Eurocódigo 8 (5.4.3.4.2) são aplicados aos elementos de extremidade das paredes parte das disposições definidas para os pilares sísmicos primários. Na base das zonas críticas destes elementos a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento deve ser superior ao valor mínimo definido de 0.08. As cintas e os ganchos adotados nestas zonas devem compreender um diâmetro não inferior a 6 mm e o espaçamento deve garantir um mínimo de ductilidade que impeça a encurvadura local dos varões longitudinais. De forma a cumprir a última condição a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos não deve ser superior a 200 mm e o espaçamento das cintas não deve ser superior à condição apresentada pela expressão (2.66).

$$s = min\begin{cases} b_o/2 \\ 175 \\ 8d_{bL} \end{cases} \qquad (2.66)$$

Em que:

d_{bL} diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

A espessura dos elementos de extremidade, b_w, não deve ser inferior a 200 mm. Relativamente ao seu comprimento, se este for inferior ao maior dos valores entre $2b_w$ e $0.2l_w$, b_w não deve ser inferior a $h_s/15$. Por outro lado, se o comprimento da parte confinada for superior ao maior dos valores ao maior dos valores entre $2b_w$ e $0.2l_w$, b_w não deve ser inferior a $h_s/15$, como mostra a Figura 15.

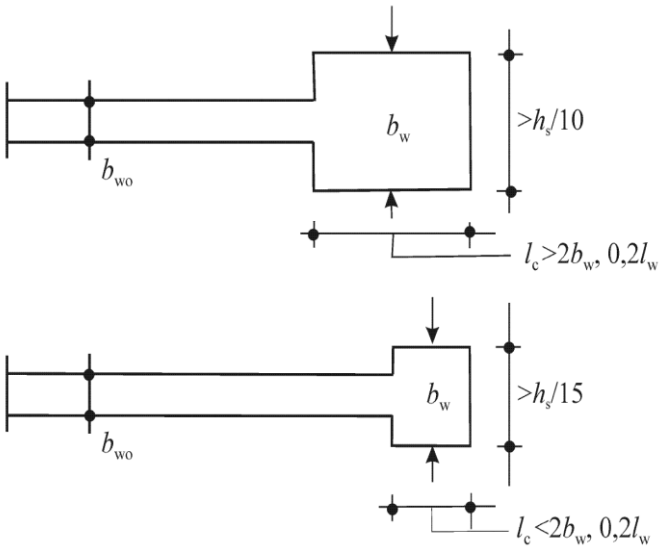


Figura 15 – Requisitos da espessura dos bordos das paredes (Eurocódigo 8)

Na altura de parede acima da zona critica podem ser aplicadas as regras referentes ao Eurocódigo 2 para as armaduras verticais, horizontais e transversais. No entanto, quando a extensão de compressão, ε_c, é superior a 0.002, a taxa mínima de armadura vertical é igual a 0.005 e relativamente às armaduras transversais é necessário o valor do esforço normal reduzido não ser superior a 0.15 ou não superior a 0.20 se o coeficiente de comportamento na análise for reduzido 15%.

Na Tabela 14 estão resumidos os requisitos das paredes referentes ao projeto sísmico apresentados anteriormente bem como os requisitos complementares do Eurocódigo 2.

Tabela 14 – Requisitos das paredes

	Parâmetro	Requisito		Cláusula
Elemento parede		$l_w/b_w > 4\ (m)$		5.1.2
Restrições geométricas	Espessura da alma, b_{wo}	$b_{wo} \geq máx\begin{cases}0.15\\ \frac{h_s}{20}\end{cases}\ (m)$		5.4.1.2.3
Esforço normal reduzido	v_d	$v_d \leq\ 0.40$	(2.67)	5.4.3.4
Altura crítica	h_{cr}	$h_{cr} = max\begin{cases}l_w\\ h_w\\ \frac{}{6}\end{cases}$		5.4.3.4.2
		$h_{cr} \leq \begin{cases}2\cdot l_w\\ \begin{cases}h_s, para\ n \leq 6\ pisos\\ 2\cdot h_s, para\ n \geq 7\ pisos\end{cases}\end{cases}$		5.4.3.4.2
Comprimento do elemento de extremidade	l_c	$l_c = x_u\cdot\left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right)$		5.4.3.4.2
		$l_c \geq max\begin{cases}0.15\cdot l_w\\ 1.50\cdot b_w\end{cases}$		5.4.3.4.2
Elemento de extremidade	Taxa de armadura vertical	$0.005\ \leq \rho_v \leq\ 0.04$	(2.68)	5.4.3.4.2

na zona crítica	Distância máxima entre dois varões longitudinais cintados	$200\ (mm)$	(2.69)	5.3.4.3.2.2
	Diâmetro mínimo dos estribos	$d_{bw} \geq\ 6\ (mm)\ (EC2)$	(2.70)	9.5.3
	Espaçamento máximo dos estribos	$s = min \begin{cases} \frac{b_0}{2} \\ 175 \\ 8 \cdot d_{bL} \end{cases} (mm)$		5.4.3.2.2
	ω_{wd}	$\omega_{wd}\ \geq\ 0.08$	(2.71)	5.4.3.2.2
	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_o} - 0.035$		5.4.3.2.2
Elemento de extremidade fora da zona critica	Taxa de armadura vertical	$\begin{cases} 0.005 \leq \rho_v \leq 0.04\ se\ \varepsilon_c > 0.2\ \% \\ 0.002 \leq \rho_v \leq 0.04\ se\ \varepsilon_c > 0.2\ \% \end{cases}$	(2.72)	5.4.3.2.2
	Espaçamento máximo dos estribos	$s = min \begin{cases} b_{wo} \\ 300 \\ 15 \cdot d_{bL} \end{cases} (mm)\ (EC2)$	(2.73)	9.5.3
Alma de parede	Taxa de armadura vertical	$\begin{cases} 0.005 \leq \rho_v \leq 0.04\ se\ \varepsilon_c > 0.2\ \% \\ 0.002 \leq \rho_v \leq 0.04\ se\ \varepsilon_c > 0.2\ \% \end{cases}$	(2.74)	5.4.3.2.2
	Espaçamento máximo dos varões longitudinais	$s_v = min \begin{cases} 3 \cdot b_{wo} \\ 400 \end{cases} (mm)\ (EC2)$	(2.75)	9.6.2
	Taxa mínima de armadura horizontal	$\rho_h =\ max \begin{cases} 0.001 \\ 0.25 \cdot \rho_{v,alma} \end{cases} (EC2)$	(2.76)	9.6.3
	Espaçamento máximo da armadura horizontal	$400\ (mm)\ (EC2)$	(2.77)	9.6.3

2.3 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Com a evolução tecnológica e o desenvolvimento de softwares de calculo estrutural, o processo de analise e dimensionamento de uma estrutura é, nos dias de hoje, muito mais eficiente não só a nível de resultados como na eficácia dos mesmos, rapidez na execução de todas as etapas, liberdade na escolha do método utilizado e elaboração de um modelo mais próximo da realidade.

Segundo o Eurocódigo 0 (5.1.1) os modelos estruturais utilizados devem ser os mais apropriados envolvendo as variáveis relevantes, adequados à simulação do comportamento estrutural com um nível de precisão aceitável, adequados aos estados limites considerados e basearem-se em teorias e práticas de engenharia comprovadas.

Segundo Macgregor (Macgregor, 1992) uma estrutura de um edifício de betão armado é composta por um conjunto de elementos individuais que ao interagirem uns com os outros conseguem suportar as ações a que esta está sujeita. De acordo com Branco (Branco, 2018) os elementos estruturais que formam a estrutura podem ser definidos como elementos lineares, bidimensionais ou tridimensionais. Os elementos lineares, como os pilares, podem ser substituídos num modelo estrutural simplificado como elementos barra, onde a sua largura e a sua altura compreendem uma ordem de grandeza muito inferior ao seu comprimento. Os elementos bidimensionais, como as lajes e as paredes, podem ser substituídos num modelo estrutural simplificado como elementos casca, onde o seu comprimento e a sua largura são muito superiores à sua espessura. As dimensões dos elementos tridimensionais são todas da mesma ordem de grandeza.

2.3.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos consiste num processo de discretização da estrutura em elementos de dimensões reduzidas com a criação de uma malha de elementos finitos, que não se sobrepõem e que se ligam entre si através de pontos designados como nós (Park, 1980). Este processo introduz um certo nível de erro nas soluções, que pode ser reduzido através do refinamento da malha e de outros procedimentos, sem nunca atingir valores nulos.

Como mostra a Figura 16, o modelo numérico de elementos finitos é definido através de um modelo estrutural simplificado determinado do modelo estrutural tridimensional.

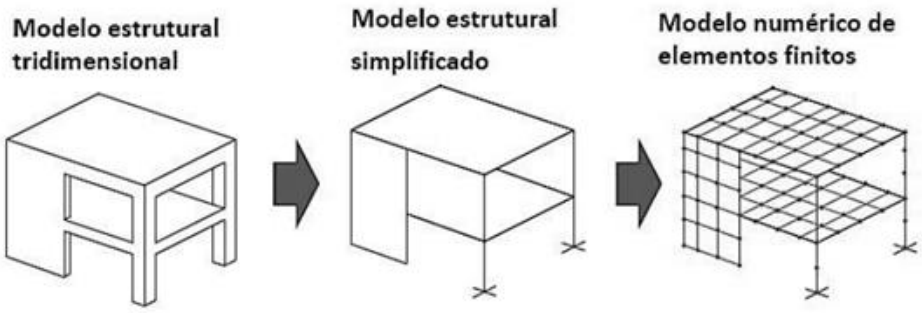


Figura 16 – Modelos estruturais *(Branco, 2018)*

Um dos principais problemas na modelação através de elementos finitos é a ligação estre os elementos laje e pilar. Uma vez que o pilar é considerado um elemento finito de barra, a ligação entre este e a laje, modelada como um elemento finito casca, é realizada através de um único nó da malha. Para este tipo de ligações os momentos fletores sobre os pilares atingem valores de pico bastante elevados que não correspondem à realidade. De forma a ultrapassar este problema, sem recorrer a estratégias alternativas de modelação destes elementos, utiliza-se os resultados da integração do diagrama de momentos fletores correspondente, sempre que possível, à largura do pórtico equivalente.

Numa analise estrutural com base em elementos finitos, as incógnitas são os deslocamentos nodais e o campo de deslocamentos, no interior de cada elemento, é determinado por aproximação utilizando funções continuas de interpolação ou de forma (Simões, 2017). Deste modo, é calculada a matriz de rigidez e o vetor de forças nodais equivalentes para cada elemento.

Ao longo dos anos, o método dos elementos finitos tem mostrado ser o mais preciso, eficiente e versátil, no que diz respeito à análise de edifícios de betão armado correntes. No entanto, devido à quantidade de parâmetros e rigor envolvidos, exige bastante esforço computacional e leva algum tempo no processamento e análise do modelo desenvolvido.

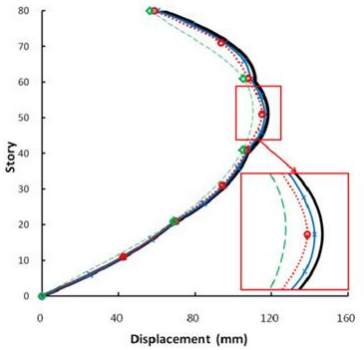
2.4 FASEAMENTO E PROCESSOS CONSTRUTIVOS

A construção de um edifício compreende diversos processos construtivos realizados em diferentes fases. O conhecimento de todos os procedimentos é essencial para fazer um correto dimensionamento de uma estrutura não só em termos de segurança como económicos. Numa primeira fase é necessário conhecer as principais condicionantes do projeto e a partir das mesmas chegar à melhor solução. Segundo Appleton (Appleton, 2013) as principais condicionantes estão relacionadas com a arquitetura, geotecnia, localização da obra e método construtivo.

2.4.1 EFEITO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO NA ANÁLISE DE ESFORÇOS

A construção por fases das estruturas de edifícios é um aspeto ao qual é dada pouca importância, sendo mesmo ignorada em muitas circunstâncias (Delgado, 2004). De acordo com o estudo realizado por Reis (Reis, 2014), o faseamento construtivo tem particular relevância na deformação axial dos elementos verticais, nomeadamente dos pilares. Esta deformação axial com base no carregamento global do edifício apresenta diferenças significativas quando comparada com a mesma tendo em conta a construção por fases. No Gráfico 7 está presente uma representação da curva de deslocamentos verticais quando o efeito do faseamento construtivo é considerado.

Gráfico 7 – Deslocamentos verticais tendo em consideração o faseamento construtivo *(Kim & Shin, 2011)*



Numa análise que compreende o carregamento global, considera-se que os elementos verticais sofrem uma deformação vertical em toda a alturas destes elementos, correspondente à totalidade de carga instalada. Ao admitir uma carga vertical constante aplicada em cada piso, o deslocamento vertical absoluto de um determinado piso corresponde ao somatório das deformações dos pisos inferiores mais o do próprio piso (Reis, 2014).

Numa análise onde o efeito do faseamento construtivo é considerado, os deslocamentos verticais verificados nos elementos verticais em cada fase vão sendo compensados de forma que os elementos fiquem nivelados por piso, isto é, existe uma recuperação da deformação vertical dos pilares. O cálculo do deslocamento vertical absoluto dos pilares, quando submetidos a um carregamento faseado, corresponde ao somatório de deformações de um determinado pilar durante as diversas fases do respetivo carregamento (Reis, 2014). Cada fase construtiva deve ser analisada com base numa estrutura intermédia carregada no piso correspondente. Na Figura 17 está presente uma representação da construção por fases para os primeiros três pisos de um edifício tipo.

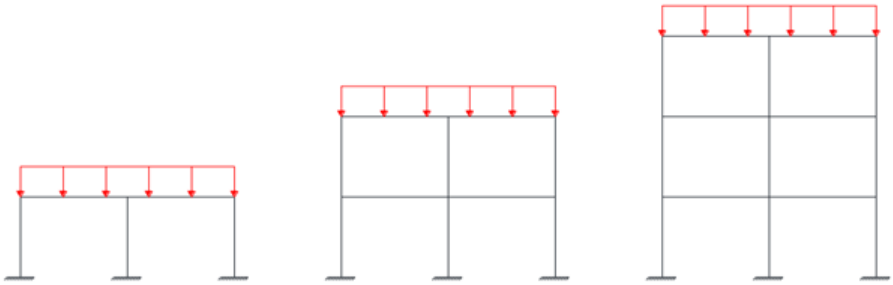


Figura 17 – Diferentes fases no carregamento faseado *(Reis, 2014)*

Segundo Delgado (Delgado, 2004) as principais diferenças do carregamento global para o carregamento faseado é que quando é construído um piso não existem os pisos acima deste, o que implica que o piso se deforme sem a interferência dos pisos superiores e que os pisos inferiores têm interferência na deformada do piso a construir, nomeadamente na deformação axial e na rotação das bases dos pilares.

Atualmente existem programas que conseguem simular o efeito do faseamento construtivo numa estrutura. No entanto, o processo associado é complexo, moroso e bastante suscetível a erros visto que implica associar os elementos estruturais a cada fase bem como todas as cargas correspondentes aos mesmos. Em situação de projeto é usual considerar o carregamento global e incorporar uma alteração da rigidez axial dos pilares para simular, de forma aproximada, os efeitos do faseamento construtivo. Esta metodologia assenta no fator de rigidez, K, que estabelece a relação entre a rigidez alterada dos pilares relativamente à sua rigidez axial elástica.

Segundo Reis (Reis, 2014) que realizou um estudo aprofundado do tema, esta simplificação embora com erros associados traduz resultados satisfatórios para que possam ser utilizados no dimensionamento em condições de segurança. Outro aspeto importante é a facilidade com que este método é implementado em condições de projeto visto que é extremamente simples incluir este fator de rigidez de forma direta no modelo de cálculo. Embora não exista um valor específico para o fator de rigidez é usual este tomar um valor na ordem dos 1.50.

2.4.2 Processos construtivos condicionantes no dimensionamento

Como referido na introdução da presente secção a construção de um edifício envolve diversos processos construtivos. Um desses processos está relacionado com as ligações das lajes dos pisos enterrados às paredes de contenção. Estas podem ser efetuadas através de varões de espera deixados na parede ou através de chapas metálicas soldadas, como demonstrado na Figura 18.

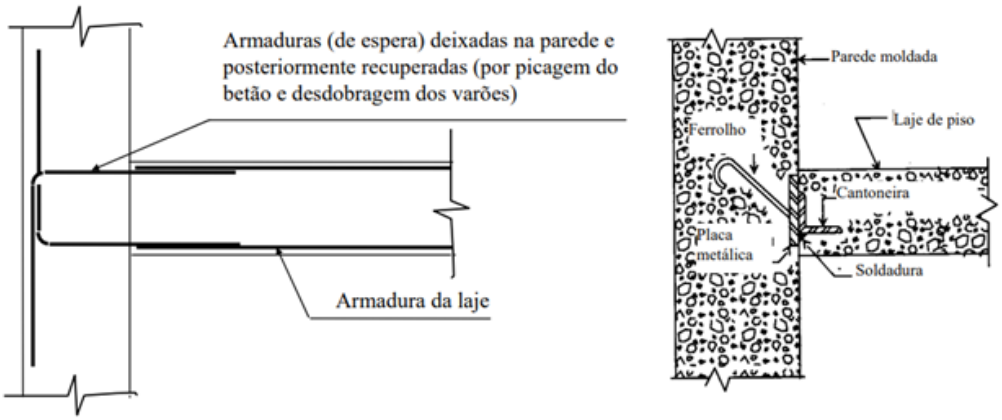


Figura 18 – Ligações entre a laje e a parede moldada *(Cortez, 2020)*

A primeira, representada à esquerda na figura, estabelece uma ligação monolítica o que traduz um comportamento conjunto dos dois elementos, enquanto a segunda, representada à direita na figura, forma um sistema articulado.

3

CASO DE ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo é dedicado à análise e dimensionamento de um edifício de betão armado, tendo como base as disposições e normas regulamentares atualmente em curso e detalhadas no capítulo anterior.

O desenvolvimento do caso de estudo foi realizado em ambiente empresarial, na empresa afaconsult, onde se procurou não só responder aos desafios estruturais, mas também perceber toda a envolvente de um projeto. O caso de estudo, no período de realização do presente trabalho, encontrava-se na fase de estudo prévio, pelo que certos pressupostos tomados no decorrer deste capítulo podem ser distintos da solução final.

Na secção seguinte é apresentada uma descrição geral do edifício e um enquadramento arquitetónico e geotécnico. No ponto 3.3 é descrita a solução estrutural do edifício, no ponto 3.4 apresenta-se a modelação e no ponto 3.5 então detalhadas as ações verticais a que a estrutura está sujeita. A ação do vento e a ação sísmica são desenvolvidas nos tópicos 3.6 e 3.7 respetivamente. Nos últimos pontos estão apresentados o dimensionamento pormenorizado dos pilares, das lajes e das paredes respetivamente.

No desenvolvimento do presente trabalho foram utilizados diversos softwares, como o Robot Structural Analysis que permitiu realizar todas as analises necessárias, e também o AutoCAD e o FAGUS utilizados em diferentes pontos. O cálculo e dimensionamento dos diversos elementos estruturais foram efetuados com folhas de cálculo elaboradas e disponibilizadas pela empresa.

3.2 ENQUADRAMENTO E DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício em análise é do tipo habitacional e está localizado na cidade de Lisboa. É ladeado por dois edifícios e no local da sua construção existia outra edificação entretanto demolida. É constituído por 4 pisos enterrados, 8 pisos elevados mais a cobertura. A altura total acima do solo é de 29.15 m, com 12.00 m em profundidade e a área de implantação do edifício é 24x20 m^2. A altura do piso -3 e -4 é de 3.00 m enquanto a dos pisos -2 e -1 são 3.60 m e 3.10 m respetivamente. O piso 0 é o que apresenta maior pé direito com 4.40 m de altura e os pisos elevados, à exceção da cobertura que tem 3.40 m, o pé direito de 3.05 m é comum a todos eles. Nas Figuras 19, 20 e 21 estão representados os alçados norte e sul e o perfil do edifício.

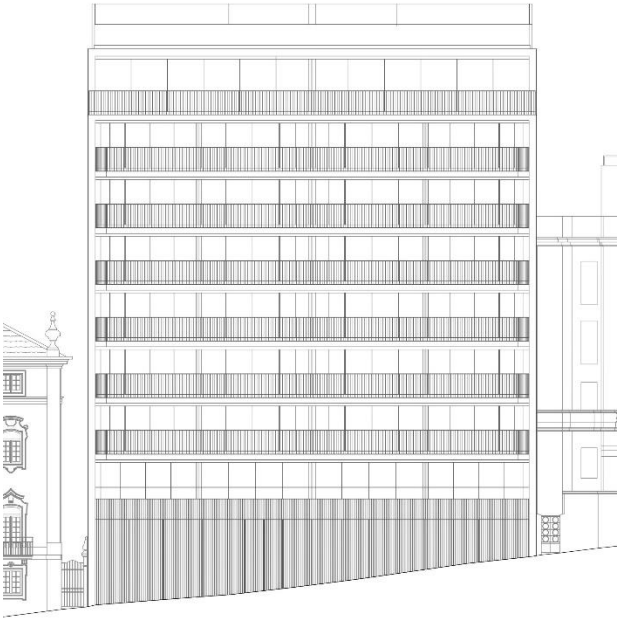


Figura 19 – Alçado Norte do edifício

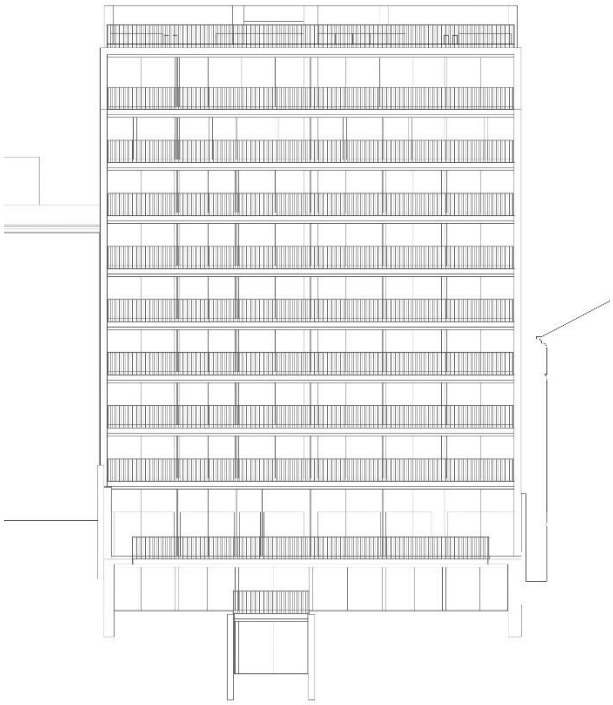


Figura 20 – Alçado Sul do edifício

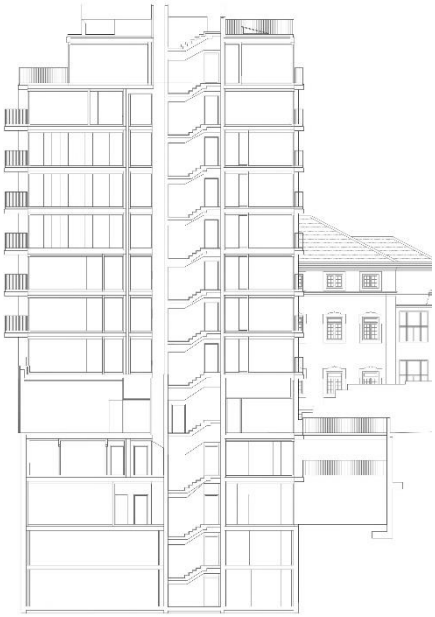


Figura 21 – Perfil do edifício

3.2.1 ENQUADRAMENTO ARQUITETÓNICO

Quanto à sua utilização os pisos -3 e -4 destinam-se a áreas técnicas e a estacionamento de veículos, enquanto os restantes pisos enterrados possuem ginásio, piscina e balneários no piso -2, e lavandaria e arrumos no piso -1. Este último reserva grande parte da sua área para habitações, mais propriamente duplexes, que fazem ligação com o piso superior. O piso 0 faz a ligação do edifício ao exterior quer a entrada pedonal quer o acesso ao estacionamento. A sua área é utilizada maioritariamente para os duplexes referidos anteriormente, mas reserva parte dela para o átrio principal e receção.

Do piso 1 ao piso 7 existem apenas habitações e espaços comuns de acesso às mesmas e o piso 8 compreende habitações com ligações aos pisos 7 e à cobertura e ainda um terraço. A cobertura tem grande parte da sua área reservada a áreas técnicas, mas possui ainda um terraço com piscina. Todos os pisos, à exceção naturalmente dos pisos enterrados, possuem varandas. O piso 0 apenas tem varanda na parte traseira já que na parte frontal faz a ligação com o exterior.

A ligação entre os pisos faz-se através de umas escadas, que cobrem os pisos todos, e de dois elevadores, que vão do piso -4 ao piso 8. Existe ainda, a ligar os pisos enterrados ao piso 0 um monta-carros. O piso 8 e a cobertura são recuados face aos restantes pisos.

Nas Figuras 22, 23 e 24 estão apresentadas as plantas arquitetónicas dos pisos enterrados. A primeira alusiva aos pisos -4 e -3 e as restantes relativas aos pisos -2 e -1. Na Figura 25 está representada a planta de arquitetura do piso 0 e as Figuras 26 e 27 detalham as plantas comuns aos pisos 1, 2 e 3 e 4, 5 e 6 respetivamente. Nas Figuras 28, 29 e 30 estão exibidas as plantas de arquitetura dos pisos mais elevados, pisos 7 e 8 e cobertura respetivamente.

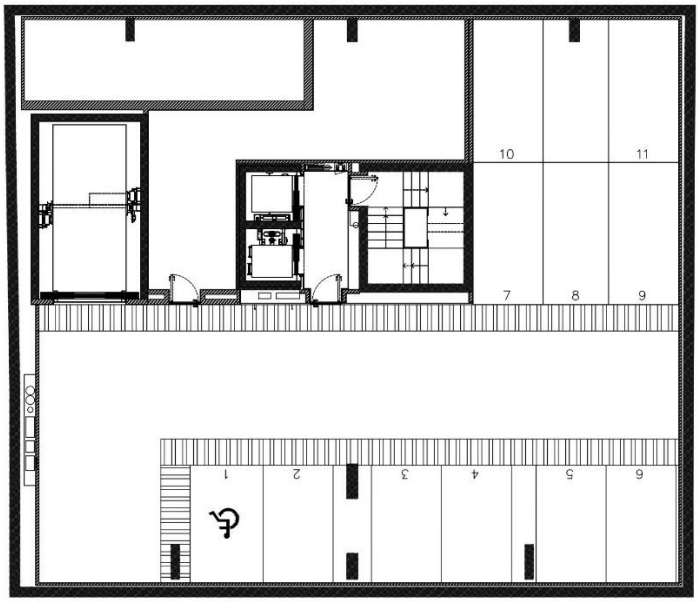


Figura 22 – Planta de arquitetura dos pisos -4 e -3

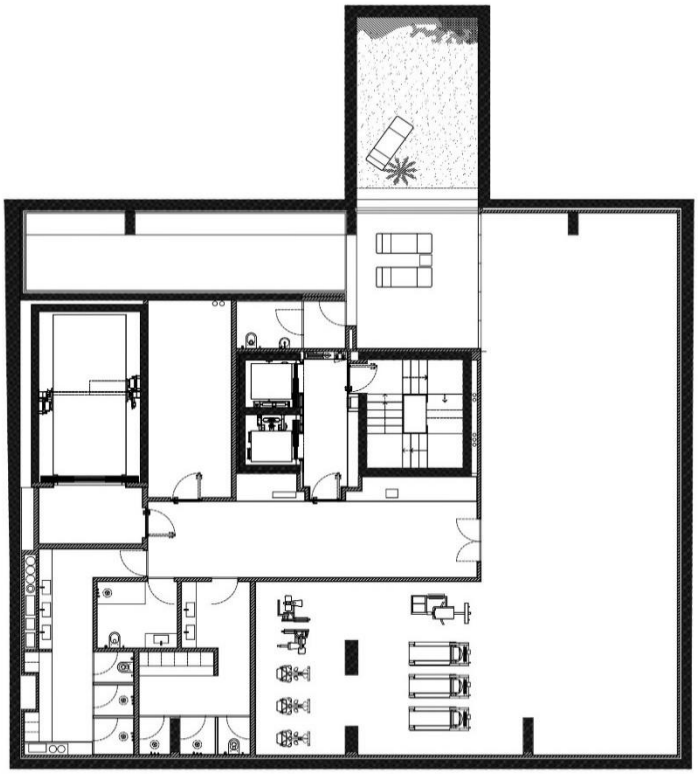


Figura 23 – Planta de arquitetura do piso -2

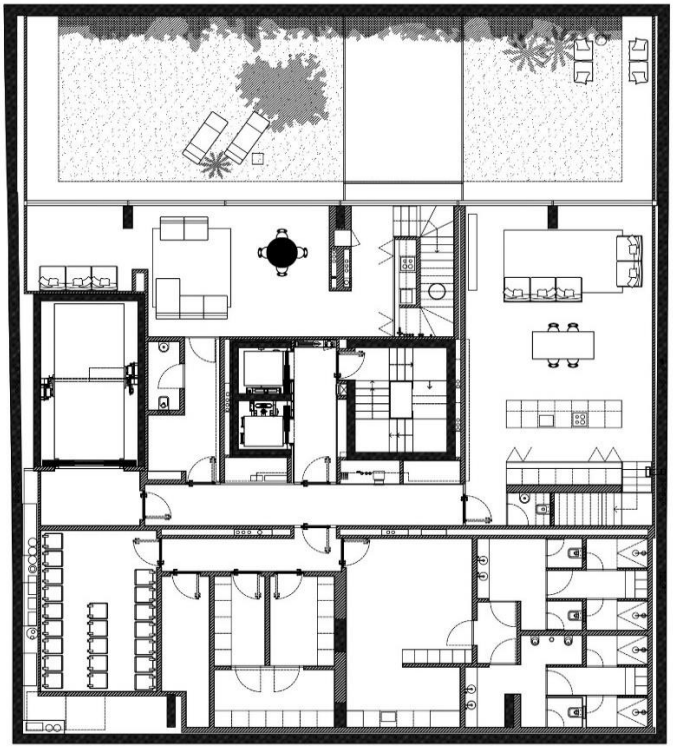


Figura 24 - Planta de arquitetura do piso -1

Figura 25 – Planta de arquitetura do piso 0

Figura 26 – Planta de arquitetura dos pisos 1, 2 e 3

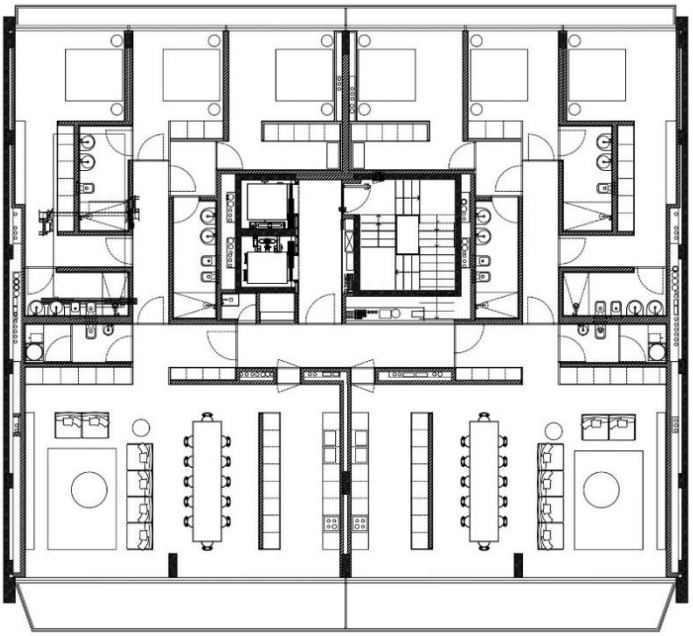


Figura 27 – Planta de arquitetura dos pisos 4, 5 e 6

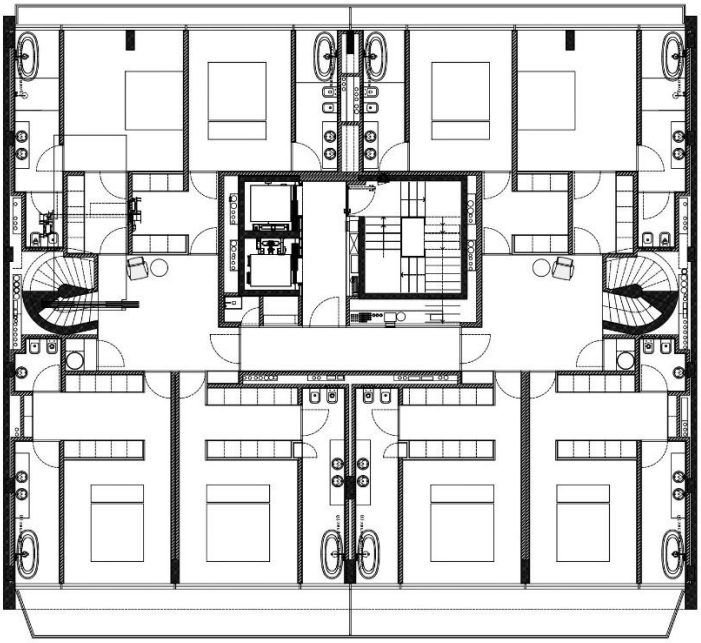


Figura 28 – Planta de arquitetura do piso 7

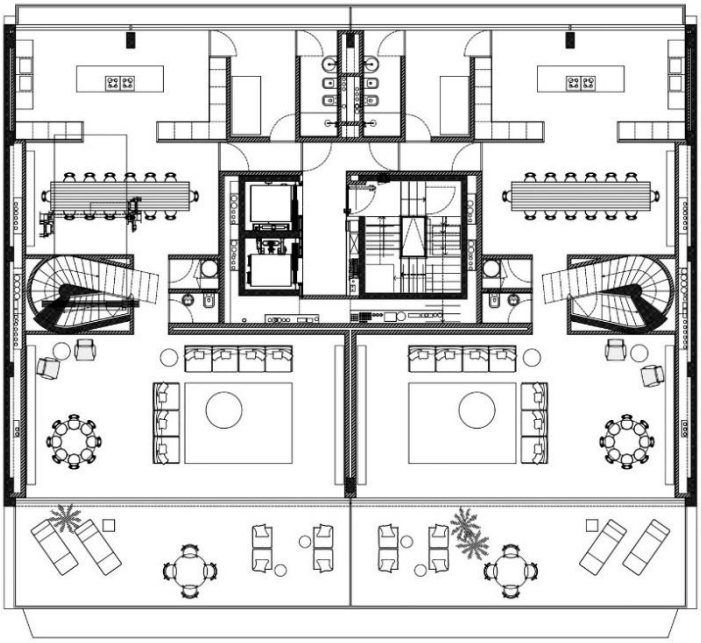


Figura 29 – Planta de arquitetura do piso 8

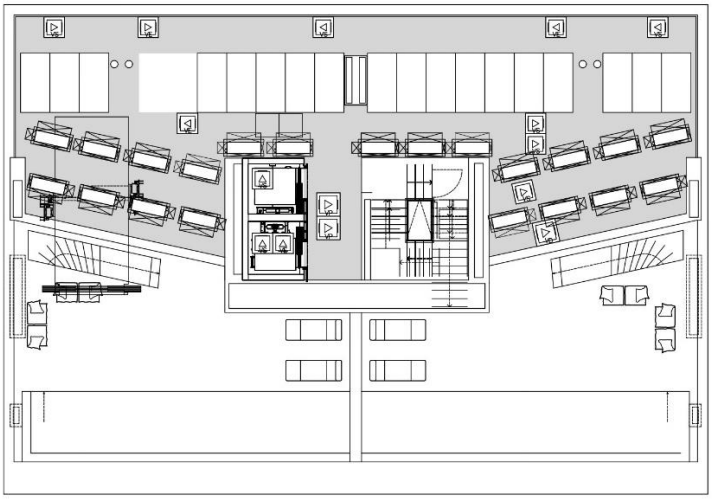


Figura 30 – Planta de arquitetura da cobertura

Todas as plantas representadas foram desenvolvidas e cedidas pela empresa para elaboração do presente trabalho. Compreendem elementos não desenvolvidos na análise do edifício, nomeadamente os dois terraços existentes nos pisos -2 e -1 e a caixa de elevadores na cobertura, de forma a simplificar o processo.

3.2.2 ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO

O estudo geológico-geotécnico é uma ferramenta essencial para o conhecimento e quantificação dos parâmetros do terreno. É com base nas informações recolhidas que se define a solução de fundações. No presente capítulo estão apresentadas as informações referentes ao estudo do terreno, bem como a solução de fundações e contenções periféricas relevantes para a análise e dimensionamento do edifício.

3.2.2.1 Zonamento geotécnico

Com base nos ensaios realizados, identificaram-se seis zonas geotécnicas principais, para as quais foram assumidos parâmetros em função da sua resistência e comportamento mecânico. Estes valores, presentes na Tabela 15, foram considerados no dimensionamento das fundações.

Tabela 15 – Zonamento geológico-geotécnico e parâmetros geotécnicos considerados

Terreno geológico – litologia (índices de recuperação)	N_{SPT} ou W/F	Peso volúmico, γ_t (kN/m^3)	Ângulo de atrito interno, ϕ' (°)	Coesão, C' (kPa)	Módulo deformabilidade drenado, E' (MN/m^2)
Aterros (At)					
Areias siltosas, seixos e calhaus heterogéneos, restos cerâmicos	3 a 8	17 a 18	25	Nula	2 a 4

Complexo vulcânico (β1)					
Solo residual basáltico	13 a 20	19	28 a 30	3	10 a 13,5
Basalto decomposto com fragmentos de rocha original friável	60	20	32	15	60
Basalto e brecha vulcânica	W4, W4-3, F5, F4-5	21	34	15	100
Cretácico $(C^2{}_{AC})$					
Margas avermelhadas com nódulos calcários $\begin{pmatrix} 17 \leq R \leq 80\% \; e \\ 0 \leq RQD \leq 45\% \end{pmatrix}$	60	21	32	25	40
Calcários nodulares com preenchimentos argilosos $\begin{pmatrix} R = 100\% \; e \\ 40 \leq RQD \leq 80\% \end{pmatrix}$	W4, W3, F3, F4	22	24	>30	>60

A título exemplificativo, na Figura 31 está presente um perfil do zonamento geotécnico intersetado por duas sondagens no local. Como é possível observar, a cota de base da escavação encontra-se no maciço de maior qualidade (Cretácico), correspondente ao terreno tipo B, apresentado na Tabela 9 do ponto 2.2.3.

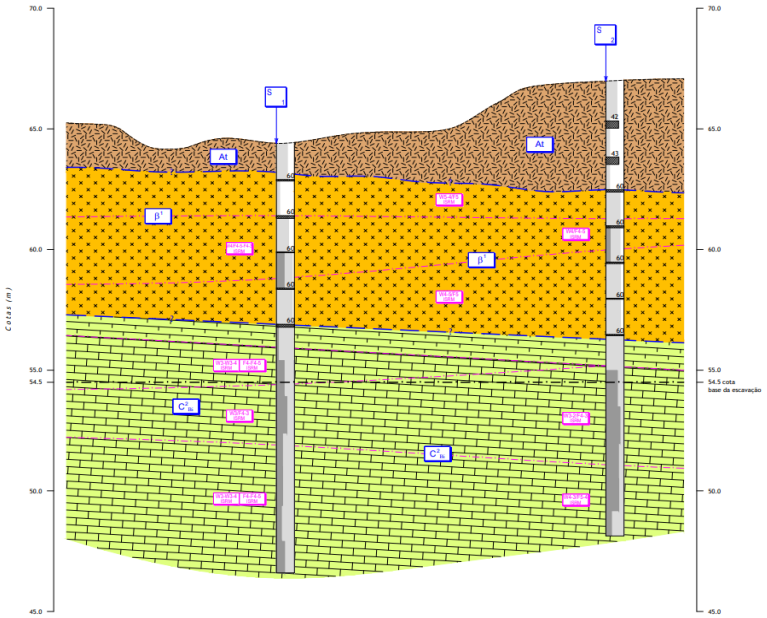


Figura 31 – Perfil do zonamento geotécnico

Com base nas informações recolhidas do estudo geológico-geotécnico foi adotada uma solução de fundações diretas. Relativamente às contenções periféricas, optou-se por paredes de contenção do tipo Berlim, não detalhado no presente capítulo por se tratar de um tema fora do âmbito da dissertação.

3.3 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O sistema estrutural compreende sete alinhamentos verticais de pilares e dois núcleos de rigidez, relativos às caixas de elevadores e de escadas, comuns a praticamente todos os pisos. Nos pisos enterrados, acresce uma parede de contenção ao longo de todo o perímetro do edifício e um conjunto de três paredes verticais, relativas ao monta-carros. À exceção do piso 0, que compreende também estas paredes, não existe continuação das mesmas para os restantes pisos. Os pisos superiores, incluindo o piso 0, possuem duas paredes verticais ao longo da fachada na direção Y, por imposição arquitetónica. No entanto, o piso 8 é recuado relativamente a todos os outros pisos do edifício o que implica uma descontinuidade de dois alinhamentos de pilares e um encurtamento destas mesmas paredes.

Na Figura 32 apresenta-se a planta estrutural comum aos pisos enterrados, do piso -4 ao piso -1, e na Figura 33 apresenta-se a planta estrutural comum dos pisos elevados, do piso 1 ao piso 7. Já as plantas estruturais do piso 0, piso 8 e cobertura apresentam-se separadamente nas Figuras 34, 35 e 36 respetivamente, pois não são comuns a mais nenhuma dos restantes pisos.

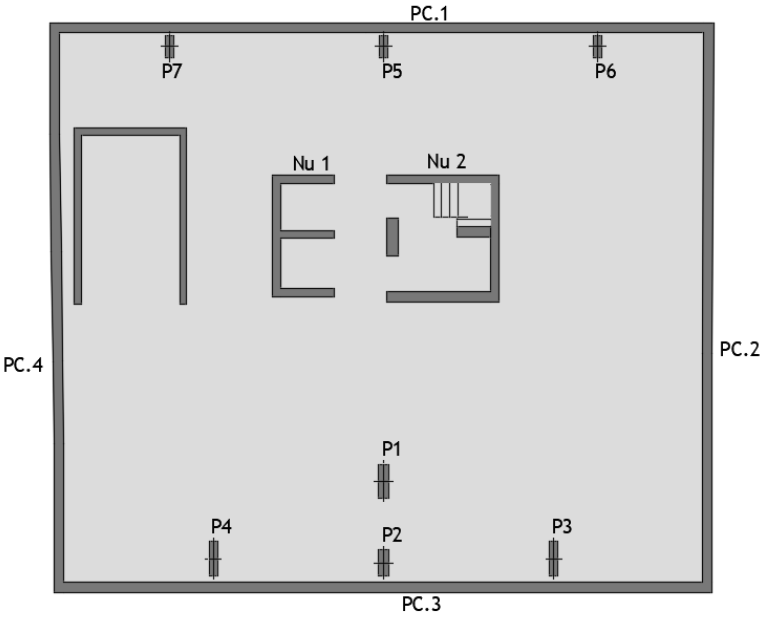


Figura 32 – Planta estrutural comum aos pisos -4, -3, -2 e -1

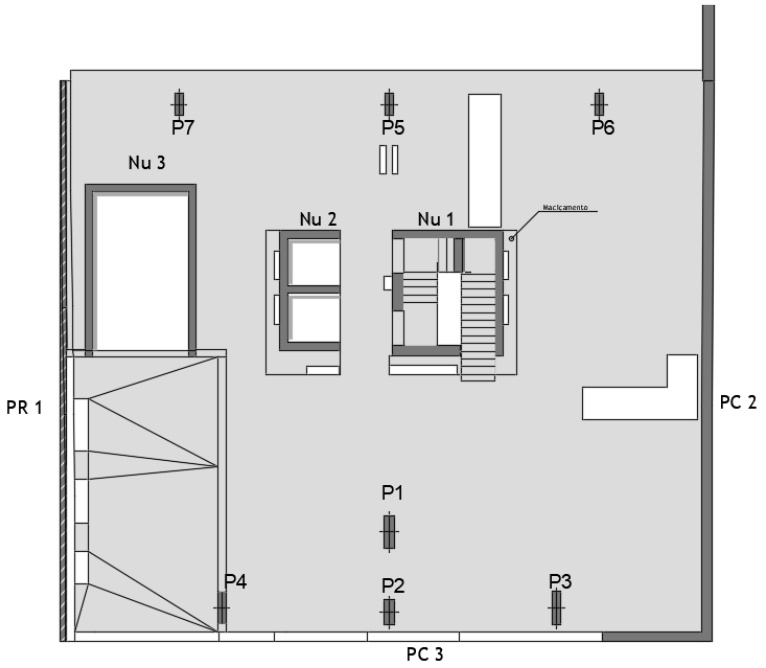


Figura 33 – Planta estrutural do piso 0

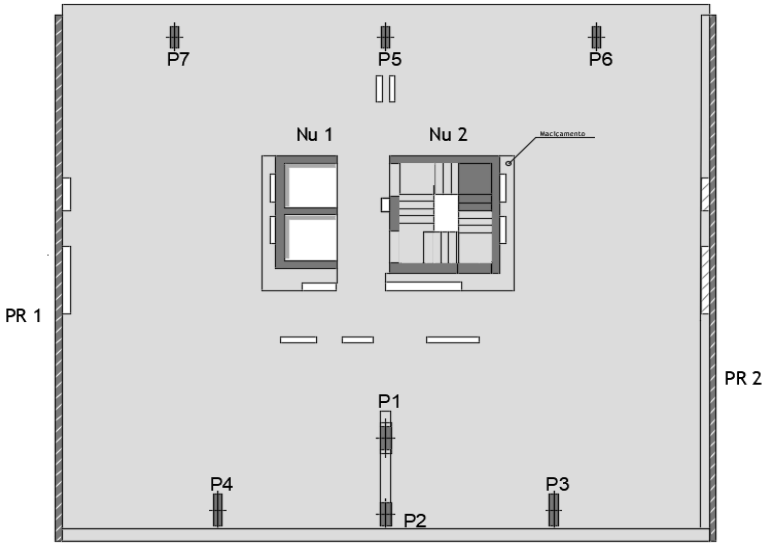


Figura 34 – Planta estrutural comum aos pisos 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7

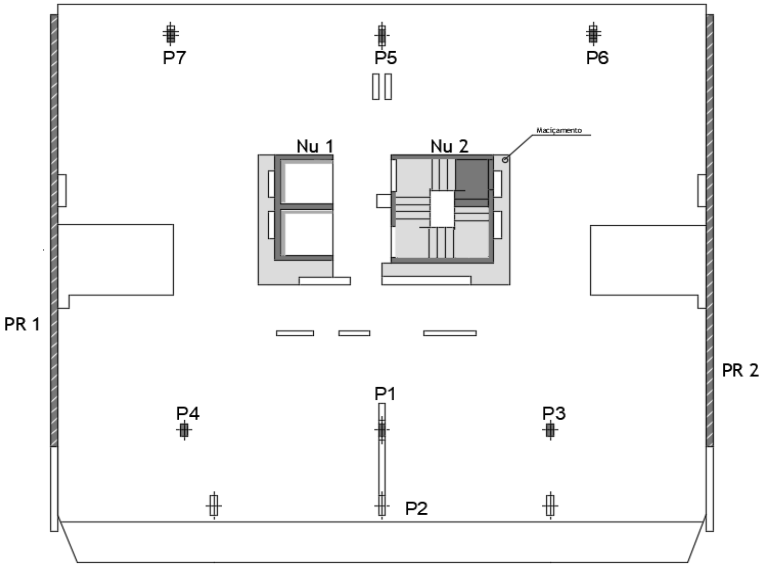


Figura 35 – Planta estrutural do piso 8

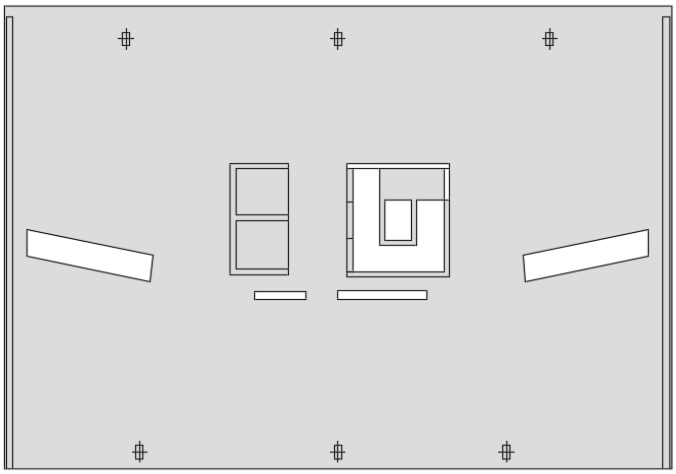


Figura 36 – Planta estrutural da cobertura

Todas as plantas representadas foram desenvolvidas e cedidas pela empresa para elaboração do presente trabalho. Englobam certos pormenores não contemplados na análise do edifício como os vazios das lajes referentes a outras especialidades. Como referido anteriormente no tópico 3.2.1, os dois terraços existentes e a caixa de elevadores na cobertura foram desprezados. No entanto, todos os restantes elementos representados compreendem secções tipo, dimensionadas e apresentadas nas secções seguintes.

O betão utilizado é da classe C30/37, o aço A500 e a estrutura foi projetada para a classe de ductilidade média (DCM).

3.4 MODELAÇÃO

Para a modelação e análise do edifício foi utilizado o Robot Structural Analysis. De acordo com o apresentado no ponto 2.4, recorreu-se a um modelo tridimensional, representado na Figura 37, onde a origem do sistema de coordenadas global está localizada ao nível do piso 0.

Os pilares foram modelados como elementos finitos de barra, enquanto as paredes e as lajes foram modeladas como elementos de casca fina com uma malha de elementos finitos de 1.00 m de lado. Todos estes elementos foram encastrados ao nível da fundação, no piso -4, como mostra a Figura 38, de acordo com a modelação utilizada.

No presente trabalho foram desenvolvidos dois modelos de forma a avaliar o comportamento da estrutura à ação do vento e à ação sísmica respetivamente. A estratégia de modelação foi equivalente com certas especificidades no modelo sísmico, de modo a cumprir as imposições do Eurocódigo 8 referidas anteriormente. Assim, os elementos sísmicos foram modelados com metade da rigidez de flexão por aspetos relacionados com as secções fendilhadas. De forma a simular os pisos enterrados, e assim admitir que o encastramento do edifício se localiza na transição do piso -1 para o piso 0, não foi considerada a massa destes elementos. A ação do vento e a ação sísmica estão desenvolvidas e apresentadas posteriormente no presente capítulo.

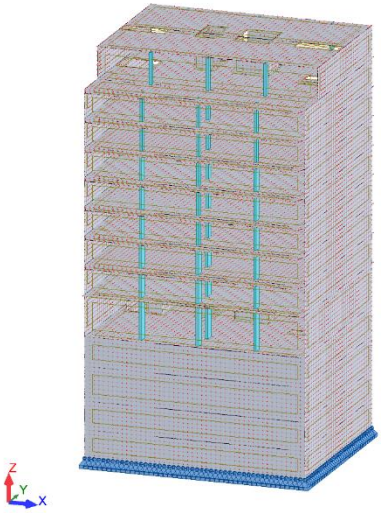


Figura 37 - Modelo estrutural no Robot Structural Analysis

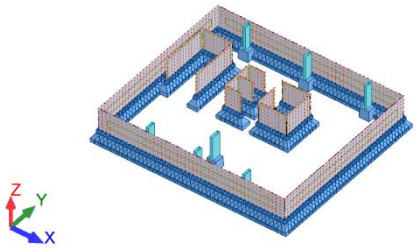


Figura 38 – Pormenor de fundação no Robot Structural Analysis

3.5 AÇÕES VERTICAIS

No desenvolvimento de um projeto as cargas verticais devem ser tidas em consideração. Estas compreendem as cargas permanentes, G, e as cargas variáveis, Q. As cargas permanentes englobam o peso próprio dos elementos estruturais e as restantes cargas permanentes (RCP). Os valores atribuídos a cada uma, tiveram por base projetos semelhantes e estão relacionados com a tipologia do piso. Para simplificar o processo de modelação, a tipologia foi uniformizada por pisos de acordo com a sua maior utilização. O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado automaticamente no programa de cálculo utilizado. Na Tabela 16 estão apresentados os valores das ações verticais resultantes.

Tabela 16 – Ações verticais consideradas

Pisos	Altura (m)	Categoria	RCP (kN/m^2)	Sobrecarga (kN/m^2)
-4	3.00	F	2.00	2.50
-3	3.00	F	2.00	2.50
-2	3.60	C	3.00	5.00
-1	3.10	A	4.00	2.00
1	4.40	A	4.00	2.00
2	3.05	A	4.00	2.00
3	3.05	A	4.00	2.00
4	3.05	A	4.00	2.00
5	3.05	A	4.00	2.00
6	3.05	A	4.00	2.00
7	3.05	A	4.00	2.00
8	3.40	A	4.00	2.00
Cobertura	-	H	6.00	5.00
Varandas	-	A	1.50	5.00
Terraço	-	A	1.50	5.00

Como é possível observar na tabela aumentou-se o valor da RCP na cobertura para simular a carga da piscina e a sobrecarga da categoria A, especificamente nas varandas, foi considerada uniforme devido à largura da varanda não permitir fazer dispensa. As categorias e as sobrecargas atribuídas a cada piso, de acordo com a sua utilização, bem como os coeficientes correspondentes presentes na Tabela 17 foram atribuídas de acordo com o Eurocódigo 0 (Anexo A1).

Tabela 17 – Coeficientes associados a cada categoria

Categoria	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A	0.70	0.50	0.30
C	0.70	0.70	0.60
F	0.70	0.70	0.60
H	0.00	0.00	0.00

3.6 AÇÃO DO VENTO

Como descrito no ponto 3.2 do presente capítulo, o edifício em análise localiza-se na cidade de Lisboa o que para efeitos da ação do vento significa que está inserido na zona A, generalidade do território. O valor básico de referência do vento correspondente, v_{b0}, toma assim o valor de 27.00 m/s como mostra a Tabela 1 do ponto 2.1.2 do capítulo anterior. Consequentemente, a velocidade de referência do vento, v_b, calculada através da expressão (2.7) do mesmo ponto, é igual ao valor de v_{b0}, visto que os coeficientes de direção e de sazão compreendem valores unitários por recomendação normativa.

Relativamente à categoria do terreno, descritas na Tabela 2 do tópico 2.1.2, o edifício pertence à categoria tipo IV, zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15.00 m. O comprimento de rugosidade, z_0, e a altura mínima, z_{min}, associados a esta categoria de terreno, são 1.00 m e 15.00 m respetivamente e admite-se que abaixo da altura mínima a velocidade do vento é constante.

3.6.1 COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIORES PARA AS PAREDES VERTICAIS

Para efeitos de quantificação da ação do vento nas paredes verticais, como visto anteriormente na Figura 1, estas são dividas por zonas, estando a zona D associada à parede de barlavento, direção que toma o vento. Deste modo consideraram-se duas situações, ambas com $h = 30.00\,m$, a primeira onde $b = 24.00\,m$ e $d = 20.00\,m$, isto é, quando o vento tem a direção perpendicular à parede de maior dimensão, e a segunda quando $b = 20.00\,m$ e $d = 24.00\,m$, isto é, quando o vento tem a direção perpendicular à parede de menor dimensão. As duas situações estão representadas nas Figuras 39 e 40 respetivamente.

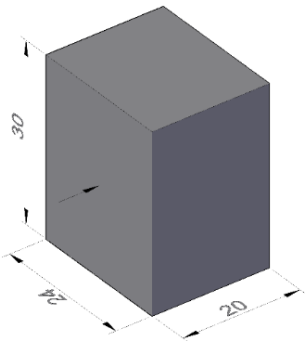


Figura 39 – Ação do vento quando este tem direção perpendicular à parede de maior dimensão

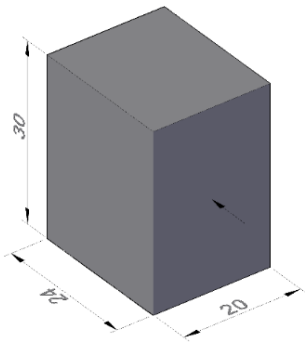


Figura 40 – Ação do vento quando este tem direção perpendicular à parede de menor dimensão

Na realidade considerou-se quatro situações visto que o vento dentro das duas direções referidas pode ainda tomar duas orientações diferentes, uma medida preventiva caso alguns dos edifícios envolventes seja demolido.

Para ambas as situações verifica-se a relação $b < h \leq 2b$ e por essa razão o perfil de pressão dinâmica da parede é o indicado na Figura 2 do ponto 2.1.3.1. Assim, quando a zona D, equivalente à parede de barlavento, corresponde a $b = 24.00\ m$ as alturas de referência, z_e, são de 24.00 m e 30.00 m. Por outro lado, quando a zona D corresponde a $b = 20.00\ m$ as alturas de referência assumem os valores de 20.00 m e 30.00 m. Os perfis de pressão dinâmica do vento com as respetivas alturas de referência para ambas as situações estão presentes nas Figuras 41 e 42 respetivamente.

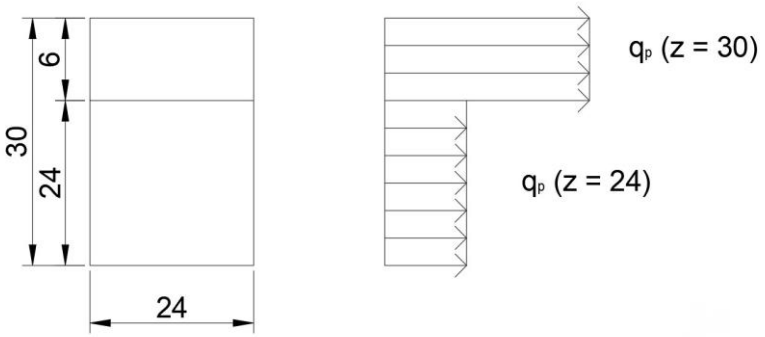


Figura 41 – Alturas de referência quando b = 24.00 m e perfil de pressão dinâmica correspondente

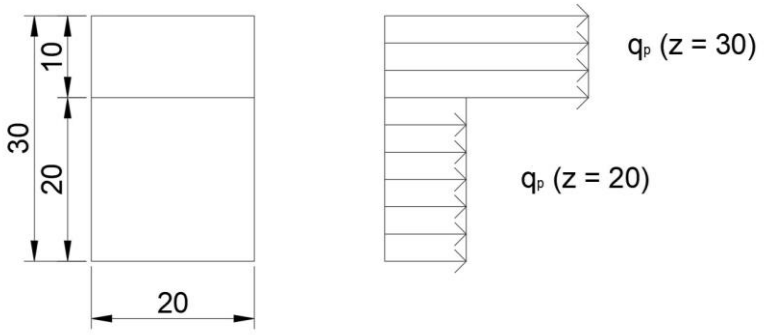


Figura 42 – Alturas de referência quando b = 20.00 m e perfil de pressão dinâmica correspondente

Para os valores correspondentes às alturas de referência (z = 30.00 m, z = 24.00 m e z = 20.00 m), calculou-se a pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$. Este parâmetro, definido no ponto 2.1.2, foi calculado através da expressão (2.5) e compreendeu os valores de velocidade média do vento, $v_m(z)$, e da intensidade de turbulência, $I_v(z)$, para os mesmos valores de z. Estes, determinados pelas expressões (2.6) e (2.10), incluem o coeficiente de orografia, $c_o(z)$, considerado unitário por recomendação regulamentar, e estão relacionados com a categoria de terreno e com os parâmetros a ela associados definidos anteriormente. Para a velocidade média do vento o coeficiente de rugosidade, $c_R(z)$, calculado através da expressão (2.8), traduz a influência da categoria de terreno de acordo com o valor de z. Na Tabela 18 estão presentes as pressões dinâmicas de pico e os parâmetros que a caracterizam em função das alturas de referência.

Tabela 18 – Parâmetros definidores da pressão dinâmica de pico em função das alturas de referência

z	$c_R(z)$	$v_m(z)$	$I_v(z)$	$q_p(z)$
20.00 m	0.702	18.954	0.334	749.163
24.00 m	0.745	20.107	0.315	809.254
30.00 m	0.797	21.519	0.294	885.063

Em relação às paredes laterais, para ambas as situações, é verificada a relação $e \geq d$. Assim, como explicado no tópico 2.1.3.1, estas dividem-se em duas zonas distintas, a zona A e a zona B. Na Figura 43 estão representas a divisão das paredes consoante a situação considerada. Quando $b = 24.00\ m$ e $d = 20.00\ m$ a largura da zona A compreende o valor de 4.80 m e a zona B de 15.20 m, enquanto na situação oposta, quando $b = 20.00\ m$ e $d = 24.00\ m$, a zona A compreende uma largura de 4.00 m e a zona B de 20.00 m. Esta divisão é baseada na Figura 3.

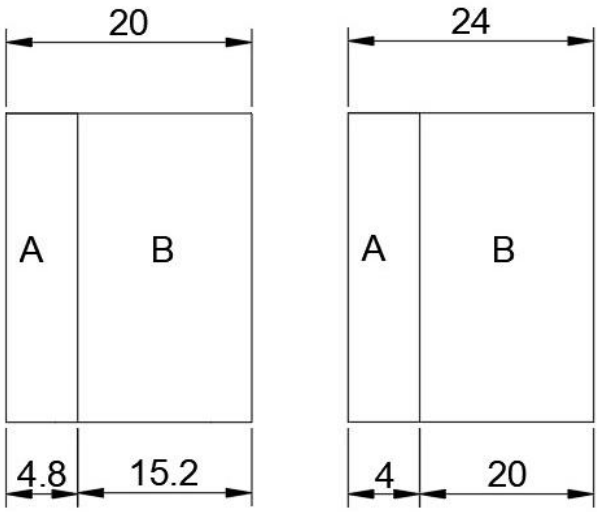


Figura 43 – Dimensões das zonas A e B para as paredes verticais nas duas situações consideradas

De forma a simplificar o modelo de cálculo, e porque se trata de um edifício regular de betão armado, uniformizou-se as paredes laterais a uma única zona. Deste modo fez-se uma média ponderada entre os coeficientes das zonas A e B, indicados na Tabela 3 do capítulo anterior, de acordo com a percentagem de área referente a cada zona. O valor resultante, definido como AB, traduz o coeficiente de pressão exterior comum a toda a parede. Este e todos os outros coeficientes de pressão exterior relativos às paredes verticais estão presentes na Tabela 19 para as duas situações consideradas.

Tabela 19 – Coeficientes de pressão exterior para as paredes verticais nas duas situações consideradas

b	h/d	A	B	C	D	E	AB
20.00 m	1.250	-1.200	-0.800	-	+0.800	-0.513	-0.870
24.00 m	1.500	-1.200	-0.800	-	+0.800	-0.525	-0.900

3.6.2 COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIORES PARA AS COBERTURAS EM TERRAÇO

No último piso do edifício existe uma cobertura em terraço, elemento apresentado no ponto 2.1.3.2 da ação do vento. Para este tipo de cobertura a secção é dividida em cinco zonas (F, G, H e I com a zona F repetida), como representado na Figura 5 do mesmo tópico. Para o caso em estudo considerou-se a altura da platibanda, h_p, indicada no mesmo tópico, unitária. Assim a altura de referência para a cobertura em terraço é de 31.00 m. Consideraram-se as duas situações mencionadas anteriormente, quando o vento tem a direção perpendicular à parede de maior dimensão ($b = 24.00\ m$ e $d = 20.00\ m$) e quando tem a direção oposta ($b = 20.00\ m$ e $d = 24.00\ m$). As dimensões de cada zona para as duas situações estão presentes na Figura 44.

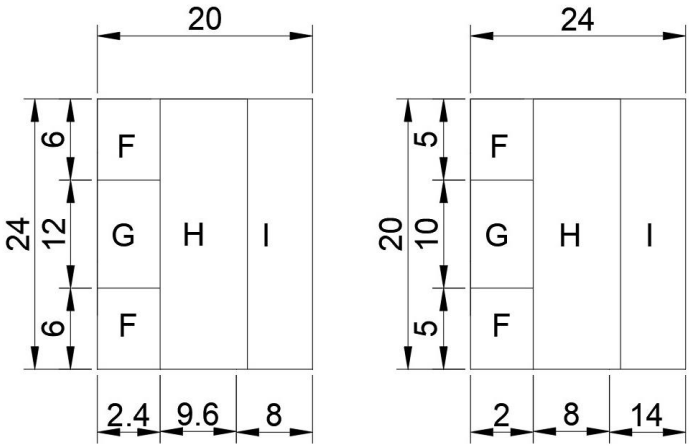


Figura 44 – Dimensões das zonas F, G, H e I para a cobertura em terraço nas duas situações consideradas

O procedimento de uniformização utilizado para as paredes verticais foi adaptado para a cobertura. O valor resultante, definido como FGHI, traduz o coeficiente de pressão exterior comum a toda a cobertura e está apresentado na Tabela 20 para as duas situações consideradas. Os coeficientes utilizados neste processo são referentes às zonas para coberturas em terraço e estão definidos na Tabela 4 do ponto 2.1.3.2.

Tabela 20 – Coeficientes de pressão exterior para a cobertura em terraço nas duas situações consideradas

b	h_p/h	F	G	H	I	FGHI
20.00 m	0.033	-1.533	-1.033	-0.700	-0.200	-0.750
24.00 m	0.033	-1.533	-1.033	-0.700	-0.200	-0.750

3.6.3 COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIORES PARA AS COBERTURAS ISOLADAS

Considerou-se as varandas como coberturas isoladas visto que não existe na regulamentação disponível tratamento específico para estes elementos. Para este tipo de cobertura são cinco as zonas consideradas (A, B e C com as zonas B e C repetidas) como representado na Figura 7 do ponto 2.1.3.3. Ao contrário do considerado para as paredes verticais e cobertura em terraço, no caso das varandas apenas se considerou a primeira situação, onde $b = 24.00\ m$ e $d = 20.00\ m$, visto que apresentam uma dimensão pouco considerável na direção contraria.

Mais uma vez, uniformizou-se a cobertura a um único valor de coeficiente de pressão exterior a partir dos coeficientes específicos para coberturas isoladas descritos na Tabela 5 do capítulo anterior. O edifício em análise compreende as varandas comuns a todos os pisos com uma largura aproximada de 0.70 m e uma varanda específica, situada no piso 8, com 1.40 m de largura. Na Figura 45, a título de exemplo, está representada a divisão por zonas da varanda mais pequena e na Tabela 21 estão apresentados os coeficientes de pressão exterior para as duas dimensões.

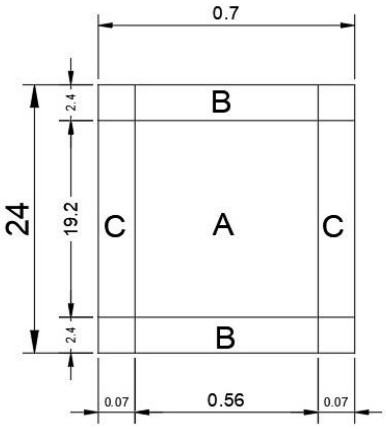


Figura 45 – Dimensões das zonas A, B e C para a cobertura isolada de menor dimensão

Tabela 21 – Coeficientes de pressão exterior para a cobertura isolada

Varanda	A	B	C	ABC
pequena	+0.500	+1.800	+1.100	+0.780
grande	+0.500	+1.800	+1.100	+0.780

3.6.4 Coeficiente estrutural

Como referido no ponto 2.1.1 do segundo capítulo, para determinar as forças exteriores atuantes num edifício é necessário considerar o coeficiente estrutural, $c_s c_d$. Este, descrito pormenorizadamente no ponto 2.1.5, é calculado através da expressão (2.11) e depende do fator de pico k_p, do coeficiente de resposta quase estática, B^2, do coeficiente de resposta em ressonância, R^2, e da intensidade de turbulência, $I_v(z)$. Todos estes parâmetros, ou outros compreendidos nos mesmos, foram calculados para a altura de referência para determinação deste coeficiente, z_s, que toma o valor de 18.00 m.

De forma a calcular estes parâmetros considerou-se δ = 0.10, visto que o edifício em analise é de betão armado e não existem dispositivos especiais. A frequência fundamental de flexão, n_1, toma o valor de 1.53 e a densidade espectral de potência adimensional, $S_L(z,n)$, e a densidade espectral de um só ramo, $f_L(z,n)$, dependentes deste, apresentam valores de 0.047 e de 5.011 respetivamente. A escala de turbulência para a altura de referência é de 59.767.

À semelhança do admitido para a determinação dos coeficientes de pressão exterior, foram consideradas duas situações no cálculo do coeficiente estrutural, quando a parede de barlavento é equivalente à parede de maior dimensão e o seu contrário. Os resultados do coeficiente estrutural estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Coeficiente estrutural

b	B^2	η_h	η_b	R_h	R_b	R^2	ν	k_p	$c_s c_d$
20 m	0.554	11.571	7.714	0.083	0.121	0.023	0.307	3.416	0.850
24 m	0.542	11.571	9.257	0.083	0.102	0.020	0.286	3.395	0.850

3.6.5 COEFICIENTES FINAIS

Determinadas as pressões dinâmicas de pico para as alturas de referência definidas, os coeficientes de pressão exterior para cada um dos elementos considerados, o coeficiente estrutural e utilizando os coeficientes de pressão interior referidos no ponto 2.1.4, foi possível definir os coeficientes finais, presentes na Tabela 23, e utilizados para caracterizar a ação do vento no modelo de cálculo.

Tabela 23 – Coeficientes finais para a caracterização da ação do vento

b (m)	h (m)	AB	D	E	Cobertura	Varanda pequena	Varanda grande	P_i(+)	P_i(-)
20	20	0.56	0.51	0.33	-	-	-	-	-
20	30	0.66	0.61	0.39	0.67	-	-	-	-
24	24	0.62	0.56	0.37	-	0.64	0.64	0.17	0.25
24	30	0.68	0.61	0.40	0.67	0.70	0.70	0.18	0.27

3.6.6 COMBINAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO COM OUTRAS AÇÕES

Como explicado anteriormente no ponto 2.1.6, para determinar os esforços da estrutura em analise é necessário considerar todos as ações a que esta está sujeita. Assim, combinou-se as ações do vento e as ações verticais de acordo com a expressão (2.25). O coeficiente de redução utilizado para a ação do vento é $\psi_{0,i} = 0.60$ de acordo com o Eurocódigo 0 (Anexo A1).

Os coeficientes finais provenientes da análise realizada anteriormente são introduzidos no modelo de cálculo de acordo a seguinte denominação:

- W_{X+} = vento na direção positiva de X no eixo global
- W_{X-} = vento na direção negativa de X no eixo global
- W_{Y+} = vento na direção positiva de Y no eixo global
- W_{Y-} = vento na direção negativa de Y no eixo global
- W_{Pi+} = pressões interiores positivas
- W_{Pi-} = pressões interiores negativas

As combinações resultantes da conjugação das ações consideradas estão presentes no mapa de combinações do Anexo 1. Neste mapa estão compreendidas outras combinações referentes à análise da laje discutida no ponto 3.9.

3.7 AÇÃO SÍSMICA

Como explicado e desenvolvido no ponto 2.2 da presente dissertação, para definir os espectros de cálculo da ação sísmica é necessário enquadrar o projeto numa das zonas sísmicas existentes para cada tipo de ação considerada, caracterizar o tipo de terreno e determinar o coeficiente de comportamento. De acordo com a Figura 9, o edifício está inserido nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3 para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 respetivamente, visto que o edifício se localiza na cidade de Lisboa. Relativamente ao tipo de terreno, apresentados na Tabela 9, o edifício em analise está inserido num terreno tipo B de acordo com as informações geológicas e geotécnicas presentes na secção 3.2.2.

3.7.1 SISTEMA ESTRUTURAL E COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Para definir o coeficiente de comportamento, q, são necessários alguns processos de modo a obter o resultado mais coerente para o edifício, uma vez que este parâmetro não é independente do comportamento da estrutura. Dado que se trata de uma estrutura mista, isto é, constituída por pilares e paredes verticais, é necessário perceber com base na ação sísmica se o edifico corresponde a um sistema misto equivalente a paredes ou a um sistema de paredes. Como descrito no ponto 2.2.5, no primeiro caso a resistência à força de corte na base das paredes é superior a 50% da resistência sísmica de todo o sistema estrutural e no segundo a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema. Contudo, é necessário, numa primeira fase, introduzir a ação sísmica na estrutura e de acordo com o seu comportamento decidir o valor do coeficiente de comportamento.

Tendo em conta o edifício em análise, optou-se por considerar a estrutura como um sistema de paredes em ambas as direções. Assim, o corte basal na base das paredes é superior a 65% da resistência de todo o sistema. Para além disso foi estabelecido projetar a estrutura para uma classe de ductilidade média (DCM) por ser mais usual e por se apresentar mais vantajoso em termos práticos e económicos quando comparado com estruturas dimensionadas para classes de ductilidade alta (DCH), como explicado no ponto 2.2.5.

O valor máximo do coeficiente de comportamento foi calculado através das expressões (2.32), (2.33) e (2.36) e toma o valor de 2.40 como é possível observar na Tabela 24. Foi necessário reduzir o valor básico do coeficiente de comportamento, q_0, em 20% pela razão de o edifício não cumprir os requisitos de regularidade em altura.

Tabela 24 – Parâmetros definidores e respetivo coeficiente de comportamento

q_0	α_0	k_w	q
0.80·3.00	9.50	1.00	2.40

Como explicado no ponto 2.2.5 do presente trabalho, a norma regulamentar estabelece um critério de regularidade em altura relacionado com os recuos não simétricos, representado na Figura 10 e nas expressões (2.34) e (2.35). No edifício em análise existe um recuo nos pisos 8 e cobertura relativamente à restante estrutura, espelhado na Figura 46, que não cumpre com esse critério como mostram as expressões (3.1) e (3.2).

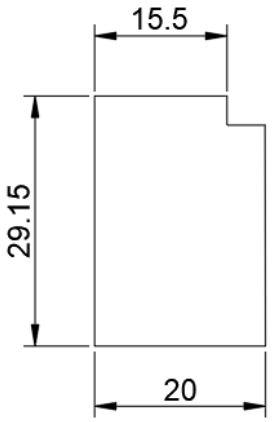


Figura 46 – Irregularidade em altura

$$\frac{20-15.5}{20} = 0.225 \leq 0.30\ OK \tag{3.1}$$

$$\frac{20-15.5}{20} = 0.225 \leq 0.10\ KO \tag{3.2}$$

No entanto, dado que se trata de um recuo apenas do último piso, este podia não ser considerado uma vez que não condiciona significativamente a resposta sísmica do edifício. Desta forma, o coeficiente de comportamento podia assumir o valor de 3.00. Em todo o caso, neste trabalho adotou-se $q = 2.40$ como explicado anteriormente.

3.7.2 Espectros de cálculo

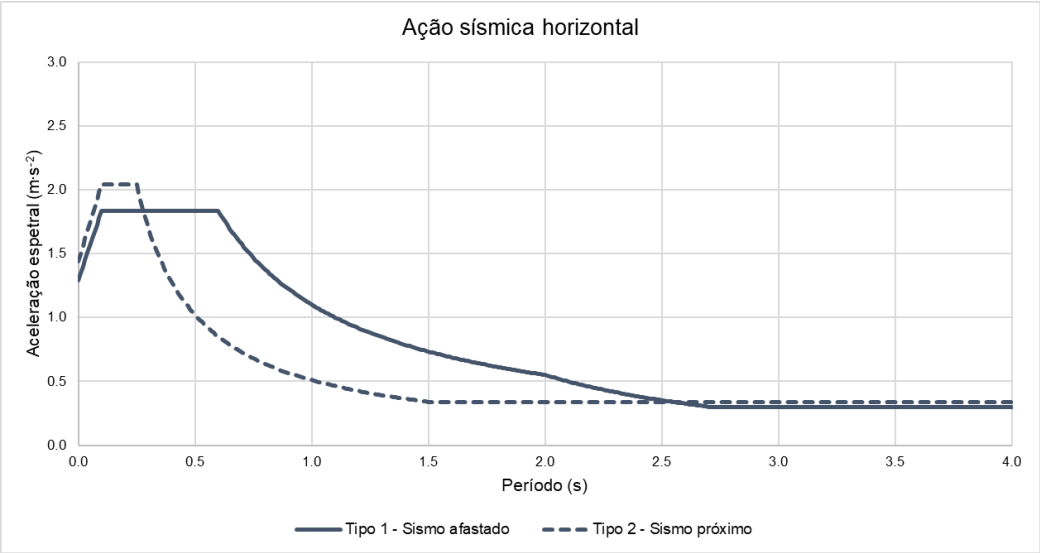
Com base no tópico 2.2.4 foi possível definir os parâmetros necessários para a caracterização do espectro de cálculo para as componentes horizontais para os dois tipos de ações consideradas, apresentados na Tabela 25. O edifício em análise pertence à classe de importância II, apresentada na Tabela 7 do capítulo anterior, por se tratar de um edifício corrente de utilização habitacional.

Tabela 25 – Caraterização do espetro de resposta de cálculo para as componentes horizontais

Parâmetros	Tipo 1	Tipo 2
Zona sísmica	1.30	2.30
γ_I	1.00	1.00
$a_{gR}(m/s^2)$	1.50	1.70
$S_{máx}$	1.35	1.35
$T_B(s)$	0.10	0.10
$T_C(s)$	0.60	0.25
$T_D(s)$	2.00	2.00
$S(s)$	1.29	1.27
$a_g(m/s^2)$	1.50	1.70
β	0.20	0.20

Através das expressões (2.27), (2.28), (2.29) e (2.30) e dos parâmetros apresentados foi possível calcular os espectros de resposta de cálculo para as componentes horizontais para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2 consideradas, representados no Gráfico 8.

Gráfico 8 – Espectros de resposta de cálculo para as componentes horizontais

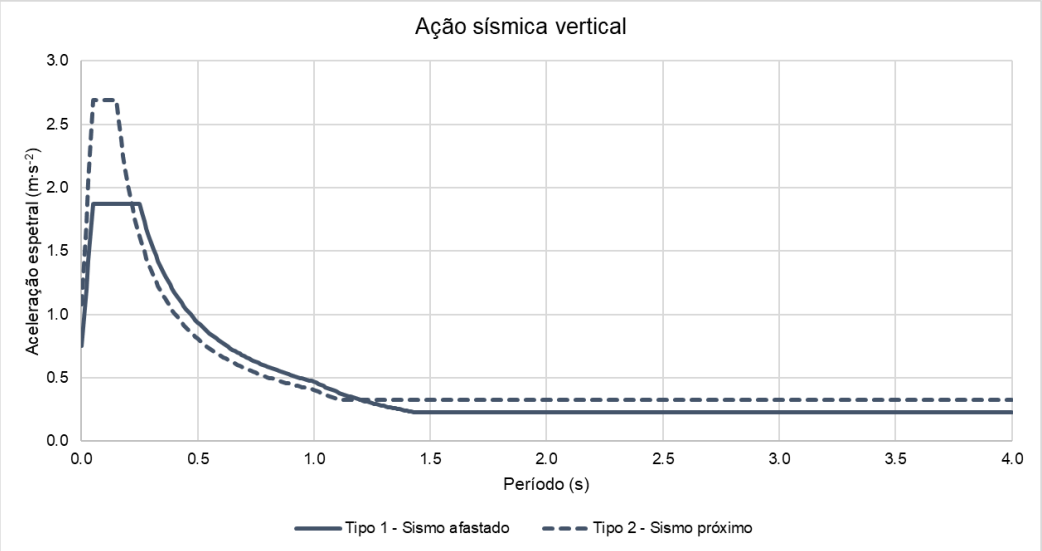


Foi necessário considerar a ação sísmica vertical na análise sísmica devido à descontinuidade dos elementos verticais na transição do piso 7 para o piso 8. O procedimento seguido para a caraterização dos espectros foi o mesmo considerado para as componentes horizontais, porém o coeficiente do solo, S, tomou valor unitário e o coeficiente de comportamento, q, foi limitado a 1.50 por imposição do Eurocódigo 8, como descrito no ponto 2.2.4. Na Tabela 26 estão apresentados os parâmetros definidores dos espectros de resposta vertical, representados no Gráfico 9 para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2.

Tabela 26 – Caraterização do espetro de resposta de cálculo para a componente vertical

Parâmetros	Tipo 1	Tipo 2
Zona sísmica	1.30	2.30
γ_I	1.00	1.00
$a_{gR}(m/s^2)$	1.50	1.70
$T_B(s)$	0.05	0.05
$T_C(s)$	0.25	0.15
$T_D(s)$	1.00	1.00
$S(s)$	1.00	1.00
$a_{vg}(m/s^2)$	1.13	1.62
β	0.20	0.20

Gráfico 9 – Espectros de resposta de cálculo para a componente vertical



3.7.3 ANÁLISE MODAL

Na análise modal foi considerada a massa correspondente à carga vertical da combinação quase-permanente para a obtenção dos diferentes modos e os resultados da análise espectral para as componentes horizontais e para a componente vertical foram combinados de acordo com as expressões (2.41), (2.42) e (2.43), explicadas no ponto 2.2.6.

Foram consideradas duas análises modais distintas, a modal máxima e a modal mínima. Enquanto a analise modal máxima tem em consideração a totalidade da carga vertical, a analise modal mínima despreza o efeito da sobrecarga na estrutura. Esta última reflete o comportamento do edifício vazio quando sujeito à ação sísmica. Na presente secção estão apresentados os resultados referentes à análise modal máxima, para a ação sísmica tipo 1, visto serem os mais condicionantes.

Na Tabela 27 estão resumidas as propriedades modais básicas do edifício. O modo 1 apresenta um período natural de vibração de 1.6098 s que, de acordo com a massa efetiva, corresponde à translação na direção X, representada na Figura 47. O modo 2 compreende um período de 0.7141 s e corresponde à translação em Y, espelhada na Figura 48. O modo 12, um modo maioritariamente de torção, está retratado na Figura 49 e apresenta um período de vibração de 0.2974 s.

Tabela 27 – Propriedades modais básicas do edifício

Modo	F (Hz)	T(s)	$M_X(\%)$	$M_Y(\%)$	$M_Z(\%)$
1	0.6212	1.6098	62.372	0.0470	0.0213
2	1.4003	0.7141	0.0004	67.014	0.0334
12	3.2715	0.2974	0.0233	0.4985	18.375

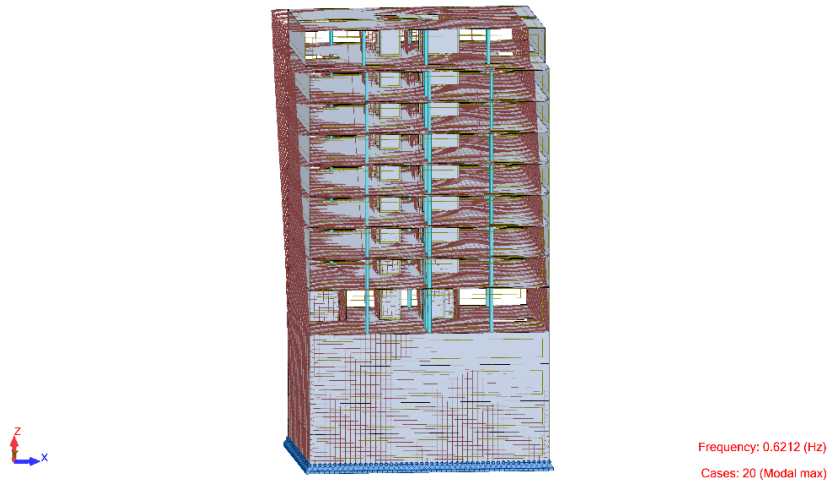


Figura 47 – Modo 1 (translação em X)

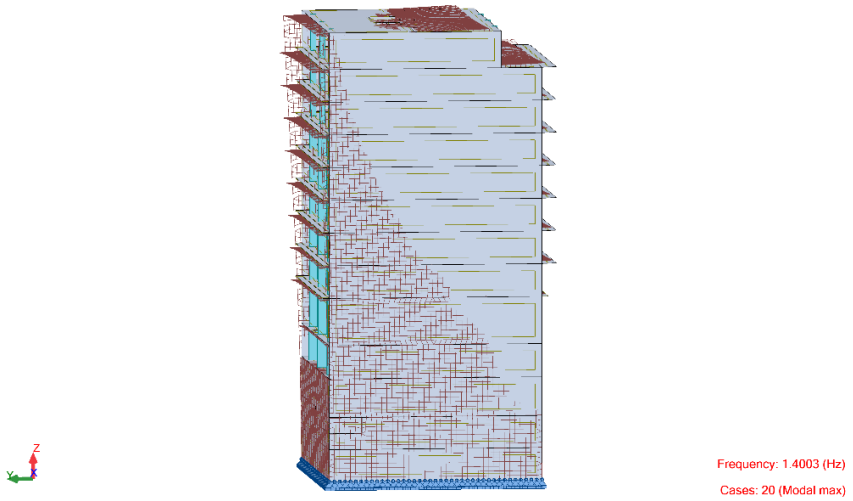


Figura 48 – Modo 2 (translação em Y)

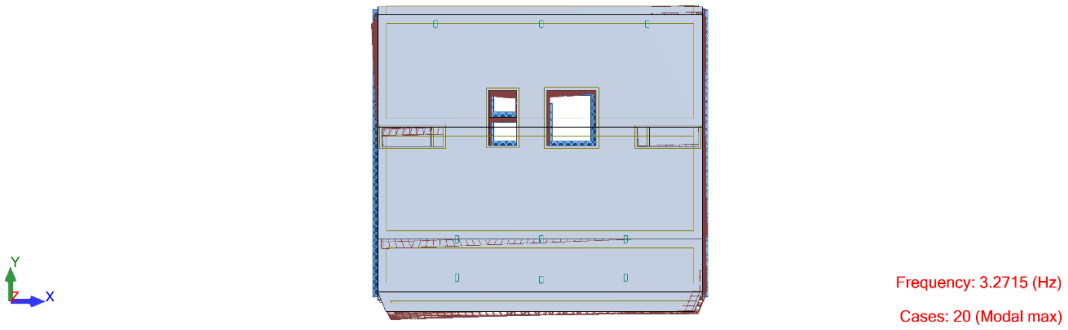


Figura 49 – Modo 12 (rotação em Z)

3.7.3.1 Forças de corte basal

De forma a analisar corretamente as forças de corte, e outros parâmetros desenvolvidos em seguida, foi necessário criar secções por piso, o equivalente a *stories* no programa de cálculo, como é retratado na Figura 50.

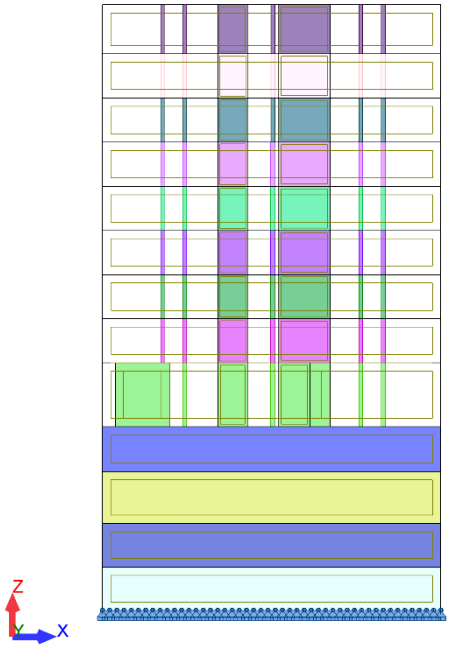
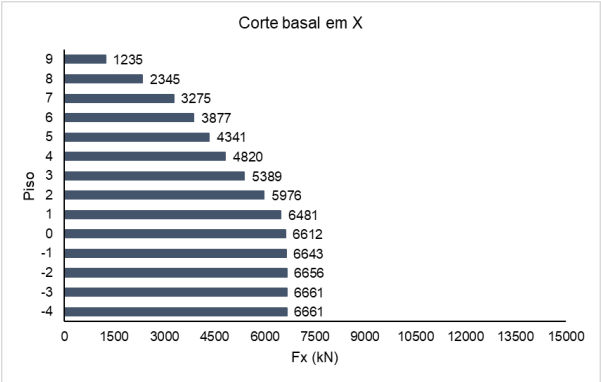
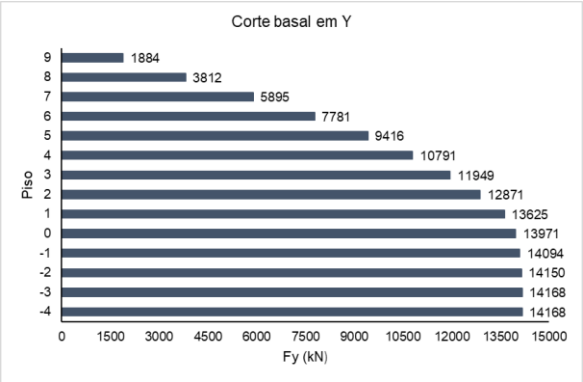


Figura 50 – Stories no Robot Structural Analysis

Desta forma, foi possível retirar os valores da força de corte na base do edifício, ao nível do piso 0, que atinge 6612 kN na direção X e 13971 kN na direção Y. As forças de corte por piso ao longo da altura do edifício estão apresentadas no Gráfico 10 para as duas direções.

Gráfico 10 – Forças de corte basal nas direções X e Y





De forma a validar a escolha realizada anteriormente no ponto 3.7.1, referente ao sistema estrutural e respetivo coeficiente de comportamento, foi necessário confirmar que as paredes compreendem mais de 65% das forças sísmicas totais na sua base. Os resultados, que confirmam o inicialmente definido, estão presentes na Tabela 28.

Tabela 28 – Percentagem das forças de corte nas paredes

Força de corte na base do edifício	Direção X	Direção Y
Total	6612	13971
Nas paredes	6242	13265
%	94	95

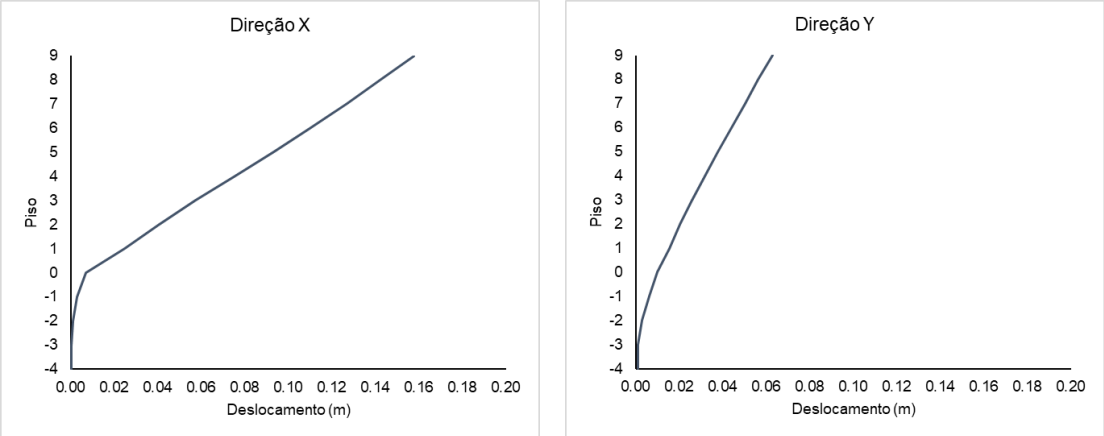
3.7.3.2 Deslocamentos

De acordo com a expressão (2.47) apresentada no tópico 2.2.7, os deslocamentos reais de um ponto do sistema estrutural, d_s, são calculados como o produto entre coeficiente de comportamento e o deslocamento do mesmo ponto obtido da análise modal, d_e. Na Tabela 29 estão apresentados os deslocamentos obtidos para o edifício, representados no Gráfico 11 para a direção X e Y respetivamente.

Tabela 29 – Deslocamentos dos pisos nas duas direções

Piso	$d_e(m)$		$d_s(m)$	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
9	0.066	0.026	0.158	0.063
8	0.059	0.023	0.142	0.056
7	0.053	0.021	0.127	0.050
6	0.046	0.018	0.110	0.044
5	0.039	0.016	0.093	0.038
4	0.031	0.013	0.075	0.032
3	0.024	0.011	0.058	0.026
2	0.017	0.009	0.041	0.020
1	0.010	0.006	0.025	0.015
0	0.003	0.004	0.007	0.010
-1	0.001	0.003	0.003	0.006
-2	0.001	0.001	0.001	0.003
-3	0.000	0.000	0.000	0.001
-4	0.000	0.000	0.000	0.001

Gráfico 11 – Deslocamentos reais nas duas direções



3.7.3.3 Limitação de danos

O requisito de limitação de danos, apresentado no ponto 2.2.8, necessita de ser verificado relativamente ao drift entre pisos sucessivos, d_r, de acordo com as expressões (2.49), (2.50) e (2.51). O drift entre pisos é determinado através da diferença entre os deslocamentos laterais médios, d_s, no topo e na base do respetivo piso.

O coeficiente de redução, v, reflete o menor período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos. Como descrito no ponto 2.2.8 deve tomar o valor de 0.40 para a ação sísmica tipo 1 e 0.55 para a ação sísmica tipo 2. O fator α, apresentado no mesmo ponto, está relacionado com os elementos não estruturais e pode tomar os valores de 0.005, 0.0075 e 0.01 de acordo com o tipo de elementos e da sua distribuição na estrutura.

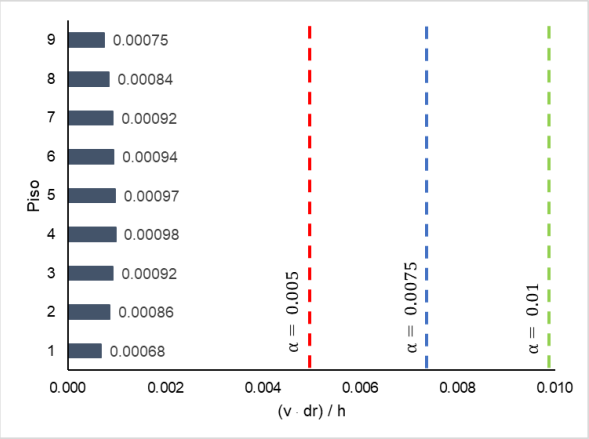
Na Tabela 30, apresenta-se o resultado para cada uma das direções, relativamente ao limite mais rigoroso $\alpha = 0.005$, de acordo com a equação (3.3). Como é possível verificar, nomeadamente no Gráfico 12, este valor não é excedido em nenhum dos pisos, pelo que o requisito de limitação de danos é cumprido.

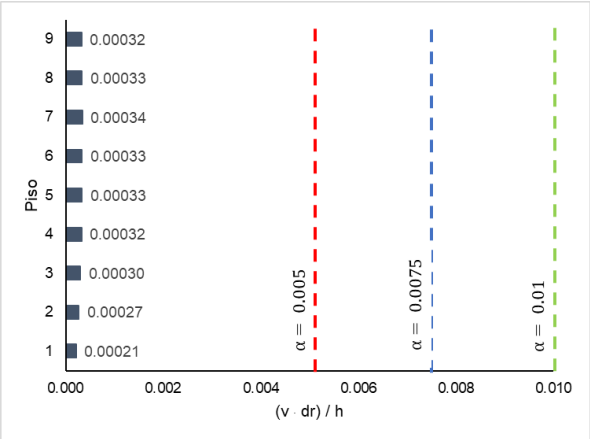
$$v.\frac{d_r}{h} \leq 0.005 \qquad (3.3)$$

Tabela 30 – Verificação de drift para o requisito de limitação de danos nas direções X e Y

Piso	$h(m)$	v	$d_r(m)$		$(d_r \cdot v)/h$	
			Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
9	3.40	0.40	0.00641	0.00276	0.00075	0.00032
8	3.05	0.40	0.00641	0.00254	0.00084	0.00033
7	3.05	0.40	0.00698	0.00258	0.00092	0.00034
6	3.05	0.40	0.00714	0.00255	0.00094	0.00033
5	3.05	0.40	0.00740	0.00253	0.00097	0.00033
4	3.05	0.40	0.00746	0.00246	0.00098	0.00032
3	3.05	0.40	0.00705	0.00227	0.00092	0.00030
2	3.05	0.40	0.00654	0.00209	0.00086	0.00027
1	4.40	0.40	0.00746	0.00236	0.00068	0.00021

Gráfico 12 – Verificação de drift para o requisito de limitação de danos nas direções X e Y





3.7.3.4 Efeitos de segunda ordem

O critério para ter em consideração o efeito de segunda ordem assenta no coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos sucessivos, θ, como descrito no ponto 2.2.7. Na Tabela 31 estão presentes os resultados, para ambas as direções, determinados através da expressão (2.45). É evidente que tanto na direção X como na direção Y não resultam valores superiores a 0.10, o que indica que não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem na análise da estrutura.

Tabela 31 – Verificação de segunda ordem para ambas as direções

Piso	$P_{total}(kN)$	$h(m)$	$V_{total}(kN)$		$d_r(m)$		θ	
			Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
9	8651	3.40	1235	1884	0.00641	0.00276	0.01320	0.00372
8	18176	3.05	2345	3812	0.00641	0.00254	0.01630	0.00396
7	29559	3.05	3275	5895	0.00698	0.00258	0.02070	0.00425
6	41482	3.05	3877	7781	0.00714	0.00255	0.02500	0.00445
5	53405	3.05	4341	9416	0.00740	0.00253	0.02990	0.00471
4	65328	3.05	4820	10791	0.00746	0.00246	0.03320	0.00487
3	77776	3.05	5389	11949	0.00705	0.00227	0.03330	0.00483
2	90223	3.05	5976	12871	0.00654	0.00209	0.03240	0.00479
1	104657	4.40	6481	13625	0.00746	0.00236	0.02740	0.00412

No entanto, se os resultados obtidos compreendessem valores superiores ao valor de 0.10 definido, mas iguais ou inferiores a 0.20, era possível avaliar estes efeitos de modo aproximado multiplicando os esforços sísmicos pelo fator definido pela expressão (2.26), como explicado no ponto 2.2.7. Em termos práticos, bastava introduzir os fatores de majoração nas combinações no programa de cálculo.

3.7.4 Combinação da ação sísmica com outras ações

Como explicado no ponto 2.2.6, para determinar os esforços da estrutura em analise é necessário considerar todas as ações a que a mesma está sujeita. Assim combinou-se as ações sísmicas com as

ações verticais de acordo com a expressão (2.40). As três componentes da ação sísmica foram combinadas de acordo com as expressões (2.41), (2.42) e (2.43). Como referido anteriormente no ponto 3.7.3, foram consideradas duas análises modais, a analise modal máxima, onde é considerada a totalidade da carga vertical, e a analise modal mínima onde o efeito da sobrecarga é desprezado. As combinações resultantes da conjugação das duas ações estão presentes no mapa de combinações do Anexo 2.

3.8 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

De acordo com o sistema estrutural apresentado e com os resultados obtidos anteriormente considerou-se os pilares como elementos sísmicos secundários. Assim, não estão sujeitos aos regulamentos minuciosos do Eurocódigo 8 mas necessitam de cumprir os procedimentos e requisitos referentes ao Eurocódigo 2. Para análise e dimensionamento destes elementos foram considerados os resultados dos dois modelos.

As secções introduzidas no modelo foram determinadas através de um pré-dimensionamento simples de acordo com a área de influência de cada elemento e consoante os esforços obtidos as suas dimensões foram alteradas até à solução ótima. Um dos parâmetros considerados que provoca uma variação da secção é o esforço normal reduzido, ν. Apesar de não se considerarem os pilares primários pela análise sísmica optou-se por manter o ν próximo de 0.65. No presente tópico, a título de exemplo, analisou-se o alinhamento de pilares identificado com o número 1 no ponto 3.3.

Como explicado no tópico 2.5.1, o efeito do faseamento construtivo influencia os esforços finais destes elementos. De forma a simular o comportamento da estrutura considerando este efeito aumentou-se a rigidez axial dos pilares em 1.50 vezes. Este processo, embora simplificado, conduz a uma solução aproximada que oferece segurança no dimensionamento. Esta alteração no programa de cálculo obriga antecipadamente a uma cópia do modelo original e à criação de um novo material com a rigidez aumentada. Um pormenor importante é ter o cuidado de não alterar a rigidez do material original uma vez que este faz parte das definições do programa e pode desencadear inúmeros erros.

Para alterar a rigidez de um material no Robot Structural Analysis, apresentado na Figura 51, é necessário aceder a Tools na barra de ferramentas principal, e no comando Job Preferences aceder a Materials. Na Figura 52 está representado o modelo final onde todos os pilares compreendem o novo material.

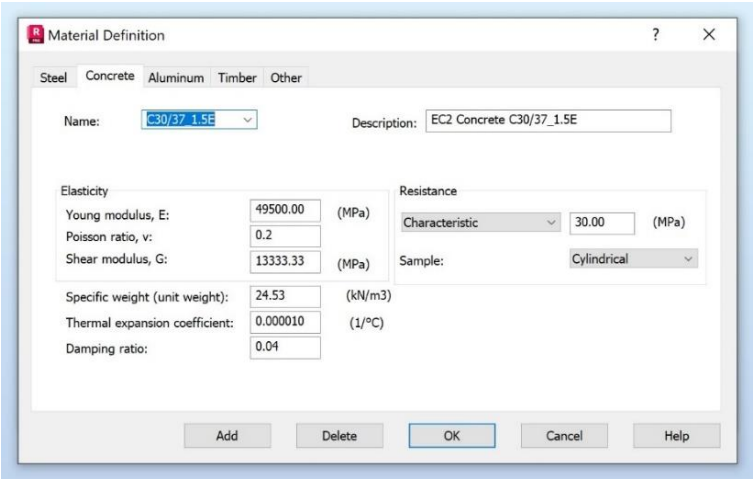


Figura 51 – Alteração da rigidez do material no Robot Structural Analysis

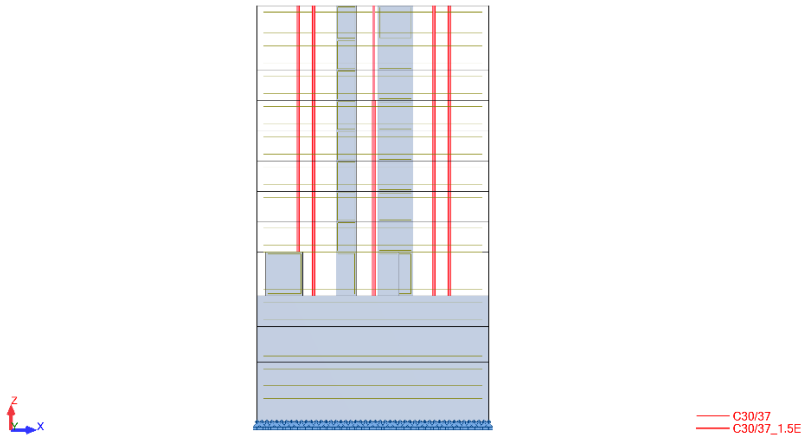


Figura 52 – Modelo com a rigidez axial dos pilares aumentada

Com recurso a uma folha de cálculo automático, desenvolvida e disponibilizada pela empresa, procedeu-se ao cálculo das armaduras longitudinais. A folha, presente no Anexo 3, importa os resultados da Tabela Reactions do programa de cálculo e segue o procedimento estabelecido pelo Eurocódigo 2 no dimensionamento destes elementos considerando as imperfeições geométricas, os efeitos de segunda ordem e os requisitos de armadura mínima para as secções estabelecidas. Na Tabela 32 estão apresentados os resultados obtidos dos dois modelos e a solução de armaduras longitudinais para todo o alinhamento.

Tabela 32 – Resultados comparativos dos dois modelos e solução das armaduras longitudinais

Piso	Secção	Área	$A_s(estático)$	ρ (%)	$A_s(sísmico)$	ρ (%)	$A_s(final)$	ρ (%)	Armaduras
-4	35x120	0.420	0.004857	1.16	0.001606	0.38	0.005652	1.35	18Φ20
-3	35x120	0.420	0.003175	0.76	0.001595	0.38	0.005652	1.35	18Φ20
-2	35x120	0.420	0.002520	0.60	0.001711	0.41	0.005652	1.35	18Φ20
-1	35x120	0.420	0.002416	0.58	0.001692	0.40	0.005652	1.35	18Φ20
0	30x100	0.300	0.003531	1.18	0.001740	0.58	0.003618	1.21	18Φ16
1	30x100	0.300	0.001800	0.60	0.001441	0.48	0.003618	1.21	18Φ16
2	30x100	0.300	0.001707	0.57	0.001334	0.44	0.003618	1.21	18Φ16
3	30x75	0.225	0.001350	0.60	0.001105	0.49	0.002412	1.07	12Φ16
4	30x75	0.225	0.001236	0.55	0.001350	0.60	0.002412	1.07	12Φ16
5	30x75	0.225	0.001038	0.46	0.000962	0.43	0.002412	1.07	12Φ16
6	25x50	0.125	0.000750	0.60	0.000750	0.60	0.001608	1.29	8Φ16
7	25x50	0.125	0.000611	0.49	0.000657	0.53	0.001608	1.29	8Φ16
8	25x50	0.125	0.000750	0.60	0.000750	0.60	0.001608	1.29	8Φ16

A solução final compreende quatro secções distintas no seu alinhamento, como apresentado na Tabela e representado na Figura 23. Optou-se por manter a taxa de armadura próxima de 1.00% e assim cumprir os requisitos de armadura mínima e máxima, fixados nos 0.20% e 4.00% respetivamente. Os varões adotados possuem todos diâmetro superior a 10 mm, valor mínimo admitido.

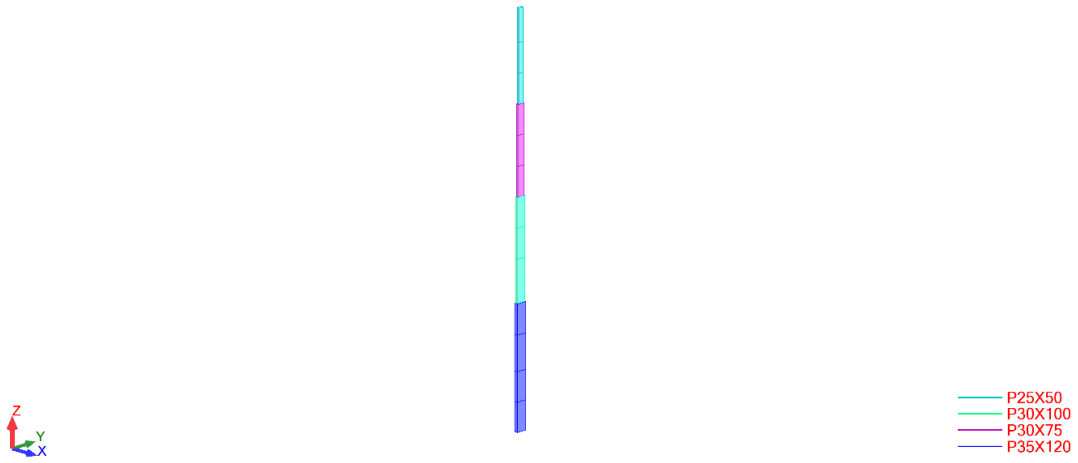


Figura 53 – Secções finais do alinhamento de pilares 1

O cálculo das armaduras transversais compreendeu um processo similar. A partir dos resultados importados da Tabela Reactions do modelo, a folha de cálculo, presente no Anexo 4, seguiu o procedimento do Eurocódigo 2 relativamente ao esforço transverso. Na Tabela 33 estão espelhados os resultados obtidos dos dois modelos e a solução de armaduras transversais.

Tabela 33 – Resultados comparativos dos dois modelos e solução das armaduras transversais

Piso	Secção	Área	$A_s(estático)$	$A_s(sísmico)$	$A_s(final)$	Armaduras
-4	35x120	0.420	0.000280	0.000280	0.000452	Φ6//0.125
-3	35x120	0.420	0.000280	0.000280	0.000452	Φ6//0.125
-2	35x120	0.420	0.000280	0.000280	0.000452	Φ6//0.125
-1	35x120	0.420	0.000280	0.000280	0.000452	Φ6//0.125
0	30x100	0.300	0.000240	0.000240	0.000452	Φ6//0.125
1	30x100	0.300	0.000240	0.000240	0.000452	Φ6//0.125
2	30x100	0.300	0.000240	0.000240	0.000452	Φ6//0.125
3	30x75	0.225	0.000240	0.000240	0.000452	Φ6//0.125
4	30x75	0.225	0.000240	0.000240	0.000452	Φ6//0.125
5	30x75	0.225	0.000240	0.000240	0.000452	Φ6//0.125
6	25x50	0.125	0.000200	0.000200	0.000452	Φ6//0.125
7	25x50	0.125	0.000200	0.000200	0.000452	Φ6//0.125
8	25x50	0.125	0.000200	0.000200	0.000452	Φ6//0.125

Decidiu-se manter o espaçamento constante em 0.125 m de forma a estar coerente com o utilizado na solução de laje, discutida no ponto seguinte, com vista a facilitar o processo em obra. Este é inferior ao máximo admitido, 180 mm, valor mais condicionante entre 15 vezes a dimensão dos varões longitudinais, 300 mm e a menor dimensão do pilar.

Nas Figuras 54, 55, 56 e 57 estão representadas as secções finais do alinhamento de pilares 1. Como é possível observar está posicionado um varão em cada um dos ângulos das secções e o espaçamento entre varões não excede os 150 mm, como determinam as disposições construtivas estabelecidas no Eurocódigo 2.

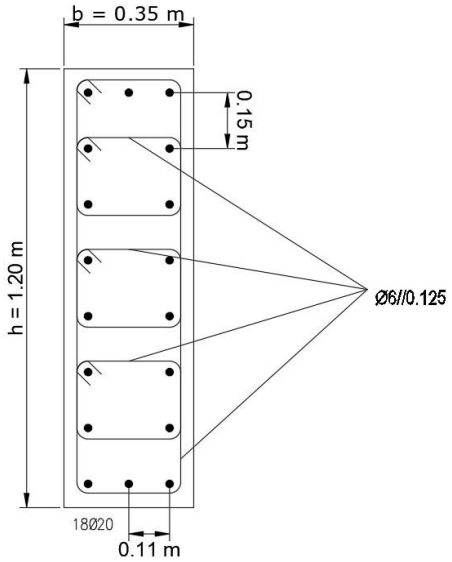


Figura 54 – Armaduras finais do alinhamento de pilares 1 com secção 35x120 m^2

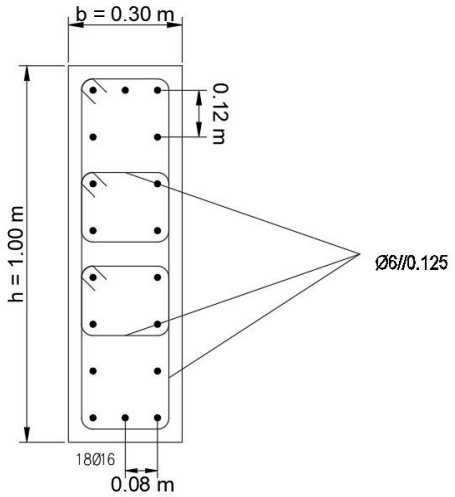


Figura 55 – Armaduras finais do alinhamento de pilares 1 com secção 30x100 m^2

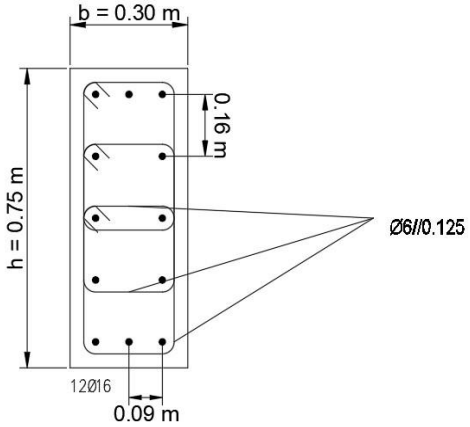


Figura 56 – Armaduras finais do alinhamento de pilares 1 com secção 30x75 m^2

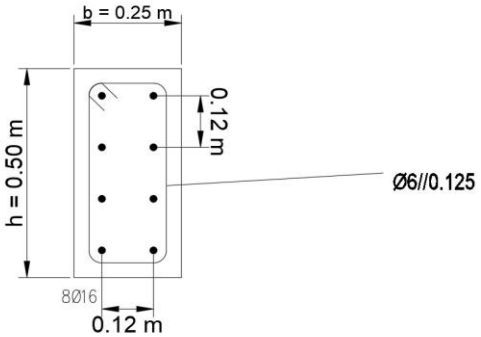


Figura 57 – Armaduras finais do alinhamento de pilares 1 com secção 25x50 m^2

Pela análise dos resultados é possível afirmar que o modelo estático condicionou o dimensionamento dos pilares, algo pouco espectável pelo enquadramento do caso em estudo. Concluiu-se assim que o dimensionamento destes elementos se prendeu maioritariamente à carga vertical majorada numa combinação com a ação do vento.

Todo este processo de dimensionamento dos pilares, baseado nos pressupostos do Eurocódigo 2, é possível de ser realizado sem o auxílio das folhas de cálculo automáticas ou de outros programas com desempenho semelhante. No entanto, considerando que se trata de um procedimento bastante moroso e tendo em conta das ferramentas disponíveis na atualidade, não é exequível em gabinetes de projeto. Ainda assim, o conhecimento de todo o processo é fundamental e permite ao projetista detetar algum erro ou algum resultado que não vá de encontro ao espectado. A título de exemplo, no caso do edifício em estudo, compreendendo os dois modelos existem 121 combinações para cada pilar. Tendo em conta a existência de 7 alinhamentos de pilares com 13 pisos cada um seria necessário repetir a mesma análise 11011 vezes. É por isso essencial a existência de um processo automatizado, como a folha de cálculo utilizada na presente dissertação.

3.9 DIMENSIONAMENTO DA LAJE

De acordo com a solução estrutural descrita anteriormente, as lajes do edifício são do tipo fungiforme. Para este tipo de laje foram estudadas duas soluções, uma maciça e outra aligeirada, de modo a perceber qual a mais favorável para o edifício em estudo.

Como o dimensionamento da laje não é condicionado pelas ações horizontais, a ação do vento e a ação sísmica não foram consideradas neste capítulo. Assim, apenas as ações verticais foram consideradas, combinadas de acordo com a expressão (2.25). Esta combinação está presente no Anexo 1 como referido anteriormente.

A análise de uma laje deve ser realizada separadamente da restante estrutura, visto que os resultados considerando o modelo global não espelham o comportamento real do elemento. Assim, é necessário copiar para um novo modelo a laje do piso em análise bem como toda a restante estrutura que a suporta. As cargas inseridas no modelo global são também elas copiadas para o novo modelo pelo que não é necessário qualquer outro passo nesse sentido. Por outro lado, quando se exporta a laje para o novo modelo, à exceção do último piso que tem as suas condições de apoio definidas no modelo global, não existem apoios associados à nova estrutura. É por essa razão necessário definir novas condições de apoio para os elementos verticais. A Figura 58 ilustra o modelo utilizado para análise da laje do piso 0, elemento em estudo no presente capítulo.

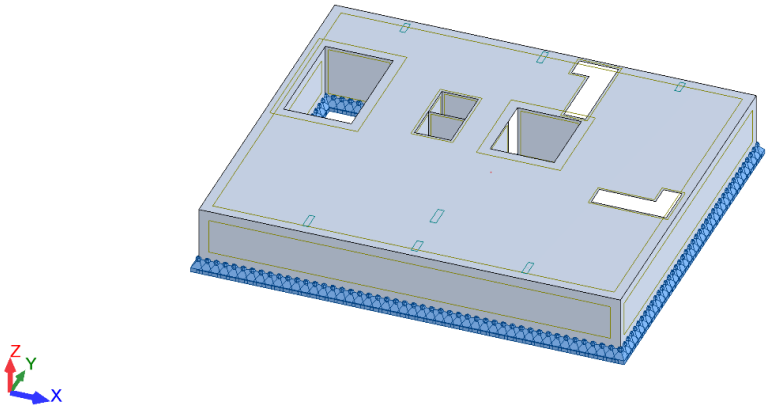


Figura 58 – Laje do piso 0

No ponto 2.5.2 do presente trabalho foram apresentadas duas possibilidades de ligação entre as lajes e as paredes de contenção, a primeira que estabelece uma ligação monolítica e que traduz um comportamento conjunto dos dois elementos, e a segunda que estabelece um sistema articulado. Para o edifício em análise, estabelecer uma ligação monolítica entre a laje e a parede de contenção é bastante improvável por motivos associados aos processos construtivos e execução em obra. Ainda assim, apresentou-se as duas soluções de forma a perceber as suas diferenças.

Na criação do modelo, o programa assume que a ligação entre os elementos é monolítica. Para simular a segunda situação é necessário fazer uma alteração com a laje já definida. Esta prende-se em aceder no programa o comando Linear Releases, na opção Pinned e clicar sobre as bordas da laje onde a alteração é necessária. Na Figura 59 estão representadas as duas opções.

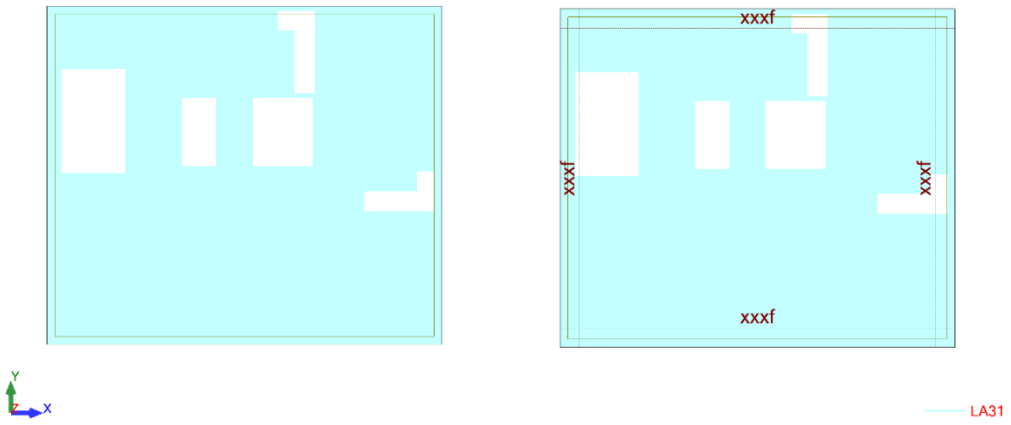


Figura 59 – Laje que estabelece uma ligação monolítica e laje que estabelece um sistema articulado

Esta alteração provoca um comportamento distinto na laje, agravando os seus esforços. Por esta razão e de forma garantir a segurança em ambas as situações utilizou-se os valores majorados no dimensionamento. Assim, ainda que apresentados os dois mapas de forma a ilustrar o mesmo, apenas o os mapas referentes à segunda situação foram analisados.

3.9.1 LAJE MACIÇA

A análise da solução de laje maciça iniciou-se com um pré-dimensionamento simples que conduziu a uma espessura elevada. Consoante os esforços obtidos a espessura foi reduzida até à solução ótima, $h = 0.30\ m$, detalhada em seguida.

Iniciou-se o estudo da laje com a verificação da flecha, relativa ao controlo de deformações. O Eurocódigo 2 define que o limite para a flecha total é relativo ao funcionamento do próprio elemento enquanto o limite para a flecha ativa é relativo à deformação dos elementos envolventes. As expressões para a flecha total e flecha ativa estão representadas em (3.3) e em (3.4) respetivamente.

$$\delta_{lim\ total} = \frac{L_{vão}}{250} \tag{3.3}$$

$$\delta_{lim\ ativa} = \frac{L_{vão}}{500} \tag{3.4}$$

A análise foi realizada para o maior vão com o comprimento de 11 m. Na Figura 60 estão representados os mapas de deslocamentos para a flecha total e na Figura 61 estão presentes os mapas de deslocamentos referentes à flecha ativa.

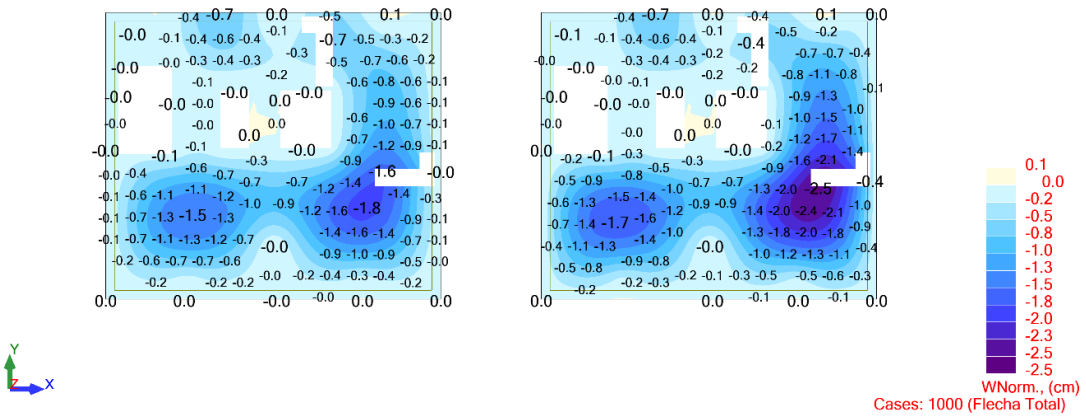


Figura 60 – Mapa de deslocamentos para a verificação da flecha total para a laje maciça

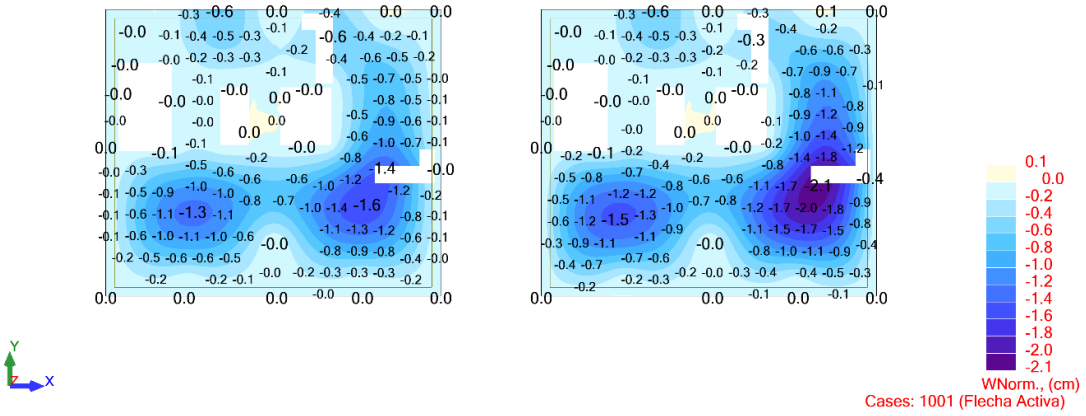


Figura 61 – Mapa de deslocamentos para a verificação da flecha ativa para a laje maciça

De acordo com os mapas de deslocamentos, para ambos os casos a flecha é verificada, visto que todos os valores se encontram dentro dos limites, como mostram as equações (3.5) e (3.6).

$$\delta_{total} = 2.50\ cm \leq \delta_{lim\ total} = \frac{11}{250} = 4.40\ cm \qquad (3.5)$$

$$\delta_{ativa} = 2.10\ cm \leq \delta_{lim\ ativa} = \frac{11}{500} = 2.20\ cm \qquad (3.6)$$

Para o dimensionamento das armaduras de flexão é necessário analisar os mapas de momentos, positivos e negativos, em ambas as direções. No entanto, numa primeira instância, é necessário calcular a armadura mínima considerando o controlo de fendilhação, onde o valor definido para a abertura máxima de fendas foi de 0.30 mm. Utilizou-se uma folha de cálculo, elaborada e disponibilizada pela empresa, no desenvolvimento deste passo. O processo de cálculo segue os prossupostos presentes no Eurocódigo 2 e determina não só a armadura mínima como também os momentos resistentes associados a uma conjugação de armaduras. Na Tabela 34 estão apresentados estes resultados obtidos da folha de cálculo presente no Anexo 5.

Tabela 34 – Armaduras de flexão e momentos resistentes associados

Armaduras	$M_{Rd}(kNm/m)$
Φ10//0.250 + Φ8//0.250	48.150
Φ10//0.250 + Φ10//0.250	51.500
Φ12//0.250 + Φ10//0.250	64.720
Φ12//0.250 + Φ12//0.250	79.920
Φ16//0.250 + Φ12//0.250	99.510
Φ16//0.250 + Φ16//0.250	122.93
Φ20//0.250 + Φ16//0.250	145.46
Φ20//0.250 + Φ20//0.250	175.01
Φ25//0.250 + Φ20//0.250	204.92
Φ25//0.250 + Φ25//0.250	247.69
Φ32//0.250 + Φ25//0.250	286.82

Optou-se por uniformizar as armaduras através de uma armadura base Φ10//0.125, com um momento resistente associado de 51.50 kNm/m, em toda a extensão da laje e reforçar a armadura quando necessário. Começou-se por avaliar os momentos positivos na direção X, para o dimensionamento das armaduras inferiores, presentes na Figura 62.

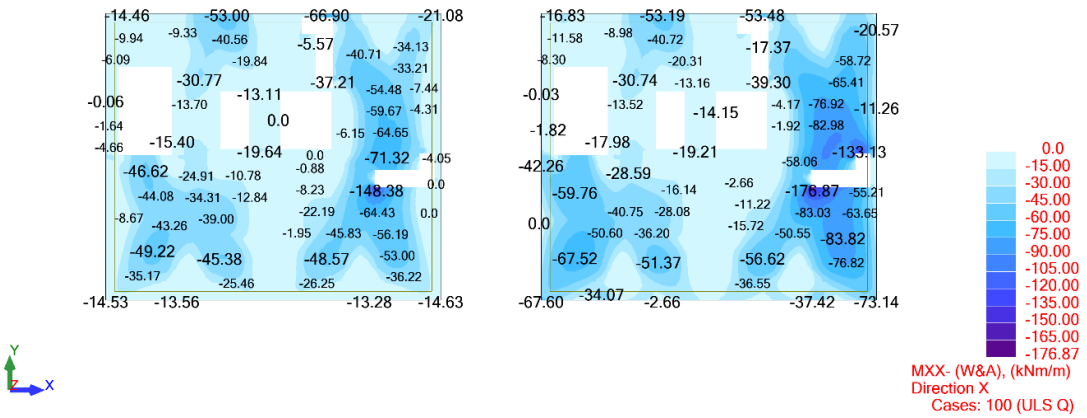


Figura 62 – Mapas de momentos positivos da laje maciça na direção X

De forma a facilitar a análise do mapa de momentos, utilizou-se a ferramenta Scale do programa de cálculo, que limita o diagrama a um determinado valor. A partir da armadura base definida limitou-se o diagrama ao valor do momento resistente associado. Assim foi possível observar com clareza as zonas onde é necessário um reforço de armaduras, como mostra a Figura 63.

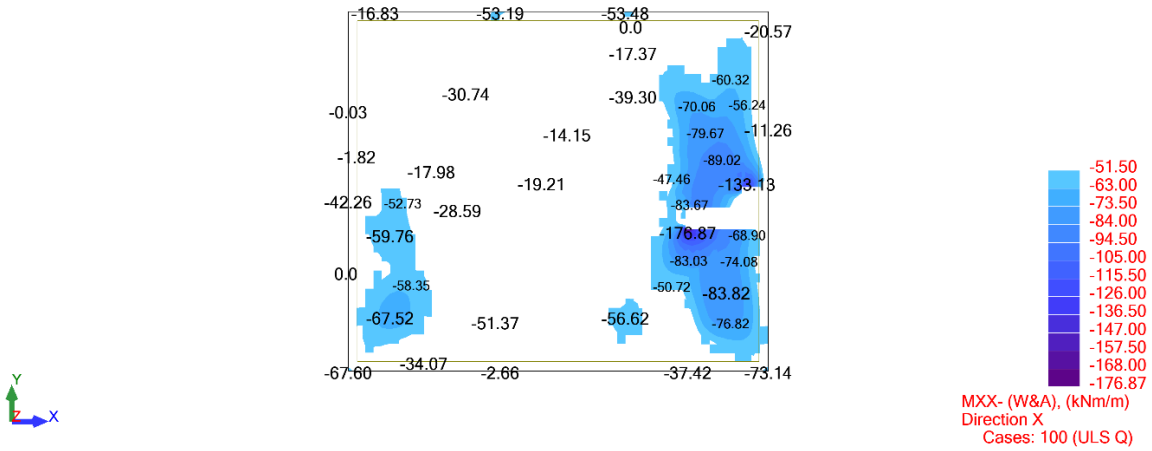


Figura 63 – Mapa de momentos positivos da laje maciça na direção X limitado ao valor do momento resistente associado à armadura base

Com base no mapa de momentos, limitado pelo valor de momento associado à armadura base, é necessário reforçar a armadura da laje em três zonas. De forma a conseguir intervalos constantes de reforço de armaduras uniformizou-se cada zona a um único valor.

No mapa de momentos da Figura 63 é evidente que existe um acréscimo de momentos junto ao canto da abertura. Esta concentração não era expectável visto que a distribuição de momentos devia de ser uniforme por toda a abertura dadas as condições de apoio serem semelhantes. Utilizou-se por isso a ferramenta Panel-Cut que integra o diagrama num segmento definido, neste caso com o comprimento de 1.00 m, na direção de desenvolvimento do diagrama, como mostra a Figura 64.

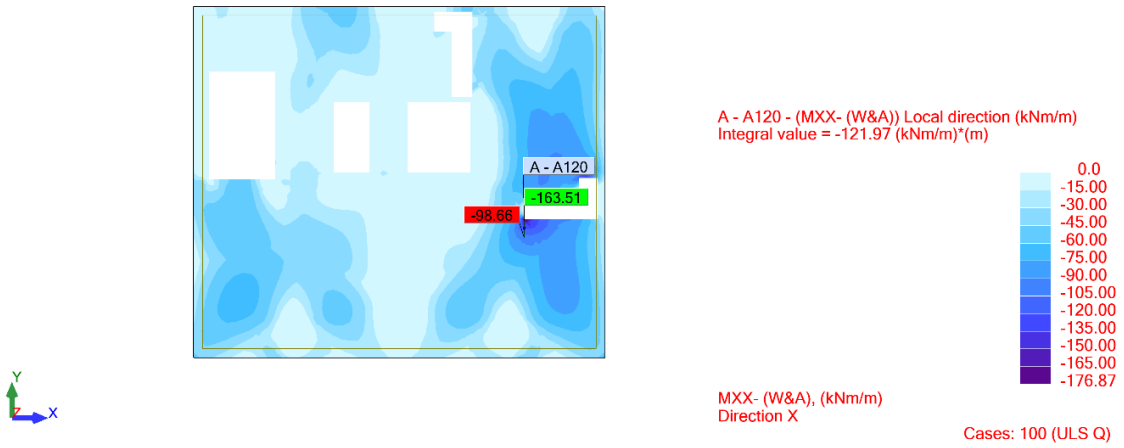


Figura 64 – Panel-Cut no mapa de momentos positivos da laje maciça na direção X

Na Tabela 35 estão definidas as armaduras de reforço para as três zonas associadas ao maior valor atuante para as duas primeiras e ao valor resultante do integral para a última.

Tabela 35 – Reforço das armaduras para a direção X do mapa de momentos positivos da laje maciça

$M_{Ed}(kNm/m)$	$M_{Rd}(kNm/m)$	Armaduras
67.520	79.920	Φ12//0.250 + Φ12//0.250
56.620	64.720	Φ12//0.250 + Φ10//0.250
121.97	122.93	Φ16//0.250 + Φ16//0.250

Para a direção Y, seguiu-se exatamente o mesmo procedimento. Com base nos mapas de momentos, presentes na Figura 65, utilizou-se a ferramenta Scale para limitar os valores obtidos ao valor do momento associado à armadura base definida. Como é possível observar na Figura 66 esta direção compreende apenas duas zonas onde é necessário reforçar as armaduras.

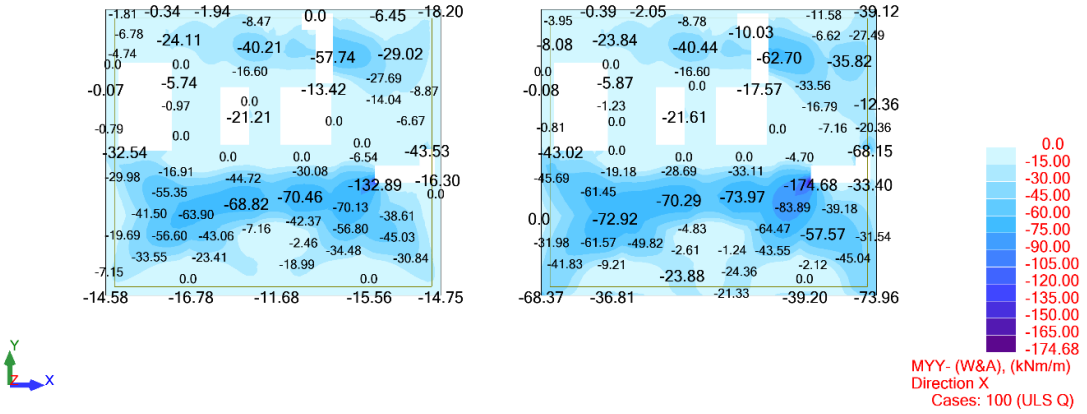


Figura 65 – Mapas de momentos positivos da laje maciça na direção Y

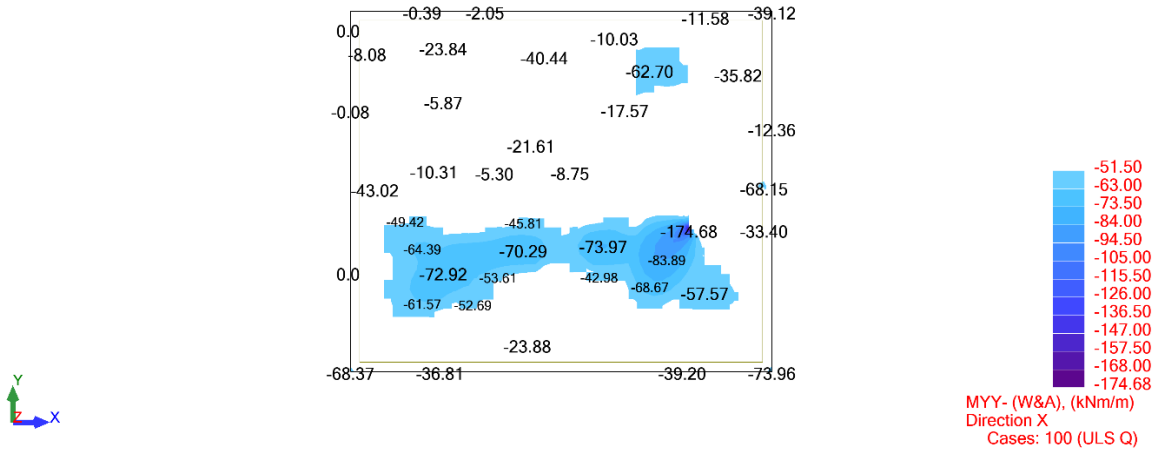


Figura 66 – Mapa de momentos positivos da laje maciça na direção Y limitado ao valor do momento resistente associado à armadura base

Através da análise da Figura 65 é possível observar que, à semelhança dos resultados obtidos para a direção X, também na direção Y existe um acréscimo de momentos na zona da abertura. Por este motivo

utilizou-se novamente a ferramenta Panel-Cut, para um segmento de 1.00 m de comprimento na direção de desenvolvimento do diagrama, como representado na Figura 67.

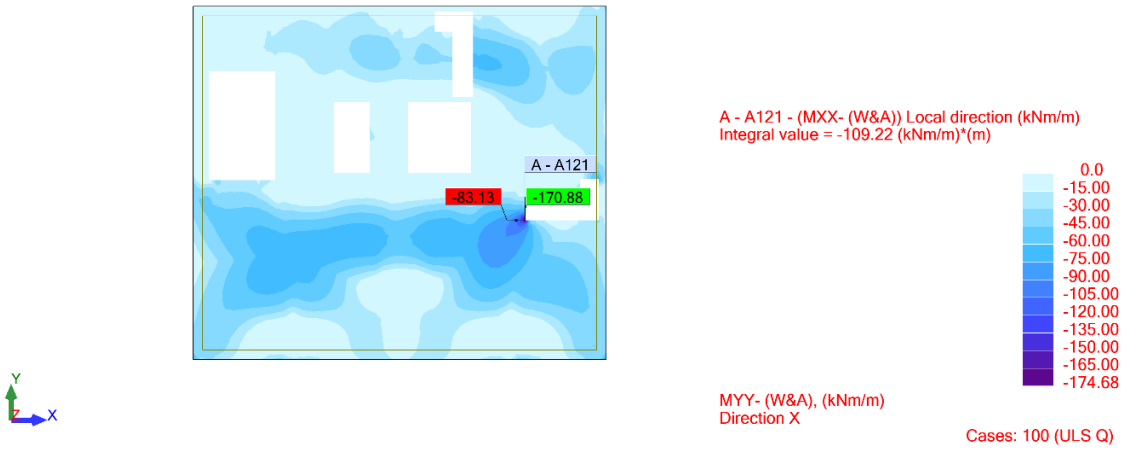


Figura 67 – Panel-Cut no mapa de momentos positivos da laje maciça na direção Y

Na Tabela 36 estão definidas as armaduras de reforço para as duas zonas associadas ao maior valor atuante e ao valor resultante do integral respetivamente.

Tabela 36 – Reforço das armaduras para a direção Y do mapa de momentos positivos da laje maciça

$M_{Ed}(kNm/m)$	$M_{Rd}(kNm/m)$	Armaduras
62.700	79.920	Φ12//0.250 + Φ12//0.250
109.22	122.93	Φ16//0.250 + Φ16//0.250

De forma a chegar à solução final de armaduras inferiores, associadas aos momentos positivos, é necessário calcular os comprimentos de amarração necessários de modo que estas armaduras assegurem uma boa transferência para o betão das forças de aderência. De acordo com o procedimento definido no Eurocódigo 2 para a determinação destes elementos obteve-se os resultados apresentados na Tabela 37.

Tabela 37 – Comprimentos de amarração para os momentos positivos

Diâmetro (mm)	lbd, min	lbd
10	0.100	0.326
12	0.120	0.391
16	0.160	0.522
20	0.200	0.652
25	0.250	0.815

Na Figura 68 está apresentada a solução final de armaduras inferiores que compreende os comprimentos necessários de acordo com os mapas de momentos mais os comprimentos de amarração associados aos diâmetros das armaduras utilizadas.

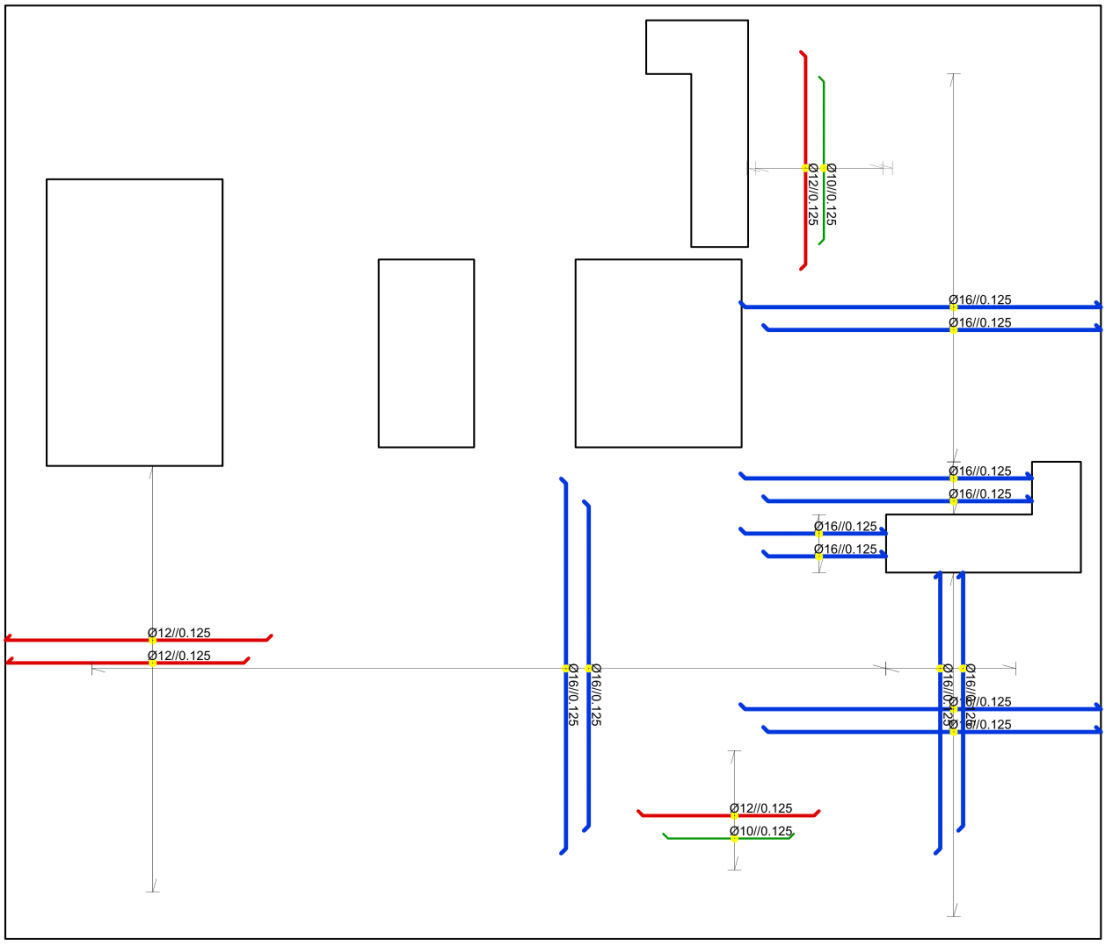


Figura 68 – Solução final de armaduras inferiores da laje maciça

Relativamente ao cálculo das armaduras superiores, associadas aos momentos negativos da laje, é necessário ter sempre em consideração o explicado no ponto 2.4.1, visto que sobre os apoios existem picos de momentos que na realidade estão distribuídos por uma determinada secção. Por esta razão utilizou-se a ferramenta Panel-Cut em todos os apoios nas duas direções, onde o seu comprimento deve compreender no mínimo a dimensão do pilar podendo e devendo exceder esse valor. É importante salientar que no dimensionamento de armaduras segundo o Eurocódigo 2 todos os pressupostos são referentes a 1.00 m de comprimento e consequentemente quando o Panel-Cut apresenta um valor superior é necessário proceder a uma conversão. A título de exemplo apresentou-se os Panel-Cuts do alinhamento de pilares identificado com o número 1 mas realizou-se o mesmo procedimento para os restantes. Na Figura 69 estão apresentados os mapas de momentos negativos na direção X, a primeira a ser analisada.

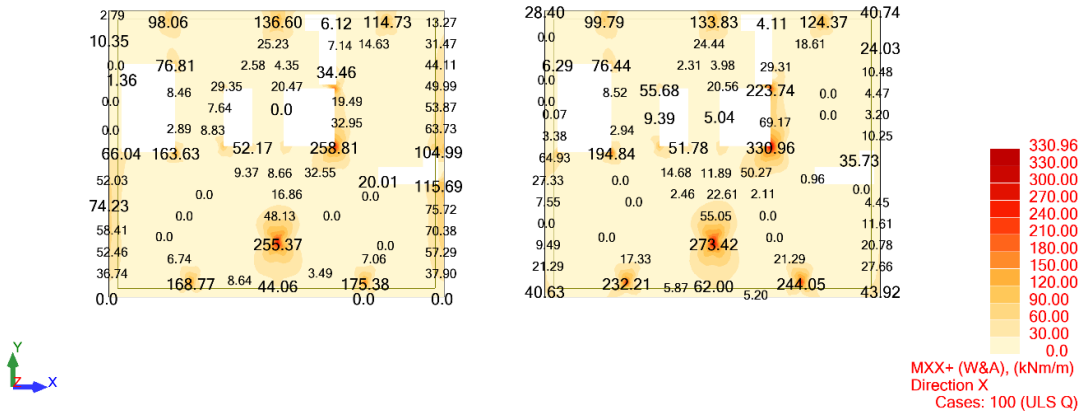


Figura 69 – Mapas de momentos negativos da laje maciça na direção X

Para analisar os momentos negativos na direção X realizou-se um corte sobre o eixo do pilar na direção de desenvolvimento do digrama, espelhado na Figura 70. Este compreendeu a dimensão do pilar nessa direção, 1.20 m, mais 0.10 m em cada extremidade o que levou a um total de 1.40 m. Visto que o comprimento é superior a 1.00 m foi necessário recorrer a uma conversão ao considerar o valor resultante.

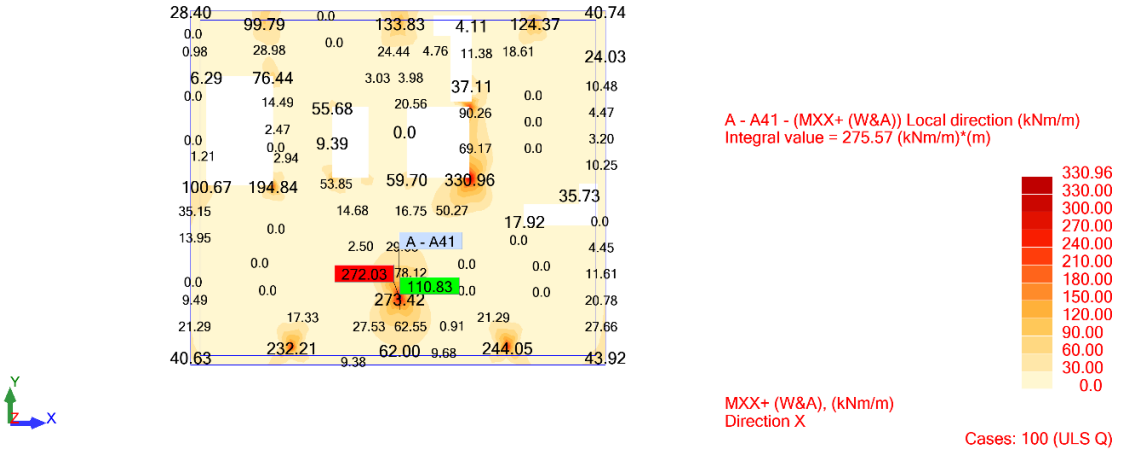


Figura 70 – Panel-Cut na direção X para o alinhamento de pilares 1

Na Tabela 38 estão apresentadas as armaduras finais para a direção X de acordo com a dimensão de cada Panel-Cut e da conversão para o comprimento de 1.00 m quando necessário.

Tabela 38 – Panel-Cuts e solução de armaduras superiores na direção X

Pilar	Panel-Cuts (m)	$M_{Ed}\ panel\ cut$ (kNm/m)	$M_{Ed}\ para\ 1.00\ m$ (kNm/m)	$M_{Rd}\ (kNm/m)$	Armaduras
1	1.40	275.57	196.84	204.92	Φ25//0.250 + Φ20//0.250
2	1.00	43.780	43.780	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250

3	1.20	179.02	149.18	175.01	Φ20//0.250 + Φ20//0.250
4	1.20	165.41	137.84	145.46	Φ20//0.250 + Φ16//0.250
5	1.20	120.51	100.43	122.93	Φ16//0.250 + Φ16//0.250
6	1.00	97.120	97.120	99.510	Φ16//0.250 + Φ12//0.250
7	1.00	79.570	79.570	79.920	Φ12//0.250 + Φ12//0.250

Para analisar os mapas de momentos na direção Y, presentes na Figura 71, o procedimento utilizado foi semelhante com a particularidade da dimensão do pilar segundo esta direção ser mais reduzido em comparação com as dimensões anteriores. Assim, fez-se um Panel-Cut com 1.00 m de comprimento na direção de desenvolvimento do diagrama, apresentado na Figura 72.

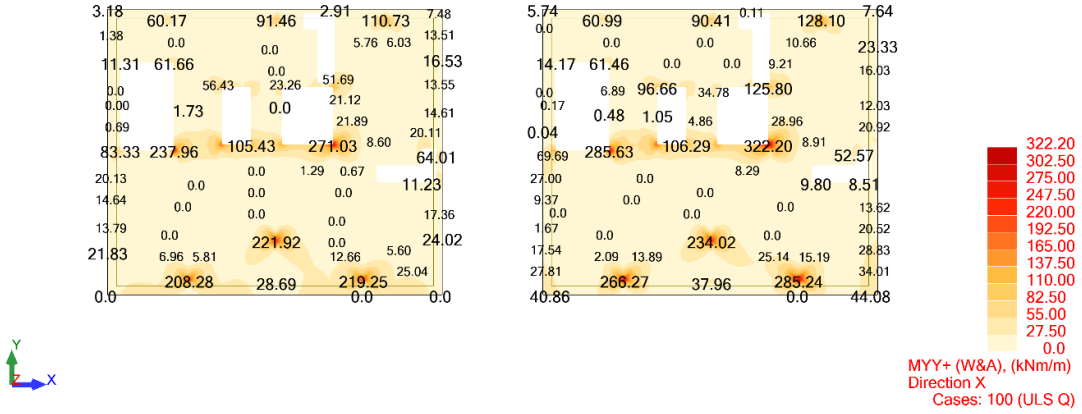


Figura 71 – Mapas de momentos negativos da laje maciça na direção Y

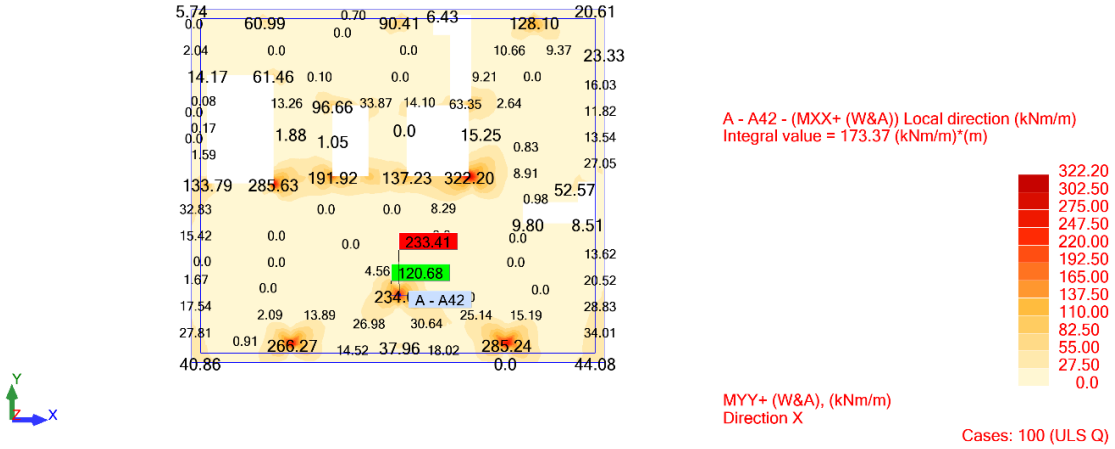


Figura 72 – Panel-Cut na direção Y para o alinhamento de pilares 1

Na Tabela 39 estão apresentadas as armaduras finais para a direção Y de acordo com os resultados obtidos diretamente dos Panel-Cuts visto que foram todos realizados com o comprimento de 1.00 m e não existe a necessidade de qualquer conversão de valores.

Tabela 39 – Panel-Cuts e solução de armaduras superiores na direção Y

Pilar	Panel-Cuts	$M_{Ed}\ panel\ cut$ (kNm/m)	$M_{Rd}\ (kNm/m)$	Armaduras
1	1.00	173.37	175.01	Φ20//0.250 + Φ20//0.250
2	1.00	27.180	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250
3	1.00	214.19	247.69	Φ25//0.250 + Φ25//0.250
4	1.00	194.90	204.92	Φ25//0.250 + Φ20//0.250
5	1.00	60.470	64.720	Φ12//0.250 + Φ10//0.250
6	1.00	100.24	122.93	Φ16//0.250 + Φ16//0.250
7	1.00	39.020	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250

Terminado o estudo do comportamento da laje associado aos pilares e encontrada a solução de armaduras para as duas direções é necessário a análise do comportamento da laje perante os restantes apoios verticais, os núcleos de elevadores e escadas bem como o monta-carros, que apresentam valores de momentos fletores significativos. O procedimento utilizado para a análise destes elementos foi similar ao dos pilares pelo que não vai ser detalhado novamente. Nas Tabelas 40, 41 e 42 estão apresentados os resultados relativamente à direção X e nas Tabelas 43, 44 e 45 estão espelhados os resultados afetos à direção Y para o monta-carros, o núcleo de elevadores e núcleo de escadas respetivamente.

Tabela 40 – Panel-Cuts referentes ao monta-carros e solução de armaduras na direção X

Monta-carros	Panel-Cut	$M_{Ed}\ panel\ cut$ (kNm/m)	$M_{Rd}\ (kNm/m)$	Armaduras
canto inferior esquerdo	1.00	58.780	64.720	Φ12//0.250 + Φ10//0.250
canto inferior direito	1.00	89.630	99.510	Φ16//0.250 + Φ12//0.250
canto superior esquerdo	1.00	2.6000	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250
canto superior direito	1.00	46.940	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250

Tabela 41 – Panel-Cuts referentes ao núcleo de elevadores e solução de armaduras na direção X

Núcleo de elevadores	Panel-Cut	$M_{Ed}\ panel\ cut$ (kNm/m)	$M_{Rd}\ (kNm/m)$	Armaduras
canto inferior esquerdo	1.00	52.660	64.720	Φ12//0.250 + Φ10//0.250
canto inferior direito	1.00	29.600	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250
canto superior esquerdo	1.00	26.860	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250
canto superior direito	1.00	16.150	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250

Tabela 42 - Panel-Cuts referentes ao núcleo de escadas e solução de armaduras na direção X

Núcleo de escadas	Panel-Cut	$M_{Ed}\ panel\ cut$ (kNm/m)	$M_{Rd}\ (kNm/m)$	Armaduras
canto inferior esquerdo	1.00	37.630	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250
canto inferior direito	1.00	175.72	204.92	Φ25//0.250 + Φ20//0.250
canto superior esquerdo	1.00	13.460	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250
canto superior direito	-	-	-	-

Tabela 43 – Panel-Cuts referentes ao monta-carros e solução de armaduras na direção Y

Monta-carros	Panel-Cut	$M_{Ed}\ panel\ cut$ (kNm/m)	$M_{Rd}\ (kNm/m)$	Armaduras
canto inferior esquerdo	1.00	-	-	-
canto inferior direito	1.00	140.11	145.46	Φ20//0.250 + Φ16//0.250
canto superior esquerdo	1.00	-	-	-
canto superior direito	1.00	32.280	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250

Tabela 44 - Panel-Cuts referentes ao núcleo de elevadores e solução de armaduras na direção Y

Núcleo de elevadores	Panel-Cut	$M_{Ed}\ panel\ cut$ (kNm/m)	$M_{Rd}\ (kNm/m)$	Armaduras
canto inferior esquerdo	1.00	105.50	122.93	Φ16//0.250 + Φ16//0.250
canto inferior direito	1.00	71.200	79.920	Φ12//0.250 + Φ12//0.250
canto superior esquerdo	1.00	46.170	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250
canto superior direito	1.00	35.630	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250

Tabela 45 – Panel-Cuts referentes ao núcleo de escadas e solução de armaduras na direção Y

Núcleo de escadas	Panel-Cut	$M_{Ed}\ panel\ cut$ (kNm/m)	$M_{Rd}\ (kNm/m)$	Armaduras
canto inferior esquerdo	1.00	77.740	79.920	Φ12//0.250 + Φ12//0.250
canto inferior direito	1.00	175.60	204.92	Φ25//0.250 + Φ20//0.250
canto superior esquerdo	1.00	28.790	51.500	Φ10//0.250 + Φ10//0.250
canto superior direito	1.00	72.000	79.920	Φ12//0.250 + Φ12//0.250

Para obter a solução final de armaduras superiores, associadas aos momentos negativos da laje, é indispensável o cálculo dos comprimentos de amarração associados às mesmas. De acordo com o procedimento definido no Eurocódigo 2 para a determinação destes comprimentos obteve-se os resultados apresentados na Tabela 46.

Tabela 46 – Comprimentos de amarração para os momentos negativos

Diâmetro	lbd, min	lbd
10	0.140	0.466
12	0.168	0.559
16	0.224	0.745
20	0.280	0.932
25	0.349	1.165

O último passo a considerar na análise da laje é a verificação ao punçoamento junto dos elementos verticais. Este estudo é essencial numa laje do tipo fungiforme, visto que, na rotura por punçoamento, verifica-se a formação de um cone de rotura junto ao apoio que pode levar ao colapso da estrutura. O Eurocódigo 2 estabelece o procedimento necessário para esta verificação.

O primeiro passo é perceber que tipo de elemento compreende cada apoio vertical, visto que a norma define os elementos de bordo, de canto e interiores. Os pilares, quando a sua dimensão o permitiu, foram divididos em elementos de bordo e interiores, como representado na Figura 73. Os elementos associados ao monta-carros e aos núcleos de elevadores e de escadas foram definidos como elementos de canto.

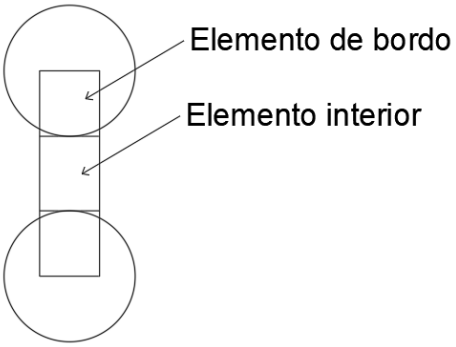


Figura 73 - Pilar dividido em elementos de bordo e interiores

A primeira verificação é a não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento no perímetro da área carregada. Se esta verificação não for cumprida, é necessário um aumento da laje nesse local, isto é, um capitel. Como é possível verificar, tanto para os pilares, apresentados na Tabela 47, como para o monta-carros e os núcleos de elevadores e escadas, espelhados nas Tabelas 48, 49 e 50, esta verificação é satisfeita.

Tabela 47 – Verificação da não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento para os pilares

Pilar	V_{Ed}	$V_{Rd,máx}$
1 (bordo)	1276.4	4224.0
1 (interior)	846.84	4224.0
2 (bordo)	296.85	4224.0
2 (interior)	98.925	4224.0
3 (bordo)	1532.8	4224.0

3 (interior)	769.95	4224.0
4 (bordo)	1407.0	4224.0
4 (interior)	706.73	4224.0
5 (bordo)	666.70	4224.0
5 (interior)	334.88	4224.0
6 (bordo)	963.30	4224.0
6 (interior)	-	-
7 (bordo)	619.30	4224.0
7 (interior)	-	-

Tabela 48 – Verificação da não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento para o monta-carros

Monta-carros	V_{Ed}	$V_{Rd,máx}$
canto inferior esquerdo	1016.4	4224.0
canto inferior direito	2646.0	4224.0
canto superior esquerdo	125.49	4224.0
canto superior direito	610.46	4224.0

Tabela 49 – Verificação da não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento para o núcleo de elevadores

Núcleo de elevadores	V_{Ed}	$V_{Rd,máx}$
canto inferior esquerdo	1559.4	4224.0
canto inferior direito	514.95	4224.0
canto superior esquerdo	849.21	4224.0
canto superior direito	288.03	4224.0

Tabela 50 – Verificação da não excedência do valor máximo da tensão de punçoamento para o núcleo de escadas

Núcleo de escadas	V_{Ed}	$V_{Rd,máx}$
canto inferior esquerdo	1061.8	4224.0
canto inferior direito	3172.1	4224.0
canto superior esquerdo	430.04	4224.0
canto superior direito	1768.80	4224.0

O segundo passo é a verificação da necessidade de armaduras de punçoamento e o cálculo das mesmas quando necessário. Na Tabela 51 estão apresentados os resultados para os pilares e nas Tabelas 52, 53 e 54 para o monta carros e para os núcleos de elevadores e de escadas respetivamente.

Tabela 51 – Necessidade de armadura de punçoamento e solução de armaduras nos pilares

Pilar	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	A_s	Número de perímetros
1 (bordo)	523.78	555.25	-	-
1 (interior)	278.47	555.25	-	-

2 (bordo)	121.81	555.25	-	-
2 (interior)	22.987	555.25	-	-
3 (bordo)	612.05	555.25	0.000208	4
3 (interior)	192.74	555.25	-	-
4 (bordo)	561.79	555.25	0.000154	4
4 (interior)	176.91	555.25	-	-
5 (bordo)	266.2	555.25	-	-
5 (interior)	83.829	555.25	-	-
6 (bordo)	384.65	555.25	-	-
6 (interior)	-	-	-	-
7 (bordo)	247.27	555.25	-	-
7 (interior)	-	-	-	-

Tabela 52 – Necessidade de armadura de punçoamento e solução de armaduras no monta-carros

Monta-carros	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	A_s	Número de perímetros
canto inferior esquerdo	448.44	555.25	-	-
canto inferior direito	1167.4	555.25	0.000429	12
canto superior esquerdo	61.299	555.25	-	-
canto superior direito	125.00	555.25	-	-

Tabela 53 – Necessidade de armadura de punçoamento e solução de armaduras no núcleo de elevadores

Núcleo de elevadores	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	A_s	Número de perímetros
canto inferior esquerdo	761.72	555.25	0.000215	6
canto inferior direito	227.19	555.25	-	-
canto superior esquerdo	414.82	555.25	-	-
canto superior direito	127.08	555.25	-	-

Tabela 54 – Necessidade de armadura de punçoamento e solução de armaduras no núcleo de escadas

Núcleo de escadas	V_{Ed}	$V_{Rd,c}$	A_s	Número de perímetros
canto inferior esquerdo	518.67	555.25	-	-
canto inferior direito	1549.5	555.25	0.000707	17
canto superior esquerdo	189.70	555.25	-	-
canto superior direito	864.00	555.25	-	-

Na Figura 74 está apresentada a solução final de armaduras superiores que compreende os comprimentos necessários de acordo com os mapas de momentos mais os comprimentos de amarração associados aos diâmetros das armaduras utilizadas.

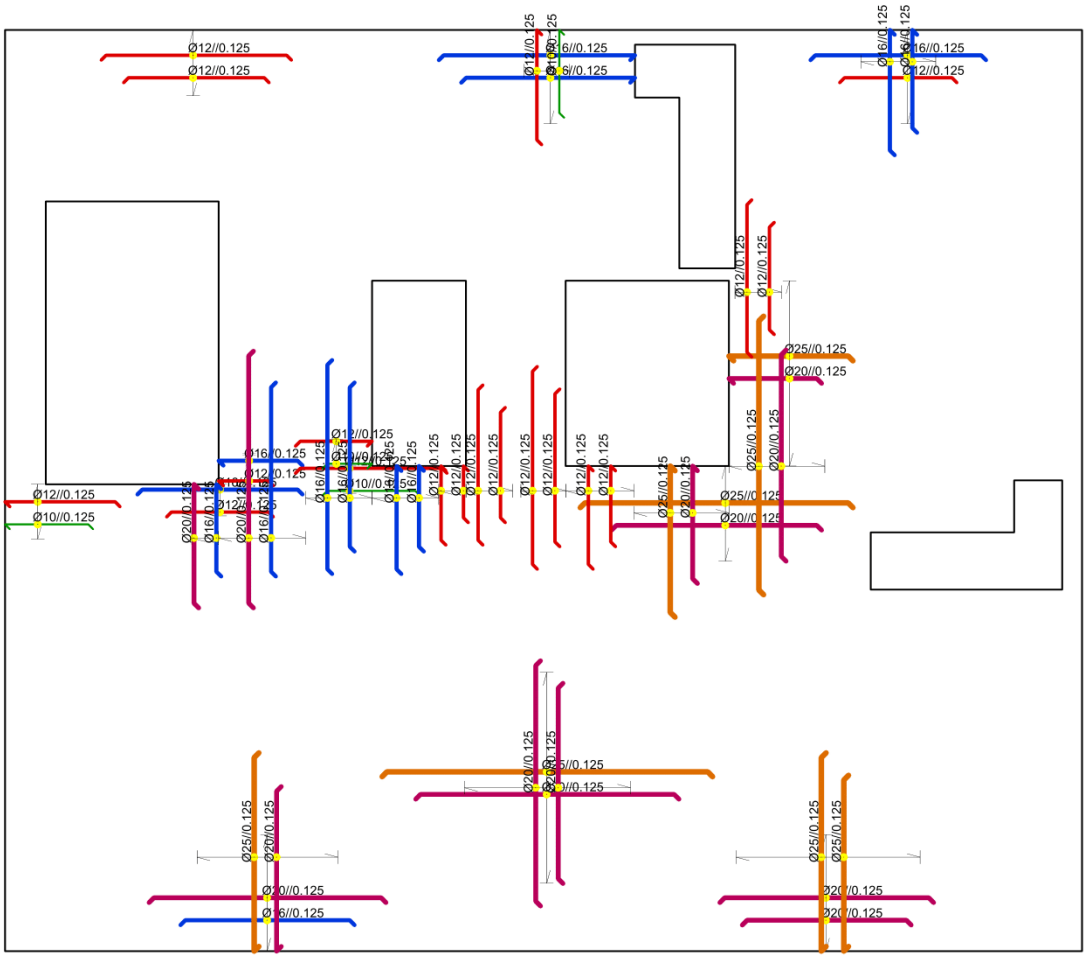


Figura 74 – Solução final de armaduras superiores da laje maciça

De modo a não sobrecarregar a Figura 74 os pormenores da armadura de punçoamento não foram incluídos. No entanto, a título de exemplo, está apresentado na Figura 75 o pormenor relativo ao pilar de bordo do alinhamento de pilares 3.

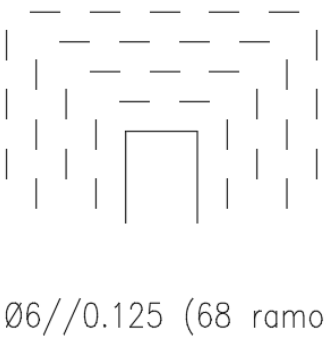


Figura 75 – Armadura de punçoamento para o pilar de bordo do alinhamento de pilares 3

3.9.2 LAJE ALIGEIRADA

Para o estudo da laje aligeirada utilizou-se o software da empresa daliform (Daliform, 2022), disponível para simulação de lajes U-Boot Beton. Esta é uma cofragem em polipropileno reciclado, concebido para construir pisos e lajes de betão armado aligeirados (U-Boot Beton).

A utilização do software é bastante simples e intuitiva. O processo de dimensionamento está dividido em cinco fases até à solução final. Os resultados são bastante extensos e possíveis de exportar através de relatórios formulados automaticamente.

Inicialmente é necessário introduzir certas características como a classe de betão, o tipo de aço e a norma regulamentar a ser seguida. Como referido anteriormente, a classe de betão utilizada é C30/37 e aço A500. A norma regulamentar utilizada e atualmente em vigor é o Eurocódigo 2. O passo seguinte é escolher o modelo de aligeiramento. As lajes U-Boot Beton compreendem dois modelos, o simples e o duplo, em diversas alturas. Depois da escolha do modelo, é necessário definir a espessura da laje superior e inferior e o espaçamento entre blocos. O passo seguinte é a escolha das armaduras superior e inferior e dos respetivos recobrimentos. Estas duas fases estão interligadas e condicionam-se mutuamente. Quando existe alguma alteração num dos passos que não está coerente com o definido anteriormente o programa envia um aviso ou no limite dá erro. Depois de introduzir os parâmetros necessários e definir as características descritas, o software calcula automaticamente a solução de laje e disponibiliza os seus resultados.

Numa primeira fase escolheu-se a laje que permite o maior aligeiramento, o modelo simples H10, que não cumpria com os requisitos necessários. Como se trata de um processo iterativo na tentativa de encontrar a melhor solução, fez-se apenas a análise detalhada daquele que foi o modelo final, modelo simples H16. Considerou-se a espessura da laje superior, de 7.00 cm, com armadura nas duas direções de 8.00 mm de diâmetro espaçadas a 0.100 m. Para a armadura inferior considerou-se a espessura da laje de 8.00 cm e armaduras nas duas direções de 10.00 mm de diâmetro e espaçamento de 0.100 m. O recobrimento nominal foi definido como 3.50 cm para ambos os casos e o espaçamento entre blocos de 14.00 cm.

Definiu-se assim a armadura mínima para a armadura superior visto que a função da laje aligeirada não é resistir aos momentos negativos, associados a zonas de maciçamento, enquanto a armadura inferior foi baseada na armadura base, calculada anteriormente para a laje maciça. Em função dos parâmetros definidos, apresentados na Tabela 55, a espessura total da laje é assim de 31.00 cm.

Tabela 55 – Parâmetros definidos para a laje aligeirada

$s_i(cm)$	$s_s(cm)$	$h_{ub}(cm)$	$b(cm)$	$h_{tot}(cm)$
8.00	7.00	16.00	14.00	31.00

À medida que são definidos todos os pontos referidos o programa calcula automaticamente a laje, atualizando a sua representação, apresentada na Figura 76, e os seus resultados, espelhados na Tabela 56.

Figura 76 – Representação da laje aligeirada no software

Tabela 56 – Momentos resistentes da laje aligeirada

Momentos positivos		Momentos negativos	
$M_{rd,x}\ (kNm/m)$	$M_{rd,y}\ (kNm/m)$	$M_{rd,x}\ (kNm/m)$	$M_{rd,y}\ (kNm/m)$
88.48	86.69	60.75	62.40

Para analisar se a solução de laje é valida, é necessário simular no modelo essa mesma solução. Para isso é necessário criar uma nova laje, com a espessura total obtida, e com os valores característicos de inercia, rigidez e peso. Na transição de uma laje maciça com a mesma espessura para a laje aligeirada resultante existe uma perda de 10% de inercia, 38% de rigidez e 27% de peso. São estas percentagens que dão origem aos coeficientes modificadores, disponibilizados pelo software, e necessários para a definição da laje. Os coeficientes modificadores estão exibidos na Tabela 57, e na Figura 77 está representada a formulação da nova laje com a introdução dos mesmos no programa de cálculo.

Tabela 57 – Coeficientes modificadores para a caracterização da laje aligeirada

Inercia	Rigidez	Peso
0.90	0.62	0.77

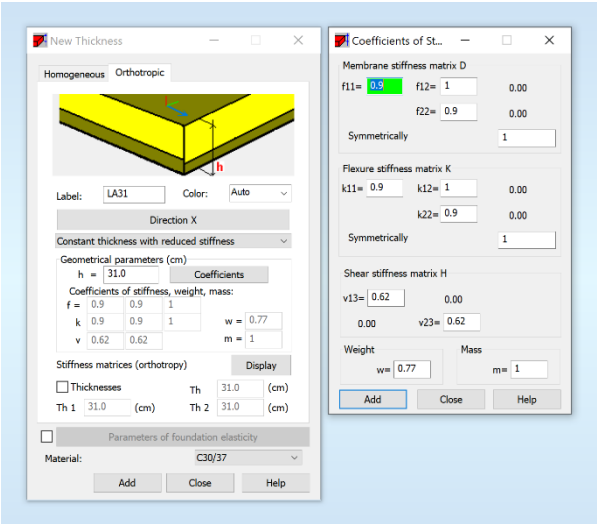


Figura 77 – Laje aligeirada no Robot Structural Analysis

Depois de definida a nova solução de laje é necessário calcular de novo a estrutura e analisar os resultados. Como referido anteriormente, a laje que estabelece um sistema articulado com as paredes de contenção apresenta valores mais gravosos e por isso condiciona a análise de resultados. Optou-se assim por utilizar os valores referentes a essa laje nas verificações que se seguem.

Iniciou-se o estudo da laje aligeirada com a verificação da flecha, para o controlo de deformações. Nas Figuras 76 e 77 estão apresentados os mapas de deslocamentos relativos à flecha total à flecha ativa respetivamente.

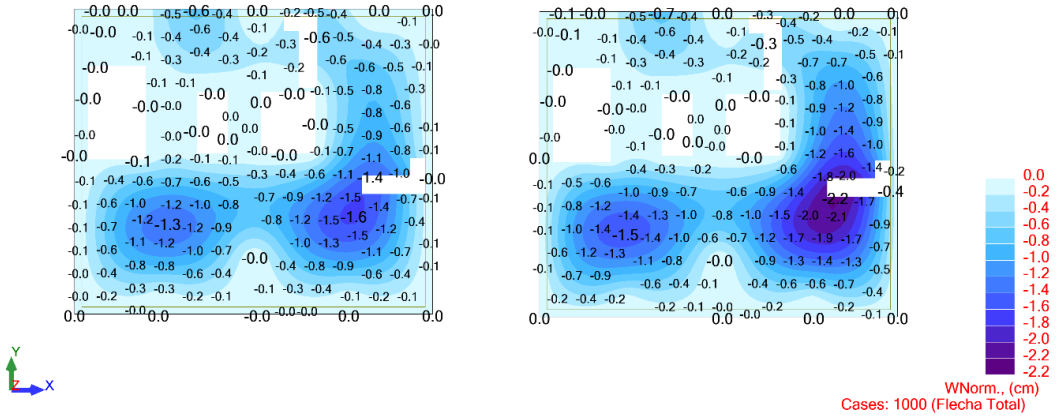


Figura 78 – Mapa de deslocamentos para a verificação da flecha total para a laje aligeirada

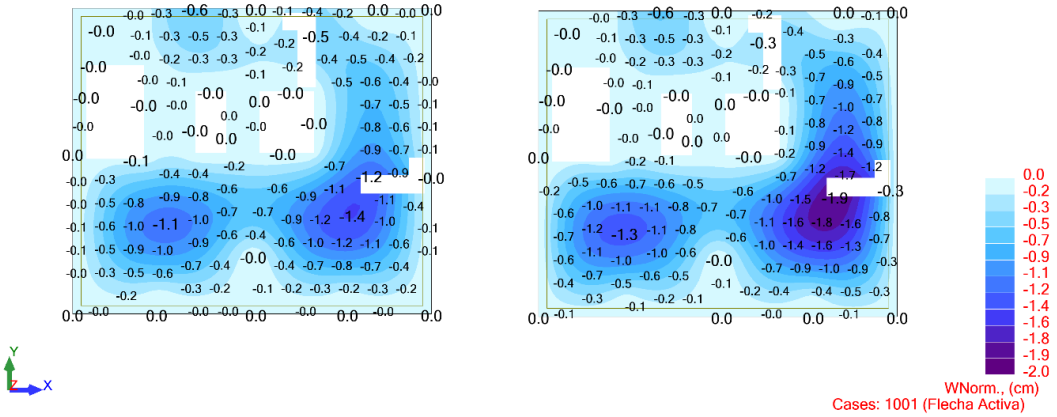


Figura 79 – Mapa de deslocamentos para a verificação da flecha ativa para a laje aligeirada

De acordo com os mapas de deslocamentos, para ambos os casos a flecha é verificada, visto que todos os valores se encontram dentro dos limites, como refletido nas equações (3.7) e (3.8). Tal como aconteceu para a laje maciça, utilizou-se o maior vão, com 11.00 m.

$$\delta_{total} = 2.20\ cm \leq \delta_{\lim total} = \frac{11}{250} = 4.40\ cm \qquad (3.7)$$

$$\delta_{ativa} = 1.90\ cm \leq \delta_{lim\ ativa} = \frac{11}{500} = 2.20\ cm \qquad (3.8)$$

Relativamente à análise de momentos fletores, para a solução de laje aligeirada, o foco recai sobre os momentos positivos, visto que são estes que condicionam a solução. Analisou-se assim os mapas de momentos fletores, nas Figuras 80 e 81, nas direções X e Y respetivamente, para se perceber se o momento resistente é suficiente para os esforços atuantes.

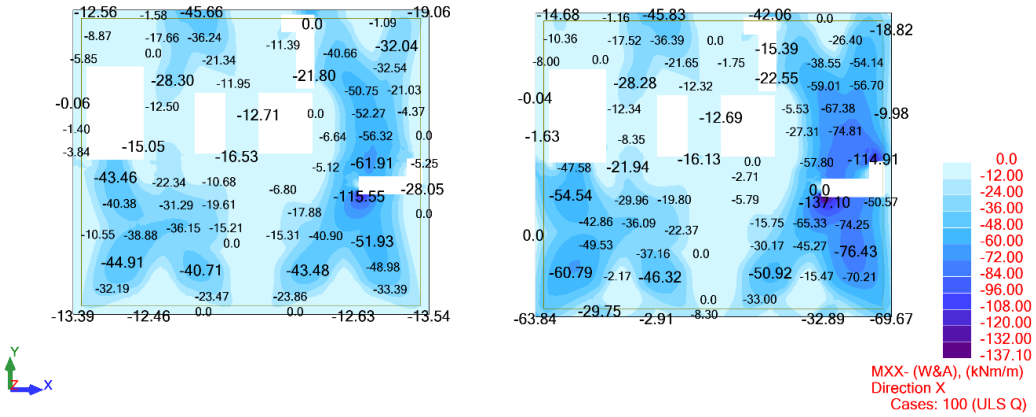


Figura 80 – Mapas de momentos positivos da laje aligeirada na direção X

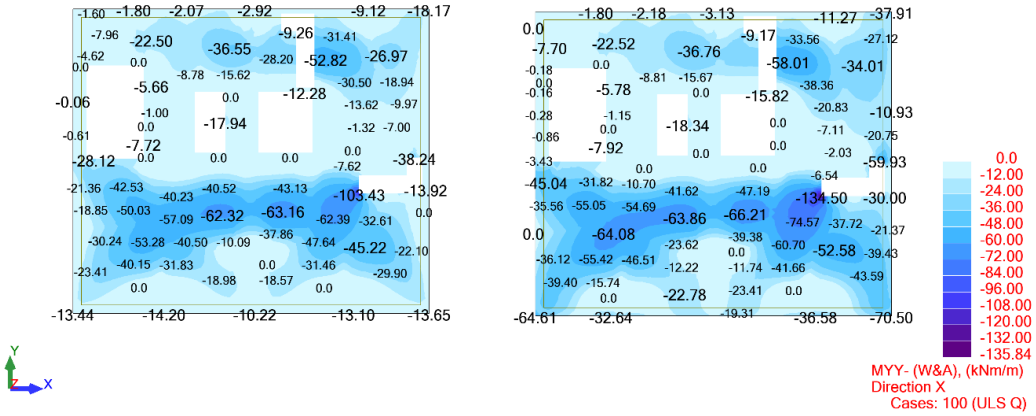


Figura 81 – Mapas de momentos positivos da laje aligeirada na direção Y

Através dos resultados espelhados na Tabela 56, os momentos resistentes nas direções X e Y, são 88.48 kNm/m e 86.69 kNm/m respetivamente. À exceção do acréscimo de momentos, relativo à abertura de escadas e associado a uma zona de maciçamento, verificou-se que os momentos atuantes são inferiores aos momentos resistentes.

As zonas maciças devem compreender não só as zonas de momentos negativos, associados aos elementos verticais, mas também na envolvente da laje e no perímetro das aberturas. A razão para a existência destes bordos é aumentar a rigidez nestes locais e conseguir o recobrimento necessário dos blocos e das armaduras. Utilizou-se assim os mapas de momentos negativos nas duas direções, apresentados nas Figuras 82 e 83, para encontrar os limites das zonas maciças.

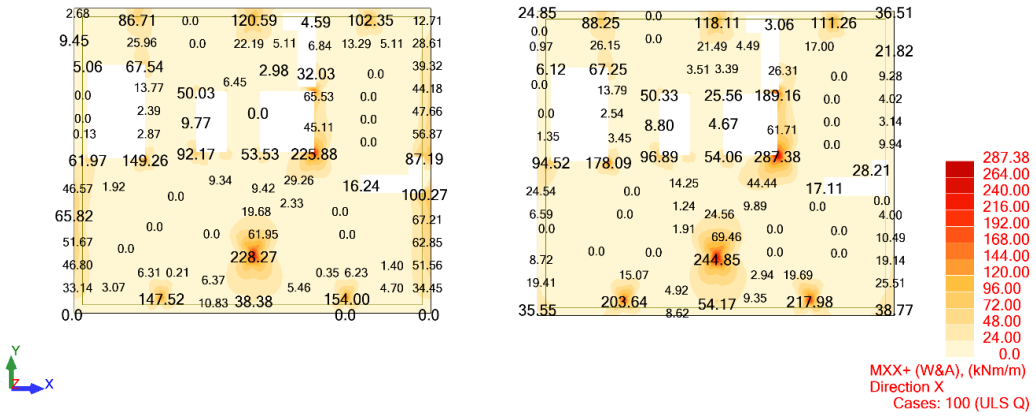


Figura 82 – Mapas de momentos negativos da laje aligeirada na direção X

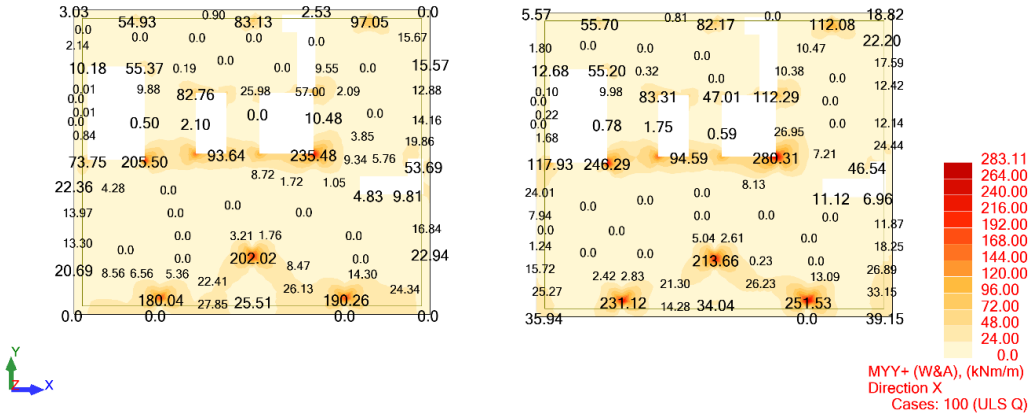


Figura 83 – Mapas de momentos negativos da laje aligeirada na direção Y

De acordo com o fabricante, a dimensão em planta dos blocos U-Boot Beton é constante e independente do modelo (simples ou duplo) e da altura do mesmo. A sua secção, apresentada na Figura 84, é aproximadamente quadrada com 52.00 cm de lado.

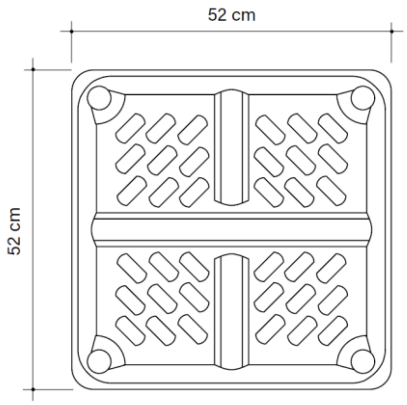


Figura 84 – Modelo do bloco U-Boot Beton em planta

Utilizou-se assim uma secção quadrada para perceber quantos blocos eram necessários nas zonas de aligeiramento, sabendo que a nervura, isto é, a distância entre blocos, tem o valor de 14.00 cm. A solução final engloba 633 blocos como é possível verificar na Figura 85.

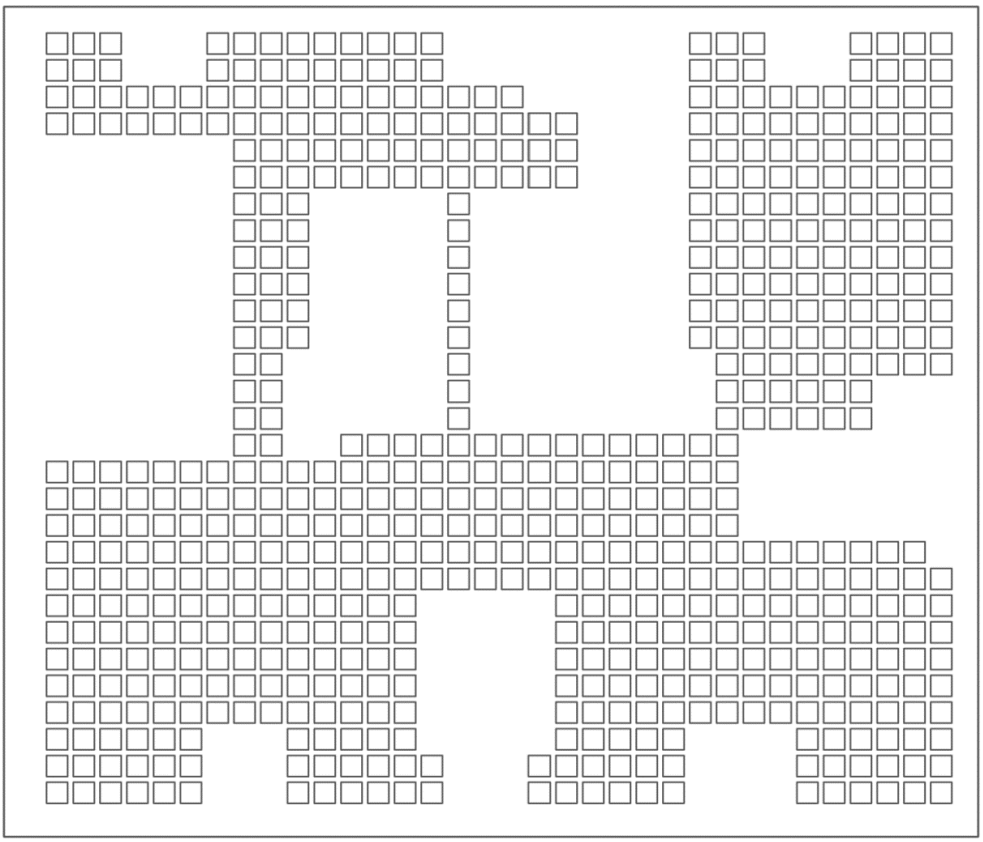


Figura 85 – Solução de laje aligeirada

A área da zona aligeirada é de 300.82 m^2 o que leva a uma percentagem de aligeiramento de 61.2%. Deste modo foi necessário fazer uma correção do peso para este valor visto que os resultados do software apresentam o peso para uma laje 100% aligeirada. Assim o valor do peso é de 0.86 e não o valor 0.77 utilizado anteriormente.

Para perceber o impacto que a solução de laje aligeirada tem na estrutura global, alterou-se o valor do peso na laje criada anteriormente e implementou-se esta solução em todos os pisos.

3.9.3 Comparação de resultados

Encontradas as duas soluções de laje, uma maciça e outra aligeirada, procurou-se perceber qual a solução mais apropriada para o caso de estudo. Na Tabela 58, apresentam-se os valores comparativos dos dois modelos, calculados automaticamente pelo programa de cálculo e disponíveis em Full Note no menu Analysis.

Tabela 58 – Valores comparativos das duas soluções de laje

Parâmetros	Laje maciça	Laje aligeirada
Centro geométrico (m)	X= -12.229 Y= -5.8330 Z= +8.2250	X= -12.229 Y= -5.8330 Z= +8.2250
Centro de gravidade (m)	X= -12.425 Y= -5.3430 Z= +7.7040	X= -12.450 Y= -5.3130 Z= +7.5050
Momentos de inercia (kgm^2)	$I_x = 1286289643.766$ Iy= 1416776042.813 Iz= 666225071.8120	Ix= 1396779488.621 Iy= 1599924867.269 Iz= 792243814.7880
Massa (kg)	6929024.324	6441355.630

Através dos resultados referentes às duas soluções de laje chegou-se à conclusão que a solução aligeirada não altera de forma significativa o comportamento da estrutura visto que nenhum dos parâmetros difere substancialmente dos calculados para a solução maciça, sendo a redução de peso na ordem dos 7%. Optou-se assim pela solução de laje maciça para a solução final.

3.10 DIMENSIONAMENTO DO NÚCLEO DE ELEVADORES

No presente ponto desenvolveu-se a analise e dimensionamento do núcleo de elevadores, representado na Figura 86. Visto que se trata de um elemento sísmico primário é necessário respeitar os requisitos e procedimentos do Eurocódigo 8 em conjunto com o Eurocódigo 2.

Um núcleo é definido como uma única secção e o seu estudo num projeto estrutural é bastante extenso e complexo. No presente trabalho, de forma a conseguir fazer a análise do núcleo de elevadores sem o auxílio a um programa especializado para esse efeito, fez-se uma simplificação e analisou-se o núcleo como um conjunto de quatro paredes. Com esta simplificação é esperado que a quantidade de armaduras seja superior, visto que um núcleo possui uma maior rigidez. Contudo, no final deste capítulo, fez-se o dimensionamento do núcleo como um todo, no programa *FAGUS8* disponibilizado pela empresa, onde se procurou perceber o nível de sobredimensionamento com a simplificação feita.

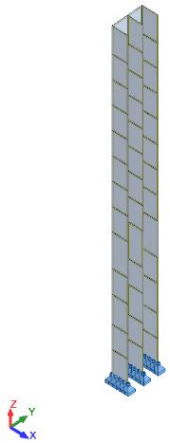


Figura 86 – Núcleo de elevadores

3.10.1 ANÁLISE PELO MÉTODO SIMPLIFICADO

Iniciou-se a analise das paredes com a verificação referente ao elemento parede e às restrições geométricas, apresentadas no ponto 2.3.1. A divisão do núcleo em quatro paredes compreendeu três paredes iguais e paralelas entre si com 2.00 m de comprimento e uma quarta, na direção oposta às restantes, com 4.00 m de comprimento. As paredes foram numeradas de acordo com o especificado na Figura 87.

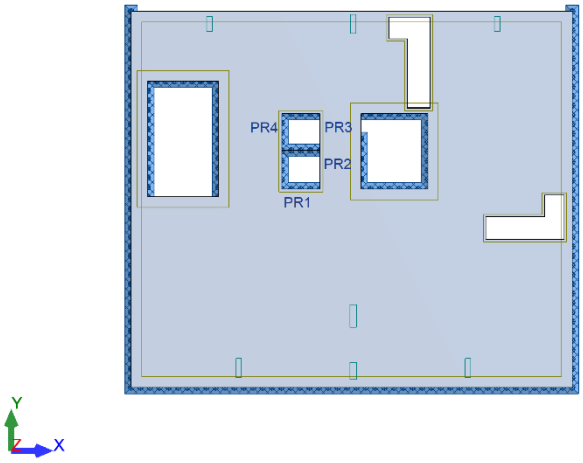


Figura 87 – Numeração das paredes do núcleo de elevadores

Optou-se por fazer a dispensa de secção de forma coerente ao descrito anteriormente para os pilares, com o objetivo de tornar a estrutura o mais homogénea possível. No entanto, devido a pressupostos impostos pelo Eurocódigo 8 e explicados posteriormente as paredes do piso 0 ao piso 2 mantiveram a espessura dos pisos enterrados. Nas Tabelas 59 e 60, estão apresentadas as verificações relativas às restrições geométricas para as paredes com o comprimento de 2.00 m e 4.00 m respetivamente, obtidas através das expressões (2.52) e (2.53).

Tabela 59 – Verificação referente às restrições geométricas para a parede com 2.00 m de comprimento

$l_w(m)$	$b_w(m)$	$h_s(m)$	$b_{w0}(m)$	l_w/b_w
2.00	0.30	3.00	0.15	6.67
2.00	0.30	3.60	0.18	6.67
2.00	0.30	3.10	0.16	6.67
2.00	0.30	4.40	0.22	6.67
2.00	0.30	3.05	0.15	6.67
2.00	0.25	3.05	0.15	8.00
2.00	0.20	3.05	0.15	10.0
2.00	0.20	3.40	0.17	10.0

Tabela 60 – Verificação referente às restrições geométricas para a parede com 4.00 m de comprimento

$l_w(m)$	$b_w(m)$	$h_s(m)$	$b_{w0}(m)$	l_w/b_w
4.00	0.30	3.00	0.15	13.33
4.00	0.30	3.60	0.18	13.33
4.00	0.30	3.10	0.16	13.33
4.00	0.30	4.40	0.22	13.33
4.00	0.30	3.05	0.15	13.33
4.00	0.25	3.05	0.15	16.00
4.00	0.20	3.05	0.15	20.00
4.00	0.20	3.40	0.17	20.00

Satisfeitas as verificações relativas às restrições geométricas, foi possível realizar a verificação referente ao esforço normal reduzido, que deve tomar valores inferiores a 0.40, como descrito no ponto 2.3.1. O cálculo foi realizado para as quatros paredes através da expressão (2.67), e os resultados estão apresentados na Tabela 61.

Tabela 61 - Verificação do esforço normal reduzido para as diferentes paredes

Parede	$b_w(m)$	$l_w(m)$	$A_c(m^2)$	$N_{Ed}(kN)$	v_d
1	0.30	2.00	0.60	3186.52	0.27
2	0.30	2.00	0.60	2498.71	0.21
3	0.30	2.00	0.60	2973.54	0.25
4	0.30	4.00	1.20	8205.53	0.34
1	0.25	2.00	0.50	1646.17	0.16
2	0.25	2.00	0.50	1703.23	0.17
3	0.25	2.00	0.50	1636.48	0.16
4	0.25	4.00	1.00	4718.42	0.24
1	0.20	2.00	0.40	819.340	0.10
2	0.20	2.00	0.40	976.040	0.12
3	0.20	2.00	0.40	796.000	0.10
4	0.20	4.00	0.80	2003.88	0.13

Como descrito no ponto 2.3.1 é necessário definir a altura da zona critica. Esta, calculada pela expressão (2.54), depende do comprimento da parede e da altura total do edifício, que toma um valor de 29.15 m, mas está condicionada pela altura livre do piso. Para o caso em estudo, a base do edifício encontra-se no piso 0 e por essa razão a altura livre do piso compreende o valor de 4.40 m. Através das expressões (3.9) e (3.10) obteve-se as alturas críticas para todas as paredes, 4.00 m para as paredes de menor comprimento e 4.858 m para a parede de maior dimensão.

$$h_{cr} = max\begin{cases} 2 \\ \dfrac{29.15}{6} = 4.858\ m \end{cases} \leq \begin{cases} 2{\cdot}2.00 = 4.00\ m \\ 2{\cdot}4.40 = 8.80\ m \end{cases} \tag{3.9}$$

$$h_{cr} = max\begin{cases} 4 \\ \dfrac{29.15}{6} = 4.858\ m \end{cases} \leq \begin{cases} 2{\cdot}4.00 = 8.00\ m \\ 2{\cdot}4.40 = 8.80\ m \end{cases} \tag{3.10}$$

Com a altura da zona critica estabelecida para cada uma das paredes, falta definir o comprimento dos elementos de extremidade confinados. Este depende do comprimento e da espessura da parede e foi determinado através da expressão (2.63). Na Tabela 62 estão presentes os valores do comprimento mínimo e os valores admitidos correspondentes para as quatro paredes. A diferença do comprimento mínimo dos elementos de extremidade de cálculo e do comprimento admitido deve-se ao facto de a correta dimensão destes elementos passar por um processo iterativo extenso e complexo de forma a encontrar a solução ótima. Os valores apresentados são o resultado de uma segunda iteração e foram os utilizados nos restantes passos de forma a simplificar o processo.

Tabela 62 – Comprimento dos elementos confinados

Parede	$l_w(m)$	$b_w(m)$	$l_c(m)$	$l_{c,admitido}(m)$
1	2.00	0.30	0.45	0.60
2	2.00	0.30	0.45	0.60
3	2.00	0.30	0.45	0.60
4	4.00	0.30	0.60	0.80

Com as dimensões dos elementos de extremidade definidos foi possível determinar os esforços de cálculo necessários para o dimensionamento das diferentes paredes. Nesta etapa do processo utilizou-se uma folha de calculo automático, desenvolvida e disponibilizada pela empresa, presente no Anexo 6. A folha importa os resultados da Tabela Reduced Results do programa de cálculo para cada alinhamento e posteriormente é necessário definir qual o piso acima do nível de encastramento, equivalente ao piso 0 do edifício em análise, e o comprimento do elemento confinado estabelecido. Com estes parâmetros definidos a folha trata os esforços automaticamente de modo a obter os diagramas apresentados no ponto 2.3.1. A título de exemplo, estão apresentados nos gráficos 13 e 14, os diagramas de esforço transverso e de momentos fletores respetivamente, para a combinação 100 da parede 1. No Gráfico 15 está representado o diagrama de esforço axial para a mesma combinação. O tension shift admitido para as paredes de menor dimensão foi de 4.40 m, correspondente ao pé direito do primeiro piso, enquanto para a parede de 4.00 m foi admitido um valor de 7.45 m, altura correspondente ao primeiro piso.

Gráfico 13 – Diagrama de esforço transverso para a combinação 100 da parede 1

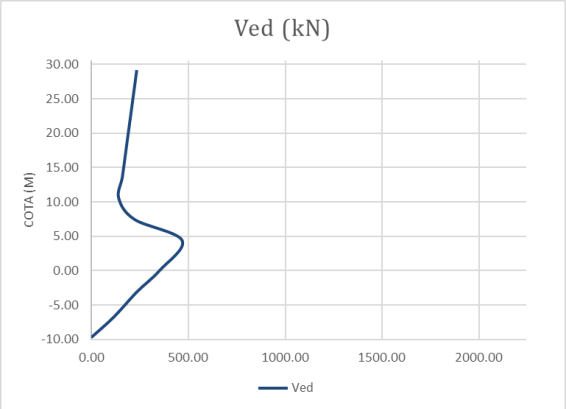


Gráfico 14 – Diagrama de momentos fletores para a combinação 100 da parede 1

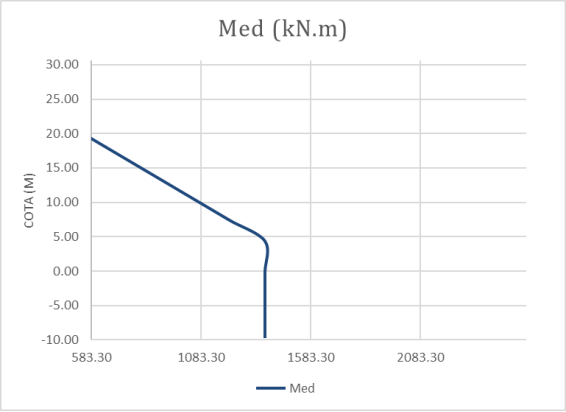
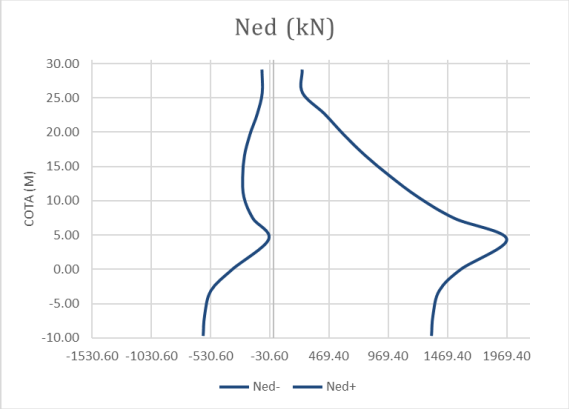


Gráfico 15 – Diagrama de esforço axial para a combinação 100 da parede 1



Com os esforços atribuídos, utilizou-se uma folha de cálculo automático, desenvolvida e disponibilizada pela empresa, para o cálculo das armaduras longitudinais. A folha, apresentada no Anexo 1, segue os pressupostos estabelecidos pelo Eurocódigo 2 no dimensionamento destes elementos. A solução de armaduras longitudinais para a parede 1 está apresentada na Tabela 63. As Tabelas 64, 65 e 66 apresentam os resultados para paredes 2, 3 e 4 respetivamente.

Tabela 63 – Solução final de armaduras longitudinais para a parede 1

Piso	$h_s(m)$	$l_w(m)$	$b_w(m)$	$l_c(m)$	$A_{s,calculado}(m)$	$A_{s,final}(m)$	$\rho(\%)$	Armaduras
-4 e -3	3.00	2.00	0.30	0.60	0.00141	0.00201	1.12	10Φ16
-2	3.60	2.00	0.30	0.60	0.00126	0.00201	1.12	10Φ16
-1	3.10	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00201	1.12	10Φ16
0	4.40	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00201	1.12	10Φ16
1 e 2	3.05	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00201	1.12	10Φ16
3, 4 e 5	3.05	2.00	0.25	0.60	0.00090	0.00113	0.75	10Φ12
6 e 7	3.05	2.00	0.20	0.60	0.00072	0.00091	0.75	8Φ12
8	3.40	2.00	0.20	0.60	0.00072	0.00091	0.75	8Φ12

Tabela 64 – Solução final de armaduras longitudinais para a parede 2

Piso	$h_s(m)$	$l_w(m)$	$b_w(m)$	$l_c(m)$	$A_{s,calculado}(m)$	$A_{s,final}(m)$	$\rho(\%)$	Armaduras
-4 e -3	3.00	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00136	0.75	12Φ12
-2	3.60	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00136	0.75	12Φ12
-1	3.10	2.00	0.30	0.60	0.00077	0.00136	0.75	12Φ12
0	4.40	2.00	0.30	0.60	0.00088	0.00136	0.75	12Φ12
1 e 2	3.05	2.00	0.30	0.60	0.00650	0.00136	0.75	12Φ12
3, 4 e 5	3.05	2.00	0.25	0.60	0.00090	0.00113	0.75	10Φ12
6 e 7	3.05	2.00	0.20	0.60	0.00072	0.00091	0.78	8Φ12
8	3.40	2.00	0.20	0.60	0.00072	0.00091	0.78	8Φ12

Tabela 65 – Solução final de armaduras longitudinais para a parede 3

Piso	$h_s(m)$	$l_w(m)$	$b_w(m)$	$l_c(m)$	$A_{s,calculado}(m)$	$A_{s,final}(m)$	$\rho(\%)$	Armaduras
-4 e -3	3.00	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00136	0.75	12Φ12
-2	3.60	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00136	0.75	12Φ12
-1	3.10	2.00	0.30	0.60	0.00080	0.00136	0.75	12Φ12
0	4.40	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00136	0.75	12Φ12
1 e 2	3.05	2.00	0.30	0.60	0.00108	0.00136	0.75	12Φ12
3, 4 e 5	3.05	2.00	0.25	0.60	0.00090	0.00113	0.75	10Φ12
6 e 7	3.05	2.00	0.20	0.60	0.00072	0.00091	0.78	8Φ12
8	3.40	2.00	0.20	0.60	0.00072	0.00091	0.78	8Φ12

Tabela 66 – Solução final de armaduras longitudinais para a parede 4

Piso	$h_s(m)$	$l_w(m)$	$b_w(m)$	$l_c(m)$	$A_{s,calculado}(m)$	$A_{s,final}(m)$	$\rho(\%)$	Armaduras
-4 e -3	3.00	4.00	0.30	0.80	0.00072	0.002412	1.00	12Φ16
-2	3.60	4.00	0.30	0.80	0.00144	0.002412	1.00	12Φ16
-1	3.10	4.00	0.30	0.80	0.00144	0.002412	1.00	12Φ16
0	4.40	4.00	0.30	0.80	0.00144	0.002412	1.00	12Φ16
1 e 2	3.05	4.00	0.30	0.80	0.00144	0.002412	1.00	12Φ16
3, 4 e 5	3.05	4.00	0.25	0.80	0.00120	0.001356	0.70	12Φ12
6 e 7	3.05	4.00	0.20	0.80	0.00094	0.001130	0.70	10Φ12
8	3.40	4.00	0.20	0.80	0.00094	0.001130	0.70	10Φ12

De acordo com o apresentado na Tabela 14, o requisito de armadura longitudinal mínima para os elementos extremidade na zona critica, definido pela expressão (2.68), é 0.005. Visto que as paredes de contraventamento, por norma, compreendem valores de extensão de compressão, ε_c, superiores a 0.002, a taxa mínima de armadura longitudinal para os elementos extremidade fora da zona critica também compreende o valor de 0.005 de acordo com a expressão (2.72). Como é possível observar nas tabelas apresentadas, os requisitos mínimos para a armadura longitudinal são sempre cumpridos.

Relativamente à armadura da alma, optou-se por colocar a armadura mínima, que corresponde a uma taxa de 0.005 de acordo com a expressão (2.75). O requisito de armadura mínima na alma é bastante

condicionante comparativamente ao estabelecido pelo Eurocódigo 2. Na Tabela 67 estão presentes os valores admitidos para cada uma das paredes.

Tabela 67 – Solução final de armaduras da alma das paredes

Parede	$A_{s,min}$	$A_{s,final}$	Armaduras
1	0.000945	0.001095	$14\Phi10$
2	0.000945	0.001095	$14\Phi10$
3	0.000945	0.001095	$14\Phi10$
4	0.003495	0.003590	$8\Phi10 + 38\Phi10$

Para o cálculo das armaduras transversais, utilizou-se uma folha de cálculo desenvolvida e disponibilizada pela empresa que segue os procedimentos definidos pelo Eurocódigo 2 para a análise do esforço transverso. Na Tabela 68 estão apresentados os valores mais condicionantes para as diferentes paredes que compreendem largura de 0.30 m. Nas Tabelas 69 e 70 estão espelhados os valores referentes às quatro paredes com largura de 0.25 m e 0.20 m respetivamente. Como é possível observar, na maioria dos casos, as armaduras são condicionadas pela armadura mínima.

Tabela 68 – Solução final de armaduras transversais para as paredes com 0.30 m

Parede	$V_{Ed}(kN)$	$b_w(m)$	$l_w(m)$	$V_{Rd,máx}(kN)$	A_{sw}	$A_{sw,min}$	Armaduras
1	473.492	0.30	2.00	2252.56	0.00031	0.00048	Φ8//0.125
2	963.798	0.30	2.00	2252.56	0.00062	0.00048	Φ8//0.125
3	415.240	0.30	2.00	2252.56	0.00027	0.00048	Φ8//0.125
4	869.271	0.30	4.00	4504.90	0.00028	0.00064	Φ8//0.125

Tabela 69 – Solução final de armaduras transversais para as paredes com 0.25 m

Parede	$V_{Ed}(kN)$	$b_w(m)$	$l_w(m)$	$V_{Rd,máx}(kN)$	A_{sw}	$A_{sw,min}$	Armaduras
1	190.343	0.25	2.00	1877.14	0.00012	0.00048	Φ8//0.125
2	677.346	0.25	2.00	1877.14	0.00044	0.00048	Φ8//0.125
3	211.682	0.25	2.00	1877.14	0.00014	0.00048	Φ8//0.125
4	371.041	0.25	4.00	3754.08	0.00012	0.00064	Φ8//0.125

Tabela 70 – Solução final de armaduras transversais para as paredes com 0.20 m

Parede	$V_{Ed}(kN)$	$b_w(m)$	$l_w(m)$	$V_{Rd,máx}(kN)$	A_{sw}	$A_{sw,min}$	Armaduras
1	236.746	0.20	2.00	1501.71	0.00015	0.00048	Φ8//0.125
2	587.350	0.20	2.00	1501.71	0.00038	0.00048	Φ8//0.125
3	207.697	0.20	2.00	1501.71	0.00013	0.00048	Φ8//0.125
4	434.636	0.20	4.00	3003.26	0.00014	0.00064	Φ8//0.125

Como apresentado no ponto 2.3.1, é necessário definir corretamente as armaduras de confinamento do elemento de extremidade associados à zona critica. Os valores utilizados para o dimensionamento destas

armaduras estão presentes na Tabela 71, bem como a solução final de armaduras. O fator de ductilidade em curvatura tomou o valor de 4.28.

Tabela 71 – Solução final de armaduras de confinamento

Parede	b_c	l_c	v_d	w_v	b_0	h_0	b_i	h_i	α	w_{wd}	A_s	Armaduras
1	0.30	0.60	0.27	0.034	0.222	0.522	0.12	0.17	0.53	0.21	0.0018	Φ8//0.100
2	0.30	0.60	0.22	0.034	0.222	0.522	0.12	0.17	0.53	0.18	0.0015	Φ8//0.100
3	0.30	0.60	0.25	0.034	0.222	0.522	0.12	0.17	0.53	0.20	0.0017	Φ8//0.100
4	0.30	0.80	0.34	0.049	0.222	0.722	0.13	0.17	0.57	0.26	0.0028	Φ8//0.100

Optou-se por colocar Φ8//0.100 em todas as paredes de forma a cumprir o critério de espaçamento máximo de cintagem, determinado pela expressão (2.66) do capítulo anterior, como demonstrado na expressão (3.10).

$$s = min\begin{cases} 222/2 \\ 175 \\ 8{\cdot}16 \end{cases} = 111\ mm \qquad (3.10)$$

Para os pisos superiores, não pertencentes à zona critica, utilizou-se o diâmetro mínimo dos estribos, 6 mm, e o espaçamento máximo foi determinado através da expressão (2.73), como apresentado na expressão (3.11). Optou-se por colocar Φ6//0.125 de forma que o espaçamento seja coerente ao arbitrado para os restantes elementos estruturais.

$$s = min\begin{cases} 300 \\ 300 \\ 15{\cdot}12 \end{cases} = 180\ mm \qquad (3.11)$$

A título de exemplo, na Figura 88 está representada a solução final da parede 1 para a secção da parede referente à zona critica. Nas Figuras 89, 90 e 91 estão apresentadas as paredes 2, 3 e 4, para as mesmas condições.

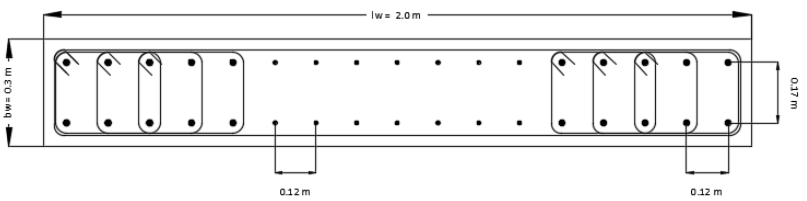


Figura 88 – Solução final da parede 1 para a secção de 0.30x2.00 m

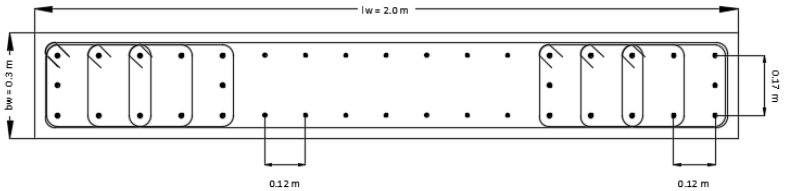


Figura 89 - Solução final da parede 2 para a secção de 0.30x2.00 m

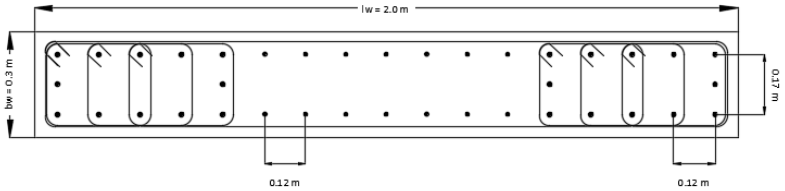


Figura 90 - Solução final da parede 3 para a secção de 0.30x2.00 m

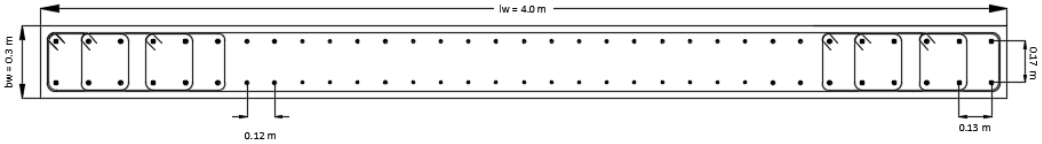


Figura 91 – Solução final da parede 4 para a secção de 0.30x4.00 m

Como é possível observar pelas figuras anteriores, para todas as paredes é cumprido o requisito (2.69), que limita o espaçamento máximo entre varões longitudinais cintados nos elementos extremidade a 200 mm. O mesmo acontece para a alma das quatro paredes, em que o espaçamento entre os valores é inferior ao máximo admitido, que toma o valor de 400 mm de acordo com a expressão (2.77) Na Figura 92 está representada a solução final do núcleo de elevadores com as alterações necessárias de modo a compreender as quatro paredes dimensionadas anteriormente.

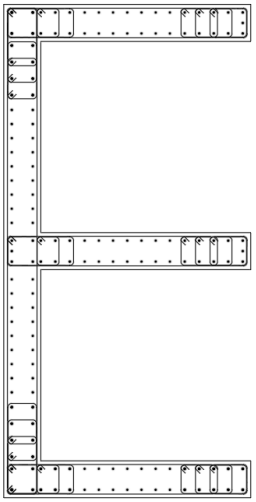


Figura 92 – Solução final do núcleo de elevadores

3.10.2 VERIFICAÇÃO DA SOLUÇÃO COM O PROGRAMA FAGUS8 E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Para a verificação da solução do dimensionamento do núcleo de elevadores utilizou-se o software FAGUS8, que permite calcular e verificar secções transversais de betão armado, considerando os pressupostos da regulamentação em vigor. As secções transversais são formadas por uma ou mais subsecções, cada uma com o seu material, e podem ser definidas através de um contorno poligonal ou pelo seu eixo e respetiva espessura. Estas podem partir de secções existentes no software, que possui uma biblioteca vasta de materiais e secções tipo frequentemente utilizados, ou pode ser importada por exemplo de um ficheiro AutoCAD. Com a secção transversal definida é possível calcular uma solução de armaduras ou então verificar uma solução existente. Para ambas as situações, é necessário importar os esforços atuantes na secção.

A secção do núcleo de elevadores foi importada através de um ficheiro AutoCAD e definida através do seu eixo. A título de exemplo, verificou-se a secção com espessura de 0.30 m comum desde o piso -4 ao piso 2. Com a secção estabelecida definiu-se as armaduras de acordo com a solução calculada no ponto 3.10.1. A Figura 93 apresenta o núcleo de elevadores definido no software.

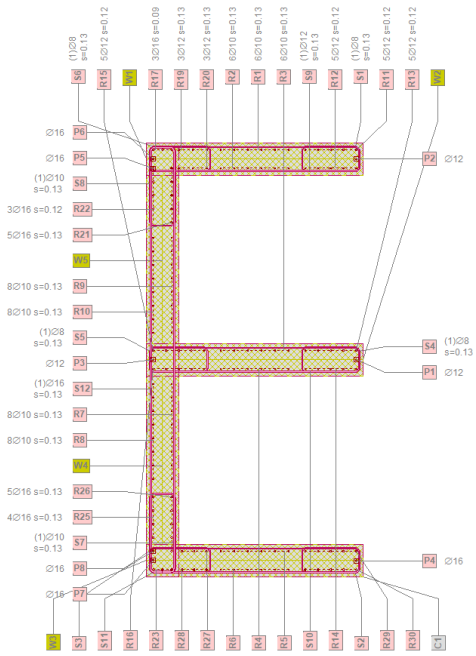


Figura 93 – Núcleo de elevadores definido no software FAGUS8

Importaram-se os esforços atuantes no núcleo de elevadores presentes na Tabela Definition and results for core walls do programa de cálculo. Fez-se a verificação do esforço normal reduzido, requisito imposto pelo Eurocódigo 8, e os resultados estão apresentados na Tabela 72.

Tabela 72 – Verificação do esforço normal reduzido para o núcleo de elevadores

$b\ (m)$	$A_C\ (m^2)$	$N_{Ed}\ (kN)$	V_d
0.30	2.724	13823.95	0.25
0.25	2.313	9084.020	0.20
0.20	1.880	4056.410	0.11

Posteriormente calculou-se a secção do núcleo com as armaduras definidas e os esforços atuantes e analisou-se os resultados, apresentados na Tabela 73. Os resultados obtidos mostram uma utilização do núcleo na ordem dos 73% para a combinação mais condicionante. É um resultado esperado visto que um núcleo quando analisado no seu conjunto possui muito maior rigidez, mas um resultado aceitável para a simplificação feita.

Tabela 73 – Resultados do programa FAGUS8

N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	eff (M, N)	Vy (kN)	Vz (kN)	T (kNm)	eff (V, T)
-3618.9	+628.70	-5762.7	68.0%	-1303.9	-411.60	-385.80	39.0%
-3902.1	-2049.5	-4682.7	46.0%	-2481.9	+463.00	+33.100	73.0%

4

CONSIDERAÇÕES FINAIS

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No decorrer do presente trabalho foram analisados os vários aspetos que são necessários considerar no dimensionamento de um edifício que compreende um sistema de paredes. Desta forma foram enunciados os procedimentos necessários para a caracterização das ações a que a estrutura está sujeita bem como os requisitos e regulamentações necessários cumprir para o dimensionamento deste tipo de estrutura de betão armado. Esta análise tornou evidente os pontos críticos e as dificuldades de todo o processo.

Uma vez que a estrutura é equivalente a um sistema de paredes, e visto que a resistência das paredes na base do edifício é superior a 90% da resistência total, os pilares foram considerados elementos sísmicos secundários. Assim, não foi necessário cumprir os requisitos exaustivos do Eurocódigo 8 para estes elementos, o que levou a que o processo fosse menos exigente, tendo sido dimensionados com a preocupação de satisfazer os requisitos do Eurocódigo 2. É importante referir que os resultados destes elementos foram condicionados por uma combinação entre a ação do vento e a ação vertical, um resultado pouco espectável tendo em consideração o caso em estudo, o que mostra o quanto é importante considerar todas as ações a que o edifício está sujeito.

No seguimento do referido anteriormente, as paredes foram consideradas elementos sísmicos primários, o que levou a uma análise e um dimensionamento mais rigoroso e consequentemente mais trabalhoso, de forma a cumprir os requisitos estipulados no Eurocódigo 8. As paredes na zona critica necessitam de cumprir as regulamentações especificas para o confinamento de um núcleo de betão e por essa razão apresentam uma solução de armaduras mais robusta. O comprimento dos elementos de extremidade, constante em toda a altura da parede, é de difícil definição, condiciona as armaduras longitudinais e transversais no interior dos mesmos e leva a armaduras fortes mesmo fora da zona critica. A analise do núcleo de elevadores como um conjunto de quatro paredes, ainda que um processo simplificado, apresentou um resultado satisfatório, onde a utilização para a combinação mais desfavorável foi de 73%.

Para a analise da laje é fundamental ter em consideração fatores relacionados com o processo construtivo e com o método de modelação escolhido, uma vez que estes aspetos têm implicação na solução de armaduras definida. Das duas soluções de laje estudadas optou-se pela solução de laje maciça visto que a solução de laje aligeirada apresentava resultados semelhantes.

A utilização das ferramentas automatizadas foi essencial nas diferentes fases deste trabalho, visto que todos os valores apresentados resultam de processos extensos e morosos. No entanto, o domínio destes procedimentos e o controlo dos dados a utilizar é fundamental para a correta interpretação dos resultados.

Em suma, para o dimensionamento de todos os elementos foi necessário uma leitura bastante minuciosa das diferentes regulamentações. Muitos dos processos desenvolvidos ao longo deste trabalho foram realizados diversas vezes até se desencadearem de forma correta. Os erros cometidos estão relacionados com os múltiplos parâmetros a utilizar e com as incertezas associadas à determinação de cada um deles. Desta forma, as principais dificuldades prenderam-se na interpretação das normas e da constante tomada de decisões.

A presente dissertação permitiu identificar os principais processos na análise de um edifício bem como as verificações exigidas para cada um dos elementos estruturais tendo em conta a estrutura em estudo. O resultado final pretende auxiliar projetistas confrontados com projetos semelhantes, facultando este trabalho como base de apoio.

4.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No decorrer do presente trabalho foi possível constatar que existem imensas possibilidades que seriam uteis desenvolver no futuro, de forma a alcançar um conhecimento mais alargado em relação ao comportamento das diferentes estruturas, entre as quais:

- Estudo de edifícios com um maior número de pisos, de forma a perceber o impacto das ações horizontais no comportamento da estrutura;
- Estudo da mesma estrutura com uma solução diferente de laje, e comparação com a estudada, de modo a perceber o nível de alteração do comportamento da estrutura;
- Estudo da mesma estrutura para a classe de ductilidade alta (DCH), e comparação com a estudada, de forma a perceber a diferença entre o comportamento da estrutura e das soluções finais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão.* Amadora: Edições Orion.

Branco, P. (2018). *Modelação de edifícios de betão armado com esforçoes membranares em lajes.* Universidade de Coimbra.

Carvalho, G. (2011). *Análise sísmica de edifícios de betão armado.* Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa.

CEN. (2009). *Norma Europeia EN 1990: Eurocódigo 0- Bases para o projeto de estruturas.* Instituto Português da Qualidade.

CEN. (2010a). *Norma Europeia EN 1991-1-4: Eurocódigo 1- Ações em estruturas; Parte1-4: Ações do vento.* Instituto Português da Qualidade.

CEN. (2010b). *Norma Europeia EN 1992-1-1: Eurocódigo 2- Projeto de estruturas de betão; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.* Instituto Portugu~es da Qualidade.

CEN. (2010c). *Norma Europeia EN 1998-1: Eurocódigo 8- Projeto de estruturas para resistência aos sismos; Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.* Instituto Português da Qualidade.

Cermak, J. (2002). *Wind-tunnel development and trends in applications to civil engineering.* Colorado State University: Journal of wind engineering and industrial aerodynamics.

Cortez, R. (2020). *Apontamentos sobre Processos construtivos acerca de Paredes Moldadas.* Instituto Superior Técnico ao abrigo do programa POSI.

Cruz, J. (2010). *Acão do vento e segurança estrutural de edíficios industriais dotados de elementos fusíveis na envolvente.* Universidade Nova de Lisboa.

Daliform. (2022). *Daliform Group - Building inovation*. Obtido de U-Boot beton: https://www.daliform.com/pt-pt/cofragem-perdida-para-pisos-aligeiradas-de-betao/

Delgado, R. (2004). *Influência do faseamento construtivo nos esforçoes das estruturas dos edifiícios.*

Fardis, C. N. (2005). *Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Deisgn of structures for earthquakes resistance. General rules, seismic actions, design rules for building, foundations and retaining structures.* Londres: Thomas Telford.

Kim , H., & Shin, S. (2011). Column shortening analysis with lumped constructions sequences. p. 8.

Macgregor, J. G. (1992). *Reinforced Concrete Mechanics and Design.* New Jersey: Second edition, Prentice Hall, Englewwod Cliffs.

Park, R. G. (1980). *Reinfoced concrete slabs.* United States of America: John Wiley & Sons.

PROCIV. (2017). *Autoridade nacional de emergência e proteção civil*. Obtido de http://www.prociv.pt/pt-pt/RISCOSPREV/RISCOSNAT/SISMOS/Paginas/default.aspx

Reis, J. (2014). *Estudo dos efeitos do faseamento construtivo em edifícios altos com diferentes construções estruturais.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Simões, L. (2017). *Capítulo 2: Método dos elementos finitos - Apontamentos de teoria das estruturas II.* Universidade de Coimbra.

Valente, F. (2022). *Revisão e aplicação das disposições regulamentares do Eurocódigo 8 com vista ao dimensionamento sísmico de sistemas em pórtico de betão armado.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

ANEXOS

ANEXO 1 – FOLHA DAS COMBINAÇÕES DO MODELO ESTÁTICO

afaconsult

estruturas / licenciamento / novembro 2021

coef. fluência (1+φ) = 3,60
coef. comportemento q 2,64

									γ desfav.	γ fav.
PP	1								1,35	1,00
RCP	2								1,35	1,00
Sob. Cat.A	5	(ψ_0	0,7	ψ_1	0,5	ψ_2	0,3	) (EN 1990)	1,50	0,00
Sob. Var	6	(ψ_0	0,7	ψ_1	0,5	ψ_2	0,3	) (EN 1990)	1,50	0,00
Sob. Cat.F	7	(ψ_0	0,7	ψ_1	0,7	ψ_2	0,6	) (EN 1990)	1,50	0,00
Sob. Cat.H	8	(ψ_0	0,0	ψ_1	0,0	ψ_2	0,0	) (EN 1990)	1,50	0,00
Sob. Cat. C	9	(ψ_0	0,7	ψ_1	0,7	ψ_2	0,6	) (EN 1990)	1,50	0,00
WX+	20	(ψ_0	0,6	ψ_1	0,2	ψ_2	0,0	) (EN 1990)	1,50	0,00
WX-	21	(ψ_0	0,6	ψ_1	0,2	ψ_2	0,0	) (EN 1990)	1,50	0,00
WY+	22	(ψ_0	0,6	ψ_1	0,2	ψ_2	0,0	) (EN 1990)	1,50	0,00
WY-	23	(ψ_0	0,6	ψ_1	0,2	ψ_2	0,0	) (EN 1990)	1,50	0,00
CPI+	24	(ψ_0	0,6	ψ_1	0,2	ψ_2	0,0	) (EN 1990)	1,50	0,00
CPI-	25	(ψ_0	0,6	ψ_1	0,2	ψ_2	0,0	) (EN 1990)	1,50	0,00

		CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.
100 (C)	ULS Q	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	0,00
101 (C)	ULS Q - Wx+ // Wpi+	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,90	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	0,90	25	0,00
102 (C)	ULS Q - Wx- // Wpi+	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,00	21	0,90	22	0,00	23	0,00	24	0,90	25	0,00
103 (C)	ULS Q - Wy+ // Wpi+	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,00	21	0,00	22	0,90	23	0,00	24	0,90	25	0,00
104 (C)	ULS Q - Wy- // Wpi+	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	0,90	24	0,90	25	0,00
105 (C)	ULS Q - Wx+ // Wpi-	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,90	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	0,90
106 (C)	ULS Q - Wx- // Wpi-	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,00	21	0,90	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	0,90
107 (C)	ULS Q - Wy+ // Wpi-	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,00	21	0,00	22	0,90	23	0,00	24	0,00	25	0,90
108 (C)	ULS Q - Wy- // Wpi-	1	1,35	2	1,35	5	1,50	6	1,50	7	1,50	8	1,50	9	1,50	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	0,90	24	0,00	25	0,90
109 (C)	ULS W - Wx+ // Wpi+ // vert max	1	1,35	2	1,35	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	0,00	9	1,05	20	1,50	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	1,50	25	0,00
110 (C)	ULS W - Wx- // Wpi+ // vert max	1	1,35	2	1,35	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	0,00	9	1,05	20	0,00	21	1,50	22	0,00	23	0,00	24	1,50	25	0,00
111 (C)	ULS W - Wy+ // Wpi+ // vert max	1	1,35	2	1,35	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	0,00	9	1,05	20	0,00	21	0,00	22	1,50	23	0,00	24	1,50	25	0,00
112 (C)	ULS W - Wy- // Wpi+ // vert max	1	1,35	2	1,35	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	0,00	9	1,05	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	1,50	24	1,50	25	0,00
113 (C)	ULS W - Wx+ // Wpi- // vert max	1	1,35	2	1,35	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	0,00	9	1,05	20	1,50	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	1,50
114 (C)	ULS W - Wx- // Wpi- // vert max	1	1,35	2	1,35	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	0,00	9	1,05	20	0,00	21	1,50	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	1,50
115 (C)	ULS W - Wy+ // Wpi- // vert max	1	1,35	2	1,35	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	0,00	9	1,05	20	0,00	21	0,00	22	1,50	23	0,00	24	0,00	25	1,50
116 (C)	ULS W - Wy- // Wpi- // vert max	1	1,35	2	1,35	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	0,00	9	1,05	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	1,50	24	0,00	25	1,50
117 (C)	ULS W - Wx+ // Wpi+ // vert min	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,00	7	0,00	8	0,00	9	0,00	20	1,50	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	1,50	25	0,00
118 (C)	ULS W - Wx- // Wpi+ // vert min	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,00	7	0,00	8	0,00	9	0,00	20	0,00	21	1,50	22	0,00	23	0,00	24	1,50	25	0,00
119 (C)	ULS W - Wy+ // Wpi+ // vert min	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,00	7	0,00	8	0,00	9	0,00	20	0,00	21	0,00	22	1,50	23	0,00	24	1,50	25	0,00
120 (C)	ULS W - Wy- // Wpi+ // vert min	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,00	7	0,00	8	0,00	9	0,00	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	1,50	24	1,50	25	0,00
121 (C)	ULS W - Wx+ // Wpi- // vert min	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,00	7	0,00	8	0,00	9	0,00	20	1,50	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	1,50
122 (C)	ULS W - Wx- // Wpi- // vert min	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,00	7	0,00	8	0,00	9	0,00	20	0,00	21	1,50	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	1,50
123 (C)	ULS W - Wy+ // Wpi- // vert min	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,00	7	0,00	8	0,00	9	0,00	20	0,00	21	0,00	22	1,50	23	0,00	24	0,00	25	1,50
124 (C)	ULS W - Wy- // Wpi- // vert min	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,00	7	0,00	8	0,00	9	0,00	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	1,50	24	0,00	25	1,50
200 (C)	CQP	1	1,00	2	1,00	5	0,00	6	0,30	7	0,60	8	0,00	9	0,90	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	0,00
1000 (C)	Flecha Total	1	3,60	2	3,60	5	3,60	6	1,28	7	2,26	8	0,00	9	2,26	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	0,00
1001 (C)	Flecha Activa	1	2,60	2	3,60	5	3,60	6	1,28	7	2,26	8	0,00	9	2,26	20	0,00	21	0,00	22	0,00	23	0,00	24	0,00	25	0,00

ANEXO 2 – FOLHA DAS COMBINAÇÕES DO MODELO SÍSMICO

afaconsult

estruturas / licenciamento / novembro 2021

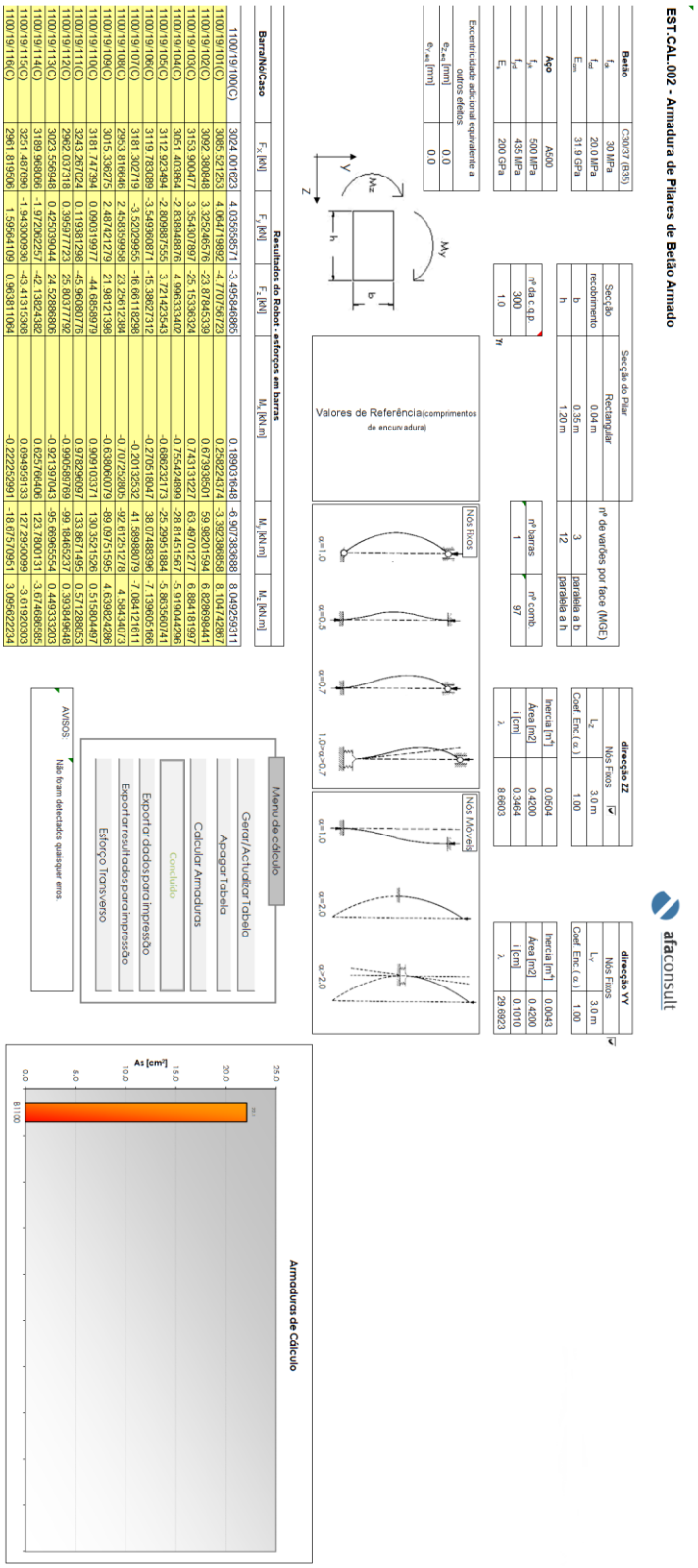
PP_SS	10
RCP_SS	11
SOB A_SS	12
SOB Var_SS	13
SOB H_SS	14
Modal Max	20
Sismo X Tipo I	21
Sismo X Tipo II	22
Sismo Y Tipo I	23
Sismo Y Tipo II	24
Sismo Z Tipo I	25
Sismo Z Tipo II	26
Modal min	30
Sismo X Tipo I	31
Sismo X Tipo II	32
Sismo Y Tipo I	33
Sismo Y Tipo II	34
Sismo Z Tipo I	35
Sismo Z Tipo II	36

									γ desfav.	γ fav.
coef. fluência			(1+φ) =	3,50					1,00	1,00
coef. comportemento q				3,00					1,00	1,00
(ψ_0	0,7	ψ_1	0,5	ψ_2	0,3	)	(EN 1990)			0,00
(ψ_0	0,7	ψ_1	0,5	ψ_2	0,3	)	(EN 1990)			0,00
(ψ_0	0,0	ψ_1	0,0	ψ_2	0,0	)	(EN 1990)			0,00

		CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.	CASO	COEF.
100 (C)	ULS_Max EQ I 1X 0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	1,00	23	0,30	25	0,30
101 (C)	ULS_Max EQ I 1X 0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	1,00	23	0,30	25	-0,30
102 (C)	ULS_Max EQ I 1X -0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	1,00	23	-0,30	25	0,30
103 (C)	ULS_Max EQ I 1X -0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	1,00	23	-0,30	25	-0,30
104 (C)	ULS_Max EQ I -1X 0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-1,00	23	0,30	25	0,30
105 (C)	ULS_Max EQ I -1X 0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-1,00	23	0,30	25	-0,30
106 (C)	ULS_Max EQ I -1X -0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-1,00	23	-0,30	25	0,30
107 (C)	ULS_Max EQ I -1X -0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-1,00	23	-0,30	25	-0,30
108 (C)	ULS_Max EQ I 0.3X 1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	0,30	23	1,00	25	0,30
109 (C)	ULS_Max EQ I 0.3X 1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	0,30	23	1,00	25	-0,30
110 (C)	ULS_Max EQ I 0.3X -1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	0,30	23	-1,00	25	0,30
111 (C)	ULS_Max EQ I 0.3X -1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	0,30	23	-1,00	25	-0,30
112 (C)	ULS_Max EQ I -0.3X 1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-0,30	23	1,00	25	0,30
113 (C)	ULS_Max EQ I -0.3X 1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-0,30	23	1,00	25	-0,30
114 (C)	ULS_Max EQ I -0.3X -1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-0,30	23	-1,00	25	0,30
115 (C)	ULS_Max EQ I -0.3X -1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-0,30	23	-1,00	25	-0,30
116 (C)	ULS_Max EQ I 0.3X 0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	0,30	23	0,30	25	1,00
117 (C)	ULS_Max EQ I 0.3X 0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	0,30	23	0,30	25	-1,00
118 (C)	ULS_Max EQ I 0.3X -0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	0,30	23	-0,30	25	1,00
119 (C)	ULS_Max EQ I 0.3X -0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	0,30	23	-0,30	25	-1,00
120 (C)	ULS_Max EQ I -0.3X 0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-0,30	23	0,30	25	1,00
121 (C)	ULS_Max EQ I -0.3X 0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-0,30	23	0,30	25	-1,00
122 (C)	ULS_Max EQ I -0.3X -0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-0,30	23	-0,30	25	1,00
123 (C)	ULS_Max EQ I -0.3X -0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	21	-0,30	23	-0,30	25	-1,00
124 (C)	ULS_Max EQ II 1X 0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	1,00	24	0,30	26	0,30
125 (C)	ULS_Max EQ II 1X 0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	1,00	24	0,30	26	-0,30
126 (C)	ULS_Max EQ II 1X -0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	1,00	24	-0,30	26	0,30
127 (C)	ULS_Max EQ II 1X -0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	1,00	24	-0,30	26	-0,30
128 (C)	ULS_Max EQ II -1X 0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-1,00	24	0,30	26	0,30

129 (C)	ULS_Max EQ II -1X 0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-1,00	24	0,30	26	-0,30
130 (C)	ULS_Max EQ II -1X -0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-1,00	24	-0,30	26	0,30
131 (C)	ULS_Max EQ II -1X -0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-1,00	24	-0,30	26	-0,30
132 (C)	ULS_Max EQ II 0.3X 1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	0,30	24	1,00	26	0,30
133 (C)	ULS_Max EQ II 0.3X 1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	0,30	24	1,00	26	-0,30
134 (C)	ULS_Max EQ II 0.3X -1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	0,30	24	-1,00	26	0,30
135 (C)	ULS_Max EQ II 0.3X -1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	0,30	24	-1,00	26	-0,30
136 (C)	ULS_Max EQ II -0.3X 1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-0,30	24	1,00	26	0,30
137 (C)	ULS_Max EQ II -0.3X 1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-0,30	24	1,00	26	-0,30
138 (C)	ULS_Max EQ II -0.3X -1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-0,30	24	-1,00	26	0,30
139 (C)	ULS_Max EQ II -0.3X -1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-0,30	24	-1,00	26	-0,30
140 (C)	ULS_Max EQ II 0.3X 0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	0,30	24	0,30	26	1,00
141 (C)	ULS_Max EQ II 0.3X 0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	0,30	24	0,30	26	-1,00
142 (C)	ULS_Max EQ II 0.3X -0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	0,30	24	-0,30	26	1,00
143 (C)	ULS_Max EQ II 0.3X -0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	0,30	24	-0,30	26	-1,00
144 (C)	ULS_Max EQ II -0.3X 0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-0,30	24	0,30	26	1,00
145 (C)	ULS_Max EQ II -0.3X 0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,00	22	-0,30	24	0,30	26	-1,00
146 (C)	ULS_Max EQ II -0.3X -0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,30	22	-0,30	24	-0,30	26	1,00
147 (C)	ULS_Max EQ II -0.3X -0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,30	13	0,30	14	0,30	22	-0,30	24	-0,30	26	-1,00
200 (C)	ULS_min EQ I 1X 0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	1,00	33	0,30	35	0,30
201 (C)	ULS_min EQ I 1X 0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	1,00	33	0,30	35	-0,30
202 (C)	ULS_min EQ I 1X -0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	1,00	33	-0,30	35	0,30
203 (C)	ULS_min EQ I 1X -0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	1,00	33	-0,30	35	-0,30
204 (C)	ULS_min EQ I -1X 0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-1,00	33	0,30	35	0,30
205 (C)	ULS_min EQ I -1X 0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-1,00	33	0,30	35	-0,30
206 (C)	ULS_min EQ I -1X -0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-1,00	33	-0,30	35	0,30
207 (C)	ULS_min EQ I -1X -0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-1,00	33	-0,30	35	-0,30
208 (C)	ULS_min EQ I 0.3X 1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	0,30	33	1,00	35	0,30
209 (C)	ULS_min EQ I 0.3X 1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	0,30	33	1,00	35	-0,30
210 (C)	ULS_min EQ I 0.3X -1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	0,30	33	-1,00	35	0,30
211 (C)	ULS_min EQ I 0.3X -1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	0,30	33	-1,00	35	-0,30
212 (C)	ULS_min EQ I -0.3X 1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-0,30	33	1,00	35	0,30
213 (C)	ULS_min EQ I -0.3X 1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-0,30	33	1,00	35	-0,30
214 (C)	ULS_min EQ I -0.3X -1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-0,30	33	-1,00	35	0,30
215 (C)	ULS_min EQ I -0.3X -1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-0,30	33	-1,00	35	-0,30
216 (C)	ULS_min EQ I 0.3X 0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	0,30	33	0,30	35	1,00
217 (C)	ULS_min EQ I 0.3X 0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	0,30	33	0,30	35	-1,00
218 (C)	ULS_min EQ I 0.3X -0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	0,30	33	-0,30	35	1,00
219 (C)	ULS_min EQ I 0.3X -0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	0,30	33	-0,30	35	-1,00
220 (C)	ULS_min EQ I -0.3X 0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-0,30	33	0,30	35	1,00
221 (C)	ULS_min EQ I -0.3X 0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-0,30	33	0,30	35	-1,00
222 (C)	ULS_min EQ I -0.3X -0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-0,30	33	-0,30	35	1,00
223 (C)	ULS_min EQ I -0.3X -0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	31	-0,30	33	-0,30	35	-1,00
224 (C)	ULS_min EQ II 1X 0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	1,00	34	0,30	36	0,30
225 (C)	ULS_min EQ II 1X 0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	1,00	34	0,30	36	-0,30
226 (C)	ULS_min EQ II 1X -0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	1,00	34	-0,30	36	0,30
227 (C)	ULS_min EQ II 1X -0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	1,00	34	-0,30	36	-0,30
228 (C)	ULS_min EQ II -1X 0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-1,00	34	0,30	36	0,30
229 (C)	ULS_min EQ II -1X 0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-1,00	34	0,30	36	-0,30
230 (C)	ULS_min EQ II -1X -0.3Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-1,00	34	-0,30	36	0,30
231 (C)	ULS_min EQ II -1X -0.3Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-1,00	34	-0,30	36	-0,30
232 (C)	ULS_min EQ II 0.3X 1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	0,30	34	1,00	36	0,30
233 (C)	ULS_min EQ II 0.3X 1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	0,30	34	1,00	36	-0,30
234 (C)	ULS_min EQ II 0.3X -1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	0,30	34	-1,00	36	0,30
235 (C)	ULS_min EQ II 0.3X -1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	0,30	34	-1,00	36	-0,30
236 (C)	ULS_min EQ II -0.3X 1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-0,30	34	1,00	36	0,30
237 (C)	ULS_min EQ II -0.3X 1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-0,30	34	1,00	36	-0,30
238 (C)	ULS_min EQ II -0.3X -1Y 0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-0,30	34	-1,00	36	0,30
239 (C)	ULS_min EQ II -0.3X -1Y -0.3Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-0,30	34	-1,00	36	-0,30
240 (C)	ULS_min EQ II 0.3X 0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	0,30	34	0,30	36	1,00
241 (C)	ULS_min EQ II 0.3X 0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	0,30	34	0,30	36	-1,00
242 (C)	ULS_min EQ II 0.3X -0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	0,30	34	-0,30	36	1,00
243 (C)	ULS_min EQ II 0.3X -0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	0,30	34	-0,30	36	-1,00
244 (C)	ULS_min EQ II -0.3X 0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-0,30	34	0,30	36	1,00
245 (C)	ULS_min EQ II -0.3X 0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-0,30	34	0,30	36	-1,00
246 (C)	ULS_min EQ II -0.3X -0.3Y 1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-0,30	34	-0,30	36	1,00
247 (C)	ULS_min EQ II -0.3X -0.3Y -1Z	10	1,00	11	1,00	12	0,00	13	0,00	14	0,00	32	-0,30	34	-0,30	36	-1,00

ANEXO 3 – FOLHA DE CÁLCULO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS



Barra/Nó/Caso	F_X [kN]	F_Y [kN]	F_Z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
1100/19/100(C)	3024.001623	4.035668571	-3.495846865	0.189031648	-6.907383688	8.049259311
1100/19/101(C)	3085.521253	4.064719892	-4.770756723	0.258224374	-3.392386858	8.104742867
1100/19/102(C)	3092.380848	3.325246576	-23.87845339	0.673938501	59.98201594	6.828698441
1100/19/103(C)	3153.900477	3.354307897	-25.15336324	0.743131227	63.49701277	6.884181997
1100/19/104(C)	3051.403864	-2.838948876	4.996334402	-0.755424899	-28.81451567	-5.919044296
1100/19/105(C)	3112.923494	-2.809887555	3.721423543	-0.686232173	-25.29951884	-5.863560741
1100/19/106(C)	3119.783089	-3.549360871	-15.38627312	-0.270518047	38.07488396	-7.139605166
1100/19/107(C)	3181.302719	-3.52029955	-16.66118298	-0.20132532	41.58988079	-7.084121611
1100/19/108(C)	2953.816646	2.458359958	23.25612384	-0.707252805	-92.61251278	4.58434073
1100/19/109(C)	3015.336275	2.487421279	21.98121398	-0.638060079	-89.09751595	4.639824286
1100/19/110(C)	3181.747394	0.090319977	-44.6858979	0.909103371	130.3521526	0.515804497
1100/19/111(C)	3243.267024	0.119381298	-45.96080776	0.978296097	133.8671495	0.571288053
1100/19/112(C)	2962.037318	0.395977723	25.80377792	-0.990589769	-99.18465237	0.393849648
1100/19/113(C)	3023.556948	0.425039044	24.52886806	-0.921397043	-95.66965554	0.449333203
1100/19/114(C)	3189.968066	-1.972062257	-42.13824382	0.625766406	123.7800131	-3.674686585
1100/19/115(C)	3251.487696	-1.943000936	-43.41315368	0.694959133	127.2950099	-3.61920303
1100/19/116(C)	2961.819506	1.595641109	0.963811064	-0.222252991	-18.67570951	3.095622234

ANEXO 4 – FOLHA DE CÁLCULO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS

afaconsult

Estruturas / Execução / Data

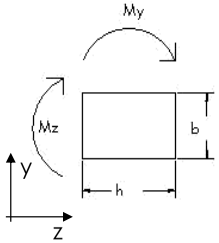
EST.CAL.002 - Armadura de Pilares de Betão Armado - Esforço Transverso

Betão	C30/37 (B35)
f_{ck}	30 MPa
f_{cd}	20.0 MPa
E_{cm}	31.9 GPa
$\tau 1$	0.85 MPa
$\tau 2$	6.00 MPa

Aço	A500
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa
E_s	200 GPa

Secção do Pilar	
Secção	Rectangular
b	0.30 m
h	0.80 m

Actualizar



Armadura mínima	
Aswy/s	Aswz/s
6.40 cm²/m	2.40 cm²/m

s [m]	0.125	0.125
nº ramos	2	2

Aswy/s	Aswz/s
0.00 cm²/m	0.00 cm²/m

Armadura y
Ø6//0.125
Armadura z
Ø6//0.125

Barra/Nó/Caso	NSd [kN] compressão (-)	MSdy [kN.m]	MSdz [kN.m]	VSdy [kN]	VSdz [kN]	α (MSdz/MSdy)	My_0 [kN.m]	η	Vcd [kN] c/ Armadura	Vwdy [kN]	Vwdz [kN]	Aswy/s [cm2/m]	Aswz/s [cm2/m]	controlo
1200/8/100(C)	-1500.93	-21.35	-0.65	0.55	16.41	0.03	185.06	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/101(C)	-1504.98	-21.49	-0.35	0.38	16.58	0.02	192.42	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/102(C)	-1501.67	-21.28	-0.96	0.72	16.29	0.05	178.76	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/103(C)	-1517.21	-23.38	-0.55	0.46	17.18	0.02	190.44	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/104(C)	-1494.10	-19.39	-0.76	0.64	15.70	0.04	180.29	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/105(C)	-1507.09	-21.51	-0.35	0.38	16.59	0.02	192.70	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/106(C)	-1503.78	-21.29	-0.96	0.72	16.30	0.04	179.03	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/107(C)	-1519.32	-23.40	-0.55	0.46	17.19	0.02	190.72	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/108(C)	-1496.20	-19.41	-0.76	0.64	15.71	0.04	180.57	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/109(C)	-1432.81	-20.40	-0.07	0.21	15.71	0.00	189.26	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/110(C)	-1427.30	-20.04	-1.09	0.78	15.23	0.05	166.15	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/111(C)	-1453.20	-23.55	-0.41	0.35	16.70	0.02	185.25	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/112(C)	-1414.67	-16.90	-0.77	0.65	14.25	0.05	168.24	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/113(C)	-1436.32	-20.42	-0.07	0.21	15.73	0.00	189.74	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/114(C)	-1430.81	-20.07	-1.09	0.78	15.25	0.05	166.59	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/115(C)	-1456.71	-23.58	-0.40	0.35	16.72	0.02	185.72	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/116(C)	-1418.18	-16.93	-0.77	0.65	14.26	0.05	168.70	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/117(C)	-939.54	-13.18	0.20	0.02	10.04	0.02	120.38	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/118(C)	-934.02	-12.82	-0.82	0.55	9.56	0.06	106.39	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/119(C)	-959.92	-16.33	-0.13	0.12	11.04	0.01	125.28	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/120(C)	-921.40	-9.69	-0.50	0.42	8.58	0.05	108.11	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/121(C)	-943.05	-13.21	0.20	0.02	10.06	0.02	120.82	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/122(C)	-937.53	-12.85	-0.82	0.55	9.58	0.06	106.84	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/123(C)	-963.43	-16.36	-0.13	0.12	11.05	0.01	125.75	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/124(C)	-924.91	-9.71	-0.49	0.42	8.60	0.05	108.57	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/8/200(C)	-951.75	-13.87	-0.39	0.34	10.60	0.03	118.13	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/9/100(C)	-1477.09	27.88	1.01	0.55	16.41	0.04	179.66	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK
1200/9/101(C)	-1481.14	28.25	0.80	0.38	16.58	0.03	183.65	2.00	367.20	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	OK

ANEXO 5 – FOLHA DE CÁLCULO DAS ARMADURAS DAS LAJES

afaconsult

Estrutura / Licenciamento / Dezembro 2014 — Cálculos

Abertura de Fendas

$w_{k,adm}$=	0,30 mm	**Método**
Betão	C30/37 (B35)	EC2 (Novembro de 2002)
Aço	A500	calcular
h	0,300 m	
c	4,0 cm	apagar
ε	0,075 ‰	

Posição da Armadura
Interior

G	11,50 kN/m²
Q	2,0 kN/m²
Ψ_1	1
α	1

$A_{s,min}$	$A_{s,máx}$
5,02 cm²	60,0 cm²

p_r=	13,50 kN/m²
p_{sd}=	20,25 kN/m²
k_{sd}=	1,50
$p_{sd}^{(M+)}$=	20,25 kN/m²
$k_{sd}^{(M+)}$=	1,00

Condições de Aderência ($A_{s,int}$)
Boa aderência
Condições de Aderência ($A_{s,sup}$)
Outras condições de aderência

Armadura (M-) para 2ª interrupção				
Ø 10	// 0,25 m	+	Ø 10	// 0,25 m

Armadura					M_{Rd} (REBAP)	w_k	M_{Rd} (EC2-1991)	w_k	M_{Rd} (EC2-2002)	w_k	M_{Rd} (MC90)	w_k	M_{Rd} (ELU)	M_{Rd} mín.
Ø 8	// 0,25 m	+	Ø 8	// 0,25 m										
Ø 10	// 0,25 m	+	Ø 8	// 0,25 m					**48,15 kN.m/m**				52,58 kN.m/m	**48,15 kN.m/m**
Ø 10	// 0,25 m	+	Ø 10	// 0,25 m					**51,50 kN.m/m**	0,30 mm			63,56 kN.m/m	**51,50 kN.m/m**
Ø 12	// 0,25 m	+	Ø 10	// 0,25 m					**64,72 kN.m/m**	0,30 mm			75,75 kN.m/m	**64,72 kN.m/m**
Ø 12	// 0,25 m	+	Ø 12	// 0,25 m					**79,92 kN.m/m**	0,30 mm			88,51 kN.m/m	**79,92 kN.m/m**
Ø 16	// 0,25 m	+	Ø 12	// 0,25 m					**99,51 kN.m/m**	0,30 mm			116,71 kN.m/m	**99,51 kN.m/m**
Ø 16	// 0,25 m	+	Ø 16	// 0,25 m					**122,93 kN.m/m**	0,30 mm			145,93 kN.m/m	**122,93 kN.m/m**
Ø 20	// 0,25 m	+	Ø 16	// 0,25 m					**145,46 kN.m/m**	0,30 mm			176,61 kN.m/m	**145,46 kN.m/m**
Ø 20	// 0,25 m	+	Ø 20	// 0,25 m					**175,01 kN.m/m**	0,30 mm			209,75 kN.m/m	**175,01 kN.m/m**
Ø 25	// 0,25 m	+	Ø 20	// 0,25 m					**204,92 kN.m/m**	0,30 mm			248,93 kN.m/m	**204,92 kN.m/m**
Ø 25	// 0,25 m	+	Ø 25	// 0,25 m					**247,69 kN.m/m**	0,30 mm			293,12 kN.m/m	**247,69 kN.m/m**
Ø 32	// 0,25 m	+	Ø 25	// 0,25 m					**286,82 kN.m/m**	0,30 mm			345,05 kN.m/m	**286,82 kN.m/m**
Ø 32	// 0,25 m	+	Ø 32	// 0,25 m										
Ø 32	// 0,20 m	+	Ø 32	// 0,20 m										

ANEXO 6 – FOLHA DE CÁLCULO DOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS TRANSVERSOS

Parede acima do encastramento	19203
Altura acima do encastramento (hw)	*29.15*
Altura crítica (lcr)	*4.05*
Classe do Betão	C30/37
Classe do Aço	A500

Copiar Formulas

Obter Info Paineis

Copiar Pilares Ficticios

Esforço Normal Reduzido Máximo		
Nota: Em sistemas de paredes acopladas é permitida uma redistribuição de esforços resultantes da acção sísmica de até 20 %, desde que o esforço axial resultante da acção sísmica em cada parede individual não seja afectado.		
v_{dmax}	0.262	
N ºPainel	15203	Ok! Pode ser considerado um elemento dúctil
Caso de Carga	115	

Lista de Painéis	Z_{topo}	bc	lw	$z_{cálculo}$	v_{dmax}	$l_{c,min}$	Grupo	$l_{c,calc}$	Distribuição do NRx	% na alma
15203	-9.7	0.3	2.0251	1.4251	0.262	0.60	1	0.60	Carga apenas nos PF	
16203	-6.7	0.3	2.0251	1.4251	0.252	0.45	1	0.60	Carga apenas nos PF	
17203	-3.1	0.3	2.0251	1.4251	0.236	0.45	1	0.60	Carga apenas nos PF	
18203	0	0.3	2.0251	1.4251	0.216	0.45	1	0.60	Carga apenas nos PF	
19203	4.4	0.3	2.0251	1.4251	0.195	0.45	1	0.60	Carga apenas nos PF	
20201	7.45	0.3	2.0251	1.4251	0.183	0.45	2	0.60	Carga apenas nos PF	
21201	10.5	0.3	2.0251	1.4251	0.161	0.45	2	0.60	Carga apenas nos PF	
22200	13.55	0.25	2.0251	1.4251	0.163	0.38	2	0.60	Carga apenas nos PF	
23201	16.6	0.25	2.0251	1.4251	0.140	0.38	2	0.60	Carga apenas nos PF	
24200	19.65	0.25	2.0251	1.4251	0.112	0.38	2	0.60	Carga apenas nos PF	
25201	22.7	0.2	2.0251	1.4251	0.101	0.30	2	0.60	Carga apenas nos PF	
26200	25.75	0.2	2.0251	1.4251	0.070	0.30	3	0.60	Carga apenas nos PF	
27201	29.15	0.2	2.0251	1.4251	0.033	0.30	3	0.60	Carga apenas nos PF	

Esforços nos Painéis Importados do RSA				
Panel/Cut/Case	NRx (kN)	MRz (kNm)	TRy (kN)	v_d
15203/ Bottom/ 100	-734.47	-127.42	-6.52	0.06
15203/ Bottom/ 101	-825.72	-125.02	-9.74	0.07
15203/ Bottom/ 102	-1408.52	-84.62	-26.00	0.12
15203/ Bottom/ 103	-1499.77	-82.21	-29.22	0.12
15203/ Bottom/ 104	-2119.65	159.56	-170.31	0.17
15203/ Bottom/ 105	-2210.90	161.96	-173.53	0.18
15203/ Bottom/ 106	-2793.70	202.37	-189.79	0.23
15203/ Bottom/ 107	-2884.95	204.77	-193.01	0.24
15203/ Bottom/ 108	-432.90	-76.92	-41.12	0.04
15203/ Bottom/ 109	-524.15	-74.52	-44.34	0.04
15203/ Bottom/ 110	-2679.72	65.77	-106.06	0.22
15203/ Bottom/ 111	-2770.97	68.17	-109.27	0.23
15203/ Bottom/ 112	-848.45	9.17	-90.25	0.07
15203/ Bottom/ 113	-939.71	11.57	-93.47	0.08
15203/ Bottom/ 114	-3095.27	151.87	-155.19	0.25
15203/ Bottom/ 115	-3186.52	154.27	-158.41	0.26
15203/ Bottom/ 116	-1112.83	-29.78	-60.09	0.09
15203/ Bottom/ 117	-1417.00	-21.77	-70.82	0.12
15203/ Bottom/ 118	-1786.87	13.02	-79.57	0.15
15203/ Bottom/ 119	-2091.04	21.03	-90.30	0.17
15203/ Bottom/ 120	-1528.38	56.31	-109.23	0.13
15203/ Bottom/ 121	-1832.55	64.32	-119.96	0.15
15203/ Bottom/ 122	-2202.43	99.12	-128.71	0.18
15203/ Bottom/ 123	-2506.60	107.13	-139.44	0.21
15203/ Bottom/ 124	-1267.53	-45.70	-52.59	0.10
15203/ Bottom/ 125	-1346.18	-43.56	-55.38	0.11
15203/ Bottom/ 126	-1581.16	-25.65	-61.65	0.13
15203/ Bottom/ 127	-1659.81	-23.51	-64.44	0.14
15203/ Bottom/ 128	-1959.61	100.86	-135.09	0.16
15203/ Bottom/ 129	-2038.26	103.00	-137.88	0.17
15203/ Bottom/ 130	-2273.25	120.91	-144.15	0.19
15203/ Bottom/ 131	-2351.89	123.05	-146.94	0.19
15203/ Bottom/ 132	-1143.85	-17.80	-70.89	0.09
15203/ Bottom/ 133	-1222.50	-15.66	-73.68	0.10
15203/ Bottom/ 134	-2189.30	49.04	-101.10	0.18
15203/ Bottom/ 135	-2267.95	51.17	-103.89	0.19
15203/ Bottom/ 136	-1351.48	26.17	-95.64	0.11
15203/ Bottom/ 137	-1430.12	28.31	-98.43	0.12
15203/ Bottom/ 138	-2396.93	93.00	-125.85	0.20
15203/ Bottom/ 139	-2475.57	95.14	-128.64	0.20
15203/ Bottom/ 140	-1418.00	3.10	-78.21	0.12
15203/ Bottom/ 141	-1680.16	10.23	-87.51	0.14
15203/ Bottom/ 142	-1731.64	23.15	-87.27	0.14
15203/ Bottom/ 143	-1993.79	30.28	-96.57	0.16
15203/ Bottom/ 144	-1625.63	47.07	-102.95	0.13
15203/ Bottom/ 145	-1887.79	54.20	-112.26	0.16
15203/ Bottom/ 146	-1939.98	67.13	-112.05	0.16
15203/ Bottom/ 147	-2202.14	74.26	-121.36	0.18
15203/ Bottom/ 200	-672.69	-126.61	-3.77	0.06
15203/ Bottom/ 201	-764.59	-124.21	-7.01	0.06
15203/ Bottom/ 202	-1337.89	-84.38	-22.97	0.11
15203/ Bottom/ 203	-1429.79	-81.97	-26.20	0.12
15203/ Bottom/ 204	-2038.88	156.29	-165.21	0.17
15203/ Bottom/ 205	-2130.78	158.70	-168.45	0.18
15203/ Bottom/ 206	-2704.08	198.53	-184.41	0.22
15203/ Bottom/ 207	-2795.98	200.93	-187.64	0.23
15203/ Bottom/ 208	-374.79	-76.87	-37.88	0.03
15203/ Bottom/ 209	-466.69	-74.46	-41.12	0.04
15203/ Bottom/ 210	-2592.12	63.91	-101.86	0.21
15203/ Bottom/ 211	-2684.02	66.32	-105.10	0.22
15203/ Bottom/ 212	-784.65	8.00	-86.32	0.06
15203/ Bottom/ 213	-876.55	10.41	-89.55	0.07
15203/ Bottom/ 214	-3001.98	148.78	-150.30	0.25

Pilar Fictício				
$N_{cálculo}$	$M_{cálculo}$	$N_{traça}$ (kN)	Ned^{+} (kN)	Ned^{-} (kN)
-367.24	1374.02	964.15	596.92	-1331.39
-412.86	1381.21	969.20	556.34	-1382.06
-704.26	1298.91	911.45	207.19	-1615.71
-749.88	1306.10	916.49	166.61	-1666.38
-1059.83	1223.41	858.48	-201.35	-1918.30
-1105.45	1216.22	853.43	-252.02	-1958.88
-1396.85	1298.52	911.18	-485.67	-2308.03
-1442.47	1291.33	906.14	-536.34	-2348.61
-216.45	552.54	387.72	171.27	-604.17
-262.08	559.74	392.77	130.69	-654.84
-1339.86	302.18	212.04	-1127.82	-1551.90
-1385.48	309.37	217.08	-1168.40	-1602.57
-424.23	226.68	159.07	-265.16	-583.29
-469.85	219.49	154.02	-315.83	-623.87
-1547.64	477.05	334.75	-1212.89	-1882.39
-1593.26	469.86	329.70	-1263.56	-1922.97
-556.41	456.53	320.35	-236.07	-876.76
-708.50	480.50	337.17	-371.33	-1045.66
-893.44	381.42	267.64	-625.79	-1161.08
-1045.52	405.38	284.46	-761.06	-1329.98
-764.19	322.70	226.44	-537.75	-990.63
-916.28	298.73	209.62	-706.65	-1125.90
-1101.21	397.81	279.15	-822.07	-1380.36
-1253.30	373.84	262.33	-990.97	-1515.63
-633.76	707.82	496.68	-137.08	-1130.45
-673.09	715.93	502.37	-170.72	-1175.46
-790.58	669.86	470.05	-320.54	-1260.63
-829.90	677.97	475.73	-354.17	-1305.64
-979.81	595.28	417.71	-562.09	-1397.52
-1019.13	587.18	412.03	-607.10	-1431.16
-1136.62	633.25	444.35	-692.27	-1580.98
-1175.95	625.14	438.66	-737.28	-1614.61
-571.93	296.02	207.72	-364.21	-779.65
-611.25	304.13	213.41	-397.84	-824.66
-1094.65	169.49	118.93	-975.72	-1213.58
-1133.97	177.59	124.62	-1009.36	-1258.59
-675.74	94.91	66.60	-609.14	-742.34
-715.06	86.80	60.91	-654.15	-775.97
-1198.46	221.45	155.39	-1043.07	-1353.85
-1237.79	213.34	149.70	-1088.08	-1387.49
-709.00	242.28	170.01	-538.99	-879.01
-840.08	269.30	188.97	-651.11	-1029.05
-865.82	204.32	143.37	-722.45	-1009.19
-996.90	231.34	162.33	-834.57	-1159.23
-812.81	148.65	104.31	-708.50	-917.13
-943.89	121.64	85.35	-858.54	-1029.25
-969.99	186.63	130.96	-839.04	-1100.95
-1101.07	159.61	112.00	-989.07	-1213.07
-336.34	1351.01	948.01	611.67	-1284.36
-382.29	1358.13	953.01	570.72	-1335.30
-668.94	1277.03	896.10	227.16	-1565.04
-714.89	1284.15	901.10	186.20	-1615.99
-1019.44	1206.88	846.87	-172.57	-1866.31
-1065.39	1199.75	841.87	-223.52	-1907.27
-1352.04	1280.86	898.78	-453.26	-2250.82
-1397.99	1273.73	893.79	-504.21	-2291.78
-187.39	542.06	380.37	192.97	-567.76
-233.35	549.18	385.37	152.02	-618.71
-1296.06	295.46	207.33	-1088.73	-1503.39
-1342.01	302.58	212.32	-1129.69	-1554.34
-392.32	225.30	158.10	-234.23	-550.42
-438.27	218.18	153.10	-285.17	-591.37
-1500.99	471.91	331.14	-1169.85	-1832.13

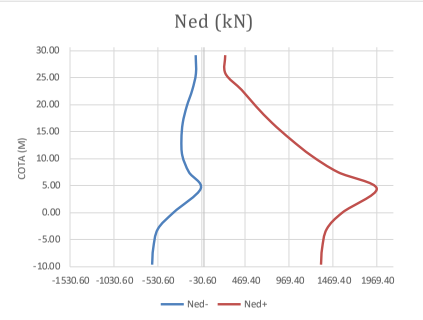
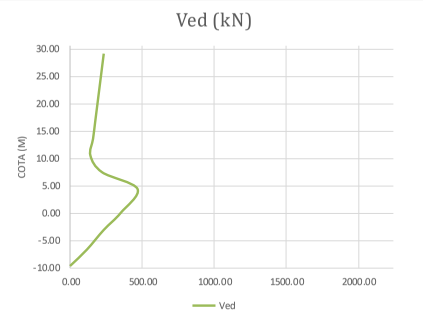
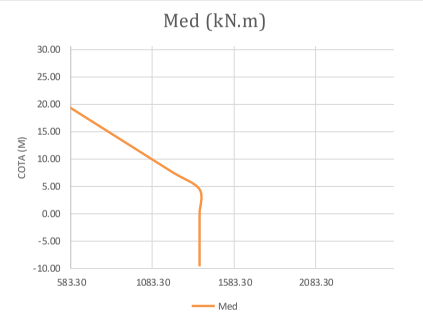
Pilar Fictício 1			
Barra/Nó/Caso	F_x + [kN]	Barra/Nó/Caso	F_x - [kN]
15203/ 1/ 115	1263.56	15203/ 1/ 200	-611.67
16203/ 1/ 115	1201.94	16203/ 1/ 200	-599.34
17203/ 1/ 115	1102.46	17203/ 1/ 200	-546.95
18203/ 1/ 115	981.36	18203/ 1/ 200	-367.86
19203/ 1/ 111	969.77	19203/ 1/ 204	-298.92
20201/ 1/ 111	881.24	20201/ 1/ 200	-193.59
21201/ 1/ 115	737.40	21201/ 1/ 200	-265.13
22200/ 1/ 115	607.22	22200/ 1/ 200	-271.93
23201/ 1/ 115	492.10	23201/ 1/ 200	-253.86
24200/ 1/ 115	383.54	24200/ 1/ 200	-206.04
25201/ 1/ 115	286.93	25201/ 1/ 200	-140.44
26200/ 1/ 105	264.67	26200/ 1/ 200	-96.52
27201/ 1/ 105	123.18	27201/ 1/ 201	-102.23

Pilar Fictício 1			
Barra/Nó/Caso	F_X + [kN]	Barra/Nó/Caso	F_X - [kN]
15203/ 1/ 115	1263.56	15203/ 1/ 200	-611.67
16203/ 1/ 115	1201.94	16203/ 1/ 200	-599.34
17203/ 1/ 115	1102.46	17203/ 1/ 200	-546.95
18203/ 1/ 115	981.36	18203/ 1/ 200	-367.86
19203/ 1/ 111	969.77	19203/ 1/ 204	-298.92
20201/ 1/ 111	881.24	20201/ 1/ 200	-193.59
21201/ 1/ 115	737.40	21201/ 1/ 200	-265.13
22200/ 1/ 115	607.22	22200/ 1/ 200	-271.93
23201/ 1/ 115	492.10	23201/ 1/ 200	-253.86
24200/ 1/ 115	383.54	24200/ 1/ 200	-206.04
25201/ 1/ 115	286.93	25201/ 1/ 200	-140.44
26200/ 1/ 105	264.67	26200/ 1/ 200	-96.52
27201/ 1/ 105	123.18	27201/ 1/ 201	-102.23

Pilar Fictício 2			
Barra/Nó/Caso	F_X + [kN]	Barra/Nó/Caso	F_X - [kN]
15203/ 2/ 107	2348.61	15203/ 2/ 212	550.42
16203/ 2/ 107	2358.86	16203/ 2/ 212	647.94
17203/ 2/ 107	2300.86	17203/ 2/ 212	725.26
18203/ 2/ 107	2161.27	18203/ 2/ 212	809.99
19203/ 2/ 103	2090.64	19203/ 2/ 212	692.59
20201/ 2/ 107	1750.03	20201/ 2/ 212	681.38
21201/ 2/ 107	1600.88	21201/ 2/ 212	652.27
22200/ 2/ 107	1353.67	22200/ 2/ 236	583.52
23201/ 2/ 107	1111.71	23201/ 2/ 236	508.55
24200/ 2/ 107	844.87	24200/ 2/ 242	412.23
25201/ 2/ 107	564.71	25201/ 2/ 242	311.44
26200/ 2/ 107	312.41	26200/ 2/ 218	206.56
27201/ 2/ 101	247.92	27201/ 2/ 114	100.33

Painel	Ved_Max	lw (m)	bc (m)	As_Horizontal
15203	0.00	2.0251	0.3	
16203	118.37	2.0251	0.3	
17203	236.75	2.0251	0.3	
18203	355.12	2.0251	0.3	
19203	473.49	2.0251	0.3	
20201	246.25	2.0251	0.3	
21201	174.55	2.0251	0.3	
22200	179.55	2.0251	0.25	
23201	183.54	2.0251	0.25	
24200	190.34	2.0251	0.25	
25201	204.70	2.0251	0.2	
26200	219.06	2.0251	0.2	
27201	236.75	2.0251	0.2	

Gráfico dos esforços ao longo de uma parede em altura

Caso	100

Ajustar Gráficos