

Projeto de estabilidade de uma moradia unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa

Versão final após defesa

João António Tranquada Paulino

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

(mestrado integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

Novembro de 2020

Dedicatória

Dedico esta dissertação e conclusão do meu percurso académico à minha Avó, Maria Conceição Abreu Tranquada, pela pessoa extraordinária que era e pelo apoio e afabilidade que sempre me deu e dispôs.

Agradecimentos

Ao meu pai Gerónimo pela confiança e apoio em todas as escolhas que fiz ao longo da vida, à minha mãe Fátima, pela persistência incentivo e obstinada dedicação, à minha irmã Beatriz pela amizade e exemplo que impôs na minha pessoa, à Orvidia, Cidália, Vanda e Ivone, as quais tenho em grande estima e com quem sempre pude e irei contar.

À Ana por todos os momentos partilhados, pela sua amabilidade, pleno incentivo e apoio incondicional.

Aos meus amigos José João, Luís, Marco, Márcio e Flávio, pela amizade companheirismo e todos os bons momentos partilhados. E aos meus colegas de faculdade que se tornaram grandes amigos, em especial atenção para o Rafa que esteve presente desde o início deste percurso.

Ao orientador Professor Jorge Andrade, pela paciência e disponibilidade despendida na realização do trabalho.

Resumo

A presente dissertação centra-se no projeto de estabilidade de uma habitação unifamiliar em *Light Steel Framing*.

Inicialmente é feita uma introdução aos elementos utilizados neste tipo de construção, começando pelos elementos estruturais e seguindo-se os elementos não estruturais. Tendo em conta estes elementos são apresentados os diversos modos de conceção de paredes, aberturas e pavimentos facultando as características da construção em *Light Steel Framing* e as possibilidades de construção que este método proporciona.

Numa fase seguinte é indicado o processo de cálculo e o dimensionamento deste tipo de solução estrutural de acordo com as Normas Europeias.

De seguida, é feita uma abordagem do sistema estrutural com recurso ao software de elementos finitos Tricalc, onde é feita a modelação em elementos finitos da solução estrutural. Nesta fase são exploradas várias hipóteses de abordagem à conceção da habitação, face aos problemas e também benefícios que advêm da construção em *Light Steel Framing*.

Por fim é igualmente projetada a mesma habitação numa construção tradicional, nomeadamente a construção em betão armado, e é feita uma comparação entre estas duas metodologias construtivas, concentrando-se na questão orçamental, no tempo de construção, onde são elaborados planos de trabalho por forma a aferir os tempos de construção de cada tarefa, e uma comparação da área de construção.

Palavras-chave

Light Steel Framing (LSF); Aço Enformado a frio; Habitação unifamiliar em LSF; EN1993; Análise Estrutural

Abstract

The presente dissertation focuses in the stability project of a single family house in Light Steel Framing.

Initially the elements used in this type of construction are introduced, starting eith the structural elements and following with the nonstructural elementsan. Taking these elements into account, the various approaches of conception of the windows stairs opening and floors are presented, providing the characteristics of the Light Steel Framing construction and the possibilities it offers.

In a following phase the calculation process of this type of structural solution in accordance with the European Norms.

Then an approach to the structural system is made, using a finite elemento software, Tricalc, where the modulation in finite elements is determined. In this phase various options are explored regarding the conception of the building, facing the problems and also the benefits that come with Light Steel Framing Construction.

Lastly it is equally calculated the same structure in traditional concrete construction, using mainly the Tricalc software, and a comparison between these two construction solutions, focusing in the budget, the construction time, where a work plan is developed to more accurately determine the construction, and a comparison between the construction área.

Keywords

Light Steel Framing (LSF); Cold formed steel; Single Family Habilitation; EN1993.

Índice

Capítulo 1 -Introdução	1
1.1 – Enquadramento Geral	1
1.2 - Objetivo e metodologia	2
1.3 - Estrutura e Organização.....	3
Capítulo 2 – Fundamentos de Construção em LSF	4
2.1 – Elementos estruturais	4
2.1.1 – Perfis metálicos	4
2.1.2 – Painéis OSB.....	6
2.2 – Elementos não estruturais	8
2.2.1 – Gesso laminado	8
2.2.2 – Lã de Rocha	10
2.2.3 – Fibra de Vidro	11
2.2.4 – ETICS.....	12
2.3 – Pormenores e Disposição Construtiva	13
2.3.1 – Pavimentos.....	13
2.3.2 – Paredes.....	19
2.4 –Contraventamento	24
2.4.1 – Diagonais metálicas.....	25
2.4.2 – Efeito Diafragma.....	26
2.5 – Ligações	27
2.5.1 – Parafusos.....	27
2.5.2 – Conexões	28
2.5.3 – Soldadura	29
2.6 – Fubdação	30
Capítulo 3 – Dimensionamento de Estruturas em LSF	31
3.1 – Classe de Secção.....	31
3.2 – Secção Efetiva.....	34

3.2.1 – Influência dos cantos arredondados	34
3.2.2 – Características geométricas.....	35
3.2.3 – Fenómenos de instabilidade	35
3.2.4 – Área efetiva	37
3.2.5 – Cálculo da área efetiva	38
3.3 – Estados Limites Últimos.....	43
3.3.1 – Esforço Axial de Compressão	43
3.3.2 – Momento Fletor	45
3.3.3 – Esforço Transverso	47
3.3.4 – Flexão Composta com Compressão	49
3.3.5 – Encurvadura por Flexão.....	50
3.3.6 – Encurvadura por Torção Lateral de Elementos sujeitos à Flexão	54
3.4 – Ligações	56
3.4.1 – Resistência ao corte.....	56
Capítulo 4 – Análise do Edifício em Estudo	58
4.1 – Projeto de Arquitetura	58
4.2 – Sistema Estrutural	59
4.2.1 – Soluções Estruturais	59
Capítulo 5 – Cálculo Estrutural	64
5.1 – Definição do Sistema em LSF.....	64
5.1.1 – Perfis Metálicos	64
5.1.2 – Painéis OSB.....	64
5.1.3 – Lã de Rocha.....	64
5.1.4 – Gesso Laminado	64
5.1.4 – ETICS	64
5.2 – Ações	66
5.2.1 – Ações Permanentes.....	66
5.2.2 – Ações Variáveis.....	66
5.2.3 – Combinação de Ações	92
5.3 – Análise Estrutural.....	93
5.3.1 – Verificações Manuais.....	93
5.3 – Cálculo Automático	134

5.3.1 – Deslocamentos	134
5.3.2 – Análise Sísmica	135
Capítulo 6 – Estrutura em Betão Armado	142
6.1 – Modelação do Systems Estrutural	142
6.2 – Ações	142
6.2.1 – Ações Permanentes.....	142
6.3 – Dimensionamento da Estrutura em Betão Armado.....	144
Capítulo 7 – Análise Comparativa das Soluções Finais	146
7.1 – Medições e Orçamento	146
7.1.1 – Solução Sistema LSF	146
7.1.2 – Solução Betão Armado.....	147
7.2 – Área Útil Disponível.....	149
7.3 – Tempo de Construção	151
7.3.1 – Plano de Trabalhos da estrutura em LSF.....	151
7.3.2 – Plano de Trabalhos da estrutura em Betão Armado.....	152
7.4 – Comparação das Soluções.....	153
7.4.1 – Orçamento	153
7.4.2 – Área habitacional	154
7.4.2 – Tempo de Construção	154
Capítulo 8 – Conclusão e Trabalhos Futuros	156
Bibliografia	159
ANEXO 1 - Peças Escritas	162
ANEXO 1 - Peças Desenhadas	166

Lista de Figuras

Figura 1 – Secções laminadas a quente	5
Figura 2 – Secções enformadas a frio	5
Figura 3 - Painel OSB,[9].....	7
Figura 4 - Placas de Gesso Laminado, [24]	10
Figura 5 - Lã de Rocha, [23]	11
Figura 6 - Componentes de um sistema ETICS.....	13
Figura 7 - Disposição construtiva de um pavimento em LSF.....	13
Figura 8 - Elementos constituintes de um pavimento em LSF	14
Figura 9 - Viga composta: perfis 2 C.....	15
Figura 10 - Viga composta: perfil C +U	15
Figura 11 - Viga composta: perfis 2 C	15
Figura 12 - Viga composta: perfil C +U	15
Figura 13 -Reforço de Alma com perfil C.....	15
Figura 14 - Vão com vigas interrompida e respetivo reforço.....	16
Figura 15 - Vão com viga contínua e respetivo reforço.....	16
Figura 16 - 2 perfis C perfazendo um grande vão	17
Figura 17 - Abertura de escadas	17
Figura 18 - Consola de vigas prolongadas	18
Figura 19 - Consola de vigas perpendiculares	18
Figura 20 - Disposição de painéis OSB no pavimento	19

Figura 21 -Disposição construtiva de uma cobertura	19
Figura 22 - Disposição construtiva de uma parede exterior	20
Figura 23 - Disposição construtiva de uma parede interior	20
Figura 24 -Elemento de parede duplo	21
Figura 25 -Encontro de parede triplo	21
Figura 26 - Encontro de parede quadruplo.....	21
Figura 27 - Aberturas no sistema LSF.....	22
Figura 28 - Abertura de janela em parede	23
Figura 29 - Posicionamento vertical dos painéis OSB	23
Figura 30 - União de 2 painéis OSB adjacentes	23
Figura 31 - Posicionamento de painéis OSB em encontro de paredes.....	24
Figura 32 - Parede de perfis metálicos em aço leve sujeita a uma força lateral	24
Figura 33 - Diagonais em K.....	25
Figura 34 - Diagonais em X.....	26
Figura 35 - Reações e efeito de tração numa diagonal.....	26
Figura 36 - Cabeça rebaixada [21].....	28
Figura 37 - Cabeça sextavada [21].....	28
Figura 38 - Ponta agulha [21].....	28
Figura 39 - Ponta broca [21]	28
Figura 40 - Ponta broca com alhetas [21]	29
Figura 41 - Pormenor dos tipos de ancoragem (Rego, D. Estruturas de Edifícios em LSF) [30]	30

Figura 42 - Comprimentos reais de secções transversais com cantos arredondados (EN 1993-1-3-2006 /5.1) [16].....	34
Figura 43 - Exemplos de modelos de encurvadura face aos fenómenos de instabilidade (EN 1993-1-3-2006) [16]	36
Figura 44 - Comportamento de estruturas de aço enformadas a frio adaptado de (Nuno Silvestre, Dinar Camotim, Outubro 2006) [31].....	37
Figura 45 - Comportamento de estruturas de aço enformadas a frio e dimensionamento de acordo com o EC3, adaptado de (Nuno Silvestre, Dinar Camotim, Outubro 2006) [31].....	37
Figura 46 - Secção transversal efetiva em compressão (EN 1993-1-3-2006 /6.1.3), [16]	45
Figura 47 - Secção transversal efetiva de resistência aos momentos fletores, (EN 1993-1-3-2006), [16].....	47
Figura 48 - Dimensões de um perfil de aço enformado a frio (EN 1993-1-3-2006 /5.1) [16].....	49
Figura 49 - Secção bruta e efetiva (EN 1993-1-5-2006 /4.3) [17]	51
Figura 50 - Planta do Rés do Chão	58
Figura 51 - Planta do 1º Piso.....	58
Figura 52 - Sistema LSF.....	59
Figura 53 - Pórtico HEA	61
Figura 54 - Sistema Metálico Misto (LSF + Construção metálica tradicional) – Pórtico + Vigas de pavimento.....	61
Figura 55 - Sistema Metálico Misto (LSF + Construção metálica tradicional)	62
Figura 56 - Solução final Vista Frontal.....	62
Figura 57 - Solução Final Vista Traseira.....	62

Figura 58 - Fundações em estrutura em LSF.....	63
Figura 59 - Altura de referência para edifícios (EN 1991-1-4 /7.2.2) [13]	69
Figura 60 - Aplicação do vento e zonas em paredes verticais (adaptado de EN 1991-1-4 /7.2.2) [13].....	74
Figura 61 - Ação do vento no edifício com grau de incidência 0° Oeste-Este.....	74
Figura 62 - Zoneamento de coeficientes em paredes verticais Oeste-Este (adaptado de EN 1991-1-4 /7.2.2) [13]	75
Figura 63 - Coeficientes de pressão Cpe,10 Oeste-Este	75
Figura 64 - Ação do vento no edifício com grau de incidência 90°	76
Figura 65 - Zoneamento de coeficientes em paredes verticais Norte-Sul Sul (adaptado de (NP 1991-1-4 /7.2.2) [13]	76
Figura 66 - Coeficientes de pressão Cpe,10 vento 90° Norte-Sul.....	77
Figura 67 - Altura de referência de coberturas em terraço/platibanda (adaptado de (NP 1991-1-4 /7.2.3), [13]	77
Figura 68 - Aplicação do vento e zonas em cobertura em terraço (adaptado de EN NP 1991-1-4 /7) [13]	78
Figura 69 - Coeficientes de pressão da Cobertura Cpe,10 vento 0° Oeste-Este	79
Figura 70 - Coeficientes de pressão interior no caso de aberturas uniformemente distribuídas (Adaptado de (EN 1991-1-4 /7.2.9 (6)) [13].....	80
Figura 71 - Coeficientes de pressão Cpe,10 vento 0° Oeste-Este.....	80
Figura 72 - Coeficientes de pressão interior no caso de aberturas uniformemente distribuídas	81
Figura 73 - Coeficientes de interior Cpi	81
Figura 74 - Zonamento Sísmico no território continental (NPEN 1998-1-2010 Anexo Nacional NA), [19].....	82

Figura 75 - Representação de cobertura/piso e carga aplicada.....	94
Figura 76 - Ações sobre viga	94
Figura 77 - Esforço transverso na viga.....	95
Figura 78 - Momento Fletor na viga	95
Figura 79 - Representação de cargas da parede	96
Figura 80 - Esforço Axial no montante	96
Figura 81 - Ação do vento na parede	97
Figura 82 - Ação do vento no montante	97
Figura 83 - Momento fletor no montante devido à ação do vento.....	98
Figura 84 - Perfil C150 Diagramas de tensão	101
Figura 85 - Secção 1 do C150	102
Figura 86 - Secção 2 e 4 C150	103
Figura 87 - Secção 3 C150	104
Figura 88 - Perfil C250 Diagramas de tensão	105
Figura 89 - Secção 1 e 5 do C250	105
Figura 90 - Secção 2 e 4 do C250.....	106
Figura 91 - Secção 3 C250.....	107
Figura 92 - Perfil U255 Diagramas de tensão.....	108
Figura 93 - Secção 1 e 3 do U255	109
Figura 94 - Secção 2 do U255	110
Figura 95 - Diagramas de tensão do Perfil U153	111

Figura 96 - Secção 1 e 3 do U153	111
Figura 97 - Secção2 do U153	112
Figura 98 - Perfil C150	114
Figura 99 - Perfil C250.....	115
Figura 100 - Perfil C150 - Secção efetiva.....	117
Figura 101 - Perfil C250 – Secção efetiva.....	118
Figura 102 - Perfil U255 – Secção efetiva	120
Figura 103 - Perfil U153 – Secção efetiva.....	121
Figura 104 - Esquema da Secção 2xC250	123
Figura 105 - Esquema da Secção 2xU255+2xC250	124
Figura 106 - Perfil de secção composta U153 + C150	126
Figura 107 - Secção composta 2xC250.....	127
Figura 108 - Perfil C250	129
Figura 109 - Deslocamentos Estrutura LSF	134
Figura 110 - 1º Modo de vibração.....	136
Figura 111 - 1º Modo de Vibração – Planta	136
Figura 112 - 2º Modo de Vibração.....	137
Figura 113 - 2º Modo de Vibração – Planta	137
Figura 114 - 3º Modo de Vibração.....	138
Figura 115 - 3º Modo de Vibração - Planta	138
Figura 116 - Parede Central - Esforço Axial	139

Figura 117 - Parede Central - Esforço Transverso	139
Figura 118 - Parede Central Momento Flector segundo	140
Figura 119 - Pórtico HEA Cozinha/Sala/1º Piso – Esforço Axial	140
Figura 120 - Pórtico HEA Cozinha/Sala/1º Piso – Esforço Transverso.....	141
Figura 121 - Pórtico HEA Cozinha/Sala/1º Piso – Momento Flector segundo z.....	141
Figura 122 - Viga de pavimento apoiada no pórtico HEA / Sala – Momento Flector segundo z	142
Figura 123 - Viga de pavimento sobre Pórtico HEA/ Sala - Momento Flector segundo Z	142
Figura 124 - Solução em Betão Armado vista Traseira.....	144
Figura 125 - Pórtico à cota 300.....	145
Figura 126 - Pórtico à cota 600.....	145
Figura 127 - Planta do Rés do Chão - Betão Armado.....	150
Figura 128 - Planta do 1º andar - Betão Armado.....	150
Figura 129 - Plano de trabalhos Estrutura LSF - Gráfico de Gantt	152
Figura 130 - Plano de trabalhos - Estrutura em Betão Armado - Gráfico de Gantt	153
Figura 131 - Sobreposição de áreas LSF x Betão Armado.....	154

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Classes de aço e tensões (adaptado de tabela EN 1993 1-3) [16]	6
Tabela 2 - Características de parafusos relativos à sua conexão	29
Tabela 3 - Classe de secção componentes internos comprimidos, (EN 1993-1-3-2006), [16].....	32
Tabela 4 - Classe de secção banzos em consola, (EN 1993-1-3-2006) [16].....	33
Tabela 5 - Classe de secção Cantoneiras (EN 1993-1-3-2006) [16].....	33
Tabela 6 - Rácios espessura-comprimento (EN 1993-1-3-2006 /5.2) [16].....	35
Tabela 7 - Elementos de secção internos (EN 1993-1-5-2006 /4.4), [17]	39
Tabela 8 - Elementos de secção externos (EN 1993-1-5-2006 /4.4), [17].....	40
Tabela 9 - Resistência ao esforço transversal e encurvadura (EN 1993-1-3-2006 /6.15) [16].....	48
Tabela 10 - Tipos de Curvas de encurvadura para determinada secção (EN 1993-1-3-2006 /6.2.3) [16]	53
Tabela 11 - Fatores de imperfeição α para as curvas de encurvadura (EN 1993-1-1-2005 /6.3.1.2) [15].....	54
Tabela 12 - Coeficientes para vigas com cargas transversais.....	55
Tabela 13 - Tensão de cedência e tensão última de cedência de parafusos (EN 1993-1-8-2005, /3) [18].....	56
Tabela 14 - Fatores de segurança (EN 1993-1-8-2005, /3) [19].....	57
Tabela 15 - Densidade de matérias no sistema ETICS	65
Tabela 16 - Densidade de matérias	65
Tabela 17 - Peso efetivo do gesso	65

Tabela 18 - Peso efetivo do painel OSB	65
Tabela 19 - Peso efetivo da lã de rocha.....	66
Tabela 20 - Ação permanente em paredes interiores	66
Tabela 21 - Ação permanente em paredes exteriores.....	66
Tabela 22 - Ação permanente no piso	66
Tabela 23 - Ação permanente na cobertura	67
Tabela 24 - Ação variável	68
Tabela 25 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (EN 1991-1-4 Anexo Nacional Quadro NA-4.1) [13].....	70
Tabela 26 - Valor básico de velocidade de referência do vento (EN 1991-1-4 /NA 4.2(1)) [13].....	72
Tabela 27 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifício de planta retangular	74
Tabela 28 - Coeficientes de pressão vento 0° Oeste-Este.....	75
Tabela 29 - Pressão exterior do vento a 0°	76
Tabela 30 - Coeficientes de pressão exterior vento 90° Norte-Sul.....	77
Tabela 31 - Pressão exterior do vento a 90°	77
Tabela 32 - Valores recomendados de coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço (adaptado de Quadro 7.2 EN NPEN 1991-1-4 /7.2.3) [13].....	78
Tabela 33 - Coeficientes de pressão exterior para a cobertura 0° Oeste-Este (adaptado de Quadro 7.2 EN 1991-1-4 /7.2.3) [13]	79
Tabela 34 - Pressão exterior do vento da cobertura em platibanda	79
Tabela 35 - Tipos de terreno (EN NPEN 1998-1-2010 Anexo Nacional NA) [19]	83

Tabela 36 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1 (EN NPEN 1998-1-2010 /Anexo Nacional) [19].....	84
Tabela 37 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2 (EN NPEN 1998-1-2010 /Anexo Nacional) [19]	85
Tabela 38 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica vertical para o tipo 1 e tipo 2 (Quadro NA. -3.4 EN NPEN 1998-1-2010 / Anexo Nacional) [19].....	85
Tabela 39 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura (EN NPEN 1998-1-2010 /6.3.2) [19]	87
Tabela 40 - Valores de aceleração máxima de referência agR para as várias zonas sísmicas (EN NPEN 1998-1-2010 Anexo Nacional NA) [19].....	89
Tabela 41 - Classes e coeficientes de importância para os edifícios consoante o tipo de ação sísmica para Portugal continental (adaptado de EN NPEN 1998-1-2010 /Anexo Nacional Quadro NA-3.4 e 4.2.5) [19]	89
Tabela 42 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica Tipo 1 (EN NPEN 1998-1-2010 /Anexo Nacional Quadro NA-3.2.2.2(2)P) [19].....	90
Tabela 43 - Valores de parâmetros dos espectros de resposta elástica horizontal.....	91
Tabela 44 - Valores de parâmetros dos espectros de resposta elástica vertical	91
Tabela 45 - Valores recomendados para os coeficientes ψ_2	92
Tabela 46 - Listagem dos modos de vibração	135
Tabela 47 - Alvenaria de tijolo em construção de betão armado.....	143
Tabela 48 - Construção em LSF - Perfis metálicos.....	146
Tabela 49 - Medições - Construção em LSF - Fundações - Vigas.....	146
Tabela 50 - Medições - Construção em LSF - Fundações – Pilares	146

Tabela 51 - Medições - Construção em LSF - Fundações - Sapatas	147
Tabela 52 - Custos de construção em LSF.....	147
Tabela 53 - Medições - Construção em Betão Armado - Vigas e pilares.....	147
Tabela 54 - Medições - Construção em Betão Armado - Laje 1º Piso	148
Tabela 55 - Medições - Construção em Betão Armado – Laje 1º Piso - Aço.....	148
Tabela 56 - Medições - Construção em Betão Armado - Laje de cobertura.....	148
Tabela 57 - Medições - Construção em Betão Armado - Laje de cobertura - Aço.....	148
Tabela 58 - Medições - Construção em Betão Armado - Fundações	148
Tabela 59 - Custo de construção em betão armado	148

Lista de Acrónimos e Abreviaturas

EN	European Eurocode
EN1990	Eurocódigo 0 - Base do projeto de estruturas
EN1991	Eurocódigo 1 - Ações em estruturas
EN1993	Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço
EN1998	Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas de aço
ETICS	External Thermal Insulation Composite Systems
LSF	Light Steel Framing
NP	Norma Portuguesa
NPEN	Norma Portuguesa European Eurocode
OSB	Oriented Strand Board

Simbologia

$A_{c,eff}$	Área efetiva
A_{Ed}	Valor de cálculo de uma ação sísmica
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno
A_g	Área de secção bruta
C_1	Coefficiente do diagrama de momentos e condições de apoio
C_2	Coefficiente do diagrama de momentos e condições de apoio
C_3	Coefficiente do diagrama de momentos e condições de apoio
$c_0(z)$	Coefficiente de orografia
c_{dir}	Coefficiente de direção
C_e	Coefficiente de exposição
$c_r(z)$	Coefficiente de rugosidade
c_{season}	Coefficiente de época
d_g	Deslocamento à superfície de um terreno
E	Módulo de Young
e_{Ny}	Excentricidade segundo y
e_{Nz}	Excentricidade segundo z
f_{bv}	Resistência ao Esforço Transverso tendo em conta a encurvadura
f_{ya}	Tensão de cedência base
f_{yb}	Tensão de cedência
G_{kj}	Carga permanente
h	Altura

h_w	Altura da alma medida entre as linhas médias dos banzos
i	Raio de giração
I_v	Intensidade de turbulência
I_T	Constante de Torção
I_W	Constante de Empenamento
I_y	Momento de Inércia segundo y
I_z	Momento de Inércia segundo z
k_σ	Fator de encurvadura
kI	Coefficiente de turbulência
k_z	Coefficiente de correção
k_w	Coefficiente de correção
L_{cr}	Comprimento de encurvadura
$M_{c,Rd}$	Momento Resistente
$M_{cy,Rd}$	Momento resistente segundo o eixo y
$M_{cz,Rd}$	Momento resistente segundo o eixo z
M_{Ed}	Momento atuante
$M_{y,Ed}$	Momento atuante segundo o eixo y
$M_{z,Ed}$	Momento atuante segundo o eixo z
kI	Coefficiente de turbulência
$N_{b,Rd}$	Resistência à encurvadura do elemento comprimido
N_{cr}	Força elástica crítica para o modo de encurvadura
$N_{c,Rd}$	Resistência ao esforço axial de compressão

N_{Ed}	Esforço axial
q_b	Pressão dinâmica de referência
$Q_{k,i}$	Carga variável
q_p	Pressão dinâmica de pico
S	Ação Sísmica
σ	Tensão
Φ	Ângulo
Φ	Fator de esbelteza adimensional
S_c	Módulo de secção comprimida
S_t	Módulo de secção tracionada
S_{ve}	Espetro de resposta elástica
S_w	Comprimento da alma entre os pontos centrais dos cantos da secção
T	Período de vibração
t	Espessura
$V_{b,Rd}$	Resistência ao Esforço Transverso
v_b	Valor de referência da velocidade do vento
v^2_m	Velocidade média do vento
V_{Ed}	Esforço Transverso
w_e	Valor da ação do vento exterior
w_i	Valor da ação do vento interior
W_{eff}	Módulo se secção efetiva
W_{el}, y_{eff}	Módulo de secção elástico segundo y
W_{el}, z_{eff}	Módulo de secção elástico segundo z

W_{pl}	Módulo de secção plástica
y_{max}	Distância ao ponto mais afastado segundo y
z_a	Distância relativa ao centro geométrico da secção
z_e	Altura de referência
z_g	Distância relativa ao centro geométrico da secção
z_j	Relação entre distâncias relativas ao centro geométrico
z_{max}	Distância ao ponto mais afastado segundo z
z_s	Coordenada relativa ao centro geométrico
α	Fator de imperfeição
$\Delta M_{y,Ed}$	Momento atuante tendo em conta a excentricidade segundo y
$\Delta M_{z,Ed}$	Momento atuante tendo em conta a excentricidade segundo z
λ	Esbelteza
ξ	Amortecimento
η	Coefficiente de correção do amortecimento
η	Factor de Correção
ψ	Coefficiente de combinação
γ_M	Fator de segurança
γ	Coefficiente de importância (Sismo)
Ψ	Rácio de tensão
ρ	Fator de redução da encurvadura
χ	Coefficiente de redução aplicado à encurvadura

Capítulo 1 - Introdução

1.1 - Enquadramento Geral

O setor da construção civil tem vindo a evoluir e a moldar-se face ao avanço da tecnologia, e uma vez que procura satisfazer as necessidades do Homem, apresenta uma variedade de metodologias de construção. No que toca à edificação, as construções mais usuais são em madeira, betão armado, e aço.

A construção em pedra, a par com a construção em madeira, consiste na metodologia de edificação mais antiga, e que acompanha o Homem desde os primórdios da sua existência.

Mais tarde surgiu a construção em betão armado que até à data e futuramente continuará a ser a mais amplamente usada nos grandes centros urbanos e não só, devido à sua enorme versatilidade e aplicabilidade.

A construção “pura” em aço surge mais tarde e é geralmente associada a estruturas especiais tais como pontes, ou a complementar estruturas em betão. Sendo o aço um material relativamente mais caro quando comparado aos demais, a sua utilização pura em edifícios acaba por ser menos comum. A construção em aço leve surge então como uma solução construtiva que permite abranger todos os domínios da construção.

A construção em aço leve ou *Light Steel Framing*, tal como o nome indica, consiste no fato dos elementos estruturais serem fabricados recorrendo a chapas de aço moldadas, o que confere um especto mais leve mas ainda assim incrivelmente resistente, e com uma quantidade de aço utilizada muito menor ao que seria de se esperar, fator importante face ao elevado custo do aço.

Este sistema de construção tem origem nos finais do século XIX, que começa por ganhar mais notoriedade nos Estados Unidos, onde em 1885 conclui-se o primeiro grande edifício construído por este método, o *The Home Insurance Building* em Chicago. Ainda nos Estados Unidos, anualmente afetado por grandes intempéries, que em certas zonas levam à destruição de dezenas de milhares de casas, surgiu uma necessidade de produção de habitações mais resistentes em curtos espaços de tempo, que a par da constante preocupação e pressão ambiental face ao abate de árvores e destruição das florestas levou a que fosse desenvolvido um método expedito e

alternativo à construção em madeira, o LSF, também de acordo com todos os regulamentos estruturais existentes e exigidos para a construção. Foi então que surgiu o “método prescritivo” desenvolvido pelo HUD (Department of Housing and Urban Development, NAHB (National Association of Home Builders) e pelo AISI (American Institute of Steel and Iron). E desde então tem vindo a atrair cada vez mais empresas e pessoas à utilização da construção em aço leve, Silvestre et. al 2013 [32] .

Como referido anteriormente, na Europa o crescimento da construção em LSF tem ocorrido essencialmente no Reino Unido e mais recentemente nos países escandinavos, como a Suécia e a Dinamarca. Em Portugal começam também a surgir inúmeros exemplos de habitações em LSF bem como algumas empresas que optaram por se especializar neste tipo de construção, onde a grande maioria acaba por adotar o método prescritivo Americano, aos regulamentos e normas impostos pela União Europeia.

1.2 - Objetivo e metodologia

A presente dissertação tem por objetivo dimensionar a estabilidade estrutural de uma habitação unifamiliar em aço leve ou LSF.

Para tal começa-se por introduzir o conceito e metodologia de construção em LSF. Explicar os diferentes materiais e processos de execução neste tipo de construção, bem como algumas mais valias e vantagens e desvantagens que se podem tirar desta abordagem e da construção em aço leve propriamente dita.

Dando seguimento à introdução da construção em LSF procede-se a analisar e explicitar o processo de dimensionamento descrito segundo as normas impostas pelo Eurocódigo 3- Projeto de estruturas de aço, mais precisamente a parte 1-3 referente a elementos de aço enformado a frio.

Por fim o último objetivo prende-se em comparar a construção de uma habitação em LSF com a construção tradicional em betão armado focando-se em alguns aspetos imprescindíveis a ter em conta no sector da construção civil, nomeadamente o custo e o tempo de construção. E para isso foi dimensionada de forma mais direta e simplista a mesma habitação em betão armado. De forma a comparar estas construções é feita uma medição e orçamento das duas soluções e exercida uma comparação.

1.3 - Estrutura e Organização

A Dissertação divide-se em 8 capítulos, apresentando-se nesta secção a descrição e conteúdo de cada um destes de forma sucinta.

O capítulo 1 trata-se da introdução ao trabalho desenvolvido onde é explicado o enquadramento e objetivos que se irão desenvolver.

No capítulo 2 é feita uma introdução à construção em LSF, demonstrando os elementos estruturais e não estruturais geralmente utilizados neste tipo de construção, bem como pormenores geométricos dos elementos em aço e combinações de perfis e soluções com o fim de satisfazer as exigências estruturais da habitação.

No capítulo 3 é exemplificado o procedimento de cálculo de estruturas metálicas em aço leve, segundo o disposto no EN 1993-1-3-2006 [16] onde primeiramente é abordada a classe de secção do aço, e seguidamente a secção efetiva que representa um papel fulcral na interação dos perfis com os esforços a si sujeitos. Por fim são demonstradas as verificações necessárias ao correto dimensionamento deste tipo de estrutura.

No capítulo 4 é feita a análise do edifício em estudo, onde é demonstrada a arquitetura da habitação e as soluções adotadas para a construção em aço leve e em betão armado.

No capítulo 5 surgem alguns cálculos manuais efetuados, com o objetivo de pôr em prática o dimensionamento segundo o Eurocódigo sem recorrer somente a programas de cálculo automático, e também como forma de dar apoio e confirmar os dados extraídos destes mesmos programas.

No capítulo 6 é apresentado o dimensionamento da estrutura resistente em betão armado de forma a poder ser feita uma comparação dos dois sistemas construtivos.

No capítulo 7 procede-se às medições de materiais das duas soluções, construção em LSF e construção em betão armado respetivamente, onde é feita uma comparação orçamental entre estas mesmas construções.

Por fim, no Capítulo 8 apresentam-se as conclusões e considerações finais retidas do trabalho estudado.

Capítulo 2 – Fundamentos de Construção em LSF

2.1 – Elementos estruturais

2.1.1 – Perfis metálicos

O aço consiste numa liga metálica de ferro e carbono. Na sua forma pura o ferro apresenta pouca utilidade e para tirar maior partido das suas propriedades é necessário passá-lo por um processo de refinamento, é através de um destes processos que se obtém o aço. A matéria prima, ferro, é primeiramente extraída do solo ou de outros materiais com fins recicláveis e fundida a altas temperaturas onde as suas impurezas tais como nitrogénio, sílica, fósforo e carbono em excesso são removidas, e são adicionados elementos como manganésio, níquel e carbono. De um modo geral o aço define-se por uma liga de ferro e carbono cujo teor varia à volta dos 0.02 e 2% produzindo diferentes tipos de aço. O aço de construção é geralmente constituído por um ligamento de ferro, com 0.25% carbono, [6] .

O aço é um dos materiais mais utilizados no mundo, estando presente em todos os ramos industriais, sendo que cerca de 50% de todo o aço utilizado globalmente se destina à construção [35] .

Devido às suas propriedades e caracterizado pela sua enorme resistência, durabilidade, maleabilidade e elasticidade, o aço é, a par com o betão, o material mais importante na construção.

Na construção em betão armado o aço representa cerca de 4% do material, podendo variar consoante as exigências construtivas. Uma vez que o betão possui muito pouca resistência à tração, é necessária a inclusão de aço nas secções mais sujeitas a este esforço [35] .

As estruturas metálicas são de um modo geral formadas por peças lineares (perfis) e ou, estruturas reticuladas. Que se podem dividir em 2 tipos de aços, o aço laminado a quente e o aço enformado a frio [2] .

Os aços laminados a quente apresentam formatos habitualmente em U, I, H e L, e para a obtenção dessas formas o metal é aquecido e laminado através de várias passagens por cilindros em rotação até à obtenção do formato e espessuras desejados [2] .



Figura 1 – Secções laminadas a quente

Os perfis de aço enformado a frio obtêm a sua designação por serem produzidos a partir de chapas de espessura reduzida, na ordem dos 0,3-6mm, permitindo assim a sua moldagem mecânica à temperatura ambiente, através de prensas, quinadeiras ou perfiladoras, sendo as últimas as mais adequadas para o sistema LSF. Os perfis mais usuais contraem formatos em C, U e Z. Estes perfis metálicos são ainda geralmente revestidos com uma camada protetora contra a corrosão obtida através de um processo designado por galvanização que consiste na imersão do aço em zinco quente [2] .



Figura 2 – Secções enformadas a frio

Em Portugal, devido ao facto deste mercado ainda não estar popularizado, a variedade de perfis metálicos produzidos pelos fornecedores é mais reduzido que em certos países onde a procura é muito maior, e como tal os perfis mais utilizados resumem-se aos seguintes:

C90 / U93 1.5mm

Consistem nos perfis geralmente utilizados para paredes interiores, na execução de tetos e asnas de cobertura de menor dimensão.

C150 / U153 1.5mm

Estes perfis são os mais utilizados em Portugal e normalmente associam-se as paredes exteriores, na execução de asnas de cobertura de maior dimensão, vigas de cobertura de menor dimensão e como vigas de cabeceira.

C200 / U204 2mm

Perfis usualmente destinados a vigas, a ser usados em lajes de menor dimensão, varandas e coberturas de dimensão média.

C250 / U255 2.5mm

Estes perfis à semelhança dos anteriores são utilizados para vigas de lajes de maior dimensão, vigas de cobertura e empregues em longarinas de escadas interiores.

Como referido anteriormente na construção LSF, o tipo de aço utilizado é o aço enformado a frio, mas mais especificamente estrutural (S) revestido a zinco (Z) em imersão quente (GD). Segundo as normas europeias impostas no EN1993-1-3 as diferentes classes e valor das tensões de cedência e últimas destes aços estão dispostos na tabela seguinte [32].

Tabela 1 - Classes de aço e tensões (adaptado de tabela EN 1993 1-3) [16]

Tipo de aço	Norma	Classe	f_{yb} N/mm ²	f_u N/mm ²
Aço estrutural Camada de revestido em contínuo por imersão em zinco quente	EN 1036	S220GD+Z	220	300
		S250GD+Z	250	330
		S280GD+Z	280	360
		S320GD+Z	320	390
		S350GD+Z	350	420

Sendo o aço mais utilizado o S280GDZ.

É ainda de notar que as peças no sistema LSF devem ser preferencialmente perfiladas, pois a quinagem pode provocar deformações nas dobras das peças.

2.1.2 – Painéis OSB

Os painéis OSB (Oriented Strand Board) são um produto de construção relativamente recente, e resultam da sobreposição de vários pequenos fragmentos de madeira orientados em diferentes direções, colados com resinas especiais e pressionados a altas temperaturas. São geralmente constituído por 3 camadas onde nas camadas exteriores os fragmentos de madeira encontram-se orientados longitudinalmente em relação ao comprimento do painel, e na camada interior encontram-se dispostos perpendicularmente.

Os painéis mais comuns apresentam uma dimensão de 240cm de altura por 120cm de largura, largura esta que irá influenciar a distância entre perfis do sistema LSF, esta distância para divisões simples é de 120, sendo as mais comuns 60 e 40cm [32].

Dependendo de onde e como serão aplicados os painéis a sua espessura varia, maiores espessuras implicam painéis mais robustos e capazes de suportar maiores cargas, bem como um melhor isolamento acústico e térmico. Na prática as espessuras comumente utilizadas são de 11mm para as paredes e 18mm para pisos e coberturas.



Figura 3 - Paineis OSB,[9]

A ação do vento e a ação sísmica são as forças laterais principais que os sistemas estruturais de um edifício têm de resistir e transferir às suas fundações. Painéis estruturais como os OSB servem de elemento principal dos diafragmas e paredes de contraventamento. Para além da importante funcionalidade de suportar e transferir cargas às fundações do edifício, os painéis OSB servem de excelente base para muitos tipos de pavimento, prestando também uma superfície lisa e sólida na qual o revestimento de pisos, paredes e coberturas pode ser aplicado. Como referido anteriormente possuem ainda uma boa capacidade isolante térmica e acústica por apresentarem as mesmas propriedades que a madeira.

O uso de painéis OSB ligados aos perfis metálicos fornece uma maior rigidez e resistência à encurvadura por parte dos perfis metálicos, proporcionando ao edifício um efeito diafragma como será abordado posteriormente.

Segundo os regulamentos impostos na UE pela CPR (Construction Products Regulation), todos os fabricantes são obrigados a apresentar uma declaração das propriedades e comportamento de um produto. A norma EN 300 que define as especificações acima mencionadas para OSB, define os 4 tipos de classificação de painéis seguintes:

OSB/1 – Uso geral, painéis sem capacidade de carga e painéis para interiores e/ou mobiliário em condições secas

OSB/2 – Painéis com capacidade de carga em condições secas

OSB/3 – Painéis com capacidade de carga em condições húmidas

OSB/4 – Painéis com elevada capacidade de carga para uso em condições húmidas

Tendo em conta a classificação acima, os painéis utilizados na construção em LSF são OSB/3 e OSB/4, e embora estes sejam apropriados para condições húmidas nunca devem estar expostos aos elementos climáticos, e uma vez que os painéis OSB são aplicados nos perfis metálicos pelo exterior da parede a sua superfície exterior deve receber acabamentos, como ETICS, que será referido posteriormente. Acrescenta-se ainda que as espessuras geralmente usadas para os painéis são de 12 mm para as paredes e de 18 mm para os pisos e coberturas, segundo (APA, 2019) [4] .

A aplicação dos painéis OSB é feito através do aparafusamento dos painéis aos perfis metálicos.

Entre as funcionalidades do OSB podem destacar-se:

- i. Estabilidade estrutural;
- ii. Ecológico;
- iii. Eficiência energética;
- iv. Rápida e fácil execução;
- v. Isolamento acústico e térmico;
- vi. Base uniforme para revestimentos e acabamentos.

2.2 - Elementos não estruturais

2.2.1 - Gesso Laminado

O gesso é um material mineral designado como ligante hidrófilo aéreo ou não hidráulico, produzido principalmente através da gipsite. A gipsite é um sulfato de cálcio di-hidratado ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), que quando aquecida converte-se no sulfato semi-hidratado de cálcio ($\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2} \text{H}_2\text{O}$) ou mais comumente designado por gesso, segundo (Martins, J. Paiva, P. 2010) [25] .

Sendo um dos mais antigos materiais de construção utilizados pelo Homem, continua imprescindível em grande parte da construção moderna. Apresenta inúmeras propriedades aliciantes à construção, sendo o seu uso mais comum na aplicação de

acabamentos interiores em forma de revestimento de paredes e tetos; para além disso possui ainda uma grande capacidade de resistência ao fogo e um bom isolamento térmico e acústico.

Desempenho térmico

A condutividade do gesso é aproximadamente igual a $0,46 \text{ W/m}^\circ\text{C}$, pelo que se trata de um bom isolante térmico, sendo deste tirado um maior proveito quando utilizado no interior das habitações uma vez que impede a formação de vapores de água. E devido à sua fácil solubilidade não deve ser aplicado no exterior, segundo (Lopes, S. 2012) [24] .

Desempenho acústico

A elevada porosidade existente no gesso faz com que a propagação das ondas sonoras seja reduzida uma vez que o atrito presente nestes poros dissipa a energia sonora, tornando-o num material com um bom isolante acústico segundo (Lopes,S. 2012) [24]

Resistência ao fogo

O gesso apresenta ainda um ótimo comportamento face ao fogo. Esta elevada resistência ao fogo deve-se ao facto de se tratar de um mineral incombustível, e devido ao seu processo de desidratação. Deste modo, o calor provocado durante um incêndio é inicialmente absorvido pela evaporação das moléculas de água no interior do gesso, o que retarda a expansão do incêndio, e posteriormente tendo toda a água evaporado este material transforma-se em pó, o que ajuda na atenuação do incêndio, segundo (Lopes, S. 2012) [24]

O gesso laminado pode ser adquirido numa fábrica com determinadas dimensões de forma a satisfazerem a construção, sendo, convenientemente, as dimensões mais comuns 250cm a 270cm de altura e 120cm de largura, o que se compatibiliza perfeitamente com os painéis OSB da mesma dimensão.

A aplicação das placas de gesso é feita através do aparafusamento às placas OSB ou aos perfis metálicos, sendo que nas juntas utiliza-se uma pasta de acabamentos que após ser lixada torna uniforme a zona da junta.

Entre as funcionalidades do Gesso Laminado podem destacar-se:

- i. Isolamento térmico e acústico;
- ii. Elevada resistência ao fogo;

- iii. Resistência mecânica;
- iv. Bom acabamento superficial;
- v. Permite alterar a modulação interior de um edifício.



Figura 4 - Placas de Gesso Laminado, [24] .

2.2.2 - Lã de Rocha

A lã de rocha provem de um produto natural feito essencialmente de rocha vulcânica, que passa por um processo de aquecimento a temperaturas superiores a 1600°C, onde após um processo de injeção de ar ou de alta rotação do material fundido resulta um filamento de fibras interligadas com diâmetros entre os 2-6 µm, de acordo com Patrício, J. 2003) [28] .

A lã de rocha apresenta-se como um excelente material a aplicar em qualquer tipo de construção, sendo cada vez mais aplicada em novas habitações pois possui um excecional desempenho não só acústico e térmico como também de resistência ao fogo. Por se tratar de uma rocha, a porosidade das suas fibras é capaz de imobilizar ar seco e confiná-lo no seu interior em células enclausuradas de maneira estanque tornando-a numa barreira protetora contra incêndios, de propagação de ondas sonoras e também de condutibilidade térmica.

A versatilidade deste material devido às suas características de grande maleabilidade e resistência permitem a sua aplicação em paredes exteriores (ETICS) e interiores, coberturas, pisos, tubagens e chaminés [28] .

No sistema de construção LSF a lã de rocha é colocada no espaço entre os perfis metálicos.

Entre as funcionalidades da Lã de Rocha podem destacar-se:

- i. Excelente desempenho térmico e acústico;
- ii. Proteção contra o fogo;
- iii. Facilidade e rapidez de instalação;
- iv. Ambientalmente segura e inofensiva



Figura 5 - Lã de Rocha, [23]

2.2.3 - Fibra de Vidro

A fibra de vidro consiste num material compósito, resultante de uma combinação de dois ou mais materiais, através de um processo industrial de moagem e fusão, em que cada material irá desempenhar uma função específica podendo ser de elemento de reforço ou matriz ligante.

Em termos térmicos e acústicos e à semelhança da lã de rocha, este material confina as partículas de ar nas suas fibras, tornando-o um viável isolante. Mas o que distingue a fibra de vidro de outros isolantes é o facto de esta possuir ainda uma grande resistência mecânica e elétrica.

Embora a fibra de vidro apresente um excelente comportamento estrutural quando submetida a esforços, nomeadamente a tração, compressão e flexão, na construção este material é essencialmente usado como elemento de reforço mecânico de outros materiais precisamente em áreas ou envolventes de outros elementos que apresentem uma maior concentração de forças de tensão, como por exemplo em aberturas de portas e janelas.

Entre as funcionalidades da Fibra de Vidro podem destacar-se:

- i. Elevada resistência à tração e compressão;
- ii. Grande resistência mecânica;
- iii. Resistência ao fogo;
- iv. Isolamento térmico, acústico e elétrico.

2.2.4 - ETICS

O isolamento térmico é essencial na eficiência energética de uma habitação, reduzindo as trocas térmicas excessivas entre o exterior e interior do edifício. Para além de regular a temperatura no interior de uma habitação, o isolamento limita ainda os custos relacionados com o consumo de energia [23].

Com a crescente preocupação ambiental e a necessidade de redução de energia e emissões de substâncias nocivas ao meio ambiente, têm sido várias as soluções propostas pela União Europeia de forma a implementar o uso de novas técnicas na construção de novas habitações e também na sua reabilitação. Tem-se vindo a apostar cada vez mais no isolamento térmico pelo exterior dos edifícios [5].

O sistema ETICS (*External Thermal Insulation Composite System*) é a solução ideal para o isolamento eficiente e sustentável de uma habitação. Sendo implementado pelo exterior do edifício podendo ser aplicado a paredes e coberturas, mas possibilitando também a sua aplicação interior, como em pisos. Este sistema sendo extremamente versátil apresenta-se disponível numa variedade de soluções face às várias necessidades de cada edifício [23].

O sistema ETICS consiste num conjunto de componentes pré-fabricados dispostos em camadas aplicadas na face exterior de uma parede. A configuração do sistema e escolha do material necessário para garantir o isolamento de um dado edifício depende da instalação dos vários componentes e dos regulamentos nacionais e de cada região.

As principais funcionalidades deste sistema são:

- i. Redução de pontes térmicas e perdas globais de calor, reduzindo o consumo de energia e melhorando a qualidade do ar interior;
- ii. Aumento da área efetiva interior do edifício, devido à aplicação do sistema pelo exterior, ao invés do isolamento habitual pelo interior que requer cavidades na parede;
- iii. O isolamento estando no exterior resulta numa massa térmica maior no interior, aumentando o conforto térmico durante as estações frias, e retardando e moderando as flutuações de calor durante as estações quentes.
- iv. Aumento da durabilidade das fachadas estando esta mais bem protegida às variações climáticas;
- v. Fácil aplicação;

- vi. Grande variedade de soluções de acabamento, compatível com recobrimentos tradicionais.

Os componentes mais usuais do sistema são geralmente os seguintes:

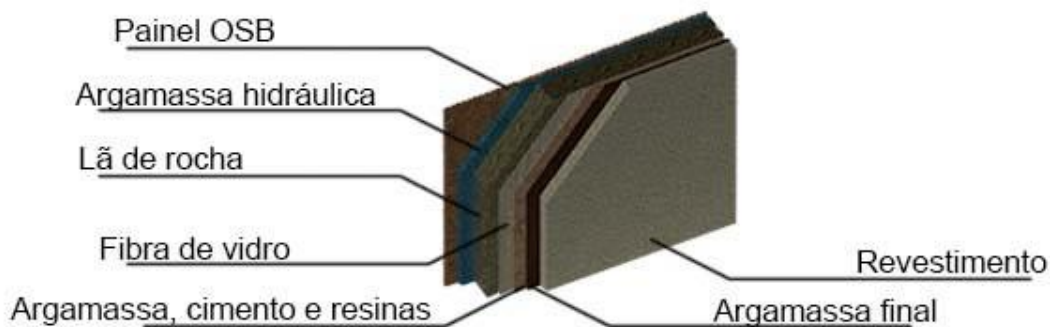


Figura 6 - Componentes de um sistema ETICS

2.3 - Pormenores e Disposição Construtiva

2.3.1 – Pavimentos

Os pisos são constituídos pelo revestimento do piso, argamassas de ligação e impermeabilização seguido de painéis OSB. Posteriormente os perfis metálicos e a lã de rocha que se encontra nos espaços entre os perfis e por fim 2 placas de gesso laminado que concluem os acabamentos do teto no piso inferior.

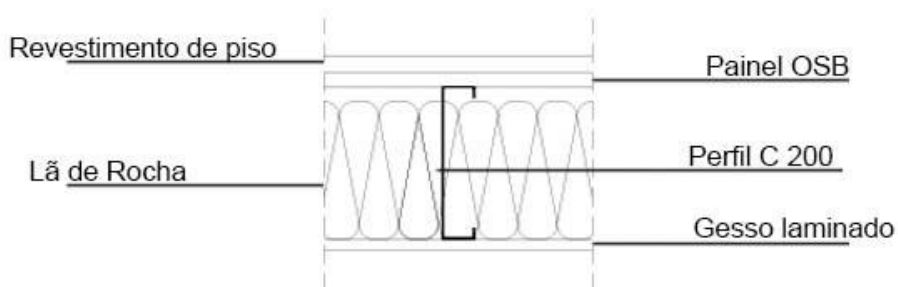


Figura 7 - Disposição construtiva de um pavimento em LSF

De forma a tirar proveito do conceito de *in line framing*, os elementos estruturais do piso devem estar alinhados com os da parede, e mais precisamente com as almas dos montantes.

Os principais elementos que constituem os pisos são:

Vigas – Perfis C dispostos na horizontal.

Guias – Perfil U, que à semelhança com as paredes une as vigas nas suas extremidades.

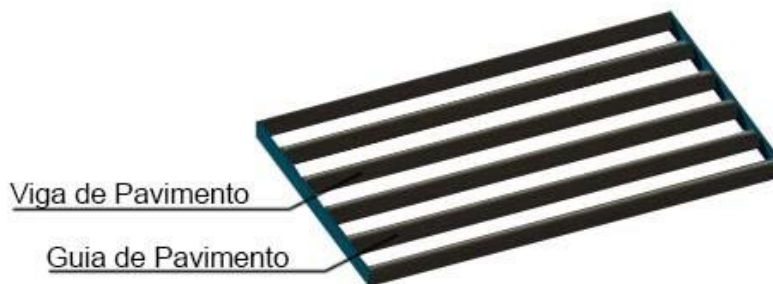


Figura 8 - Elementos constituintes de um pavimento em LSF

Viga composta de bordo – Perfil C disposto na horizontal que finaliza o bordo entrepiso.

Vigas compostas – Junção de 2 ou mais perfis de forma a conferir uma maior capacidade resistente devido a maiores esforços, vãos ou qualquer condicionante arquitetónica. Estas vigas compostas podem ser de vários tipos, os quais serão apresentados em seguida [30].

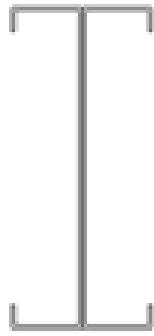


Figura 9 - Viga composta: perfis 2 C



Figura 10 - Viga composta: perfil C +U

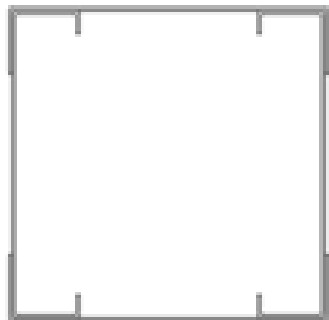


Figura 11 - Viga composta: perfis 2 C

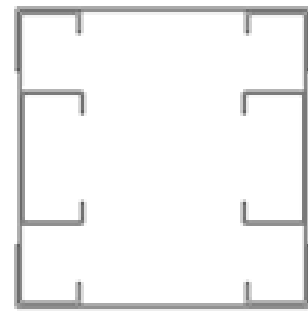


Figura 12 - Viga composta: perfil C +U

Reforço de alma – Recorte de perfil C, colocado na alma da viga, mas com direção oposta. Este reforço é necessário nos apoios das vigas, sempre que haja uma concentração de esforços, de forma a evitar a encurvadura das vigas.



Figura 13 -Reforço de Alma com perfil C

De forma a vencer os vãos de um piso ou alguma composição da estrutura do edifício, as condições de apoio das vigas são cruciais para a correta estabilidade da estrutura,

cálculo de dimensionamento e montagem. No caso de o vão apresentar num ponto intermédio uma qualquer conexão, as condições de apoio das vigas podem ser:

Interrompidas – o vão divide-se em 2 vigas que se encontram cada uma apoiada na extremidade e no ponto intermédio correspondente a um apoio comum.

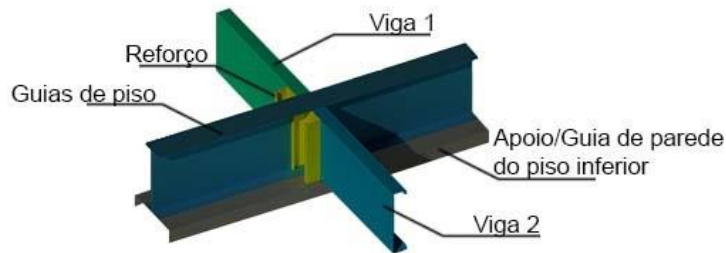


Figura 14 - Vão com vigas interrompida e respetivo reforço

Contínuas – O vão é constituído por apenas uma viga apoiada nas extremidades e no ponto intermédio.

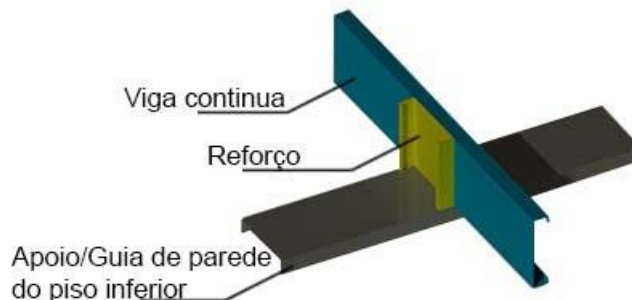


Figura 15 - Vão com viga contínua e respetivo reforço

No caso ainda de os vãos serem demasiado grandes, e de forma a facilitar o transporte, quando as vigas não são construídas em obra, pode ser requerida a utilização de mais que 1 perfil. Neste caso é necessário fazer a ligação entre 2 perfis através de um outro perfil de características iguais, e por norma o comprimento deste perfil tem de ter um mínimo de 15cm para lá da junta de união entre os 2 perfis.

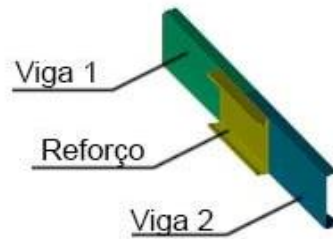


Figura 16 - 2 perfis C perfazendo um grande vão

2.3.1.1 – Abertura de Escadas

As aberturas de escadas na construção LSF, à semelhança da construção em Betão incidem na interrupção das vigas de pavimento dando espaço ao vão de escada.

Os elementos que constituem estas aberturas são:

Vigas mestras – Perfis U, dispostos na horizontal e perpendiculares às vigas de pavimento.

Vigas compostas – Compostas por Perfil C + Perfil U no contorno das aberturas paralelas às vigas de pavimento e perpendiculares às vigas mestras.

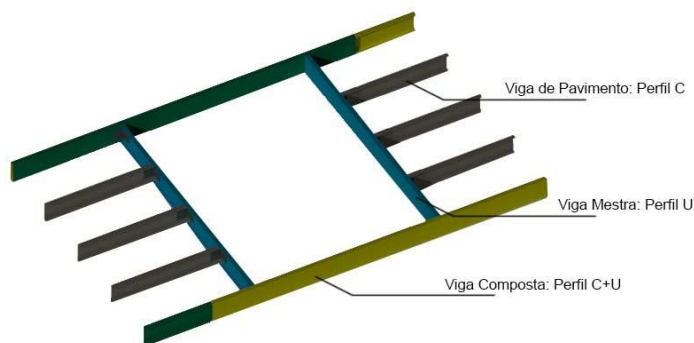


Figura 17 - Abertura de escadas

2.3.1.2 – Consolas

As consolas são constituídas pelos mesmos elementos e princípios que o piso.

No entanto podem dividir-se em 2 situações distintas:

Consola com prolongamento às vigas de pavimento, onde as vigas da consola consistem apenas numa continuação do pavimento e apoiam-se na guia superior da parede do piso inferior.

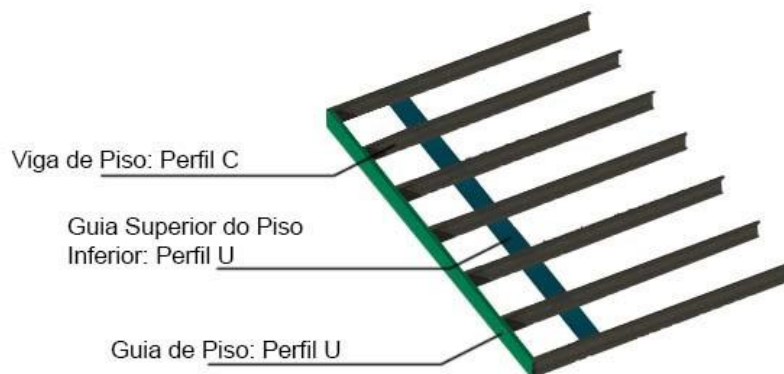


Figura 18 - Consola de vigas prolongadas

Consola estruturada separadamente ao pavimento, onde as vigas são perpendiculares às vigas de pavimento. Neste caso é necessário inserir uma viga composta na borda do pavimento onde se insere a consola, mais resistente, de forma a permitir uma forte ligação entre as vigas de pavimento e da consola, sendo estas últimas geralmente também vigas compostas.

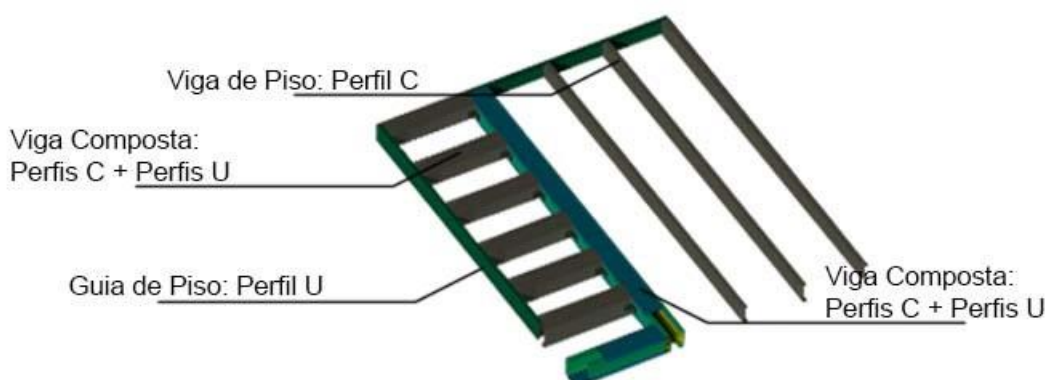


Figura 19 - Consola de vigas perpendiculares

2.3.1.3 – Painel OSB

Os painéis OSB colocados na construção em LSF devem ser simetricamente desfasados, devendo ainda possuir uma folga de aproximadamente 3mm entre si. Esta regra deve-se ao facto de estes painéis interagirem entre si e entre os demais elementos em aço [32].

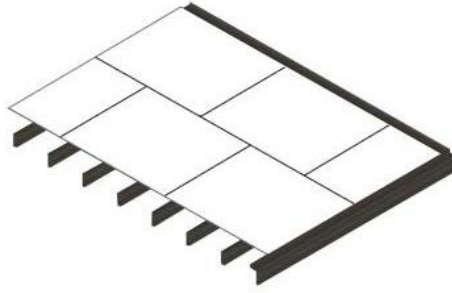


Figura 20 - Disposição de painéis OSB no pavimento

2.3.1.4 - Coberturas

A cobertura pelo seu interior é constituída por 2 placas de gesso, seguindo os perfis metálicos e a lã de rocha, rematando com os painéis OSB, segue-se um revestimento impermeabilizante e o respetivo revestimento final com variada escolha.

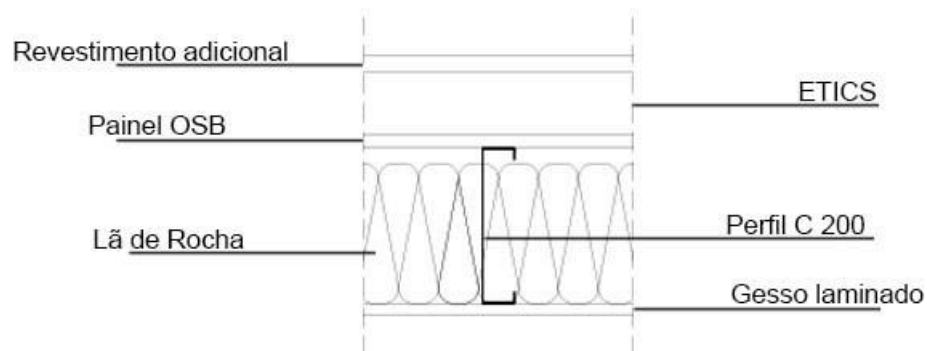


Figura 21 -Disposição construtiva de uma cobertura

As coberturas podem ser planas, cuja constituição é semelhante aos pavimentos mencionados anteriormente, ou inclinadas, cuja montagem requer perfis em C dispostos com a alma ao alto, mas com pendente.

2.3.2 – Paredes

As paredes exteriores são constituídas pelo sistema ETICS, que servirá de revestimento exterior. Em seguida seguem-se os painéis OSB e posteriormente os perfis metálicos e a lã de rocha em si envolta. Por fim, na componente interior da parede, 2 placas de gesso laminado rematam o acabamento.

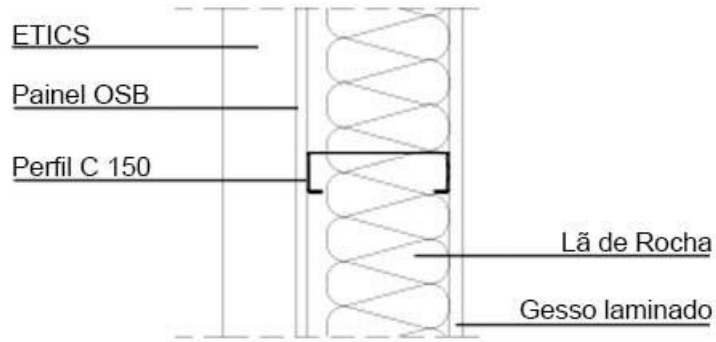


Figura 22 - Disposição construtiva de uma parede exterior

A disposição das paredes interiores são muito semelhantes às exteriores com exceção de não possuírem o sistema ETICS nem um painel OSB, sendo, portanto, constituídas por 2 placas de gesso laminado, lã de rocha, perfis metálicos e novamente 2 placas de gesso laminado.

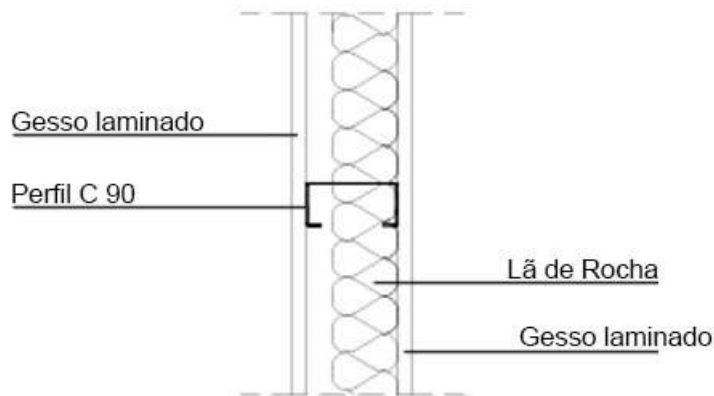


Figura 23 - Disposição construtiva de uma parede interior

2.3.2.1 – Encontros de Parede

Os painéis de parede possuem encontros com 1 ou mais outros painéis na sua esquina, e a união deste encontro é crucial para a correta montagem e estabilidade da estrutura do edifício. O encontro implica a utilização de perfis adicionais, podendo ser de secção simples e composta. Existem assim 3 tipos de encontros de parede na construção LSF:

Duplo – Encontro mais comum e usado na união de esquina entre 2 painéis de parede, correspondendo a 2 montantes unidos pela alma.

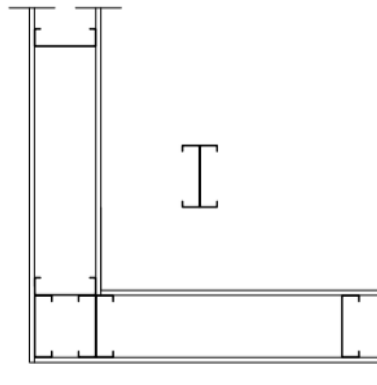


Figura 24 -Elemento de parede duplo

Triplo – União de zona intermédia da parede com uma outra parede, corresponde a 3 montantes onde um deles é perpendicular aos demais.

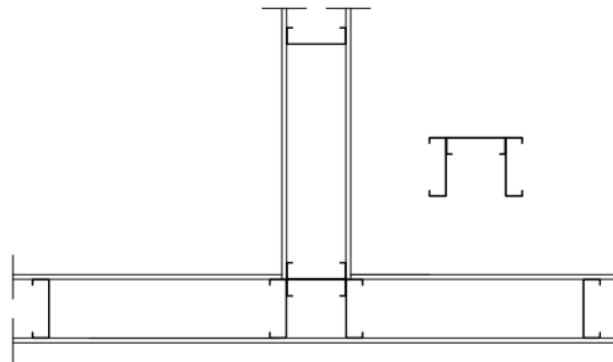


Figura 25 -Encontro de parede triplo

Quadruplo – Este encontro permite a união de 2 ou 4 painéis de parede em cruz, correspondendo a 4 montantes em que 2 deles se encontram perpendiculares aos outros 2.

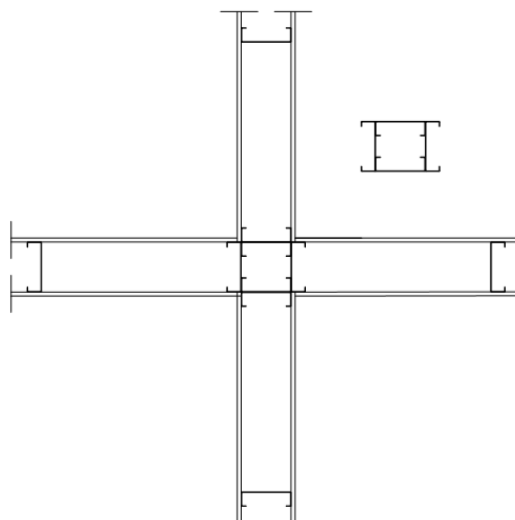


Figura 26 - Encontro de parede quadruplo

2.3.2.2 – Aberturas de Portas e Janelas

Nas zonas de aberturas nas paredes para janelas ou portas a distribuição das cargas é feita direcionando os esforços para os montantes imediatamente mais próximos. Estes montantes necessitam de um reforço uma vez que estão sujeitos a cargas superiores.



Figura 27 - Aberturas no sistema LSF

Para reforçar estes elementos são utilizados métodos semelhantes à construção em betão nomeadamente:

Lintel – Consiste em 2 perfis C dispostos na horizontal em cima do vão de abertura direcionando as cargas verticais para os montantes adjacentes.

Montante auxiliar/*King stud* – Perfil C que fornece apoio ao lintel e delimita o comprimento do vão.

Ombreira/*Jack stud* – Perfil de apoio ao lintel e montante auxiliar. A distância entre este e o montante auxiliar é igual à altura da alma do lintel.

Montante de ligação *Cripple stud*– Perfil C disposto na vertical em cima e em baixo das aberturas.

Verga/*Header* – trata-se do perfil U disposto horizontalmente sobre as aberturas, e também por baixo no caso das janelas.

Os reforços têm de ser determinados através do cálculo estrutural, mas por norma no caso das ombreiras/*jack studs*, uma aproximação pode ser feita - o nº de ombreiras = nº de montantes interrompidos pela abertura.



Figura 28 - Abertura de janela em parede

2.3.2.3 – Painel OSB

Os painéis devem ser colocados com a sua maior dimensão na vertical.

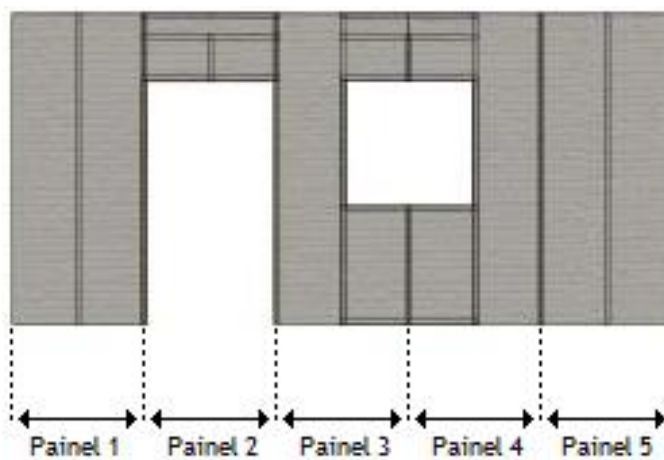


Figura 29 - Posicionamento vertical dos painéis OSB

A união de 2 painéis adjacentes deve ser efetuada num montante apenas, encontrando-se de preferência a meio do banzo do montante.

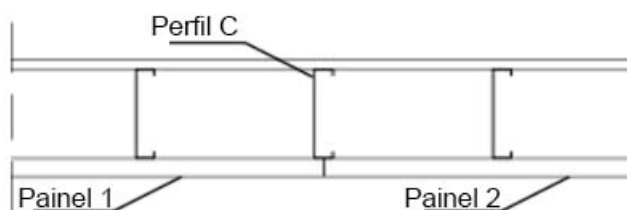


Figura 30 - União de 2 painéis OSB adjacentes

Nos encontros de parede, os painéis devem sobrepor-se à esquina dos elementos de parede, encobrindo a união entre perfis.

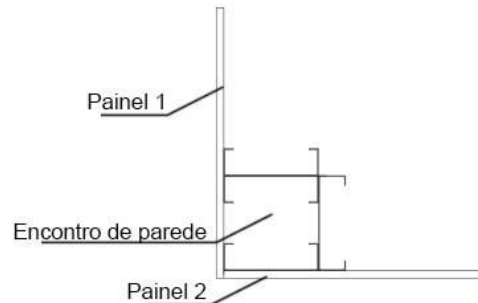


Figura 31 - Posicionamento de painéis OSB em encontro de paredes

2.4 - Contraventamento

A função da estrutura de qualquer edifício é suportar e transmitir as forças que sobre ele atuam para as fundações, e uma das maiores preocupações foca-se nas forças laterais ou horizontais atuantes num edifício, nomeadamente o vento e o sismo.

O contraventamento trata-se de uma medida ou meio de combate às forças laterais e deve, portanto, ser devidamente aplicado e integrado em todo o edifício.

Uma parede ou piso constituída por perfis metálicos quando sujeita a uma força lateral tenderá a deformar-se na direção dessa mesma força, conforme se ilustra na fig 32.

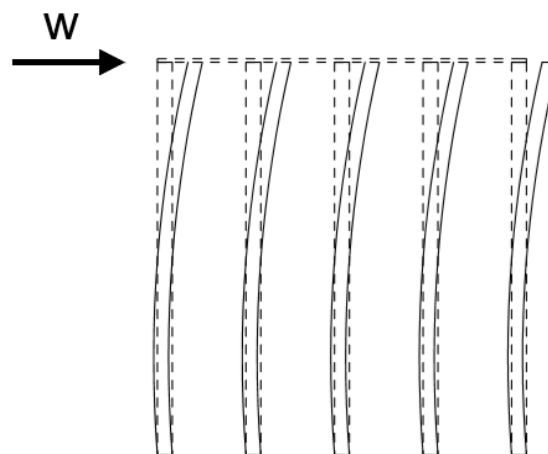


Figura 32 - Parede de perfis metálicos em aço leve sujeita a uma força lateral

Como se pôde observar na figura anterior, os perfis metálicos que constituem um edifício em LSF não são capazes por si só de resistir às forças laterais aplicadas no seu plano. Portanto, para evitar tal situação que pode levar a enormes estragos ou até mesmo ao colapso do edifício, devem ser aplicadas medidas que proporcionem um bom e eficaz contraventamento [30].

2.4.1 - Diagonais metálicas

As diagonais metálicas apresentam-se como uma boa e muito frequentemente usada solução de contraventamento neste tipo de estruturas. Dentro desta solução existem ainda 2 tipos de abordagem à sua aplicação, sendo estas:

- Diagonais em K

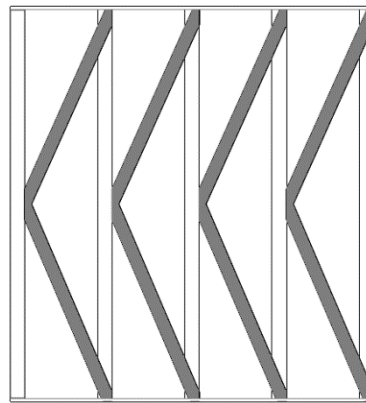


Figura 33 - Diagonais em K

Nesta solução os perfis utilizados são do tipo U e encontram-se fixos entre os montantes da estrutura perfilada. Devido à sua reduzida esbelteza estes elementos são considerados à tração e compressão, funcionando como treliça a par com os montantes. A desvantagem desta solução é o facto de estes elementos ocuparem espaço no interior das paredes, o que dificulta a colocação dos restantes elementos não estruturais.

- Diagonais em X

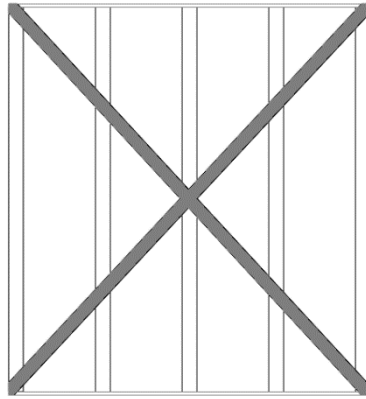


Figura 34 - Diagonais em X

As diagonais em X apresentam-se como a solução mais usada uma vez que é constituída por fitas de chapa metálica colocadas na face externa dos montantes, o que não atrapalha a colocação de outros materiais entre as paredes.

É de notar que estas diagonais devido à sua elevada esbelteza são consideradas apenas à tração quando a força atua no seu sentido, o que leva a que seja necessário colocar uma outra fita diagonal no sentido oposto, formando desta forma o X que designa o seu nome.

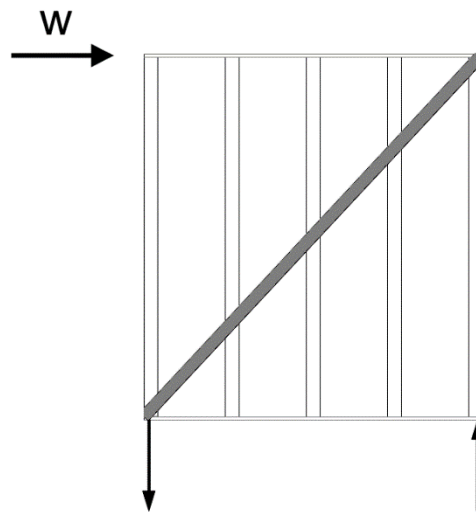


Figura 35 - Reações e efeito de tração numa diagonal

2.4.2 – Efeito Diafragma

Os diafragmas são planos horizontais ou inclinados que podem agir como vigas que transferem as forças laterais aplicadas nas paredes entre pisos e coberturas. Quando as paredes de um edifício se encontram paralelas a uma força lateral atuante, estas agem como paredes de contraventamento, transferindo a força para a fundação.

Como já referido anteriormente, os painéis OSB fornecem uma ótima solução de diafragma, dado que possuam as adequadas características de resistência e absorção de carga.

Os Painéis OSB ao serem aplicados segundo as regras exemplificadas no subcapítulo anterior proporcionam às paredes de um edifício em LSF um travamento lateral à estrutura no seu plano. Do mesmo modo, quando aplicados nos pisos, proporcionam um mesmo efeito à estrutura permitindo a transferência eficaz das forças laterais ou horizontais mais facilmente para a fundação do edifício.

Das duas soluções apresentadas a aplicação de um diafragma estrutural é a mais popular. O motivo para tal centra-se no facto de uma das funcionalidades do sistema LSF ser a distribuição das cargas ao longo das paredes estruturais que conseqüentemente são distribuídas ao longo de uma viga de fundação, tentando portanto evitar o uso de sapatas isoladas. Tendo isto em conta, o uso de diagonais contraria este sistema pois leva a que as cargas se concentrem no perfil de extremidade onde a diagonal é aparafusada, sujeitando-o a grandes esforços. Uma outra razão cinge-se no aproveitamento dos painéis OSB como uma base lisa e uniforme para a aplicação de acabamentos finais, para além de ainda proporcionar boas características térmicas e acústicas.

2.5 - Ligações

A ligação ou fixação de elementos construtivos representa um dos aspetos mais importantes e influentes na construção em aço. Existindo vários tipos de ligações a sua escolha depende de diversas condições, entre elas: condição de carga, espessura do material a fixar, força necessária à fixação, durabilidade do material.

2.5.1 - Parafusos

Na construção em LSF, a ligação mais comum das peças ou elementos de construção é feita através de parafusos de aço galvanizado, podendo estes ser auto-roscantes e auto-perfurantes. Os parafusos são aplicados mecanicamente com recurso a aparafusadoras.

Dependendo da aplicação, os parafusos apresentam diferentes formatos de cabeça ou da ponta bem como diâmetro e comprimento. No entanto é importante referir que todos os parafusos deverão atravessar por completo as peças ou materiais a fixar.

O tipo mais comum de cabeça de parafuso usado no sistema LSF é de cabeça sextavada e cabeça rebaixada.



Figura 36 - Cabeça rebaixada [21]



Figura 37 - Cabeça sextavada [21]

As pontas dos parafusos apresentam ainda dois tipos de ponta, broca e agulha.



Figura 38 - Ponta agulha [21]



Figura 39 - Ponta broca [21]

2.5.2 - Conexões

No sistema LSF face aos diferentes materiais utilizados irão surgir diversas conexões que influenciarão o tipo de parafuso a utilizar. As conexões existentes neste tipo de sistema são:

Metal-Metal

Ligação feita entre peças metálicas, onde as pontas são em broca e a cabeça destes parafusos é sextavada exceto em zonas que posteriormente serão revestidas com painéis OSB ou revestimento, onde aqui são usadas cabeças rebaixadas [21]

Madeira-Metal

Ligação entre os painéis OSB e os perfis metálicos. Os parafusos usados nesta conexão são de cabeça rebaixada de forma a que o parafuso fique embebido no painel OSB e não sobressaia no seu plano. A ponta é constituída por broca e alhetas laterais que garantem uma fixação mais rápida e eficiente [21] .

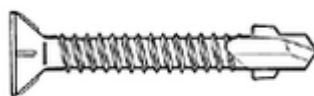


Figura 40 - Ponta broca com alhetas [21]

Metal-Madeira

Ligação entre perfis metálicos e painéis OSB. Esta ligação é menos comum na construção em LSF, mas por vezes pode ser necessária em obras de reabilitação. Os parafusos aqui usados possuem as mesmas características que da conexão metal-metal, ou seja, cabeça sextavada e ponta broca.

Metal-Gesso Laminado

Tal como na conexão madeira-metal os parafusos aqui usados são de cabeça rebaixada, e a sua ponta tanto pode ser em broca como agulha caso a fixação seja a perfis metálicos estruturais ou não estruturais respetivamente [21].

Em seguida apresenta-se uma tabela de referência ao tipo de parafuso a utilizar.

Tabela 2 - Características de parafusos relativos à sua conexão

Conexão	Diâmetro	Cabeça	Ponta
Metal-Metal	4,8 - 5,5	sextavada/rebaixada	broca
Madeira-Metal	4,2	rebaixada	broca
Metal-Madeira	6,3	sextavada	broca
Metal-Gesso Laminado	3,5	rebaixada	broca /agulha

2.5.3 - Soldadura

A soldadura no aço galvanizado é efetuada por pontos ou de forma contínua. No entanto, a ligação por soldadura é raramente utilizada pois conduz a tensões residuais elevados nos perfis metálicos, prejudicando a resistência e desempenho destes mesmos. Devido ainda ao processo de soldadura a camada de galvanização é destruída, o que poderá levar à corrosão dos elementos metálicos [32].

2.6.4 - Ancoragens

Na construção em LSF é importante garantir uma boa ligação entre os elementos estruturais que suportam as cargas e a fundação. A ancoragem dos perfis metálicos à

fundação de betão neste tipo de construção é feita essencialmente por fitas metálicas e buchas metálicas e pode ser executada antes ou após a betonagem da fundação.

Ancoragem em Pré-betonagem

Na ancoragem executada antes da betonagem a ligação é feita através de fitas metálicas fixas diretamente aos montantes e previamente posicionada na respetiva zona de betonagem da fundação. Deste modo evita-se o aparecimento de esforços nos perfis metálicos inferiores. Este tipo de ancoragem é desaconselhável no ensoleiramento geral pois a sua perfuração pode danificar a laje de espessura reduzida.

Ancoragem em Pós-betonagem

Neste tipo de ancoragem a ligação é feita através de buchas metálicas, e para tal é feito um furo no betão armado o qual é limpo e injetado com resinas epóxi, garantindo uma boa ligação entre a bucha metálica e o betão. A vantagem da ancoragem pós-betonagem é o facto de evitar erros de posicionamento da ancoragem uma vez que a estrutura já se encontra construída.

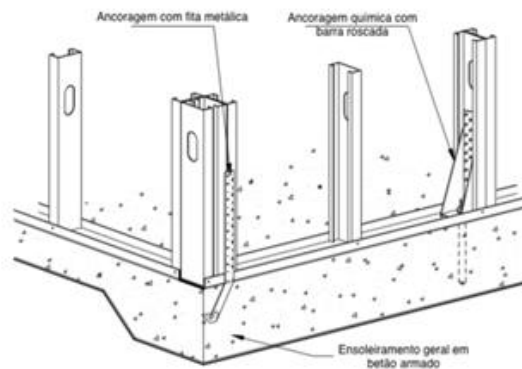


Figura 41 - Pormenor dos tipos de ancoragem (Rego, D. Estruturas de Edifícios em LSF) [30]

2.6 - Fundação

As fundações no sistema construtivo em *Light Steel Framing* são semelhantes às da construção tradicional em betão armado. No entanto devido ao facto de não existirem cargas pontuais provenientes de pilares, mas sim cargas distribuídas ao longo das paredes resistentes, existem 2 soluções comuns, nomeadamente o ensoleiramento geral e vigas de fundação apoiadas em sapatas.

Capítulo 3 – Dimensionamento de Estruturas em LSF

O Eurocódigo 3, mais especificamente a parte 1-3, especifica as regras suplementares relativamente aos perfis de aço enformado a frio que engloba algumas especificações e variantes relativamente aos perfis mais comuns, os laminados a quente.

3.1 - Classe de Secção

De acordo com EN 1993-1-3-2006 /5.5 [16] os perfis de aço são classificados pela sua secção transversal consoante uma determinada secção.

Classe 1 – secções transversais em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;

Classe 2 – secções transversais que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;

Classe 3 – secções transversais em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;

Classe 4 – secções transversais em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes de secção transversal.

A classificação de uma secção transversal é feita de acordo com a classe menos favorável (mais alta) dos seus componentes comprimidos.

Nas tabelas seguintes encontram-se as relações entre as dimensões dos componentes comprimidos das Classes 1, 2 e 3, sendo que um componente que não satisfaça os limites da Classe 3 deverá ser considerado como sendo da Classe 4.

Tabela 3 - Classe de secção componentes internos comprimidos, (EN 1993-1-3-2006), [16]

Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1^{\circ}$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela 4 - Classe de secção banzos em consola, (EN 1993-1-3-2006) [16]

Banzos em consola						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9e$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10e$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14e$	$c/t \leq 21e\sqrt{k_\alpha}$ Para k_α ver a EN 1993-1-5				
$e = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela 5 - Classe de secção Cantoneiras (EN 1993-1-3-2006) [16]

Consultar também "Banzos em consola" (ver página 2 de 3)		Cantoneiras		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15e$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5e$					
		Secções tubulares				
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50e^2$					
2	$d/t \leq 70e^2$					
3	$d/t \leq 90e^2$					
<i>NOTA: Para $d/t > 90e^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>						
$e = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	e^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

3.2 – Secção Efetiva

3.2.1 – Influência dos cantos arredondados

Em secções transversais com cantos arredondados os comprimentos reais dos elementos de secção devem ser medidos a partir dos pontos intermédios do canto do elemento de secção adjacente, como demonstra a figura 42 [16].

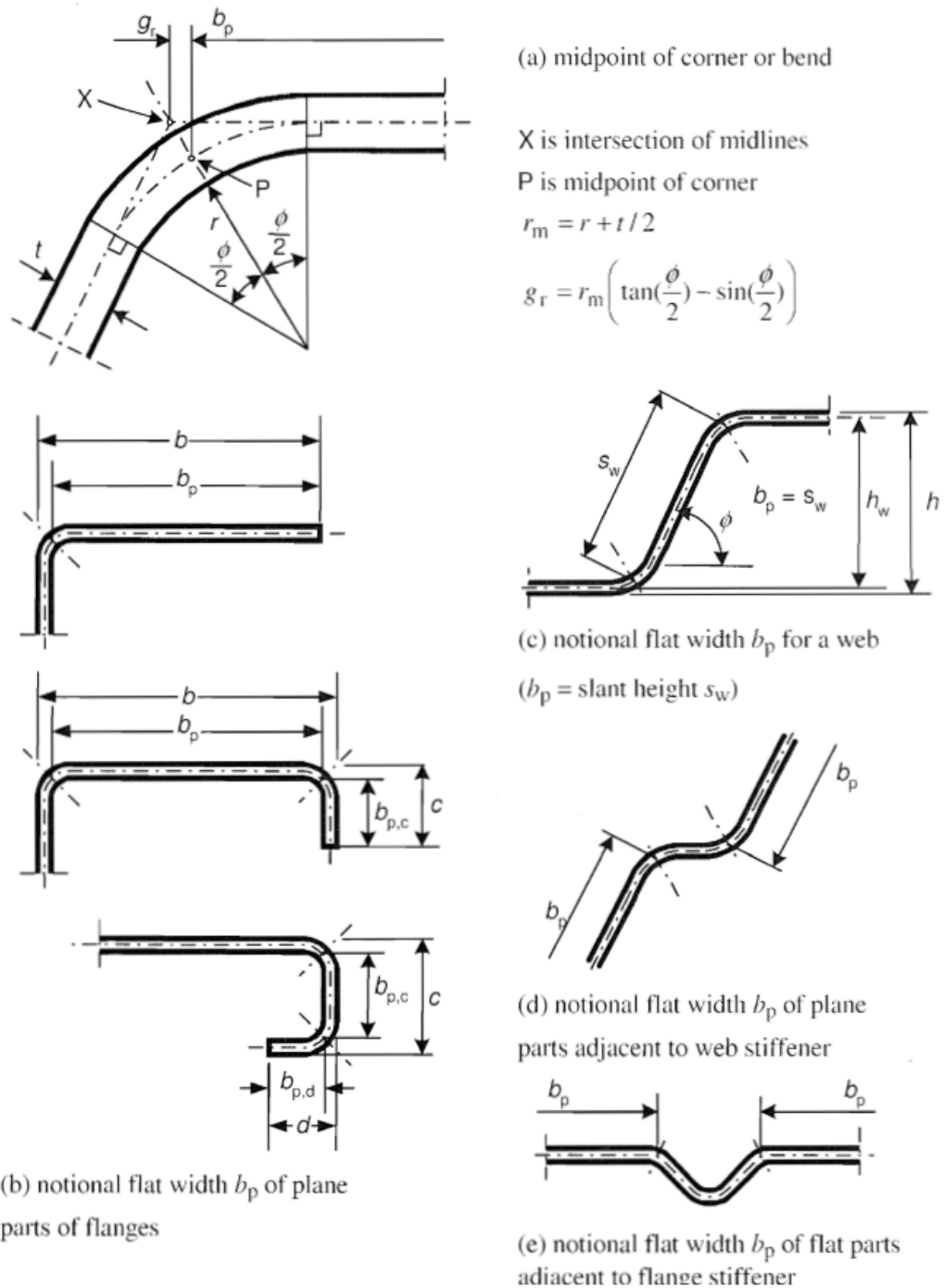


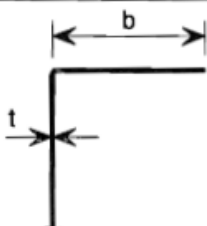
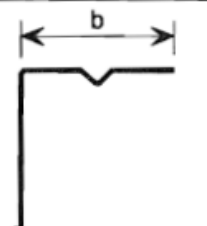
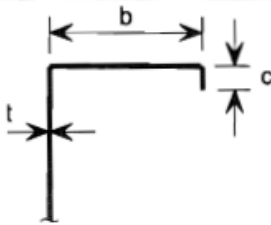
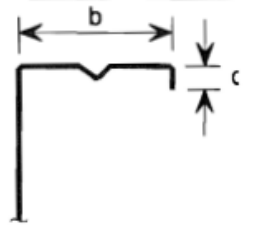
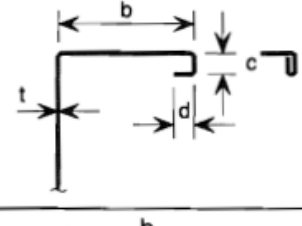
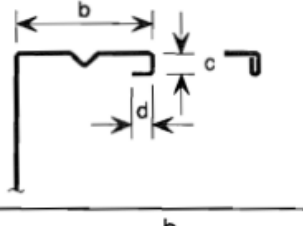
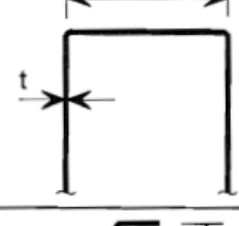
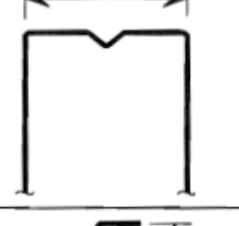
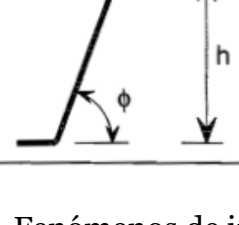
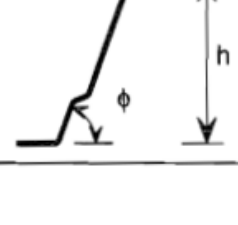
Figura 42 - Comprimentos reais de secções transversais com cantos arredondados (EN 1993-1-3-2006 /5.1)

[16]

3.2.2 - Características geométricas

De acordo com EN 1993-1-3-2006 /5 [16] o dimensionamento de perfis de aço enformado a frio só pode ser calculado para as respectivas verificações se as suas dimensões estiverem de acordo com a tabela seguinte.

Tabela 6 - Rádios espessura-comprimento (EN 1993-1-3-2006 /5.2) [16]

Element of cross-section		Maximum value
		$b/t \leq 50$
		$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
		$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

3.2.3 - Fenómenos de instabilidade

O comportamento estrutural e resistência de aços enformados a frio estão diretamente relacionados com as suas dimensões, condições de apoio e características geométricas,

mais precisamente a sua esbelteza. A grande esbelteza deste tipo de perfil juntamente com a sua elevada resistência tornam-no muito suscetível a fenómenos de instabilidade, os quais podem ter natureza local ou global.

A instabilidade global é caracterizada pela deformação do eixo longitudinal do perfil, e pelas secções transversais sofrerem apenas deslocamentos de corpo rígido no seu próprio plano, podendo a instabilidade ocorrer tanto por flexão, onde as secções transversais sofrem translação, como por flexão-torção onde as secções sofrem translação e rotação. Este fenómeno é caracterizado na instabilidade de colunas (barras comprimidas) por modo de flexão ou na instabilidade lateral de vigas (barras fletidas) por modo de flexão-torção.

A instabilidade local representada na figura 43, trata-se de um fenómeno definido pela deformação das paredes de secção de um perfil no próprio plano, permanecendo o eixo longitudinal do perfil indeformado. Neste caso a instabilidade pode ainda dividir-se em instabilidade de local de placa, onde ocorrem apenas deslocamentos de flexão nos elementos internos do perfil, e instabilidade por distorção onde a deformação ocorre por distorção com alguns elementos a apresentarem deslocamentos de corpo rígido e por sua vez fletindo os restantes elementos juntamente consigo [16] .

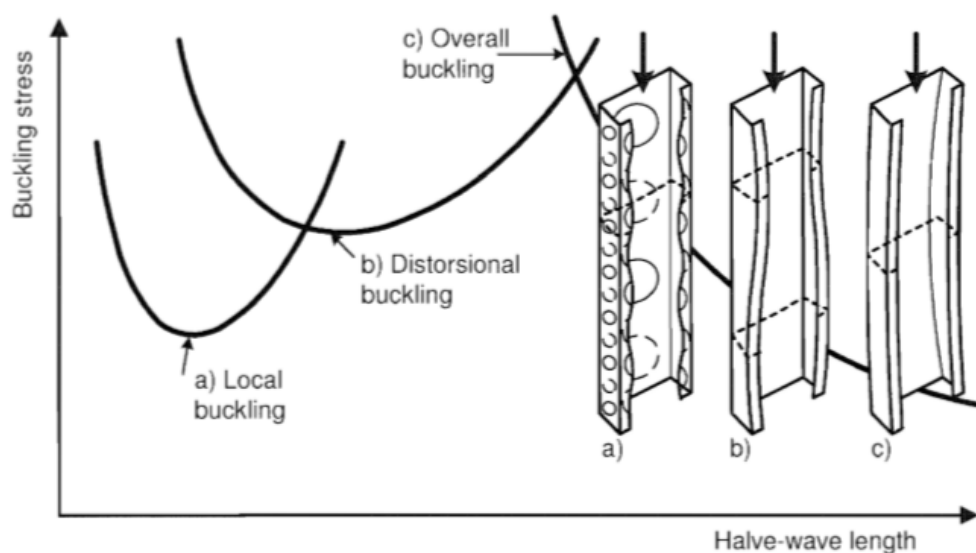


Figura 43 - Exemplos de modelos de encurvadura face aos fenómenos de instabilidade (EN 1993-1-3-2006) [16]

3.2.4 - Área efetiva

Face aos fenómenos de instabilidade anteriormente descritos, que originam encurvaduras e que resultam no impedimento do desenvolvimento de toda a capacidade elástica resistente da secção, traduzindo-se numa resistência não uniforme nas secções do perfil, é necessário recorrer a uma redução da resistência da secção. Deste modo a verificação de segurança de resistência e estabilidade não é efetuada com base nas propriedades de área e inércia de uma secção bruta, mas sim de uma secção reduzida, denominada por secção efetiva.

Nas figuras 44 e 45 apresenta-se esquematizado os fenómenos de instabilidade e o comportamento de elementos enformados a frio provocados pelas ações atuantes.

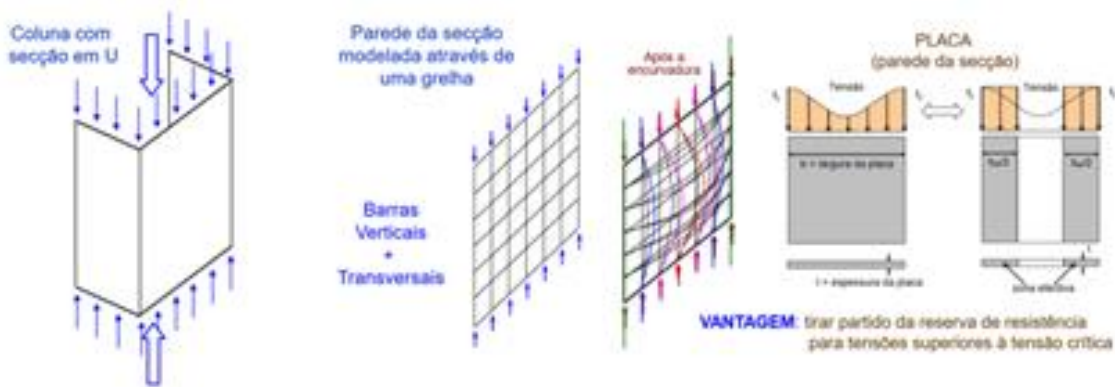


Figura 44 - Comportamento de estruturas de aço enformadas a frio adaptado de (Nuno Silvestre, Dinar Camotim, Outubro 2006) [31]

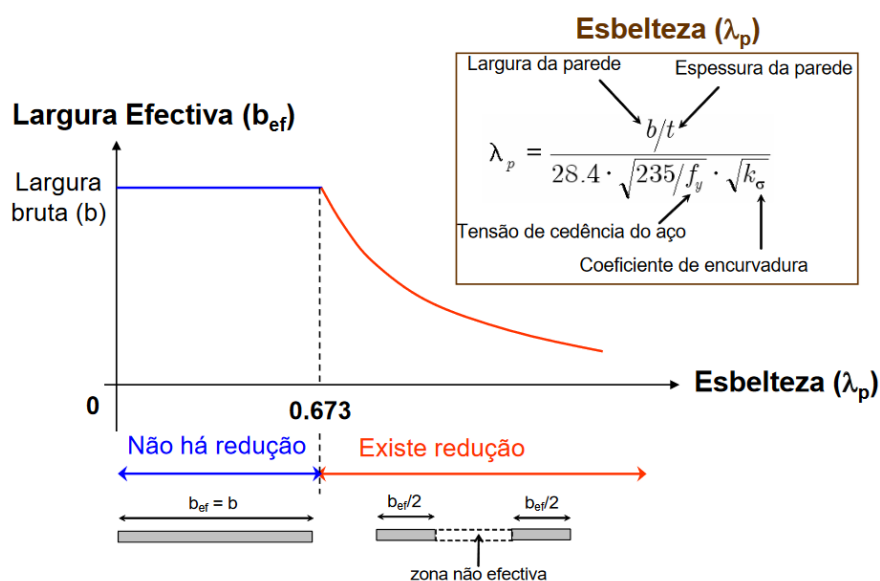


Figura 45 - Comportamento de estruturas de aço enformadas a frio e dimensionamento de acordo com o EC3, adaptado de (Nuno Silvestre, Dinar Camotim, Outubro 2006) [31]

3.2.5 - Cálculo da área efetiva

Segundo EN 1993-1-5-2006 /4.4 [17] a área efetiva de um elemento da secção transversal comprimida de um perfil de aço enformado a frio é dada por:

$$A_{c,eff} = \rho \cdot A_g \quad (1)$$

Onde:

$A_{c,eff}$ - Área efetiva

ρ - Fator de redução da encurvadura

A_g - Área de secção bruta

Para a determinação da área efetiva é necessário antes determinar o factor de redução para cada elemento da secção. O procedimento de cálculo é seguidamente demonstrado.

Onde para elementos de secção internos:

$$\text{se } \lambda_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} \quad (2)$$

Onde:

λ - esbelteza

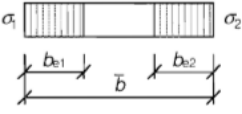
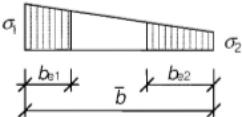
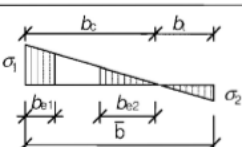
ψ - Rácio de tensão

$$\text{pela equação anterior vem } \rho = 1,0 \quad (3)$$

$$\text{se } \lambda_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} \quad (4)$$

pela equação anterior vem $\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} \leq 1,0$ (5)

Tabela 7 - Elementos de secção internos (EN 1993-1-5-2006 /4.4), [17]

Stress distribution (compression positive)				Effective ^b width b_{eff}	
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$	
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$	
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$	
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	$-1 \leq \psi \leq -3 \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}}$
Buckling factor k_{σ}	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	$23,9 \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}} + 5,98 (1 - \psi)^2$

Seguindo o mesmo procedimento anteriormente descrito, para elementos de secção externos:

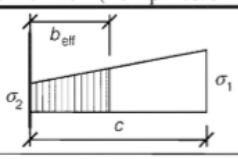
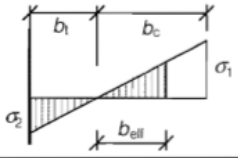
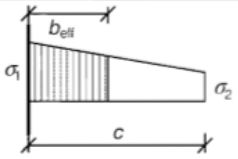
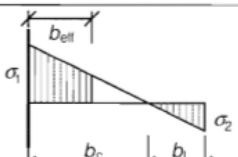
se $\lambda_p \leq 0,748$ (6)

pela equação anterior vem $\rho = 1,0$

se $\lambda_p > 0,748$ (7)

pela equação anterior vem $\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0$ (8)

Tabela 8 - Elementos de seção externos (EN 1993-1-5-2006 /4.4), [17]

Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	
				23,8	

$$\sigma = \frac{M_z}{I_z} \cdot y_{\max} \quad (9)$$

Onde:

σ - Tensão

M_z - Momento atuante segundo z

I_z - Momento de Inércia segundo z

y_{\max} - Distância ao ponto mais afastado segundo y

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} \cdot z_{\max} \quad (10)$$

Onde:

M_y - Momento atuante segundo y

I_y - Momento de Inércia segundo y

z_{\max} - Distância ao ponto mais afastado segundo z

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (11)$$

Onde:

N - Esforço Axial

A - Área da secção

Os Momentos de Inércia e o centro geométrico das secções para o cálculo deste é dado por:

$$I_z = \Sigma(I_{zi} + A_i \cdot (d_{yi})^2) \quad (12)$$

Onde:

d_{yi} - Distância entre centro geométrico e eixo y

$$I_y = \Sigma(I_{yi} + A_i \cdot (d_{zi})^2) \quad (13)$$

Onde:

d_{zi} - Distância entre centro geométrico e eixo z

$$Z_{CG} = \frac{\sum_{i=1}^n Z_{CGi} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (14)$$

Onde:

Z_{CGi} - Centro geométrico Z

$$Y_{CG} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_{CGi} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (15)$$

Onde:

Y_{CGi} - Centro geométrico Y

O rácio de tensão é determinado por:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (16)$$

Para $1 > \psi > 0$ (17)

Pela condição da equação anterior o factor de encurvadura é então dado por:

$$k_{\sigma} = \frac{0,578}{(\psi + 0,34)} \text{ ou } k_{\sigma} = \frac{8,2}{(1,05 + \psi)} \quad (18)$$

Onde:

k_{σ} - Fator de turbulência

Para $0 > \psi > -1$ (19)

Pela condição da equação anterior o factor de encurvadura é então dado por:

$$k_{\sigma} = 1,7 - 5\psi + 17,1 \cdot \psi^2 \text{ ou } k_{\sigma} = 7,81 - 6,29\psi + 9,78 \cdot \psi^2 \quad (20)$$

Para $\psi = 1,0$ (21)

$$k_{\sigma} = 4 \text{ ou } k_{\sigma} = 0,43 \quad (22)$$

Para $\psi = 0$ (23)

Pela condição da equação anterior o factor de encurvadura é então dado por:

$$k_{\sigma} = 7,81 \text{ ou } k_{\sigma} = 1,70 \quad (24)$$

Para $\psi = -1$ (25)

Pela condição da equação anterior o factor de encurvadura é então dado por:

$$k_{\sigma} = 23,9 \text{ ou } k_{\sigma} = 23,8 \quad (26)$$

Seguidamente são apresentados os procedimentos para a determinação dos respetivos comprimentos efetivos, tendo em conta os rácios de tensão:

Para $\psi = 1,0$ (27)

$$b_{eff} = \rho \cdot b \quad (28)$$

Onde:

b_{eff} - Largura efetiva do elemento

b - Largura do elemento

$$b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff} \quad (29)$$

Para $1 > \psi \geq 0$ (30)

$$b_{eff} = \rho \cdot b \text{ ou } b_{eff} = \rho \cdot c \quad (31)$$

$$b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1} \quad (32)$$

Para $\psi < 0$ (33)

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot b / (1-\psi) \quad (34)$$

$$b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff} \quad (35)$$

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1-\psi) \quad (36)$$

A esbelteza dos elementos de secção dada pela equação 17, vem:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (37)$$

Onde:

f_y - Tensão de cedência

σ_{cr} - Tensão crítica

t - Espessura

3.3 – Estados Limites Últimos

3.3.1 - Esforço Axial de Compressão

A verificação à compressão da secção transversal é feita através da seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (38)$$

Onde:

N_{Ed} - Esforço Axial

$N_{c,Rd}$ - Resistência ao Esforço Axial de Compressão

3.3.1.1 – Resistência ao Esforço Axial de Compressão

Segundo EN 1993-1-3-2006 /6.1.3 [16] a resistência ao esforço axial de compressão é determinada do seguinte modo:

Se $A_{eff} < A_g$ (secção com redução devido à encurvadura local ou distorcional)

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (39)$$

Onde:

γ_{M0} - Fator de segurança

Se $A_{eff} = A_g$ (secção sem redução devido à encurvadura local ou distorcional)

$$N_{c,Rd} = A_g \cdot \frac{\left(f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \cdot 4 \cdot \left(1 - \frac{\lambda_e}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \leq \frac{A_g \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (40)$$

Para elementos sem reforço $\lambda_e = \lambda_p$ e $\lambda_{e0} = 0,6731$

Para elementos reforçados $\lambda_e = \lambda_d$ e $\lambda_{e0} = 0,65$

A resistência ao esforço axial de compressão refere-se à carga axial a atuar no centro geométrico da secção transversal efetiva. Se este centro geométrico não coincidir com o da secção transversal bruta a excentricidade e_{Nz} deve ser tida em conta usando o método referido mais abaixo (flexão composta com compressão) (EN 1993-1-3-2006 /6.1.3(3)) [16].

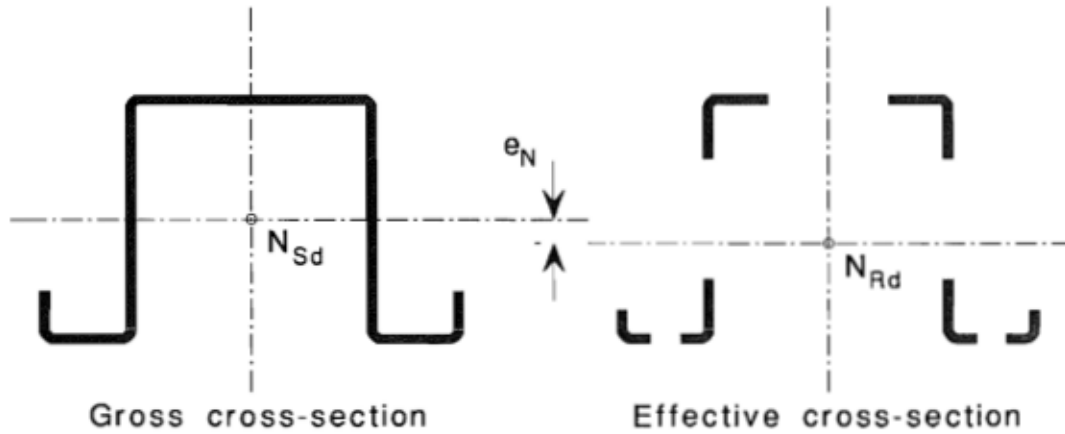


Figura 46 - Secção transversal efetiva em compressão (EN 1993-1-3-2006 /6.1.3), [16]

3.3.2 – Momento Fletor

A Verificação da resistência elástica e elasto-plástica com cedência no banzo comprimido é dada por:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (41)$$

Onde:

M_{Ed} - Momento Atuante

$M_{c,Rd}$ - Momento Resistente

3.3.2.1 – Resistência elástica e elasto-plástica com cedência no banzo comprimido

Seguindo EN 1993-1-3-2006 /6.1.3 [16] o momento resistente de uma secção transversal por flexão segundo um dos eixos principais $M_{c,Rd}$ é determinada do seguinte modo:

$$\text{se } W_{eff} < W_{el} \quad (42)$$

Onde:

W_{eff} - Módulo de secção elástico efetivo

W_{el} - Módulo de secção elástico

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (43)$$

se $W_{eff} = W_{el}$ (44)

$$M_{c,Rd} = A_g \cdot \frac{\left(W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \cdot 4 \cdot \left(1 - \frac{\lambda_{e\max}}{\lambda_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (45)$$

Onde:

W_{pl} - Módulo de secção plástico

A expressão anterior só é válida se:

- a. momento fletor aplicado apenas segundo um dos eixos principais da secção transversal
- b. o elemento não se encontra sujeito a torção, torção-flexão ou torção-lateral
- c. o ângulo Φ entre a alma e o banzo é maior que 60°

Caso estas condições não sejam válidas a seguinte expressão pode ser utilizada:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (46)$$

Onde:

$$W_{el,z\ eff} = \frac{I_z}{y_{\max}} \quad (47)$$

$$W_{el,y\ eff} = \frac{I_z}{y_{\max}} \quad (48)$$

$$W_{pl,z} = S_{Zc} + S_{Zt} \quad (49)$$

$$W_{pl,y} = S_{yc} + S_{yt} \quad (50)$$

Onde:

S_c - Módulo de secção comprimida

S_t - Módulo de secção tracionada

Para flexão biaxial, ou seja, segundo y e z o seguinte critério deve ser usado:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1,0 \quad (51)$$

Determinação de ψ , [16]

O rácio de tensão, pode ser determinado usando a relação entre a área efetiva área bruta.

$$\frac{A_{eff}}{A_g} \quad (52)$$

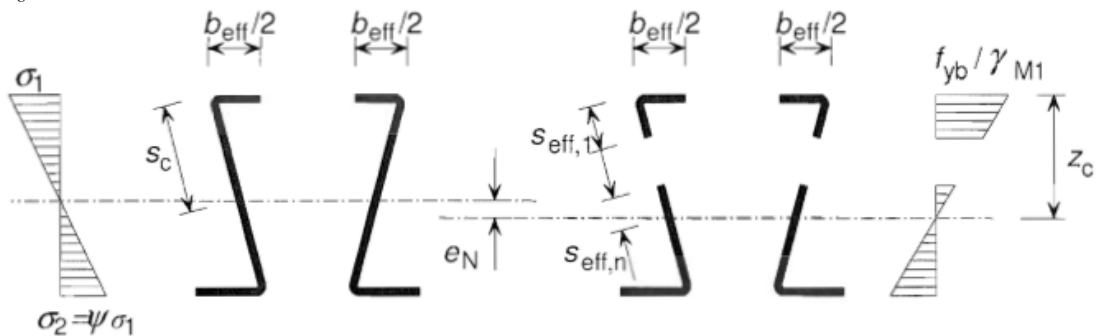


Figura 47 - Secção transversal efetiva de resistência aos momentos fletores, (EN 1993-1-3-2006), [16]

Para perfis duplamente apoiados $\lambda_e = \lambda_p$ e $\lambda_{e0} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055(3 + \psi)}$ (53)

Para perfis exteriores $\lambda_e = \lambda_p$ e $\lambda_{e0} = 0,673$ (54)

Se a cedência ocorrer primeiro na extremidade comprimida da secção transversal o valor de W_{eff} deve basear-se numa distribuição linear de tensão ao longo da secção transversal.

3.3.3 - Esforço Transverso

A verificação ao esforço transverso é dada por:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (55)$$

onde:

V_{Ed} - Esforço Transverso

$V_{b,Rd}$ - Resistência ao Esforço Transverso

3.3.3.1 – Resistência ao Esforço Transverso

Segundo EN 1993-1-3-2006 /6.1.5) [16] a resistência ao esforço transverso $V_{b,Rd}$ é determinada por:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\Phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad (56)$$

Onde:

Φ - Ângulo entre alma e banzo

Tabela 9 - Resistência ao esforço transverso e encurvadura (EN 1993-1-3-2006 /6.15) [16]

Relative web slenderness	Web without stiffening at the support	Web with stiffening at the support ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

¹⁾ Stiffening at the support, such as cleats, arranged to prevent distortion of the web and designed to resist the support reaction.

Determinação de f_{bv}

Para $\bar{\lambda}_w \leq 0,83$ (57)

$$f_{bv} = 0,58 \cdot f_{yb} \quad (58)$$

Para $0,83 \leq \lambda_w < 1,40$ (59)

$$f_{bv} = \frac{0,48 \cdot f_{yb}}{f_{yb} \cdot \lambda_w} \quad (60)$$

Para $\lambda_w \geq 1,40$ (61)

$$f_{bv} = \frac{0,67 \cdot f_{yb}}{\lambda_w^2} \quad (62)$$

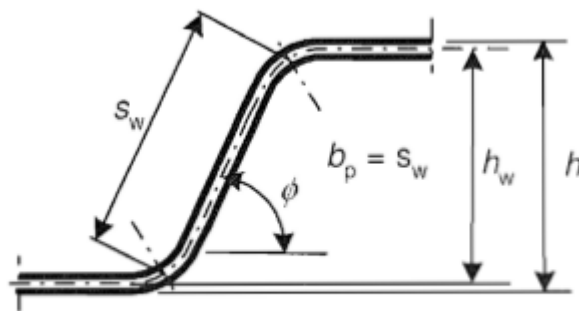
Onde:

$$\lambda_w = 0,346 \cdot \frac{S_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \cdot 5,346 \quad (63)$$

Onde:

S_w - Comprimento da alma entre os pontos centrais dos cantos da secção

E - Módulo de Young



(c) notional flat width b_p for a web

Figura 48 - Dimensões de um perfil de aço enformado a frio (EN 1993-1-3-2006 /5.1) [16]

3.3.4 – Flexão Composta com Compressão

A verificação à Flexão Composta com Compressão é dada por:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1 \quad (64)$$

Se $M_{cy,Rd,ten} \leq M_{cy,Rd,com}$ ou $M_{cz,Rd,ten} \leq M_{cz,Rd,com}$ o segundo critério também

deve ser satisfeito:

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} - \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (65)$$

3.3.4.1 – Resistência à flexão composta com compressão

O cálculo das respectivas resistências a usar nesta verificação já foram apresentados anteriormente.

Em que:

$$\Delta M_{ED} = M_{Ed} \cdot e_N \quad (66)$$

$$\Delta N_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_N \quad (67)$$

Onde:

e_N - Excentricidade

Em que e_{Ny} e e_{Nz} são as excentricidades de y-y e z-z devido às forças axiais (6.1.3(3))

3.3.5 – Encurvadura por Flexão

3.3.5.1 – Verificação da Resistência à Encurvadura por Flexão

A verificação de resistência à encurvadura $N_{b,Rd}$, é determinada conforme a norma EN 1993-1-1-2005 /6.3.1.1 [15] e é dada por:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (68)$$

Segundo EN 1993-1-1-2005 /6.3.1.1 [15] para elementos de classe 4 não simétricos (que é o caso dos perfis C e U) deve ser tido em conta o momento adicional provocado pela excentricidade do eixo neutro e_N da secção efetiva.

De acordo com EN 1993-1-1-2005 /6.3.1.1 [15] a excentricidade e_N da área efetiva A_{eff} resulta em:

$$\Delta M_{ED} = M_{Ed} \cdot e_N$$

Pelo que vem:

$$\frac{N_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (69)$$

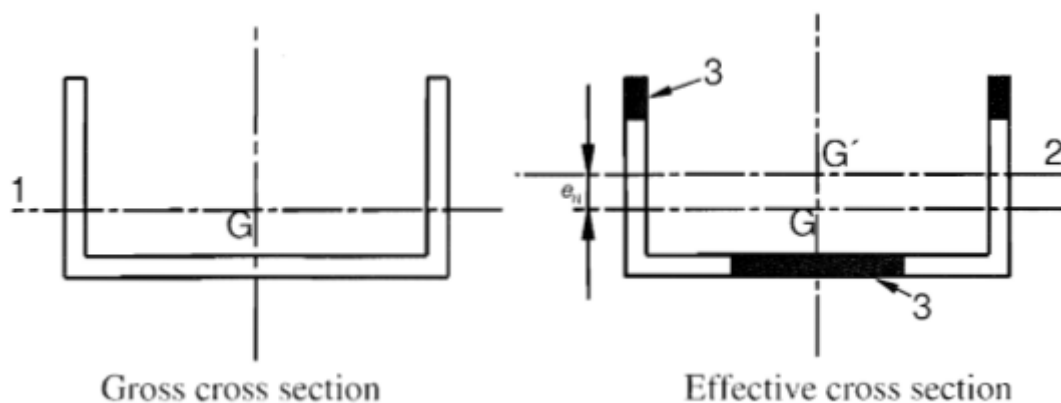


Figura 49 - Seção bruta e efetiva (EN 1993-1-5-2006 /4.3) [17]

3.3.5.2 - Resistência à encurvadura por flexão

A resistência à encurvadura $N_{b,Rd}$ segundo EN 1993-1-1-2005 /6.3.1.1(3) [15] é dada por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (70)$$

Onde:

χ - Coeficiente de redução aplicado à encurvadura

Det de χ

A esbelteza adimensional apropriada χ para a compressão axial segundo EN 1993-1-1-2005 /6.3.1.2 [15] deve ser determinada de acordo com:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad (71)$$

Em que:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad (72)$$

Onde:

Φ - Fator de esbelteza adimensional

A esbelteza para a encurvadura por flexão segundo EN 1993-1-1-2005 /6.3.1.3 [15] é dada por:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad (73)$$

Onde:

N_{cr} - Força elástica crítica para o modo de encurvadura

L_{cr} - Comprimento de encurvadura

Em que:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (74)$$

Onde:

i - Raio de giração

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon \quad (75)$$

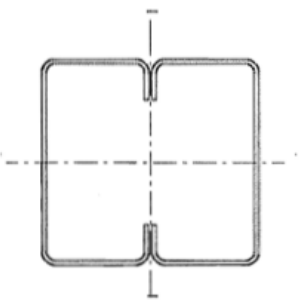
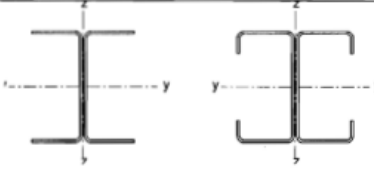

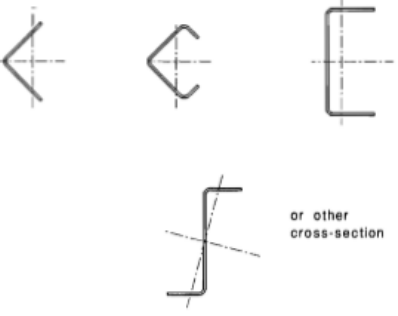
O fator α correspondendo à curva de encurvadura deve ser obtido através das seguintes tabelas:

Nota: A resistência de encurvadura de uma secção transversal fechada EN 1993-1-3-2006 /6.2.2 [16] (c + c ou c + u) deve ser determinado usando:

- curva b associada à tensão de cedência f_{yb} do material em chapa (antes da perfilagem) usado para o fechamento da secção

- curva c associada à tensão de cedência média f_{ya} do material após a perfilagem a frio determinado de acordo com 3.2.3 desde que $A_{eff} = A_g$.

Tabela 10 - Tipos de Curvas de encurvadura para determinada secção (EN 1993-1-3-2006 /6.2.3) [16]

Type of cross-section	Buckling about axis	Buckling curve	
	if f_{yb} is used	Any	b
	if f_{ya} is used ^{*)}	Any	c
	y - y	a	
	z - z	b	
	Any	b	
	Any	c	

^{*)} The average yield strength f_{ya} should not be used unless $A_{eff} = A_g$

Tabela 11 - Fatores de imperfeição α para as curvas de encurvadura (EN 1993-1-1-2005 /6.3.1.2) [15]

Buckling curve	a_0	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

3.3.6 - Encurvadura por Torção Lateral de Elementos sujeitos à Flexão

3.3.6.1 – Verificação da Resistência à Encurvadura por torção lateral de elementos sujeitos à flexão

A verificação à flexão de elemento que não seja reforçado lateralmente e sujeito a flexão no eixo principal, segundo EN 1993-1-1-2005 /6.3.2.1 [15] é feita de acordo com:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (76)$$

3.3.6.2 - Resistência à Encurvadura por Torção Lateral de Elementos sujeitos à Flexão

A resistência à encurvadura por torção lateral segundo EN 1993-1-1-2005 /6.3.2.1 [15] é determinada de acordo com:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_Y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (77)$$

Onde:

$$W_y = W_{eff,y} \quad (78)$$

Onde:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (79)$$

Onde:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2 \right] \quad (80)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (81)$$

M_{cr} – momento elástico crítico para a encurvadura por torção lateral segundo Simões, R. (2014) [33] :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{(k_z \cdot L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z \cdot L)^2 \cdot GI_T}{\pi^2 \cdot EI_z} + (C_2 \cdot zg - C_3 \cdot zj) \right]^{0.5} - (C_2 \cdot zg - C_3 \cdot zj) \right\} \quad (82)$$

Onde:

C_1 - Coeficiente dependente do diagrama de momentos e condições de apoio

C_2 - Coeficiente dependente do diagrama de momentos e condições de apoio

C_3 - Coeficiente dependente do diagrama de momentos e condições de apoio

zg - Distância relativa ao centro geométrico da secção

zj - Relação entre distâncias relativas ao centro geométrico

k_z - Coeficiente de correção

k_w - Coeficiente de correção

I_T - Constante de Torção

I_w - Constante de Empenamento

sendo que k_w refere-se à restrição ao empenamento nas secções. Para restrições inexistentes ou parciais, pode adotar-se um $k_w = 1$.

Tabela 12 - Coeficientes para vigas com cargas transversais

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_2	C_3
		1.0 0.5	1.12 0.97	0.45 0.36	0.525 0.478
		1.0 0.5	1.35 1.05	0.59 0.48	0.411 0.338
		1.0 0.5	1.04 0.95	0.42 0.31	0.562 0.539

Em que:

$$z_j = (z_a - z_s) \quad (83)$$

Onde:

z_a - Distância relativa ao centro geométrico

z_s - Coordenada relativa do centro geométrico

$$z_g = \frac{z_s - \left(0,5 \cdot \int (y^2 + z^2) \cdot z \cdot dA\right)}{I_y} \quad (84)$$

Em que:

$$I_T = \frac{1}{3} \cdot \eta \cdot \Sigma^n \cdot (b_i \cdot t_i^3) \quad (85)$$

Onde:

η - Fator de Conversão

Em que:

$$I_w = \frac{b_f^3}{12} \cdot t_f \cdot \frac{(d - t_f)^2}{2} \quad (86)$$

A curva de encurvadura lateral referente à tabela 4 a usar segundo EN 1993-1-3-2006 /6.2.4(1) [16] é a b.

3.4 Ligações

O Eurocódigo (EN 1993-1-8-2005 /3) [18] define que a tensão de cedência e tensão última de cedência de parafusos é dada pela tabela seguinte:

Tabela 13 - Tensão de cedência e tensão última de cedência de parafusos (EN 1993-1-8-2005, /3) [18]

Bolt class	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

3.4.1 - Resistência ao corte

A resistência ao corte (EN 1993-1-8-2005 /3) [18] é determinada de acordo com:

$$F_{V,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (87)$$

Onde:

$F_{V,Rd}$ - Resistência ao Corte

se o esforço de corte atravessar a secção roscada do parafuso

para classes 4.6, 5.6 e 8.8:

$$\alpha_v = 0,6 \quad (88)$$

para classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9:

$$\alpha_v = 0,5 \quad (89)$$

se o esforço de corte atravessar a secção não roscada do parafuso

$$\alpha_v = 0,6 \quad (90)$$

Os fatores de segurança são dados pela seguinte tabela:

Tabela 14 - Fatores de segurança (EN 1993-1-8-2005, /3) [19]

Resistance of members and cross-sections	γ_{M0} , γ_{M1} and γ_{M2} see EN 1993-1-1
Resistance of bolts	γ_{M2}
Resistance of rivets	
Resistance of pins	
Resistance of welds	
Resistance of plates in bearing	
Slip resistance - at ultimate limit state (Category C) - at serviceability limit state (Category B)	γ_{M3} $\gamma_{M3,ser}$
Bearing resistance of an injection bolt	γ_{M4}
Resistance of joints in hollow section lattice girder	γ_{M5}
Resistance of pins at serviceability limit state	$\gamma_{M6,ser}$
Preload of high strength bolts	γ_{M7}
Resistance of concrete	γ_c see EN 1992

Capítulo 4 – Análise do Edifício em Estudo

4.1 – Projeto de Arquitetura

O edifício em estudo consiste numa moradia unifamiliar de 2 pisos, apresentando um pé direito de 2,8m em ambos os pisos, uma cobertura plana, e com aproximadamente 230 m² de área habitacional.

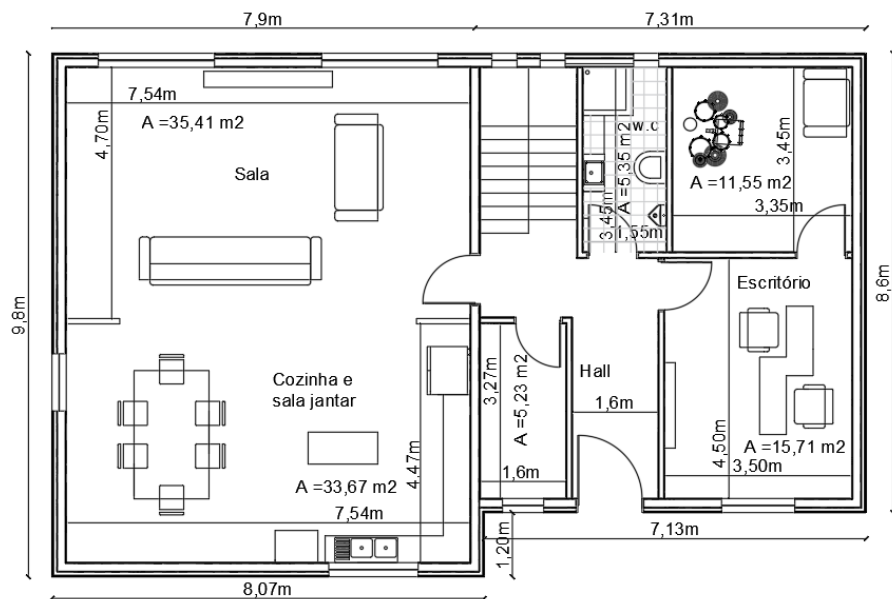


Figura 50 - Planta do Rés do Chão

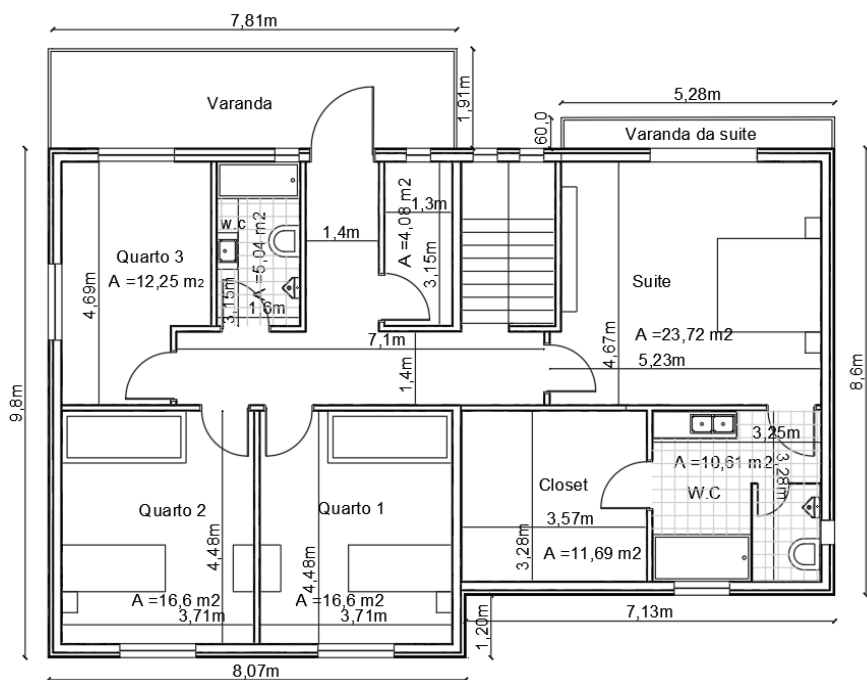


Figura 51 - Planta do 1º Piso

4.2 – Sistema Estrutural

4.2.1 – Soluções Estruturais

Neste trabalho pretende-se conceber, analisar e dimensionar um sistema estrutural resistente em LSF para uma habitação unifamiliar na região de Lisboa. Como todo o processo de conceção, este teve de ser iterativo tendo-se partido de uma solução base em LSF que depois foi evoluindo com a análise e resolução dos problemas encontrados para a solução final. Seguidamente apresenta-se de forma sucinta este processo iterativo.

4.2.1.1 – Sistema LSF

A estrutura inicial foi modelada de forma a verificar primeiramente as vigas de pavimento e paredes resistentes. Foram considerados e introduzidos montantes e vigas com o respetivo espaçamento de 0,4 e contraventamentos horizontais a cada metro de altura.

Inicialmente, e de modo a respeitar ao máximo a solução arquitetónica, considerou-se a estrutura constituída por pavimentos com vão de 7.72 e 7.13m apoiados em paredes resistentes. Dado a necessidade de compatibilização entre a disposição das vigas e dos montantes, ou seja deve manter-se um afastamento entre montantes igual ao existente entre vigas de pavimento, e tendo igualmente em conta a facilidade construtiva e o fator económico, considerou-se que as vigas de pavimento estariam afastadas de 0.40m, valor este que é o usualmente considerado em situações idênticas (habitações unifamiliares).

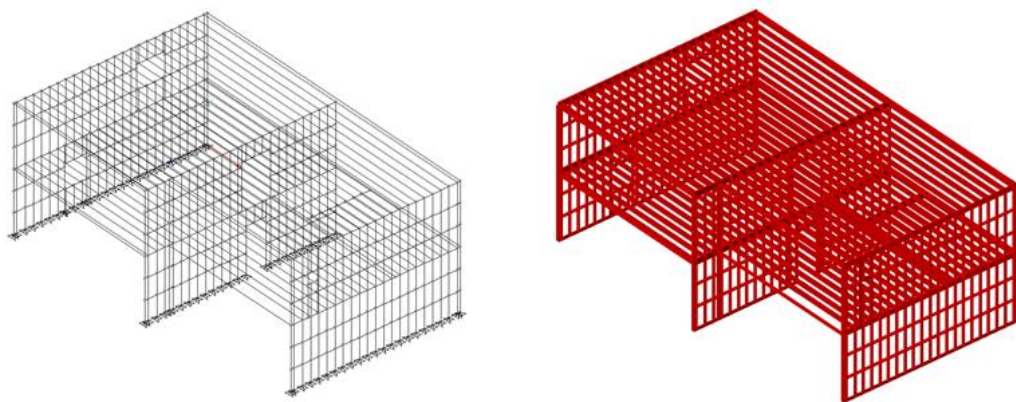


Figura 52 - Sistema LSF

Para a análise e dimensionamento da estrutura de suporte, e atendendo a que se pretende construir em Portugal, limitou-se a escolha das secções às usualmente utilizadas em Portugal. Após algumas iterações de cálculos chegou-se à conclusão de que as vigas constituídas pela secção C250 não tinham a robustez necessária para suportar quer o pavimento quer a cobertura. Desta forma haveriam inicialmente dois caminhos a tomar:

- a. diminuir o espaçamento entre vigas;
- b. aumentar a secção das vigas.

A primeira opção, devido à necessidade de conciliar a posição dos montantes com a das vigas, iria levar a um aumento da densidade na disposição dos elementos, tanto horizontais (vigas), como verticais (montantes) que além de tornarem a construção mais complexa também a poderiam vir a encarecer, razão pela qual foi inicialmente preterida.

Na segunda opção haviam duas possibilidades, nomeadamente continuar a aumentar a secção passando para uma secção superior ou optar-se por considerar uma secção composta constituída por duas secções comerciais. Dado que um dos objetivos do trabalho é a utilização dos perfis comerciais usualmente utilizados em Portugal, subir a secção acima de um C250 não parecia realista, além de que a altura do pavimento poderia começar a ser inconveniente para a manutenção do pé direito pretendido. Desta forma optou-se pela segunda possibilidade, ou seja, a consideração de secções compostas através da união pela alma de dois perfis C. Note-se que a adoção desta solução, utilização de secções compostas, permitiria manter o mesmo espaçamento entre montantes e por isso não iria adensar a estrutura das paredes.

No entanto verificou-se que mesmo a solução de 2 x C250 não era suficiente para assegurar convenientemente o pavimento.

4.2.1.2 – Sistema LSF + Construção Metálica Tradicional

Uma vez que as soluções estudadas anteriormente não verificaram em termos de resistência e de deformação da estrutura e não se querendo alterar o projeto arquitetónico de modo a haver uma diminuição dos vãos dos pavimentos foi considerada a possibilidade de introdução de apoios intermédios nos vãos dos pavimentos. De modo a materializar esses apoios foi considerada a introdução de um pórtico em aço constituído por perfis laminados a quente, figura 53 (a que se irão

denominar doravante por pórticos metálicos), passando o sistema estrutural a ser uma solução mista LSF com elementos laminados a quente.

Assim sendo, foram introduzidos dois pórticos metálicos de um vão e dois andares cada, de modo a dividir cada vão em dois. A introdução destes pórticos metálicos teve em consideração a posição das aberturas, portas e janelas.

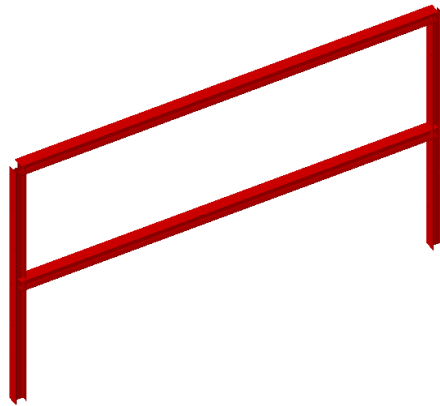


Figura 53 - Pórtico HEA

Após algumas iterações chegou-se à solução estrutural final em que os pavimentos são constituídos por C250 e o pórtico metálico por perfis HEA 260 como se pode observar na figuras 54 e 55.

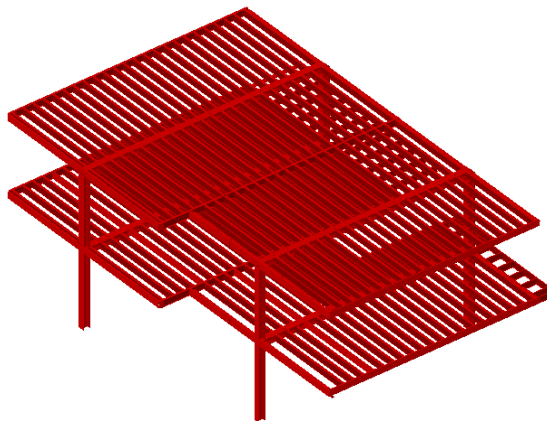


Figura 54 - Sistema Metálico Misto (LSF + Construção metálica tradicional) – Pórtico + Vigas de pavimento

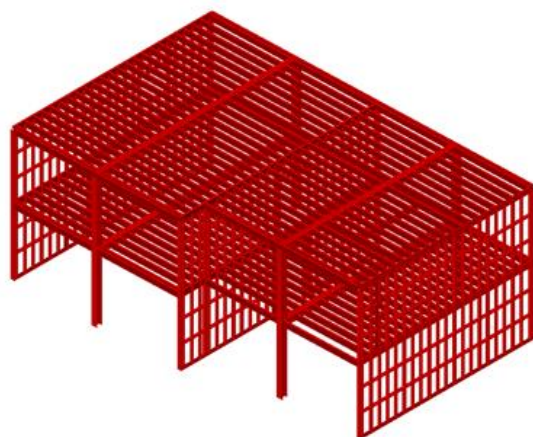


Figura 55 - Sistema Metálico Misto (LSF + Construção metálica tradicional)

Tendo-se estabelecido a estrutura resistente para suporte dos pavimentos foram introduzidas as restantes paredes exteriores, figuras 56 e 57, de forma a poder-se calcular de forma integrada os efeitos devido a todas as ações envolvidas.

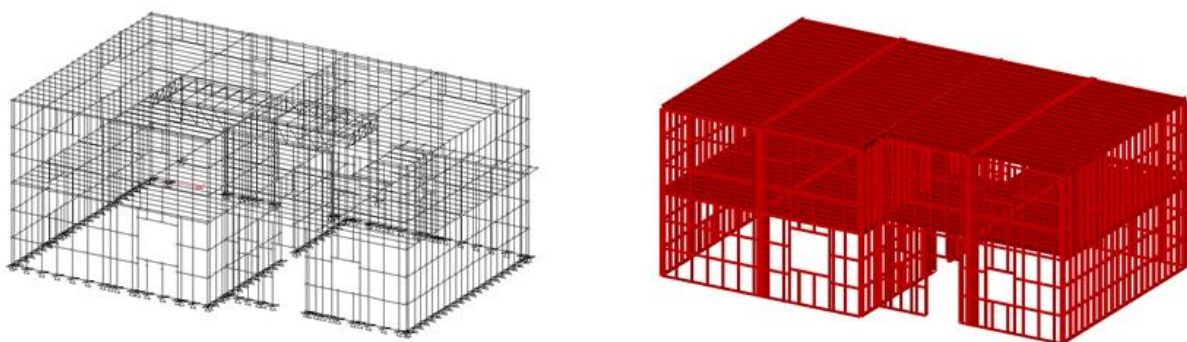


Figura 56 - Solução final Vista Frontal

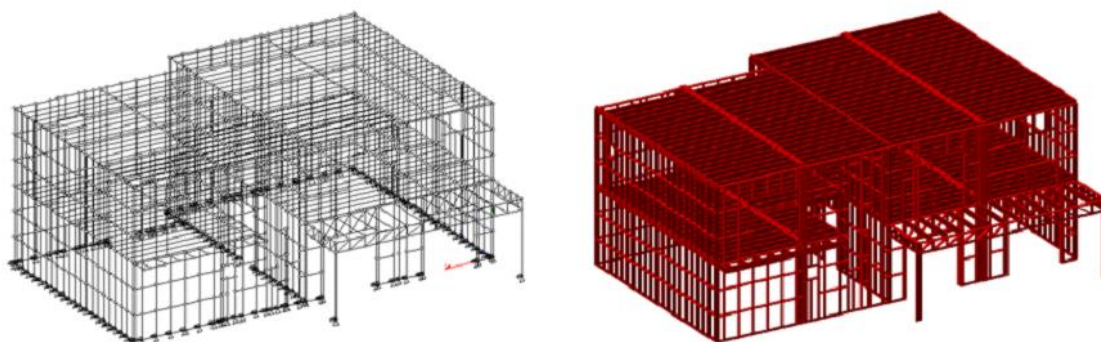


Figura 57 - Solução Final Vista Traseira

O pavimento térreo será constituído por uma laje térrea e a estrutura em LSF será apoiada ao nível do pavimento térreo diretamente em lintéis de betão armado constituídos para o efeito, sendo estes apoiados através de pilaretes em sapatas isoladas. Os pórticos metálicos apoiam-se diretamente em pilares ao nível do pavimento térreo por sua vez sendo estes fundeados através das sapatas isoladas.

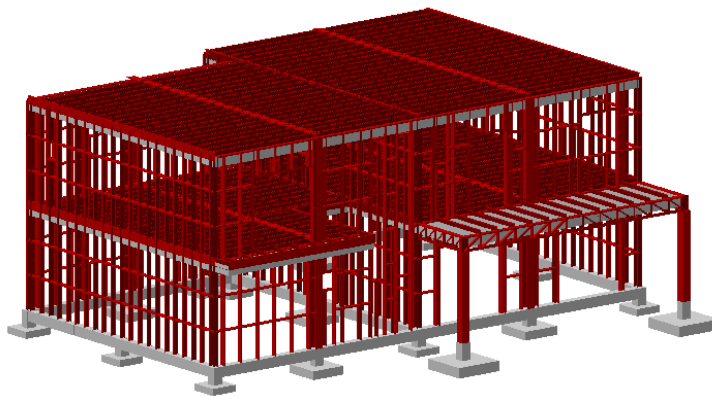


Figura 58 - Fundações em estrutura em LSF

Capítulo 5 – Cálculo Estrutural

5.1 – Definição do Sistema em LSF

Após a análise da arquitetura, do projeto de arquitetura procedeu-se ao pré-dimensionamento, onde foram escolhidos os elementos e as suas respetivas características de modo a efetuar a quantificação das ações na estrutura.

Para a escolha destes materiais recorreu-se às empresas especializadas neste mercado, entre as quais empresas de construção, fábricas e comercializadoras de aço.

5.1.1 - Perfis Metálicos

- Para os montantes das paredes interiores e exteriores foram utilizados perfis C90 e C150, respetivamente.
- Para as vigas de piso, foram utilizados perfis C250.
- Para as guias das paredes perfis U93 e U153, e para as dos pisos U255.

5.1.2 - Painéis OSB

Os painéis OSB terão uma espessura de 12mm para as paredes exteriores e 18mm para os pisos.

5.1.3 - Lã de Rocha

A lã de rocha terá uma espessura de 130mm nas paredes exteriores pisos e tetos, e de 70mm nas paredes interiores.

5.1.4 - Gesso Laminado

O gesso laminado terá espessuras de 15mm em quaisquer paredes.

5.1.5 – ETICS

O sistema ETICS é constituído por vários materiais como referido anteriormente, cujas características podem variar significativamente, deste modo foram adotados valores usualmente comuns para este tipo de sistema.

É de referir que pequenas variações nas características e propriedades dos elementos pouco afetarão a quantificação das ações para efeitos de dimensionamento.

Tabela 15 - Densidade de matérias no sistema ETICS

ETICS	
Material	Densidade
	kN / m^3
Argamassa Hidráulica	20
Lã de Rocha	0.3
Fibra de vidro	0.025
Argamassa Cimento e resinas	18
Argamassa final/revestimento	21

Tabela 16 - Densidade de matérias

Materiais	Densidade
	kN / m^3
Gesso	10
OSB	7
Perfis	78.6
Lã de rocha	0.3
ETICS	85
Betão leve	25
Madeira	7.5
Pedra	22

Tabela 17 - Peso efetivo do gesso

Gesso				
Aplicação	espessura	Peso	h	Peso
	[mm]	$[kN/m^2]$	[m]	$[kN/m]$
Piso/Tecto	15	0.15	2.8	0.42
Paredes	15	0.15	2.8	0.42

Tabela 18 - Peso efetivo do painel OSB

OSB				
Aplicação	espessura	Peso	h	Peso
	[mm]	$[kN/m^2]$	[m]	$[kN/m]$
Piso	18	0.126		
Parede ext	12	0.084	2.8	0.235
Parede Int	12	0.084	2.8	0.235

Tabela 19 - Peso efetivo da lã de rocha

Lã de rocha				
Aplicação	espessura	Peso	h	Peso
	[mm]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
Piso	180	0.054		
Parede ext	130	0.039	2.8	0.109
Parede int	70	0.021	2.8	0.059
ETICS	40	0.012	2.8	0.034

5.2 - Ações

5.2.1 – Ações Permanentes

Tabela 20 - Ação permanente em paredes interiores

Parede Interior	
Material	Peso
	[kN/m]
Gesso laminado x2	0.840
Lã de Rocha	0.059
Total	1.012

Tabela 21 - Ação permanente em paredes exteriores

Parede exterior	
Material	Peso
	[kN/m]
Gesso laminado	0.420
Lã de Rocha	0.109
Painel OSB	0.235
ETICS	1.099
Revestimento de Pedra	1.540
Total	2.083

Tabela 22 - Ação permanente no piso

Piso	
Material	Peso
	[kN/m ²]
Gesso laminado	0.15
Lã de Rocha	0.054
Painel OSB	0.126
Revestimento de Madeira	0.1125
Paredes interiores	0.5
Total	1.302

A Ação das paredes interiores no piso foi determinada tendo em conta a norma NP EN 1991-1-1 /6.3.1.2 (8), na qual se refere que: para divisórias fixas com um peso próprio $\leq 1.0 \text{ KN/m}$ a Ação correspondente assume um valor de 0.5 KN/m^2 .

Tabela 23 - Ação permanente na cobertura

Cobertura	
Material	Peso
	[kN/m ²]
Gesso laminado	0.15
Lã de Rocha	0.054
Painel OSB	0.126
ETICS	0.407
Revestimento Betão Leve	0.5
Total	1.417

5.2.2 – Ações Variáveis

As ações variáveis correspondem a ações que, contrariamente às permanentes, variam ao longo do tempo de vida útil da construção. Estas ações dividem-se em sobrecargas nos pavimentos e coberturas, ação do vento e ação sísmica. É de notar que a variação de temperatura embora seja uma ação variável, não tem importância no cálculo de esforços de estruturas em LSF, uma vez que esta é constituída por vários sistemas aparafusados e as folgas existentes entre eles permitem acomodar variações de comprimento nos respetivos elementos devido à variação de temperatura; para além disso, o isolamento proveniente do revestimento exterior não conduz a grandes variações de temperatura, logo tais esforços serão desprezados.

5.2.2.1– Sobrecargas

As sobrecargas em edifícios são as que resultam da sua ocupação e variam, portanto, consoante a tipologia e utilização do edifício em questão, e como referido anteriormente o edifício em estudo nesta dissertação destina-se a uso habitacional.

Segundo as normas EN 1991-1-1 /6.3.2.1 2009 [11] para um edifício destinado à habitação as sobrecargas são de 2.0 kN/m^2 e 3 kN/m para pavimentos, 4 kN/m^2 e 3 kN/m para varandas.

Para coberturas não acessíveis as normas EN 1991-1-1 /6.3.4.2 2009 [11] ditam que o valor da sua sobrecarga é de 0.4 KN/m^2 e 1.0 KN/m .

Tabela 24 - Ação variável

Sobrecargas		
Aplicação	kN / m^2	kN / m
Pavimento	2	3
Varandas	4	3
Cobertura	0.4	1

5.2.2.2 - Ação do Vento

A pressão exercida pelo vento em superfícies definida em EN 1991-1-4 2009 [13] é obtida através da seguinte equação:

$$w = w_e + w_i \quad (91)$$

Onde:

w - Ação do vento

w_e - Pressão exterior do vento

w_i - Pressão interior do vento

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (92)$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (93)$$

Onde:

$q_p(z)$ - Pressão dinâmica de pico

c_{pe} - Coeficiente de pressão exterior

c_{pi} - Coeficiente de pressão interior

Em seguida procede-se o cálculo para determinação dos parâmetros q_p (pressão dinâmica de pico) e c_p (coeficientes de pressão).

5.2.2.2.1 - Pressão dinâmica de pico q_p

A pressão dinâmica de pico à altura z resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento EN 1991-1-4 /4.5 2009 [13] .

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 m(z) = C_e(z) \cdot q_b \quad (94)$$

Onde:

I_v - Intensidade de turbulência

v_m - Velocidade média

C_e - Coeficiente de exposição

q_b - Pressão dinâmica de referência

Em que:

$$C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (95)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (96)$$

Altura de referência z_e

As alturas de referência para paredes de barlavento em edifícios de planta retangular dependem da relação h/b [13].

$h = 6\text{m}$

$b = 14.85\text{m}$

Segundo EN 1991-1-4 /7.2.2 2009 [13] para um edifício cuja altura h é inferior a b , este deve ser considerado como tendo uma única parte e portanto $z_e = h$ como demonstra a seguinte figura:

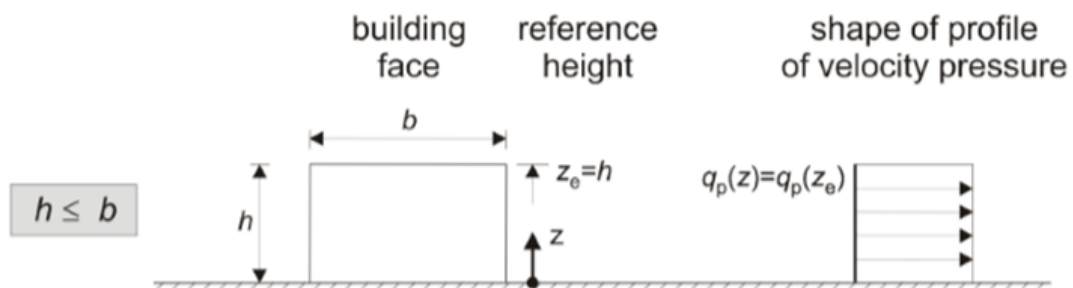


Figura 59 - Altura de referência para edifícios (EN 1991-1-4 /72.2.2) [13]

A habitação possui uma altura de 6 m, pelo que a altura de referência $z_e = 5.8$

Tabela 25 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (EN 1991-1-4 Anexo Nacional Quadro NA-4.1)

[13]

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_s(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.

De acordo com o quadro 4.1 acima referido, a habitação situa-se num terreno de categoria II, o que corresponde aos valores $z_0 = 0.05$ m e $z_{min} = 3$ m.

Intensidade de turbulência

A intensidade de turbulência à altura z é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento [13] .

$$I_v(z) = \frac{kI}{\left(c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0} \right)} \quad (97)$$

Onde:

kI - Coeficiente de turbulência

Daí vem:

$$I_v(z) = \frac{1}{\left(1 \cdot \ln \frac{6}{0,05} \right)} = 0,21$$

Velocidade média do vento v_m

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento por EN 1991-1-4 /4.3.1 2009 [13] e é determinada pela seguinte equação:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (98)$$

Onde:

v_b - Valor de referência da velocidade do vento

Coefficiente de rugosidade

O coeficiente de rugosidade tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em prol da altura acima do solo e da rugosidade a barlavento da construção, na direção de vento considerada segundo EN 1991-1-4 /4.3.2 2009 [13] .

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (99)$$

Onde:

c_r - Coeficiente de rugosidade

k_r - Fator afeto ao coeficiente de rugosidade

em que:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (100)$$

onde o parâmetro altura de referência $z_{0,II} = 0,05m$ e daí pela equação 100 vem:

$$k_r(z) = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19$$

Por fim o coeficiente de rugosidade dado pela equação 99 vem:

$$c_r(z) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{6}{0,05}\right) = 0,9$$

Coefficiente de orografia

O coeficiente de orografia quantificado pelo anexo A.3 NP EN 1991-1-4 [13] é determinado face ao declive do terreno envolto na habitação [13].

Na habitação em estudo o terreno é plano, pelo que segundo 4.3.3 NP EM 1991-1-1-4 [13] o coeficiente de orografia despreza-se para declives inferiores a 3, logo vem que $c_0 = 1$.

Valor de referência da velocidade do vento V_b

O valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10m acima da superfície de um terreno da categoria II calcula-se de acordo com [13]:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (101)$$

c_{dir} - Coeficiente de direção

c_{season} - Coeficiente sazonal

Para efeitos de quantificação do vento, segundo o NA o país divide-se em 2 zonas:

Zona A: generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B

Zona B: os arquipélagos dos Açores e Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5km de largura ou altitudes superiores a 600m.

Tendo em conta que a habitação se encontra na zona de Lisboa e a mais de 5km da costa, a zona em causa é a A.

O valor de $v_{b,0}$ a ser considerado para cada uma das zonas do país consta do seguinte quadro:

Tabela 26 - Valor básico de velocidade de referência do vento (EN 1991-1-4 /NA 4.2(1)) [13]

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

De acordo com NA.4.2(1)P o valor básico da velocidade de referência para a zona A é de 27 m/s.

Daí pela equação 101 vem que:

$$V_b = 1 \cdot 1 \cdot 27 \text{ m/s} = 27 \text{ m/s}$$

Após a determinação destes valores procede-se ao cálculo da velocidade média do vento dada pela equação 98 anteriormente definida:

$$v_m(z) = 0,9 \cdot 1 \cdot 27 = 24,3$$

Por fim, calcula-se a pressão dinâmica de pico dada pela equação 94:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,21] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24,3^2 = 423,834 \text{ Pa} = 0,424 \text{ KN/m}^2$$

5.2.2.2.2 - Coeficientes de pressão para edifícios

Os coeficientes de pressão exterior c_{pe} aplicáveis a edifícios e a partes de edifícios dependem das dimensões da superfície carregada A , sendo esta a área da construção de que resulta a Ação do vento na secção a ser calculada. Os coeficientes de pressão exterior são fornecidos para superfícies carregadas A de 1m^2 e 10^2 nos quadros relativos às configurações de edifícios adequadas, sendo representados por c_{pe1} (coeficientes locais) e por c_{pe10} (coeficientes globais) segundo EN 1991-1-4 /7.2 2009 [13].

5.2.2.2.2.1 Coeficientes de Pressão exterior – Paredes

Como referido anteriormente e conforme EN 1991-1-4 /7.2.2 [13] este edifício é considerado como tendo uma única parte, o que se traduz numa pressão constante aplicada nas fachadas a toda a altura.

Posto isto foram analisados os coeficientes de pressão para os vários ângulos no edifício conforme a relação e/d ilustrada na figura nº61 e a tabela de valores recomendados nº 25.

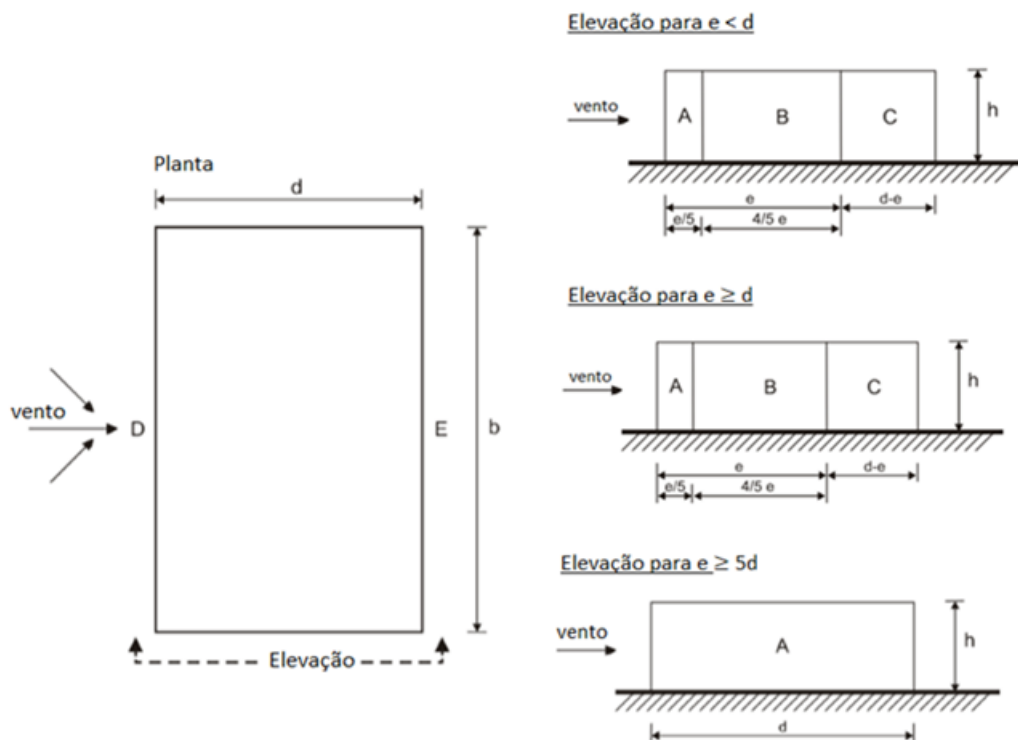


Figura 60 - Aplicação do vento e zonas em paredes verticais (adaptado de EN 1991-1-4 /7.2.2) [13]

Tabela 27 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifício de planta retangular

Zona	A		B		cpe,10		D		E	
	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.5	
≤0,25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	0.5		0.8	1	-0.3	

Para o cálculo da ação do vento, as delimitações da habitação foram medidas a partir da face dos perfis metálicos, uma vez que a constituição dos acabamentos das paredes exteriores pode apresentar as mais variadas soluções e a sua espessura pouco difere.

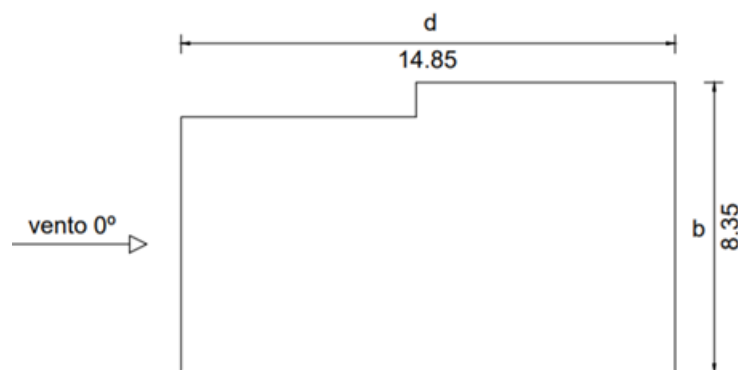


Figura 61 - Ação do vento no edifício com grau de incidência 0° Oeste-Este

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 8,35 \\ 2h = 12 \end{array} \right\} = 8,35$$

Como $e < d = 8,35\text{m} \leq 14,85\text{m}$, o modelo a seguir é o seguinte:

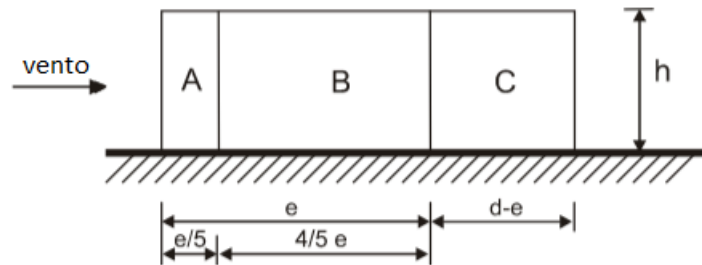


Figura 62 - Zoneamento de coeficientes em paredes verticais Oeste-Este (adaptado de EN 1991-1-4 /7.2.2) [13]

Com recurso à tabela anterior:

$$\text{para } h/d = \frac{6}{14,85} = 0,4$$

O valor dos coeficientes de pressão exterior são os seguintes:

Tabela 28 - Coeficientes de pressão vento 0° Oeste-Este

Zona	A		B		C		D		E	
	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1
0.4	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.7	1	-0.3	

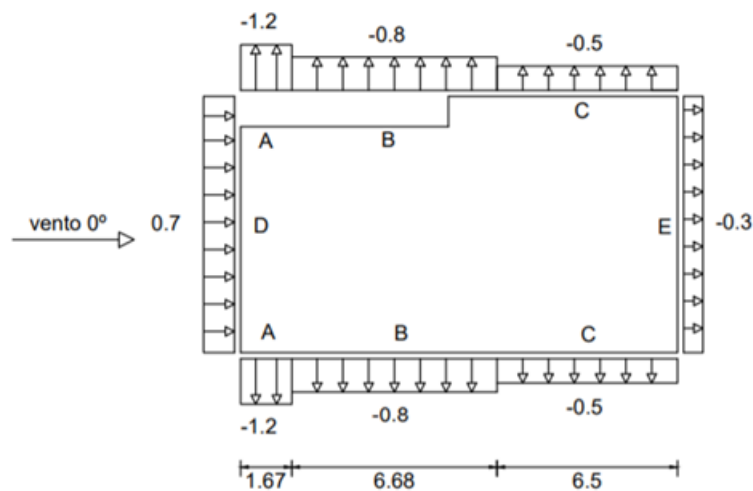


Figura 63 - Coeficientes de pressão $C_{pe,10}$ Oeste-Este

Tabela 29 - Pressão exterior do vento a 0°

Zona	C _{pe,10}	q _p (z)	w _e
		[KN/m ²]	[KN/m ²]
A	-1.2	0.424	-0.51
B	-0.8		-0.34
C	-0.5		-0.21
D	0.7		0.30
E	-0.3		-0.13

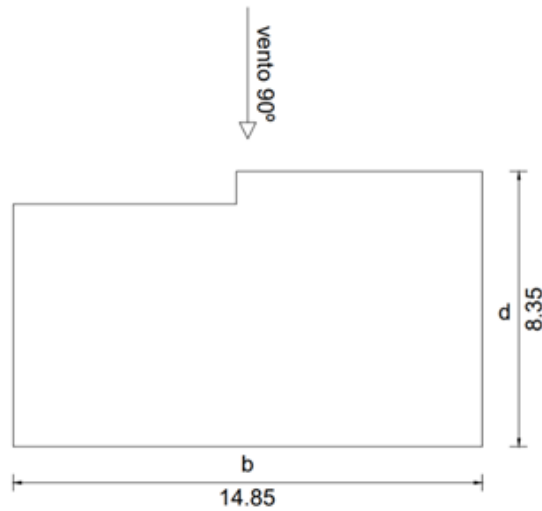


Figura 64 - Ação do vento no edifício com grau de incidência 90°

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 14,85 \\ 2h = 12 \end{array} \right\} = 12$$

Como $e \geq d = 12 \geq 8,35$, o modelo a seguir é o seguinte:

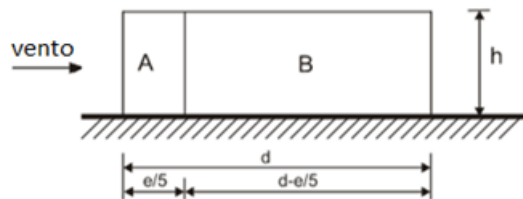


Figura 65 - Zoneamento de coeficientes em paredes verticais Norte-Sul Sul (adaptado de (NP 1991-1-4 /7.2.2) [13])

$$\text{para } h/d = \frac{6}{8,35} = 0,72$$

Tabela 30 - Coeficientes de pressão exterior vento 90° Norte-Sul

Zona	A		B		D		E	
h/d	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1
0.72	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	0.7	1	-0.3	

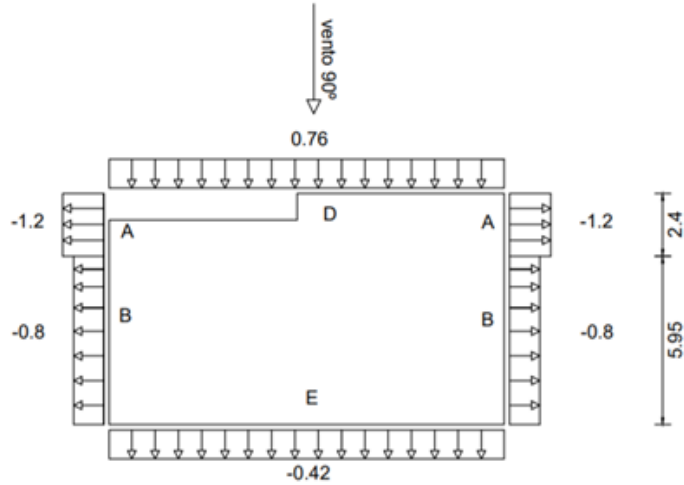


Figura 66 - Coeficientes de pressão $C_{pe,10}$ vento 90° Norte-Sul

Tabela 31 - Pressão exterior do vento a 90°

Zona	Cpi,10	qp(z)	we
		[kN/m ²]	[kN/m ²]
A	-0.5	0.424	-0.21
B	-0.8		-0.34
D	0.7		0.30
E	-0.3		-0.13

5.2.2.2.2 Coeficientes de pressão exterior - Cobertura

Sendo a cobertura do edifício em platibanda, daí prossegue-se:

A altura de referência para coberturas em terraço com platibandas é dada por $h + h_p$, segundo EN 1991-1-4 /7.2.3 [13], onde h_p é a altura da platibanda como demonstra a seguinte figura:



Figura 67 - Altura de referência de coberturas em terraço/platibanda (adaptado de (NP 1991-1-4 /7.2.3),

[13]

$$ze = h + hp \quad (102)$$

Daí vem que $ze = 6\text{m} + 0.6\text{m} = 6,6\text{m}$, logo h neste caso = $6,6\text{m}$

$$\text{Onde } e = \min \left\{ \begin{array}{l} b \\ 2h \end{array} \right\}$$

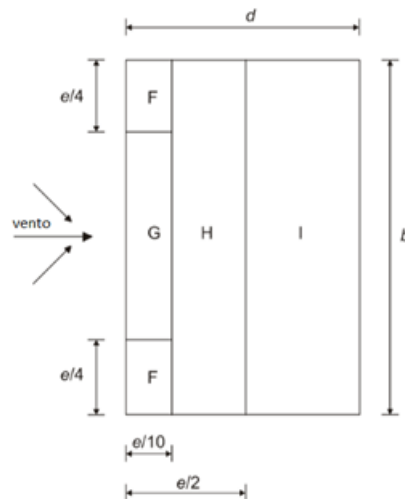


Figura 68 - Aplicação do vento e zonas em cobertura em terraço (adaptado de EN NP 1991-1-4 /7) [13]

Tabela 32 - Valores recomendados de coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço (adaptado de Quadro 7.2 EN NPEN 1991-1-4 /7.2.3) [13]

Zona	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	0.2	-0.2
							0.2	-0.2
0.05	-1.4	-2	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	0.2	-0.2
							0.2	-0.2
0.1	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	0.2	-0.2
							0.2	-0.2

Para hp/h

$$\frac{0,6}{6} = 0,1$$

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b = 8,35 \\ 2h = 13,2 \end{array} \right\} = 8,35$$

Tabela 33 - Coeficientes de pressão exterior para a cobertura 0° Oeste-Este (adaptado de Quadro 7.2 EN 1991-1-4 /7.2.3) [13]

Zona	F		G		H		I	
	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1	cpe,10	cpe,1
0.1	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	0.2	
							-0.2	

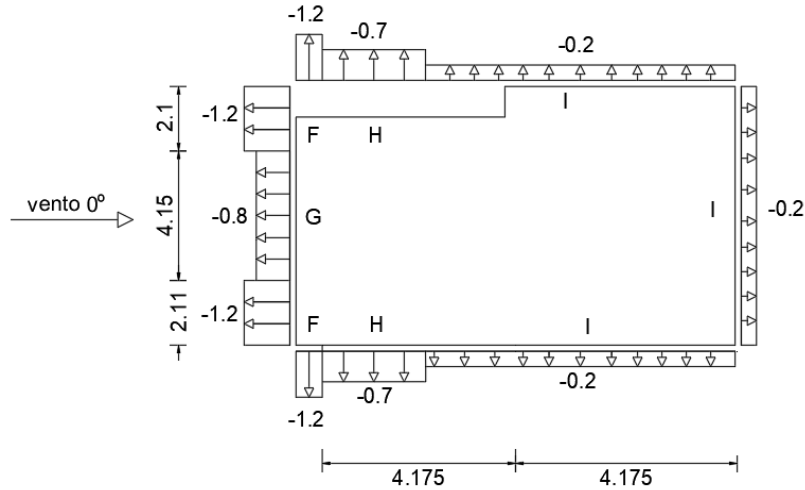


Figura 69 - Coeficientes de pressão da Cobertura $C_{pe,10}$ vento 0° Oeste-Este

Tabela 34 - Pressão exterior do vento da cobertura em platibanda

Zona	Cpi,10	qp(z)	we
		[kN/m ²]	[kN/m ²]
F	-1.2	0.424	-0.51
G	-0.8		-0.34
H	-0.7		-0.30
I	-0.2		-0.08

5.2.2.2.3 Coeficientes de pressão interior

Segundo a Norma EN 1991-1-4 /7.2.9 [13] um edifício é considerado como tendo uma face predominante nos casos em que, em pelo menos uma das duas faces do edifício (fachadas ou cobertura) a área total das aberturas existentes em cada face seja superior a 30% da área dessa face.

Como tal, sendo o edifício em causa sem nenhuma face predominante o coeficiente de pressão interior C_{pi} , é calculado através da seguinte figura:

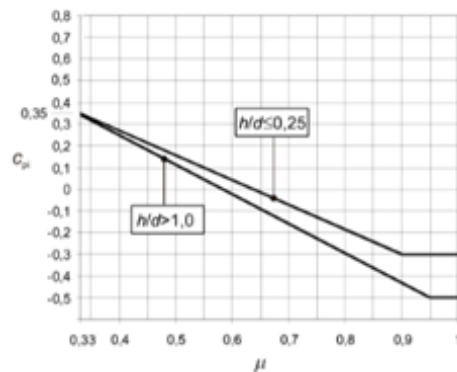


Figura 70 - Coeficientes de pressão interior no caso de aberturas uniformemente distribuídas (Adaptado de (EN 1991-1-4 /7.2.9 (6)) [13])

De onde vem:

$$\mu = \frac{\Sigma \text{área das aberturas em que } c_{pe} \text{ é negativo ou } -0.0}{\Sigma \text{área de todas as aberturas}} \quad (103)$$

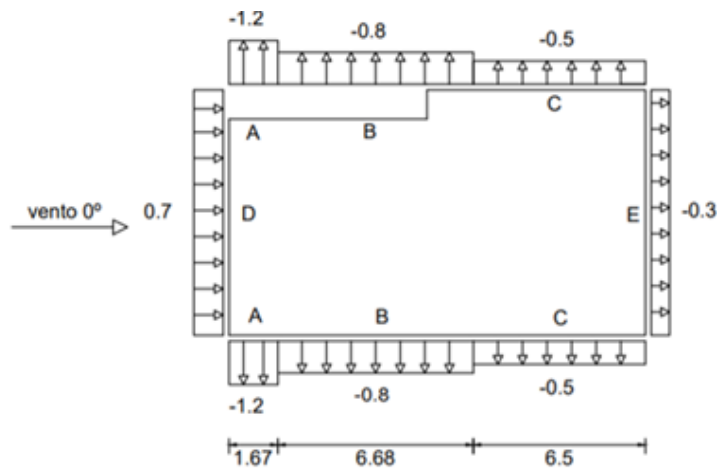


Figura 71 - Coeficientes de pressão $C_{pe,10}$ vento 0º Oeste-Este

Pela equação 103 acima referida vem:

$$\mu = \frac{26,8}{26,96} = 0,994$$

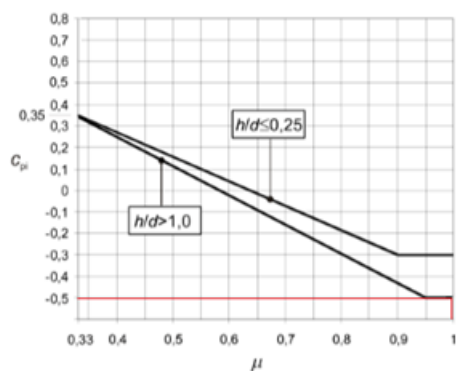


Figura 72 - Coeficientes de pressão interior no caso de aberturas uniformemente distribuídas

Daí vem que: $C_{pi} = -0,5$

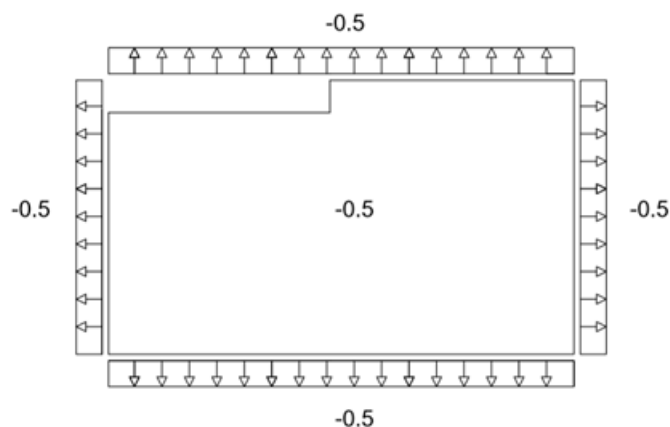


Figura 73 - Coeficientes de interior C_{pi}

A pressão interior do vento dado pela equação 93 anteriormente definida vem então:

$$w_i = 0,424 \cdot -0,5 = -0,212$$

De forma a simplificar os cálculos e por terem pouca relevância na quantificação da ação do vento, os valores de c_{pi} foram considerados iguais em todas as fachadas.

A norma EN 1991-1-4 /7.2.9 [13] referência a EN 1990_2009 [20] diz que se o facto de as janelas e portas estarem abertas as torna-as predominantes mas se são consideradas como estarem fechadas num estado limite ultimo (situação de muito vento) a situação destas janelas e portas estarem abertas é considerada como uma situação acidental.

5.2.2.3 – Ação Sísmica

5.2.2.3.1 - Identificação do zonamento

Ao longo do território nacional a intensidade sísmica varia conforme o tipo de ação sísmica, que pode ser do tipo 1 (sismo afastado) e do tipo 2 (sismo próximo), decrescendo da zona 1 para a 6 e da zona 1 para a 5, respetivamente, e como é apresentado nas figuras seguintes:

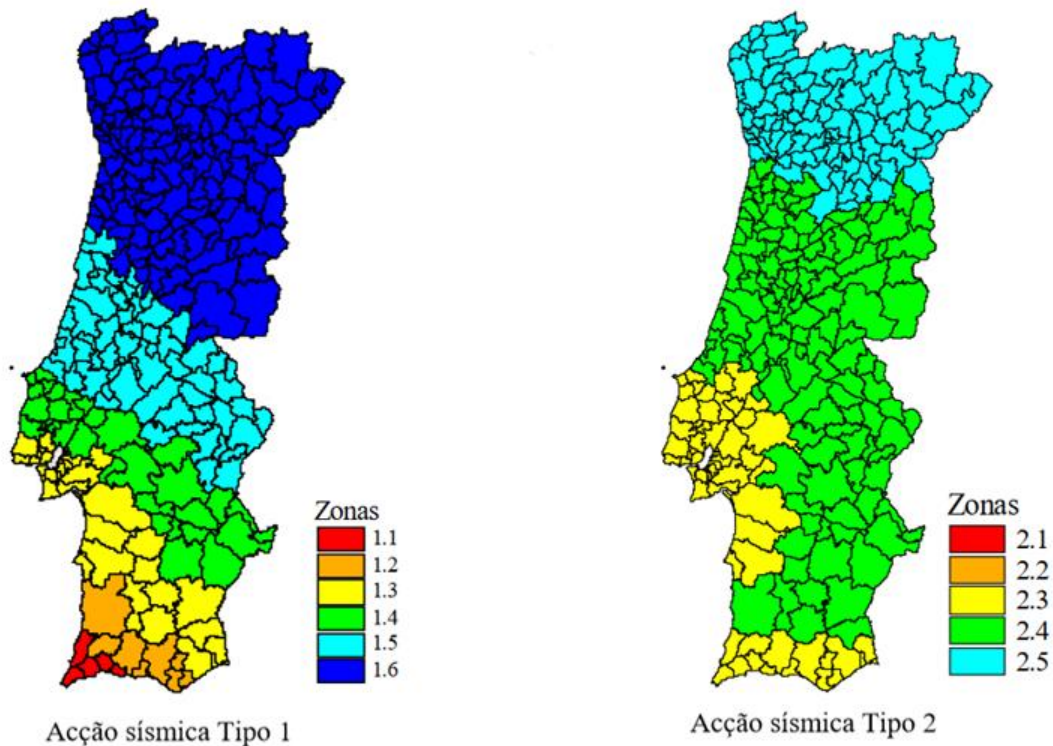


Figura 74 - Zonamento Sísmico no território continental (NPEN 1998-1-2010 Anexo Nacional NA), [19]

Uma vez que o edifício se encontra na zona de Lisboa, corresponde, portanto, à zona sísmica 1.3 para o sismo afastado e 2.3 para o sismo próximo.

5.2.2.3.2 - Identificação do tipo de terreno

O terreno onde se encontra um edifício pode ter um conjunto variado de características e é utilizado para ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica.

Tabela 35 - Tipos de terreno (EN NPEN 1998-1-2010 Anexo Nacional NA) [19]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade 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			

Tendo em consideração a descrição do perfil estratigráfico apresentado na tabela 33 o edifício em estudo está fundado num terreno do tipo C.

5.2.2.3.3 - Representação básica da ação sísmica

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, designado por “espectro de resposta elástica” [19].

Espectro de resposta elástica horizontal

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica $S_e(T)$ é definido pelas seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (104)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (105)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (106)$$

$$T_D \leq T \leq 4_s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (107)$$

Onde:

T - Período de vibração

η - Coeficiente de correção do amortecimento

a_g - Valor de cálculo da acelerações à superfície de um terreno

S - Ação sísmica

Segundo a norma (EN NPEN 1998-1 2010 /3.2.2.2), [19] para o caso de não ser considerada a geologia profunda é recomendada a utilização de 2 tipos de espectros, tipo 1 e tipo 2.

Tabela 36 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1 (EN NPEN 1998-1-2010 /Anexo Nacional) [19]

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

Tabela 37 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2
(EN NPEN 1998-1-2010 / Anexo Nacional) [19]

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

Espectro de resposta elástica vertical

A componente vertical da ação sísmica deve ser representada por um espectro de resposta elástica, $S_{ve}(T)$, segundo EN NPEN 1998-1_2010 /3.2.2.3 [19] determinado utilizando as equações seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (108)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (109)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (110)$$

$$T_D \leq T \leq 4_s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (111)$$

Tabela 38 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica vertical para o tipo 1 e tipo 2 (Quadro NA. -3.4 EN NPEN 1998-1-2010 / Anexo Nacional) [19]

Ação sísmica	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

Valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno

O valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno, d_g , por EN NPEN 1998-1_2010 /3.2.2.4 [19] pode ser determinado pela seguinte equação:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (112)$$

Espectro de cálculo para a análise elástica

O espectro de cálculo consiste numa análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica segundo (EN NPEN 1998-1_2010 /3.2.2.5) [19] Esta redução é efetuada pelo coeficiente de comportamento q .

O coeficiente de comportamento que tem em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura e depende do tipo de estrutura do edifício de acordo com EN NPEN 1998-1_2010 /6.3 [19].

Na norma EN NPEN 1998-1_2010 [19] este coeficiente, embora se encontre tabelado para edifícios de aço, não está especificamente listado para estruturas em LSF. No entanto, seguindo o conceito de construção e constituição deste tipo de habitação mencionados nos capítulos anteriores, podemos classificar o edifício como uma estrutura do tipo pórtico com contraventamento centrado.

Esta classificação refere-se a uma estrutura nas quais a resistência às forças horizontais é principalmente assegurada por elementos sujeitos a esforços normais. Como tal esta resistência provém dos painéis OSB que como referido no capítulo 1 funcionam como elementos de contraventamento.

A norma define que neste tipo de estrutura as zonas dissipativas deverão localizar-se principalmente nas diagonais tracionadas e os contraventamentos podem pertencer a uma das seguintes categorias:

- contraventamentos diagonais, nos quais a resistência às forças horizontais é assegurada pelas diagonais tracionadas, desprezando-se as diagonais comprimidas.
- contraventamentos em V, nos quais a resistência às forças horizontais pode assegurada tanto pelas diagonais tracionadas quer pelas comprimidas.

Tabela 39 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura (EN NPEN 1998-1-2010 /6.3.2) [19]

Tipo de estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a) Pórticos simples	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b) Pórtico com contraventamentos centrados		
Contraventamentos diagonais	4	4
Contraventamentos em V	2	2,5
c) Pórtico com contraventamentos excêntricos	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
d) Pêndulo invertido	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver a secção 5	
f) Pórtico simples com contraventamento centrado	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
g) Pórticos simples com enchimentos		
Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	2	2
Enchimentos de betão armado ligados	Ver a secção 7	
Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

Deste modo e tendo em conta o comportamento dos painéis OSB, a análise feita no capítulo 2, uma ductilidade média, o coeficiente de comportamento q adotado foi 2,0.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo, $S_d(T)$, é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (113)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (114)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (115)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (116)$$

O valor recomendado de β é 0,2.

Para a componente vertical da ação sísmica, o espectro de cálculo é definido por:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (117)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{q} \quad (118)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_{vg} \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (119)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} a_{vg} \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} \quad (120)$$

Para a componente vertical da ação sísmica, deverá adotar-se para todos os materiais e todos os sistemas estruturais um coeficiente de comportamento q não superior a 1,5, segundo EN NPEN 1998-1 2010 /Anexo Nacional /3.2.2.5 (6) [19].

5.2.5.4 – Determinação dos parâmetros do espectro de resposta

Aceleração máxima de referência à superfície de um terreno [19]

$$a_g = a_{gr} \cdot \gamma \quad (121)$$

O valor da aceleração máxima de referência à superfície de um terreno depende do tipo de ação sísmica e da zona geográfica, segundo EN NPEN 1998-1_2010 /3.2.1 (3)P [19]. Os seus valores apresentam-se na tabela seguinte:

Tabela 40 - Valores de aceleração máxima de referência a_{gR} para as várias zonas sísmicas (EN NPEN 1998-1-2010 Anexo Nacional NA) [19]

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

Tendo em conta a zonas sísmica onde se encontra o edifício, os valores de aceleração máxima de referência a_{gr} face ao tipo de ação sísmica 1 e 2 são 1,5 e 1,7, respetivamente.

Os edifícios são classificados em 4 classes de importância em função das consequências de colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo, e das consequências sociais e económicas do colapso.

Tabela 41 - Classes e coeficientes de importância para os edifícios consoante o tipo de ação sísmica para Portugal continental (adaptado de EN NPEN 1998-1-2010 /Anexo Nacional Quadro NA-3.4 e 4.2.5) [19]

Classe de importância	Edifícios	Acção Sísmica	
		Tipo 1	Tipo 2
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	0,65	0,75
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias	1,0	1,00
III	Edifícios cuja resitência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de	1,45	1,25
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros,	1,95	1,50

Dado que o edifício consiste numa habitação unifamiliar classifica-se com uma importância de II e apresenta um coeficiente de importância γ de 1,0 face ao tipo 1 e 2 de ação sísmica.

Determinados os parâmetros a aceleração máxima de referência dada pela equação 21 à superfície de um terreno é então dada por:

Ação sísmica Tipo 1

$$a_g = 1,5 \cdot 1,0 = 1,5 m / s^2$$

Ação sísmica Tipo 2

$$a_g = 1,7 \cdot 1,0 = 1,7 m / s^2$$

Determinação do coeficiente de solo (parâmetros)

Segundo o Anexo Nacional em Portugal EN NPEN 1998-1_2010 /Anexo Nacional Quadro NA-3.2.2.2(2)P [19] o valor do parâmetro S é determinado segundo:

$$\text{Para } a_g \leq 1 m / s^2 \quad (122)$$

$$S = S_{\max} \quad (123)$$

$$\text{Para } 1 m / s^2 < a_g < 4 m / s^2 \quad (124)$$

$$S = S_{\max} - \frac{S_{\max}-1}{3} (a_g - 1) \quad (125)$$

$$\text{Para } a_g \geq 4 m / s^2 \quad S = 1,0 \quad (126)$$

Tabela 42 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica Tipo 1 (EN NPEN 1998-1-2010 /Anexo Nacional Quadro NA-3.2.2.2(2)P) [19]

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

Uma vez que estamos perante um terreno do tipo C, os valores de S dados pela equação 125, são:

Ação sísmica tipo 1

$$S = 1,6 - \frac{1,6-1}{3} \cdot (1,5 - 1) = 1,5$$

Ação sísmica tipo 2

$$S = 1,6 - \frac{1,6-1}{3} \cdot (1,7 - 1) = 1,46$$

Determinação do coeficiente de correção do amortecimento parâmetro η

O valor do coeficiente de correção do amortecimento é determinado por:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55 \quad (127)$$

Considerando um amortecimento viscoso de 5% vem que:

$$\eta = 1,4 \geq 0,55 \quad (128)$$

Por fim, os valores de todos os parâmetros que definem os espectros de resposta para cada tipo de ação sísmica encontram-se nas seguintes tabelas:

Tabela 43 - Valores de parâmetros dos espectros de resposta elástica horizontal

Zona Sísmica	S	TB	TC	TD	q	β	η
1.3	1.5	0.1	0.6	2	2	0.2	1.4
2.3	1.46	0.1	0.25	2	2	0.2	1.4

Tabela 44 - Valores de parâmetros dos espectros de resposta elástica vertical

Zona Sísmica	S	TB	TC	TD	q	β	η
1.3	1.5	0.05	0.25	1	1.5	0.2	1.4
2.3	1.46	0.05	0.15	1	1.5	0.2	1.4

Nota: Como referido anteriormente para a componente vertical da ação sísmica, deverá adotar-se para todos os materiais e todos os sistemas estruturais um coeficiente de comportamento q não superior a 1,5, consante EN NPEN 1998-1_2010 /Anexo Nacional /3.2.2.5 (6) [19] .

Com base no referido anteriormente, para o edifício em estudo os espectros de resposta elástica horizontal para os sismos de tipo 1 e tipo 2.

5.2.2.3.4 - Combinações da ação sísmica com as outras ações

Segundo a Norma EN NPEN 1998-1_2010 /3.2.4 [19] os efeitos de inércia da ação sísmica devem ter em conta todas as massas associadas à força gravítica, e portanto para a situação de projeto sísmico deve-se cumprir a seguinte combinação de ações:

$$\Sigma G_{kj} + A_{Ed} \cdot \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (129)$$

Onde os coeficientes de combinação têm em conta a possibilidade de as cargas não estarem presentes em toda a estrutura durante o sismo, ou incidir sobre um efeito reduzido na participação destas massas na estrutura.

Segundo EN NPEN 1990_2009 Anexo A1.2.2 [20] os valores de ψ_2 para cada tipo de ação variável são:

Tabela 45 - Valores recomendados para os coeficientes ψ_2

Ação variável	ψ_2
Sobrecargas em edifícios	0.3
Ação do vento	0

5.2.3 – Combinação de Ações

Face às condições e circunstâncias nas quais uma estrutura desempenhará a sua função, a combinação de ações sobre a estrutura pode variar.

Tendo em conta o projeto em causa, as situações de projeto a serem avaliadas são as seguintes:

- Situação de projeto persistentes, correspondentes a condições normais de utilização
- Situações de projeto sísmicas, correspondentes a condições aplicáveis à estrutura quando sujeita à ação dos sismos.

As situações de projeto centram-se na verificação dos estados limites sobre os quais regem o padrão das condições as quais a estrutura deve manter durante o seu período de vida útil segundo EN NPEN 1990_2009 3.2 [20] .

5.2.3.1 – Estados Limites Últimos

Segundo a norma EN 1990_2009 6.4.3 [20] aos valores recomendados para os coeficientes existentes nesta norma as combinações de ações para verificar os estados limites últimos são:

- Combinação fundamental com sobrecarga como variável base, e vento como variável secundária:

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + Q_{k,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot w \quad (130)$$

Onde:

γ - Fator de redução

G_k - Carga Permanente

Q_k - Carga Variável

- Combinação fundamental com vento como variável base, e sobrecarga como variável acompanhante:

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot w + 1,5 \cdot 0,7 \cdot q \quad (131)$$

- Combinação para a situação de projeto sísmico;

$$E_d = G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,i} + A_{Ed} = g + 0,3 \cdot q + s \quad (132)$$

5.2.2.2 – Estados Limites de Utilização

A verificação dos estados limites de utilização é feita com base na seguinte combinação de ações:

$$E_d = G_k + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = g + 0,3 \cdot q \quad (133)$$

$$E_d = G_k + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = g + 0,3 \cdot q \quad (134)$$

5.3 – Análise Estrutural

5.3.1 – Verificações Manuais

Neste subcapítulo apresenta-se de forma sucinta e simplificada o cálculo efetuado de forma a que a estrutura verifique as recomendações normativas. São apresentadas as verificações efetuadas para as secções críticas das vigas de pavimento e dos montantes.

5.3.1.1 – Esforços e Deslocamentos

5.3.1.1.1 - Esforços nas vigas

Nas figura 75 e 76 é representada a área de influência das cargas no pavimento e esta mesma carga distribuída ao longo do vão.

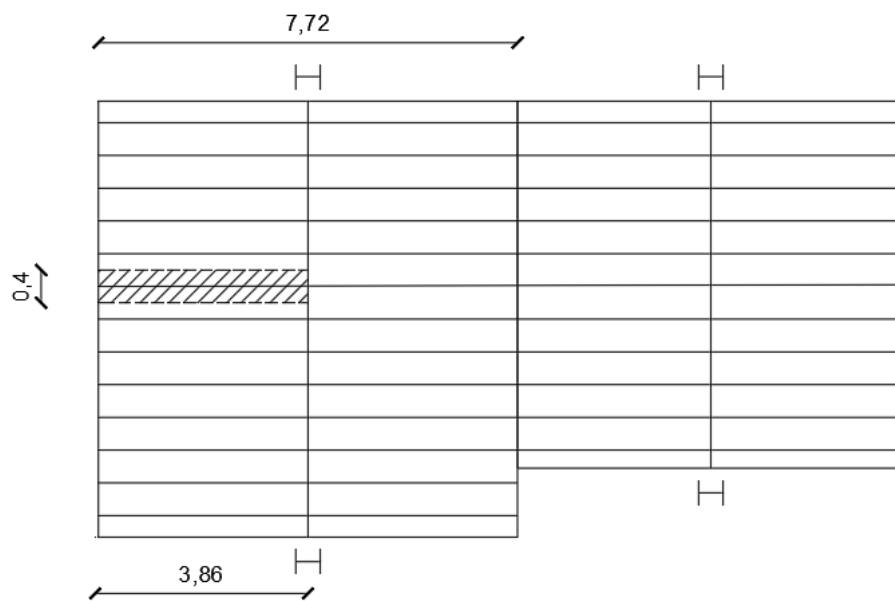


Figura 75 - Representação de cobertura/piso e carga aplicada

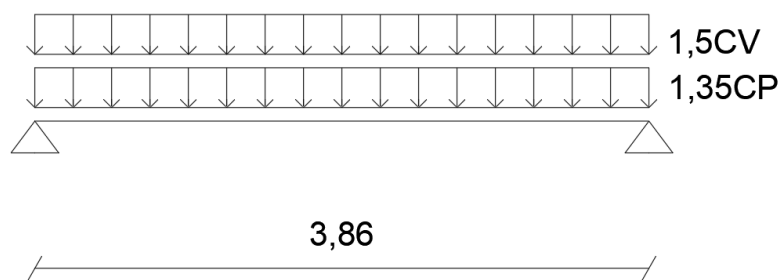


Figura 76 - Ações sobre viga

Dado que os valores de cálculo para a cobertura e pavimento são semelhantes, optou-se por considerar as duas lajes idênticas, assumindo-se para o dimensionamento das vigas assumiu-se o valor mais desfavorável de $1,417kN/m^2$.

Sendo a carga permanente na cobertura a mais elevada, o cálculo dos esforços para as vigas de piso será feito tendo em conta esse valor mais desfavorável de $1,417kN/m^2$.

Daí vem:

$$1,417 \cdot 0,4 = 0,57kN/m$$

$$CV = 1,5 \cdot 2 = 3kN/m$$

$$CP = 1,35 \cdot 0,57 = 0,77kN/m$$

Nas figuras 77 e 78 encontra-se representados o esforço transverso e momento flector.

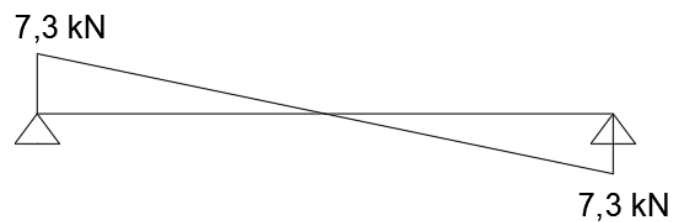


Figura 77 - Esforço transverso na viga

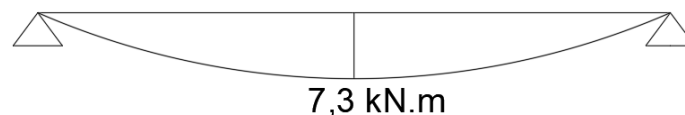


Figura 78 - Momento Flector na viga

O valor do esforço transverso é então:

$$V_{ED} = 7,3kN$$

O valor do Momento flector é então:

$$M_{\max} = 7,3kN \cdot m$$

5.3.1.1.2 - Esforços no Montante

Os montantes da habitação estão sujeitos às cargas que provêm do piso superior e do peso próprio das suas paredes, e como tal o esforço axial será calculado para o montante mais esforçado, o do R/C, que irá suportar as cargas da cobertura e do 1º piso.

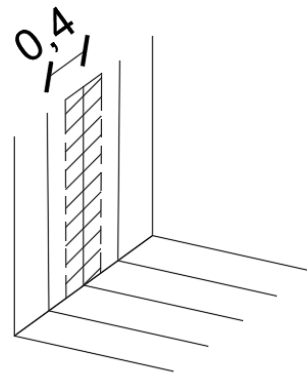


Figura 79 - Representação de cargas da parede

Pela análise da figura 79 anterior, e tendo em conta o espaçamento, a área afeta ao montante de 0,4m e o peso próprio da parede exterior que vem da tabela 21 do Capítulo 5, obtemos a seguinte carga:

$$2,08 \cdot 0,4 = 0,83kN$$

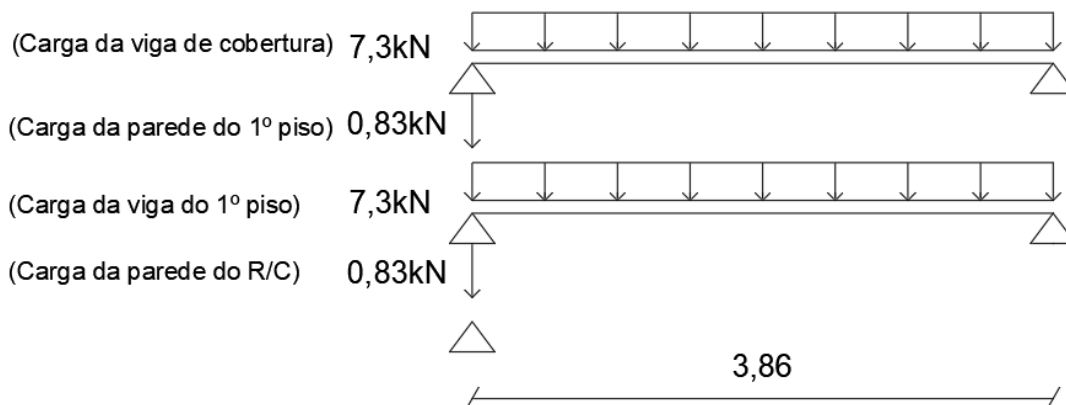


Figura 80 - Esforço Axial no montante

O esforço Axial é então:

$$N_{ED} = 16,26kN$$

O valor da ação do vento calculado no capítulo 5 pela equação 92 é:

$$w_e = 0,3kN / m^2$$

Na figura 81 seguinte, apresenta-se uma representação da ação da força nas paredes.

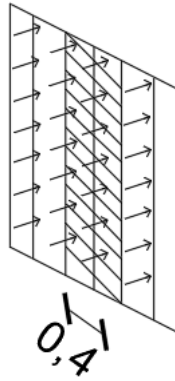


Figura 81 - Ação do vento na parede

Tendo em conta a figura 81 e considerando o coeficiente de pressão mais desfavorável, a ação do vento na parede é dado por:

$$0,3 \cdot 0,4 = 0,12 \text{ kN} / \text{m}$$

Onde 0,3 é o valor da ação do vento e 0,4 a área afeta à ação no montante.

Nas figura 82 e 83 é apresentado um modelo representativo da ação e do esforço.

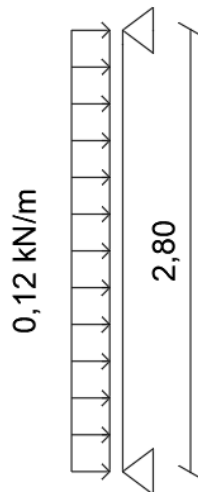


Figura 82 - Ação do vento no montante

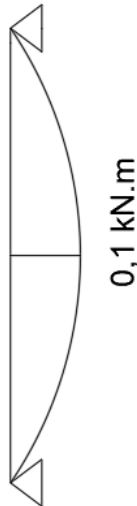


Figura 83 - Momento fletor no montante devido à ação do vento

5.3.1.2 Verificação da classe das secções

Para verificar a classe da secção teve-se em conta o descrito no Capítulo 3 e referido nas tabelas 3 e 4 retiradas do capítulo 5.5 e de EN 1993-1-3-2006 [16] .

5.3.1.2.1 – Viga de Pavimento com Secção 2xC250

Os perfis 2xC250 que se destinam às vigas encontram-se sujeitos à flexão e compressão, e portanto segue-se o cálculo para a determinação da classe de secção:

Alma – Secção 3

Pela tabela 3 e 4 e 5 vem:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{280}} = 0,92$$

Pela equação estabelecida na tabela 3, $\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon$ e daí vem:

$$72 \cdot 0,92 = 66,24$$

$$\frac{245}{5} = 49$$

Como $49 \leq 66,24$

a componente da alma é de Classe 1

Banzo – Secção 2

Pela equação estabelecida na tabela 3, $\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon$ daí resulta:

$$\frac{43}{2,5} = 17,2$$

$$33 \cdot 0,92 = 30,36$$

Como $17,2 \leq 30,36$

a componente do banzo é de Classe 1

Aba – Secção 1

Pela equação estabelecida na tabela 3 $\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$ e daí resulta:

$$\frac{15}{2,5} = 6$$

Como $6 \leq 8,28$

a componente da aba é de Classe 1

Logo, conclui-se que os perfis 2xC250 que constituem as vigas de pavimento são da classe de secção 1, o que significa que não haverá redução da área de secção.

5.3.1.2.2 – Montante com Secção C150

Os perfis C150 que se destinam aos montantes encontram-se sujeitos à compressão e flexão composta, no entanto uma vez que a situação mais desfavorável para classificação da classe de secção é quando esta se encontra à compressão, somente foi considerada esta última.

Alma – Secção 3

Pela equação estabelecida na tabela 3, $\frac{C}{t} \leq 33\varepsilon$ e daí resulta:

$$\frac{145}{1,5} = 96,7$$

Como $96,7 \geq 38,64$ (7)

a componente da alma é de classe 4

Uma vez que a componente da alma se define como classe 4, é escusado calcular as restantes secções, logo pode concluir-se que o perfil C150 é da classe de secção 4 e portanto terá redução da sua secção.

5.3.1.2.3 – Montante com Secção U153

Os perfis U153 que se destinam às ombreiras encontram-se sujeitos à compressão e à flexão composta, no entanto tal como no caso anterior uma vez que a situação mais desfavorável para classificação da classe de secção é quando esta se encontra à compressão, somente foi considerada esta última.

Alma – Secção 3

Pela equação estabelecida na tabela 3, $\frac{C}{t} \leq 42\varepsilon$ e daí resulta:

$$\frac{153}{1,5} = 102$$

Como $102 \geq 38,64$ (7)

a componente da alma é de classe 4

Uma vez que a componente da alma se define como classe 4, é escusado calcular as restantes secções, logo pode concluir-se que o perfil C150 é da classe de secção 4, e portanto terá redução da sua secção.

Seguindo a lógica dos cálculos conclui-se que os perfis de secção U255 e C250 que se destinam aos montantes das varandas e que se encontram à compressão também se definem como classe de secção 4, logo estão sujeitos a redução de secção.

5.3.1.3 – Cálculo da Secção Efetiva

De acordo com o preconizado no EN 1993-1-3-2006 [12] para as verificações de resistência e de resistência à encurvadura de secções de classe 4 deverão ser consideradas as propriedades da secção efetiva em vez das propriedades da secção real. Desta forma foi necessário calcular a secção efetiva a considerar.

5.3.1.3.1 - Montante com secção C150 à compressão

Para o cálculo da secção efetiva dos montantes, perfil de secção C150 representada na figura 84, considerou-se para tal, a divisão do elemento em 5 secções.

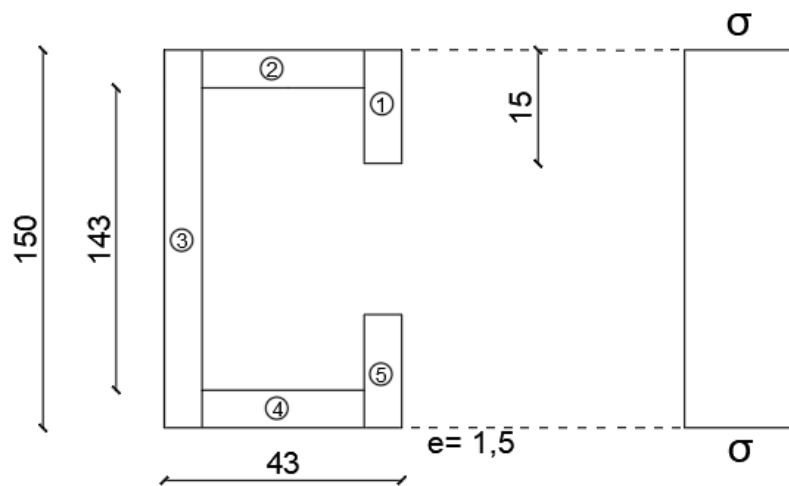


Figura 84 - Perfil C150 Diagramas de tensão

Segue-se então o processo de cálculo para a determinação da área efetiva da aba do perfil de secção C150:

Elementos externos:

Aba - Secção 1 e 5

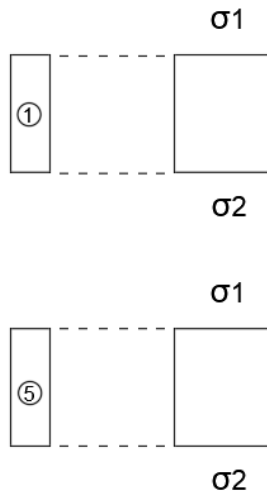


Figura 85 - Secção 1 do C150

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 8 vem:

$$k_{\sigma} = 0,43$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{15}{1,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{0,43}} = 0,58$$

Pela equação 6:

Como $0,58 \leq 0,748$

Logo o factor de redução, equação 3 é:

$$\rho = 1$$

Por fim, através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 1 \cdot (15 \cdot 1,5) = 22,5 \text{ mm}^2$$

Elementos internos:

Banzo - Secção 2 e 4

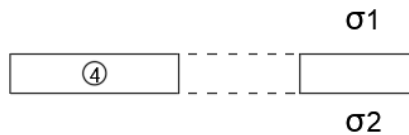
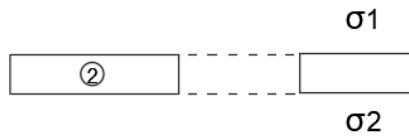


Figura 86 - Secção 2 e 4 C150

Segue-se então o processo de cálculo para a determinação da área efetiva do banzo do perfil de secção C150:

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_{\sigma} = 4$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{40}{1,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 0,51$$

Pela equação 2:

$$\text{Como } 0,51 \leq 0,67$$

Logo o factor de redução, equação 3 é:

$$\rho = 1$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 1 \cdot (40 \cdot 1,5) = 60 \text{mm}^2$$

Alma - Secção 3

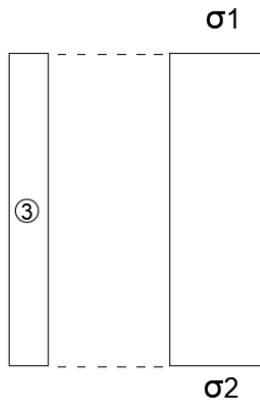


Figura 87 - Secção 3 C150

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_\sigma = 4$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{150}{1,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 1,91$$

Pela equação 12:

Como $1,91 > 0,67$

Logo o factor de redução, equação 5 é:

$$\rho = \frac{1,91 - 0,055 \cdot (3+1)}{1,91^2} = 0,48$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 0,48 \cdot (150 \cdot 1,5) = 108 \text{mm}^2$$

A largura efetiva do elemento, equação 29, corresponde a:

$$b_{eff} = 0,48 \cdot 150 = 72 \text{mm}$$

A área total efetiva do perfil de secção C150 é então:

$$A_{tot_{eff}} = 22,5 \cdot 2 + 60 \cdot 2 + 108 = 2,73 \text{ cm}^2$$

5.3.1.3.2 – Montante com C250 à compressão

Para o cálculo da seção efetiva do montante, perfil de seção C250 representada na figura 88, que constitui os pilares da varanda, considerou-se como no caso anterior uma mesma divisão do elemento em 5 secções.

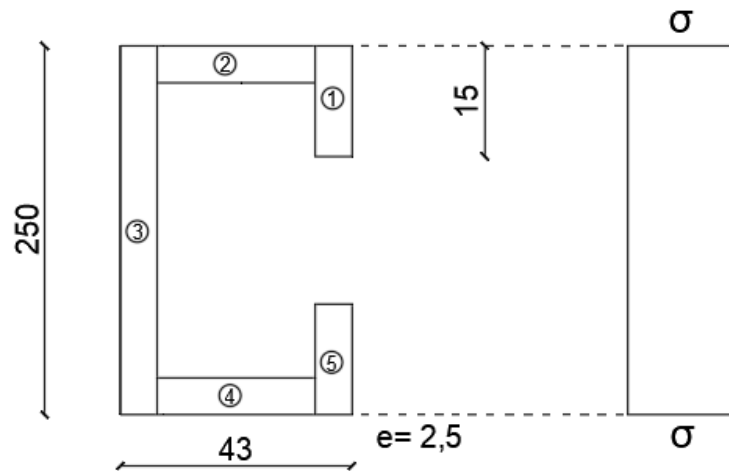


Figura 88 - Perfil C250 Diagramas de tensão

Segue-se então o processo de cálculo para a determinação da área efetiva da aba do perfil de seção C250:

Elementos externos;

Aba - Seção 1 e 5

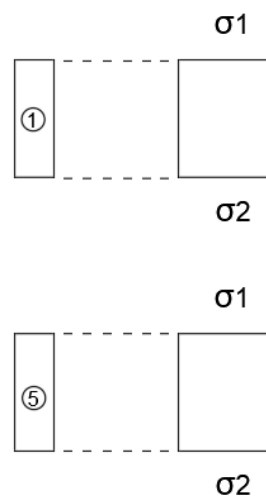


Figura 89 - Seção 1 e 5 do C250

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_{\sigma} = 0,43$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{15}{2,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{0,43}} = 0,35$$

Como $0,35 \leq 0,748$

Logo o factor de redução, equação 3 é:

$$\rho = 1$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 1 \cdot (15 \cdot 2,5) = 37,5 \text{ mm}^2 \quad \sim$$

Elementos internos;

Banzo - Secção 2

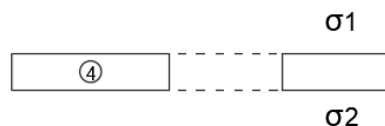
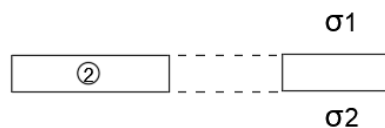


Figura 90 - Secção 2 e 4 do C250

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_{\sigma} = 4$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{38}{2,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 0,291$$

Como $0,291 \leq 0,67$

Logo o factor de redução, equação 3 é:

$$\rho = 1$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 1 \cdot (38 \cdot 2,5) = 95 \text{mm}^2 \quad (11)$$

Alma - Secção 3

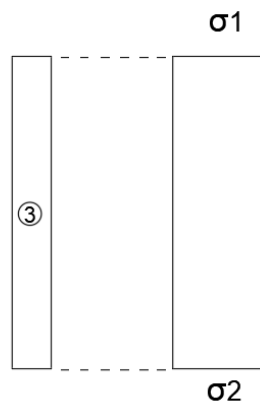


Figura 91 - Secção 3 C250

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_{\sigma} = 4$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{250}{2,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 1,91$$

Como $1,91 > 0,67$

Logo o factor de redução, equação 5, é:

$$\rho = \frac{1,91 - 0,055 \cdot (3+1)}{1,91^2} = 0,48$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 0,48 \cdot (250 \cdot 2,5) = 300 \text{mm}^2$$

A largura efetiva do elemento, equação 29, corresponde a:

$$b_{eff} = 0,48 \cdot 250 = 120 \text{mm}$$

A área total efetiva do perfil de secção C250 é então:

$$A_{tot_{eff}} = 37,5 \cdot 2 + 95 \cdot 2 + 300 = 6,4 \text{cm}^2$$

5.3.1.3.3 – Montante com secção U255 à compressão

Para o cálculo da secção efetiva do montante, perfil de secção U255 representada na figura 92, que constitui os pilares da varanda, considerou-se como no caso anterior uma mesma divisão do elemento em 5 secções.

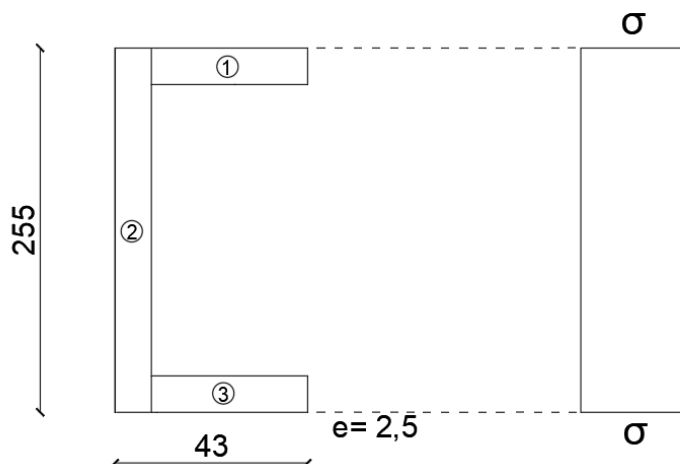


Figura 92 - Perfil U255 Diagramas de tensão

Elementos externos;

Aba - Secção 1 e 3



Figura 93 - Secção 1 e 3 do U255

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_{\sigma} = 4$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{40,5}{2,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 0,31$$

Como $0,31 \leq 0,67$

Logo o factor de redução, equação 2, é:

$$\rho = 1$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 1 \cdot (40,5 \cdot 2,5) = 101,25 \text{ mm}^2$$

Elementos Internos;

Alma - Secção 2

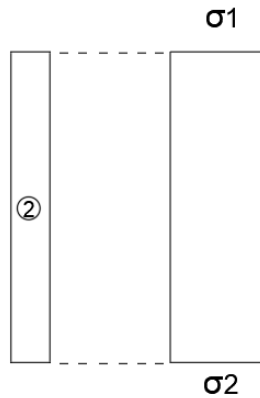


Figura 94 - Seção 2 do U255

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_{\sigma} = 4$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{255}{2,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 1,95$$

Como $1,95 > 0,67$

Logo o factor de redução, equação 5, é:

$$\rho = \frac{1,95 - 0,055 \cdot (3 + 1)}{1,95^2} = 0,455$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 0,455 \cdot (255 \cdot 2,5) = 290,1 \text{ mm}^2$$

A largura efetiva do elemento, equação 29, corresponde a:

$$b_{eff} = 0,455 \cdot 255 = 116,025 \text{ mm}$$

A área total efetiva do perfil de secção U255 é então:

$$A_{tot_{eff}} = 101,25 \cdot 2 + 290,1 = 4,93 \text{ cm}^2$$

5.3.1.3.4 – Montante com secção U153 à compressão

Para o cálculo da secção efetiva do montante, perfil de secção U153 representada na difura 95, que constitui as ombreiras, considerou-se como no caso anterior uma mesma divisão do elemento em 5 secções.

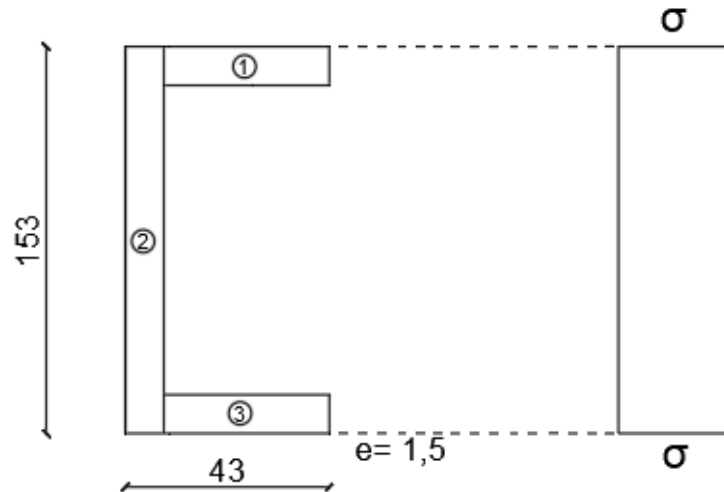


Figura 95 - Diagramas de tensão do Perfil U153

Elementos externos;

Aba - Secção 1 e 3

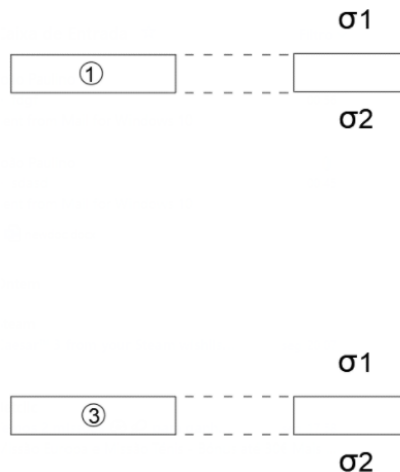


Figura 96 - Secção 1 e 3 do U153

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_{\sigma} = 4$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{41,5}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 0,529$$

Como $0,529 \leq 0,67$

Logo o factor de redução, equação 3, é:

$$\rho = 1$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 1 \cdot (41,5 \cdot 1,5) = 62,25$$

Elementos Internos;

Alma - Secção 2

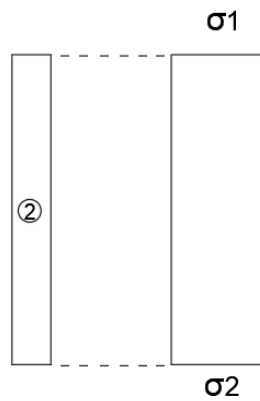


Figura 97 - Secção 2 do U153

Como o elemento encontra-se completamente à compressão o rácio de tensão vem:

$$\psi = 1,0$$

E o factor de encurvadura dado pela tabela 7 vem:

$$k_{\sigma} = 4$$

Pela equação 37 a esbelteza vem:

$$\lambda_p = \frac{\frac{153}{1,5}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{4}} = 1,95$$

Como $1,95 > 0,67$

Logo o factor de redução, equação 5, é:

$$\rho = \frac{1,95 - 0,055 \cdot (3+1)}{1,95^2} = 0,455$$

Por fim através da equação 1 é determinada a área de secção efetiva:

$$A_{c_{eff}} = 0,455 \cdot (153 \cdot 1,5) = 104,4$$

A largura efetiva do elemento, equação 29, corresponde a:

$$b_{eff} = 0,455 \cdot 153 = 69,62mm$$

A área total efetiva do perfil de secção U153 é então:

$$A_{tot_{eff}} = 104,4 + 62,25 \cdot 2 = 3,33cm^2$$

5.3.1.4 – Cálculo das Propriedades das Secções

5.3.1.4.1 - Secção C150

Seguidamente é apresentado o cálculo para a determinação das propriedades dos perfis de secção C150.

Na figura 98 repretta-se a secção C150 com as suas respetivas dimensões

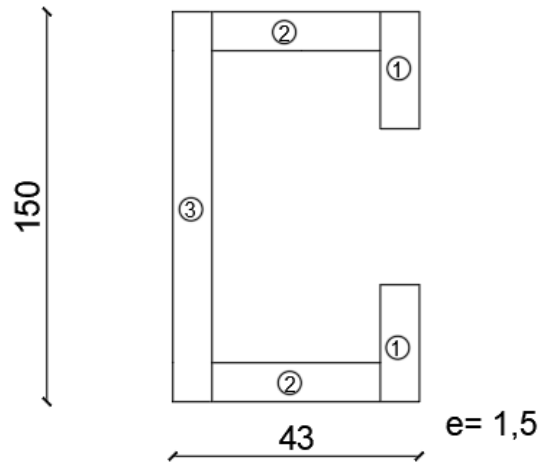


Figura 98 - Perfil C150

Tendo em conta a simetria em torno do eixo z o centro geométrico da secção segundo y encontra-se a meia altura e é dado por:

$$Y_{CG} = 75mm$$

Tendo por base a equação 12 o Momento de Inércia segundo z vem:

$$I_z = \left(\left(\frac{1,5 \cdot 15^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 15 \cdot (75 - 7,5)^2 \right) \cdot 2 + \left(\left(\frac{41,5 \cdot 1,5^3}{12} \right) + 41,5 \cdot 1,5 \cdot (75 - 0,75)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{1,5 \cdot 150^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 150 \cdot (0)^2 \right)$$

$$= 131,37cm^4$$

Após a determinação do momento de inércia segundo y, segue-se o cálculo do Módulo de secção elástico segundo z dado pela equação 47:

$$W_{el, z_{eff}} = \frac{110,83}{75 \cdot 10^{-1}} = 14,78cm^3$$

Segue-se o calculado do centro geométrico segundo o eixo Z pela equação 14:

$$Z_{CG} = \frac{(42,5 \cdot 22,5) \cdot 2 + (21,5 \cdot 30) \cdot 2 + (0,75 \cdot 225)}{(22,5 \cdot 2) + (21,5 \cdot 2) + 225}$$

$$Z_{CG} = 10,77mm$$

Tendo por base a equação 13 o Momento de Inércia segundo y vem:

$$I_y = \left(\left(\frac{1,5 \cdot 41,5^3}{12} \right) + 41,5 \cdot 1,5 \cdot (22,25 - 10,77)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{150 \cdot 1,5^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 150 \cdot (10,77 - 0,75)^2 \right)$$

$$I_y = 5,76 \text{ cm}^4$$

Por fim segue-se o cálculo do módulo de secção elástico segundo y dado por 48:

Tendo em conta a posição da fibra mais afastada vem:

$$43 - 10,77 = 32,23 \text{ mm}$$

O valor do módulo elástico segundo y é então dado por:

$$W_{el, y_{eff}} = \frac{13,72}{32,23 \cdot 10^{-1}} = 4,26 \text{ cm}^3$$

5.3.1.4.2 - Secção C250 à Flexão

Seguidamente é apresentado o cálculo para a determinação das propriedades dos perfis de secção C250 que em secção composta 2XC250 constitui as vigas, e por isso foram determinadas as propriedades de apenas um elemento, sendo que no cálculo estas foram consideradas em duplicado ao que diz respeito.

Na figura 99 representa-se a secção C250 com as suas respetivas dimensões.

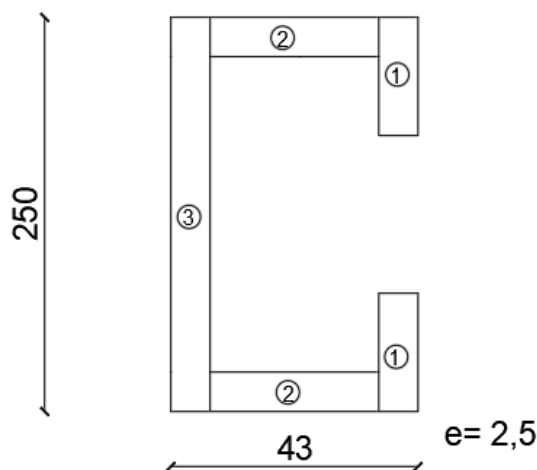


Figura 99 - Perfil C250

Tendo em conta a simetria em torno do eixo z o centro geométrico da secção segundo y encontra-se a meia altura e é dado por:

$$Y_{CG} = 125mm$$

Por forma a simplificar os cálculos e uma vez que esta secção não apresenta redução de área, o momento de Inércia segundo z é facilmente obtido através de fornecedores de perfis metálicos, neste caso recorreu-se a Perfisa, Sa [29] .

$$I_z = 691,5cm^4$$

Segue-se então a determinação do módulo de secção elástico segundo z dado pela equação 47.

$$W_{el, z_{eff}} = \frac{691,5}{125 \cdot 10^{-1}} = 55,32cm^3$$

O centro geométrico segundo z do perfil de secção é dado então por 14 e vem:

$$Z_{CG} = \frac{(41,75 \cdot 37,5) \cdot 2 + (21,5 \cdot 95) \cdot 2 + (1,25 \cdot 625)}{(37,5 \cdot 2) + (95 \cdot 2) + 625} = 8,89mm$$

Tal como referido anteriormente o momento de Inércia segundo y escusa cálculo e é dado por:

$$I_y = 15,9cm^4$$

Por fim segue-se o cálculo do módulo de secção elástico segundo y dado por 48:

Tendo em conta a posição da fibra mais afastada vem:

$$43 - 8,89 = 34,11mm$$

O valor do módulo elástico segundo y é então dado por:

$$W_{el, y_{eff}} = \frac{15,9}{34,11 \cdot 10^{-1}} = 4,66cm^3$$

5.3.1.4.3 - Secção C150 à Compressão

Seguidamente é apresentado o cálculo para a determinação das propriedades da secção efetiva do perfil de secção C150 que constitui os montantes as paredes.

Na figura 100 representa-se a secção C150 com as respetivas dimensões e secções efetivas.

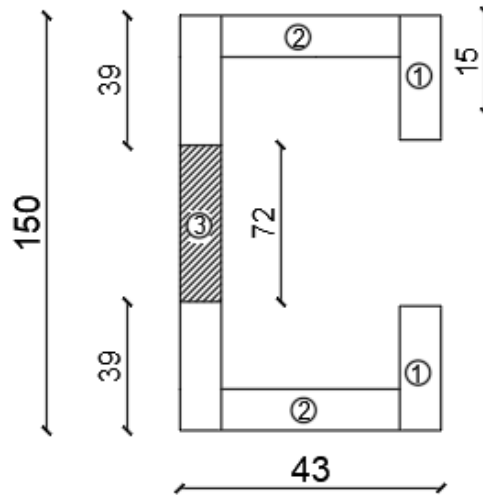


Figura 100 - Perfil C150 - Seção efetiva

Tendo em conta a simetria em torno do eixo z o centro geométrico da secção segundo y encontra-se a meia altura e é dado por:

$$Y_{CG} = 75\text{mm}$$

Tendo por base a equação 12 o Momento de Inércia segundo z vem:

$$I_z = \left(\left(\frac{1,5 \cdot 15^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 15 \cdot (75 - 7,5)^2 \right) \cdot 2 + \left(\left(\frac{40 \cdot 1,5^3}{12} \right) + 40 \cdot 1,5 \cdot (75 - 0,75)^2 \right) \cdot 2 + \left(\left(\frac{1,5 \cdot 39^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 39 \cdot (75 - 19,5)^2 \right) \cdot 2 = 124,27\text{cm}^4$$

Após a determinação do momento de inércia segundo y, segue-se o cálculo do Módulo de secção elástico segundo z dado pela equação 47:

$$W_{el, z_{eff}} = \frac{124,27}{75 \cdot 10^{-1}} = 16,57\text{cm}^3$$

Segue-se o calculado do centro geométrico segundo o eixo z pela equação 14:

$$Z_{CG} = \frac{(42,25 \cdot 22,5) \cdot 2 + (21,5 \cdot 60) \cdot 2 + (0,75 \cdot 58,5) \cdot 2}{(22,5 \cdot 2) + (60 \cdot 2) + (58,2 \cdot 2)} = 16,24\text{mm}$$

Tendo por base a equação 13 o Momento de Inércia segundo y vem:

$$\begin{aligned}
I_y &= \left(\left(\frac{15 \cdot 1,5^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 15 \cdot (42,25 - 16,24)^2 \right) \cdot 2 \\
&+ \left(\left(\frac{1,5 \cdot 40^3}{12} \right) + 40 \cdot 1,5 \cdot (20 - 16,24)^2 \right) \cdot 2 \\
&+ \left(\left(\frac{39 \cdot 1,5^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 39 \cdot (16,24 - 0,75)^2 \right) \cdot 2 \\
&= 7,62 \text{ cm}^4
\end{aligned}$$

Por fim é determinado o módulo de secção elástico segundo y dado por 48:

Tendo em conta a posição da fibra mais afastada vem:

$$43 - 16,24 = 26,76 \text{ mm}$$

O valor do módulo elástico segundo y é então dado por:

$$W_{el, y_{eff}} = \frac{7,62}{26,76 \cdot 10^{-1}} = 2,85 \text{ cm}^3$$

5.3.1.4.4 - Secção C250 à Compressão

Em seguida é apresentado o cálculo para a determinação das propriedades da secção C250, representada na figura 101 à compressão que constituirá a secção composta dos pilares da varanda.

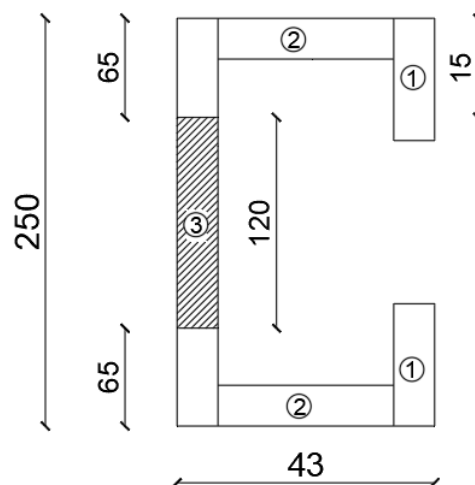


Figura 101 - Perfil C250 – Secção efetiva

Tendo em conta a simetria em torno do eixo z o centro geométrico da secção segundo y encontra-se a meia altura e é dado por:

$$Y_{CG} = 125mm$$

Tendo por base a equação 12 o Momento de Inércia segundo z vem:

$$I_z = \left(\left(\frac{2,5 \cdot 15^3}{12} \right) + 2,5 \cdot 15 \cdot (125 - 7,5)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{38 \cdot 2,5^3}{12} \right) + 38 \cdot 2,5 \cdot (125 - 1,25)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{2,5 \cdot 65^3}{12} \right) + 2,5 \cdot 65 \cdot (125 - 32,5)^2 \right) \cdot 2 = 684,19cm^4$$

Segue-se então a determinação do módulo de secção elástico segundo z dado pela equação 47.

$$W_{el, z_{eff}} = \frac{684,19}{125 \cdot 10^{-1}} = 54,74cm^3$$

Segue-se o calculado do centro geométrico segundo o eixo Z pela equação 14:

$$Z_{CG} = \frac{(41,75 \cdot 37,5) \cdot 2 + (21,5 \cdot 95) \cdot 2 + (1,25 \cdot 162,5) \cdot 2}{(37,5 \cdot 2) + (95 \cdot 2) + (162,5 \cdot 2)} = 12,92mm$$

Tendo por base a equação 13 o Momento de Inércia segundo y vem:

$$I_y = \left(\left(\frac{15 \cdot 2,5^3}{12} \right) + 2,5 \cdot 15 \cdot (41,75 - 12,92)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{2,5 \cdot 38^3}{12} \right) + 2,5 \cdot 38 \cdot (21,5 - 12,92)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{65 \cdot 2,5^3}{12} \right) + 2,5 \cdot 65 \cdot (12,92 - 1,25)^2 \right) \cdot 2$$

$$= 14,37cm^4$$

Por fim é determinado o módulo de secção elástico segundo y dado por 48:

Tendo em conta a posição da fibra mais afastada vem:

$$43 - 12,92 = 30,08mm$$

O valor do módulo elástico segundo y é então dado por:

$$W_{el, y_{eff}} = \frac{14,37}{30,08 \cdot 10^{-1}} = 4,78cm^3$$

5.3.1.4.5 - Secção U255 à Compressão

Em seguida é apresentado o cálculo para a determinação das propriedades da secção U255, representada na figura 102, à compressão que constituirá a secção composta dos pilares da varanda.

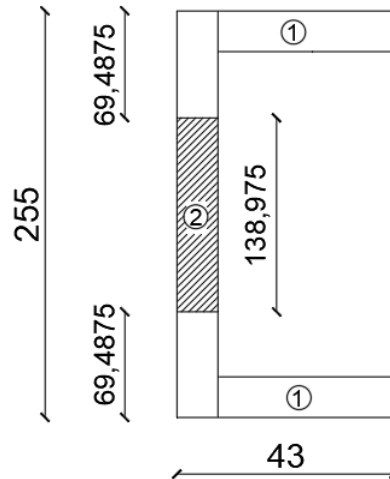


Figura 102 - Perfil U255 – Secção efetiva

Tendo em conta a simetria em torno do eixo z o centro geométrico da secção segundo y encontra-se a meia altura e é dado por:

$$Y_{CG} = 127.5mm$$

Tendo por base a equação 12 o Momento de Inércia segundo z vem:

$$I_z = \left(\left(\frac{40,5 \cdot 2,5^3}{12} \right) + 40,5 \cdot 2,5 \cdot (127,5 - 1,25)^2 \right) \cdot 2 + \left(\left(\frac{2,5 \cdot 69,49^3}{12} \right) + 2,5 \cdot 69,49 \cdot (127,5 - 34,74)^2 \right) \cdot 2 = 635,72cm^4$$

Segue-se então a determinação do módulo de secção elástico segundo z dado pela equação 47:

$$W_{el, z_{eff}} = \frac{635,72}{125 \cdot 10^{-1}} = 49,86cm^3$$

O centro geométrico segundo z do perfil é dado então pela equação 14 e vem:

$$Z_{CG} = \frac{(22,75 \cdot 101,25) \cdot 2 + (1,25 \cdot 173,73) \cdot 2}{(101,25 \cdot 2) + (173,73 \cdot 2)} = 9,17mm$$

Tendo por base a equação 13 o Momento de Inércia segundo y vem:

$$I_y = \left(\left(\frac{2,5 \cdot 40,5^3}{12} \right) + 40,5 \cdot 2,5 \cdot (20,25 - 9,17)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{69,49 \cdot 2,5^3}{12} \right) + 2,5 \cdot 69,49 \cdot (8,25 - 1,25)^2 \right) \cdot 2$$

$$= 9,43 \text{ cm}^4$$

Por fim é determinado o módulo de secção elástica segundo y dado por 48:

Tendo em conta a posição da fibra mais afastada vem:

$$43 - 9,17 = 33,57 \text{ mm}$$

O valor do módulo elástico segundo y é então dado por:

$$el, y_{eff} = \frac{9,43}{33,57 \cdot 10^{-1}} = 2,81 \text{ cm}^3$$

5.3.1.4.6 - Secção U153 à Compressão

Em seguida é apresentado o cálculo para a determinação das propriedades da secção U153, representada na figura 103, à compressão que constituirá a secção composta das ombreiras.

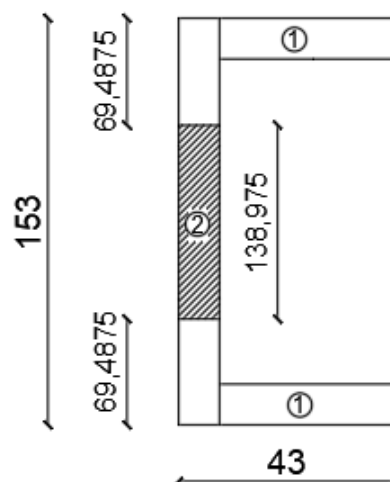


Figura 103 - Perfil U153 – Secção efetiva

Tendo em conta a simetria em torno do eixo z o centro geométrico da secção segundo y encontra-se a meia altura e é dado por:

$$Y_{CG} = 76,5mm$$

Tendo por base a equação 12 o Momento de Inércia segundo z vem:

$$I_z = \left(\left(\frac{41,5 \cdot 1,5^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 41,5 \cdot (76,5 - 7,5)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{1,5 \cdot 34,81^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 34,81 \cdot (76,5 - 17,41)^2 \right) \cdot 2$$

$$= 108,96cm^4$$

Segue-se então a determinação do módulo de secção elástico segundo z dado pela equação 47.

$$W_{el, z_{eff}} = \frac{108,96}{76,5 \cdot 10^{-1}} = 14,24cm^3$$

O centro geométrico segundo z do perfil é dado então pela equação por 14 e vem:

$$Z_{CG} = \frac{(22,25 \cdot 62,5) \cdot 2 + (0,75 \cdot 52,22) \cdot 2}{(62,5 \cdot 2) + (52,22 \cdot 2)} = 12,46mm$$

Tendo por base a equação 13 o Momento de Inércia segundo y vem:

$$I_y = \left(\left(\frac{1,5 \cdot 41,5^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 41,5 \cdot (20,75 - 12,46)^2 \right) \cdot 2$$

$$+ \left(\left(\frac{34,81 \cdot 1,5^3}{12} \right) + 1,5 \cdot 34,81 \cdot (12,46 - 0,75)^2 \right) \cdot 2$$

$$= 4,08cm^4$$

Por fim é determinado o módulo de secção elástica segundo y dado por 48:

Tendo em conta a posição da fibra mais afastada vem:

$$43 - 12,46 = 30,54mm$$

O valor do módulo elástico segundo y é então dado por:

$$W_{el, y_{eff}} = \frac{4,08}{30,54 \cdot 10^{-1}} = 1,34cm^3$$

5.3.1.5 – Cálculo dos Perfis de secção composta

No decorrer do processo de dimensionamento houve a necessidade de considerar a conjugação de secções diferentes formando desta forma secções compostas que permitiriam resistir eficientemente às ações previstas. A necessidade do cálculo das propriedades deste tipo de secções foi necessária não só para a verificação manual, como para a verificação automática, pois estas secções não existiam na biblioteca de secções do programa e tiveram de ser introduzidas.

5.3.1.5.1 - Secção composta 2xC250

Para as vigas do pavimento e da cobertura, foi adotada a junção de 2 perfis C250, formando assim a secção composta denominada 2xC250, apresentada esquematicamente na figura 104.

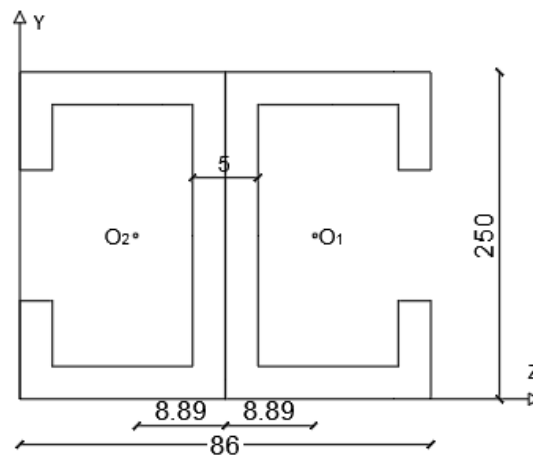


Figura 104 - Esquema da Secção 2xC250

Uma vez que esta secção composta apresenta simetria em relação a ambos os eixos o seu centro geométrico corresponde a:

$$Z_{CG} = 127,5mm$$

$$Y_{CG} = 127,5mm$$

Tendo em conta as propriedades da secção composta segue-se o cálculo para a determinação dos momentos de Inércia:

O Momento de Inércia segundo z dado pela equação 12 vem:

$$I_z = 691,19 + 6,4 \cdot (0)^2 + 691 + 6,4 \cdot (0)^2$$

$$I_z = 1382cm^4$$

O Momento de Inércia segundo y dado pela equação 13 vem:

$$I_Y = 15,9 + 6,4 \cdot (8,89 \cdot 10^{-1})^2 + 15,9 + 6,4 \cdot (8,89 \cdot 10^{-1})^2$$

$$I_Y = 41,92 \text{ cm}^4$$

5.3.1.5.2 - Secção composta 2xU255 + 2xC250

Para os pilares da varanda considerou-se uma secção constituída pela junção de 2 U255 + 2 C250, formando assim a secção denominada 2xU255+2xC250 apresentada esquematicamente na figura 105.

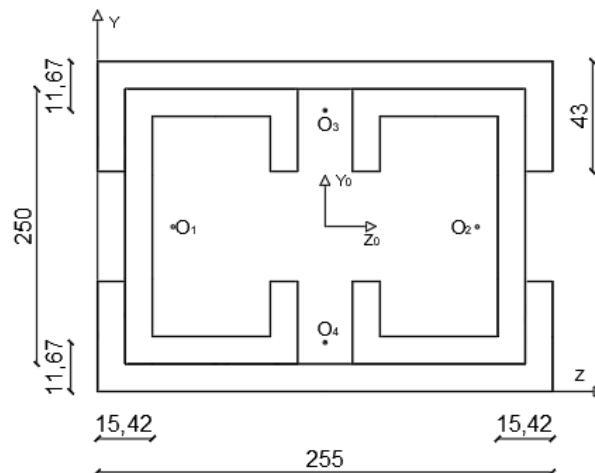


Figura 105 - Esquema da Secção 2xU255+2xC250

Tendo em conta as propriedades das secções dos perfis que compõem a secção composta segue-se o cálculo para a determinação das propriedades da secção composta 2xU255+2xC250.

O centro geométrico segundo z é dado então pela equação 14 e vem:

$$Z_{CG} = \frac{(15,42) \cdot 10^{-3} \cdot 6,4 \cdot 10^{-4} + (239,58) \cdot 10^{-3} \cdot 6,4 \cdot 10^{-4} + (127,5) \cdot 10^{-3} \cdot 4,93 \cdot 10^{-4} + (127,5) \cdot 10^{-3} \cdot 4,93 \cdot 10^{-4}}{6,4 \cdot 10^{-4} \cdot 2 + 4,93 \cdot 10^{-4} \cdot 2}$$

$$Z_{CG} = 127,5 \text{ mm}$$

O centro geométrico segundo y é dado então por 15 e vem:

$$Y_{CG} = \frac{(127,5) \cdot 10^{-3} \cdot 6,4 \cdot 10^{-4} + (127,5) \cdot 10^{-3} \cdot 6,4 \cdot 10^{-4} + (11,21) \cdot 10^{-3} \cdot 8,4 \cdot 10^{-4} + (243,79) \cdot 10^{-3} \cdot 4,93 \cdot 10^{-4}}{6,4 \cdot 10^{-4} \cdot 2 + 4,93 \cdot 10^{-4} \cdot 2}$$

$$Y_{CG} = 127,5 \text{ mm}$$

Tratando-se de uma secção com geometria simétrica segundo os seus dois eixos verifica-se que de facto o centro geométrico coincide com a meia altura e meio comprimento da secção.

O Momento de Inércia segundo z dado pela equação 12 vem:

$$I_z = 684,19 + 6,4 \cdot (0)^2 + 684,19 + 6,4 \cdot (0)^2 + 635,72 + 4,93 \cdot 10^2 \cdot (115,83 \cdot 10^{-1})^2 + 635,72 \cdot 10^{-4} + 4,93 \cdot 10^{-2} \cdot (115,83 \cdot 10^{-1})^2$$

$$I_z = 134927,39 \text{ cm}^4$$

O Momento de Inércia segundo y dado pela equação 13 vem:

$$I_y = 14,37 + 6,4 \cdot (112,08 \cdot 10^{-1})^2 + 14,37 + 6,4 \cdot (112,08 \cdot 10^{-1})^2 + 9,43 + 4,93 \cdot (0)^2 + 9,43 + 4,93 \cdot (0)^2$$

$$I_y = 1655,53 \text{ cm}^4$$

5.3.1.5.3 - Secção composta U 153 + C 150

À semelhança da situação anterior para as ombreiras das portas e janelas considerou-se uma secção constituída pela junção de U153, figura 98, e 2 C150, figura 99, formando assim a secção denominada U153+U150 apresentada esquematicamente na figura 106.

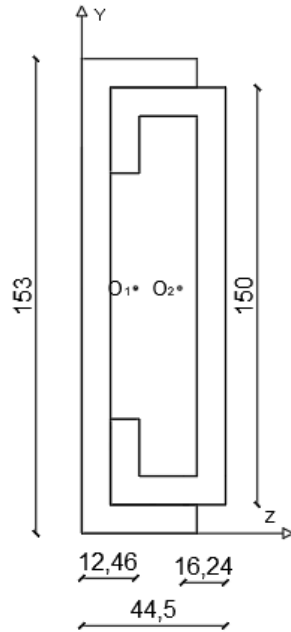


Figura 106 - Perfil de secção composta U153 + C150

Tendo em conta as propriedades da secção composta segue-se o cálculo para a determinação do centro geométrico segundo Z:

$$Z_{CG} = \frac{12,46 \cdot (2,73 \cdot 10^{-2}) + 28,26 \cdot (2,29 \cdot 10^{-2})}{(2,73 \cdot 10^{-2}) + (2,29 \cdot 10^{-2})}$$

$$Z_{CG} = 19,67 \text{ mm}$$

Seguindo a mesma metodologia anterior procede-se o cálculo para a determinação do centro geométrico segundo Y:

$$Y_{CG} = \frac{76,5 \cdot (2,73 \cdot 10^{-2}) + 76,5 \cdot (2,29 \cdot 10^{-2})}{(2,73 \cdot 10^{-2}) + (2,29 \cdot 10^{-2})}$$

$$Y_{CG} = 76,5 \text{ mm}$$

Por fim são determinados os momentos de inércia segundo z e segundo y:

$$I_z = 108,96 + 2,73 \cdot (0)^2 + 124,27 + 6,4 \cdot (0)^2$$

$$I_z = 233,23 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 4,08 + 2,73 \cdot (8,59 \cdot 10^{-1})^2 + 7,62 + 6,4 \cdot (7,21 \cdot 10^{-1})^2$$

$$I_y = 18,66 \text{ cm}^4$$

5.3.1.6 – Cálculo das Vigas da cobertura e do pavimento

Para constituir as vigas do pavimento foram considerados perfis de secção C250 ou 2xC250 conforme necessário e comprimento entre 7,72m e 7,13m. Seguidamente apresenta-se, de forma sucinta, a verificação dos mesmos para as situações extremas.

Na figura 107 representa-se a secção composta 2xC250 considerada para o pavimento.

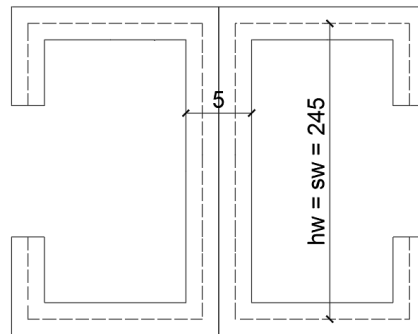


Figura 107 - Secção composta 2xC250

5.3.1.6.1 - Momento Fletor

Seguidamente apresenta-se o cálculo para a determinação da verificação ao momento fletor:

Cálculo da Resistência

As vigas de pavimento constituídas por uma secção composta 2x C250 não apresentam redução da área efetiva como verificado no presente capítulo.

O Momento de Inércia da secção composta determinado anteriormente em 5.3.1.5.1 é dado por:

$$I_z = 1382cm^4$$

O módulo de secção elástico segundo z que vem da equação 47 é então dado por:

$$W_{el, z} = \frac{1383}{125 \cdot 10^{-1}} = 110,64cm^3$$

Como o elemento se encontra sujeito a flexão simples

Através da equação 46 o Momento Resistente é dado por:

$$M_{c,Rd} = \frac{110,64 \cdot 10^{-6} \cdot 280 \cdot 10^3}{1,0}$$

$$M_{c,Rd} = 30,98 \text{ kN.m}$$

Verificação:

30,98 kN.m > 7,3 kN.m OK!

5.3.1.6.2 – Esforço Transverso

Seguidamente apresenta-se o cálculo para a determinação da resistência ao Esforço Transverso.

Cálculo da Resistência

Tendo em conta as propriedades da secção, para a determinação da esbelteza reduzida da alma dada pela equação 63 temos:

$$h_w = 245$$

$$\text{sen } \Phi = 90$$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\lambda_w = 0,346 \cdot \frac{245}{5} \cdot \sqrt{\frac{280 \cdot 10^{-3}}{210 \cdot 10^6}} \cdot 5,346 = 0,62$$

Como $0,62 \leq 0,82$

$$f_{bv} = 0,58 \cdot 280 = 162,4$$

Daí vem

$$Vb_{Rd} = \frac{\frac{245 \cdot 10^{-3}}{\text{sen}(90^\circ)} \cdot 5 \cdot 10^{-3} \cdot 162,4 \cdot 10^3}{1,0} = 162,4 \text{ kN}$$

Verificação:

162,4 kN > 16,26 kN OK!

5.3.1.6.3 – Encurvadura por torção lateral de elementos sujeitos à flexão

Seguidamente apresenta-se o cálculo para a determinação da resistência à encurvadura lateral de elementos sujeitos à flexão:

Cálculo da Resistência:

Tendo em conta o momento de inércia segundo y, calculado em 5.3.1.5.1:

$$I_y = 41,92 \text{ cm}^4$$

Daí o módulo de secção elástica segundo y é dado por:

$$W_{el, y_{eff}} = \frac{41,92}{43 \cdot 10^{-1}}$$

$$W_{el, y_{eff}} = 9,74 \text{ cm}^3$$

Avaliando as propriedades da secção na figura 108 e tendo em conta o exposto no capítulo 3, o valor dos parâmetros que definem o momento crítico são:

$$k_z = 1$$

$$C_1 = 1,12$$

$$C_2 = 0,45$$

$$C_3 = 0,525$$

$$k_w = 1,0$$

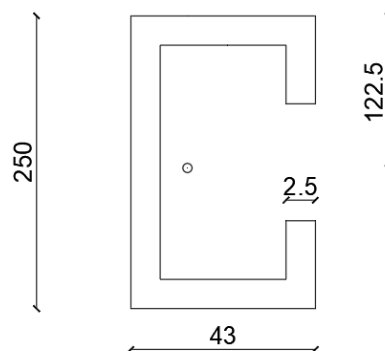


Figura 108 - Perfil C250

$$z_a = 122,5$$

$$z_s = 0$$

$$z_j = -122,5$$

$$z_g = (122,5 - 0) = 122,5$$

$$\eta = 1,12$$

$$b_{i1} = 250$$

$$b_{i2} = b_{i3} = 43$$

Pela equação 85 vem:

$$\begin{aligned} I_T &= \frac{1}{3} \cdot 1,12 \cdot (0,15 \cdot 0,0025^3 + 0,043 \cdot 0,0025^3 + 0,043 \cdot 0,0015^3) \\ &= 4,24 \cdot 10^{-7} m^4 \end{aligned}$$

Aplicando a equação 86 vem:

$$\begin{aligned} I_w &= \frac{43^3}{12} \cdot 1,5 \cdot \frac{(250 - 1,5)^2}{2} \\ I_w &= 3,07 \cdot 10^{-4} m^4 \end{aligned}$$

Segue-se o cálculo do Momento Crítico dado pela equação 82 :

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1,12 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 4816 \cdot 10^{-8}}{(1,3,86)^2} \cdot \\ &\left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{(3,07 \cdot 10^{-4}) \cdot 2}{4816 \cdot 10^{-8}} + \frac{(1,3,86)^2 \cdot 70 \cdot 10^6 \cdot (4,24 \cdot 10^{-7}) \cdot 2}{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 4816 \cdot 10^{-8}} + \right]^{0,5} - \right. \\ &\left. \left[\begin{array}{l} (0,45 \cdot 122,5 \cdot 10^{-3} - 0,525 \cdot (-122,5 \cdot 10^{-3})) \\ (0,45 \cdot 122,5 \cdot 10^{-3} - 0,525 \cdot (-122,5 \cdot 10^{-3})) \end{array} \right] \right\} \\ &= 26925,4 kN \cdot m \end{aligned}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{35,74 \cdot 10^{-6} \cdot 280 \cdot 10^3}{26925,4}}$$

$$\lambda_{LT} = 0,0193$$

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,34(0,0193 - 0,2) + 0,0193^2 \right]$$

$$\Phi_{LT} = 0,47$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,47 + \sqrt{0,47^2 - 0,0193^2}}$$

$$\chi_{LT} = 1,07$$

Logo $\chi_{LT} = 1,0$

O momento resistente é então dado por:

$$M_{b,Rd} = 1,0 \cdot 9,74 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{280 \cdot 10^3}{1,0}$$

$$M_{b,Rd} = 2,72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificação:

$$M_{b,Rd} = 2,1 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{Ed} = 7,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Como $2,1 \leq 7,3$ KO!

Dado que as vigas de pavimento encontram-se ligadas aos elementos OSB ao nível do banzo comprimido, podem ser consideradas como contraventadas a esse mesmo nível, evitando assim a encurvadura lateral e a sua verificação.

5.3.1.7 – Montantes

Para constituir os montantes das paredes foram considerados perfis de secção C150 ou com comprimentos de 2,80m. Seguidamente apresenta-se, de forma sucinta, a verificação dos mesmos para as situações extremas.

5.3.1.7.1 - Esforço axial de compressão

A resistência ao esforço axial de compressão refere-se à carga axial a atuar no centro geométrico da secção transversal efetiva. Se este centro geométrico não coincidir com o da secção transversal bruta a excentricidade e_N deve ser tido em conta usando o método referido mais à frente no ponto para 5.3.1.7.2 para flexão composta com compressão EN 1993-1-3-2006 /6.1.3(3) [16]

5.3.1.7.2 - Flexão composta com compressão

Seguidamente é apresentado o cálculo para a determinação da verificação à flexão composta com compressão.

Cálculo da Resistência

Pela equação 46 são determinados os Momentos Resistentes segundo y e segundo z, dados por:

$$M_{cz,Rd} = \frac{14,78 \cdot 10^{-6} \cdot 280 \cdot 10^3}{1} = 4,14 kN.m$$

$$M_{cy,Rd} = \frac{1,79 \cdot 10^{-6} \cdot 280 \cdot 10^3}{1} = 0,5 kN.m$$

Em seguida segue o cálculo da resistência ao esforço Axial por Compressão, que tendo em conta o exposto no Capítulo 3 e segundo EN 1993-1-3-2006 /6.1.3 [16] :

Como $A_{eff} < A_g$

$$2,73 < 3,9$$

Daí pela equação 39 vem:

$$N_{c,Rd} = \frac{2,73 \cdot 10^{-4} \cdot 280 \cdot 10^3}{1,0} = 76,4 kN$$

Verificação:

Uma vez que o centro geométrico da secção efetiva não coincide com o da secção bruta a excentricidade é dada por:

$$e_N z = 16,24 - 10,77$$

$$e_N z = 5,47 mm$$

Tendo em conta a equação 66 e o momento atuante nos montantes causado pela ação do vento e calculado em 5.3.1.1.2 vem:

$$\Delta M_{z,Ed} = 0,1 \cdot 5,47 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta M_{y,Ed} = 5,47 \cdot 10^{-4} kN.m$$

A excentricidade segundo y é nula.

$$e_N y = 0 mm$$

Como $M_{y,Ed} = 0$

$$\Delta M_{y,Ed} = 0$$

Seguindo a equação 64 vem:

$$\frac{16,26}{76,4} + \frac{0}{0,5} + \frac{0,1 + 5,47 \cdot 10^{-4}}{4,14} = 0,24$$

Como $1 \geq 0,24$ OK!

5.3.1.7.3 - Encurvadura por flexão

Seguidamente é apresentado o cálculo para a determinação da verificação à encurvadura por flexão:

Cálculo da Resistência:

$$\alpha = 0,34$$

Pela equação 74 o raio de giração é dado por:

$$i = \sqrt{\frac{9,1}{3,9}} = 1,53$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot 0,92 = 86,39$$

$$\lambda = \frac{2,8}{1,53} \cdot \sqrt{\frac{2,73}{86,39}} = 0,16$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,34(0,16 - 0,2) + 0,16^2] = 0,506$$

$$\chi = \frac{1}{0,506 + \sqrt{0,506^2 - 0,16^2}} = 1,01$$

logo

$$\chi = 1,0$$

Daí vem:

$$N_{b,Rd} = \frac{1 \cdot 2,73 \cdot 10^{-4} \cdot 280 \cdot 10^3}{1,0} = 76,4 kN$$

Verificação:

Como determinado anteriormente a excentricidade segundo z é dada por:

$$e_N z = 5,47 \text{ mm}$$

Daí vem:

$$\Delta N_{z,Ed} = 16,26 \cdot 5,47 \cdot 10^{-3} = 0,089$$

Como $76,4 \geq 16,26 + 0,089$ OK!

5.3. – Cálculo Automático

Para a realização do cálculo de forma automática recorreu-se ao software TRICALC, da ARKTEC. Desta forma inicialmente modelou-se a estrutura a calcular, tendo-se introduzindo os respetivos elementos. Seguidamente foram atribuídas todas as propriedades e características determinadas previamente e inerentes a esses elementos, introduzindo igualmente as ações tanto estáticas como dinâmicas referentes à estrutura a calcular. Posteriormente realizou-se o cálculo dos esforços, deslocamentos e modos de vibração associados às ações e com base nestes fizeram-se as verificações regulamentares.

5.3.1 - Deslocamentos

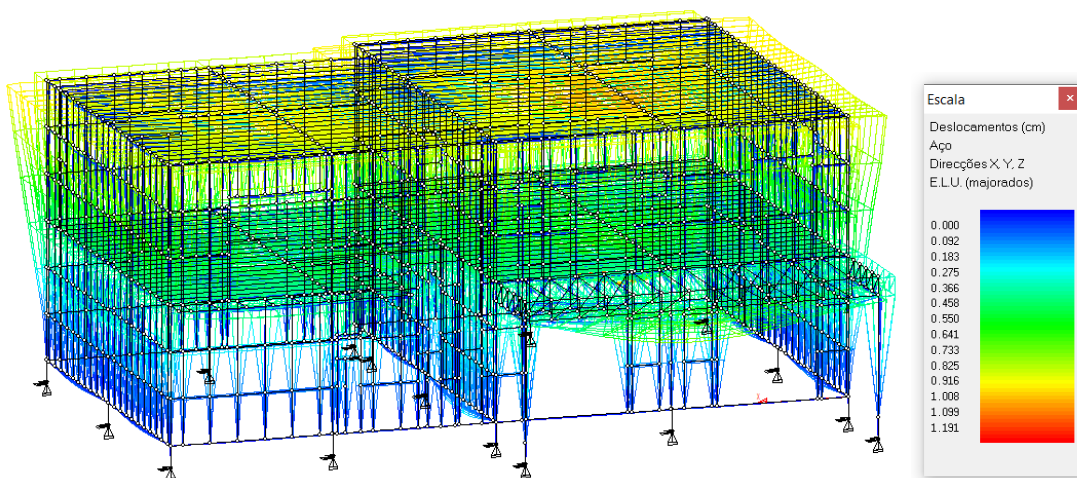


Figura 109 - Deslocamentos Estrutura LSF

5.3.2 - Análise Sísmica

O software utilizado permite realizar uma análise dinâmica do problema, onde são calculadas as frequências próprias e os respectivos modos de vibração, sendo necessário introduzir os parâmetros apropriados, tais como a zona sísmica, a natureza do solo, condições de ductilidade, coeficiente de amortecimento, a cota de soleira, entre outros. A grande maioria dos parâmetros a introduzir para a definição da ação sísmica são calculados com base no EN NPEN 1998-1 2010 [19] conforme apresentado anteriormente no presente Capítulo 5 deste trabalho.

Para o cálculo do comportamento final da estrutura foram considerados os primeiros 30 modos de vibração. Na tabela 44 apresenta-se a listagem dos primeiros 10 modos de vibração.

Tabela 46 - Listagem dos modos de vibração

Modo	W (rad/s)	T (s)	f (Hz)	Sa1 (m/s ²)	Sa2	M.Ef (%)	(.M (%))
1 X	9.116	0.689	1.451	1.907	2.280	47.987	47.987
Z				1.907	2.280	16.948	16.948
2 X	15.565	0.404	2.477	2.965	2.280	30.776	78.763
Z				2.965	2.280	51.841	68.789
3 X	28.209	0.223	4.490	3.888	2.280	11.352	90.115
Z				3.888	2.280	6.482	75.270
4 X	28.860	0.218	4.593	3.922	2.280	3.484	93.599
Z				3.922	2.280	14.108	89.378
5 X	50.193	0.125	7.989	4.000	2.280	4.022	97.621
Z				4.000	2.280	8.077	97.455
6 X	78.573	0.080	12.505	4.000	2.280	1.468	99.089
Z				4.000	2.280	1.613	99.068
7 X	116.801	0.054	18.590	4.000	2.280	0.000	99.089
Z				4.000	2.280	0.014	99.082
8 X	118.343	0.053	18.835	4.000	2.280	0.000	99.089
Z				4.000	2.280	0.018	99.100
9 X	175.664	0.036	27.958	4.000	2.280	0.003	99.092
Z				4.000	2.280	0.000	99.100
10 X	243.992	0.026	38.833	4.000	2.280	0.000	99.092
Z				4.000	2.280	0.013	99.113

Nas figuras seguintes apresentam-se os 3 primeiros modos de vibração.

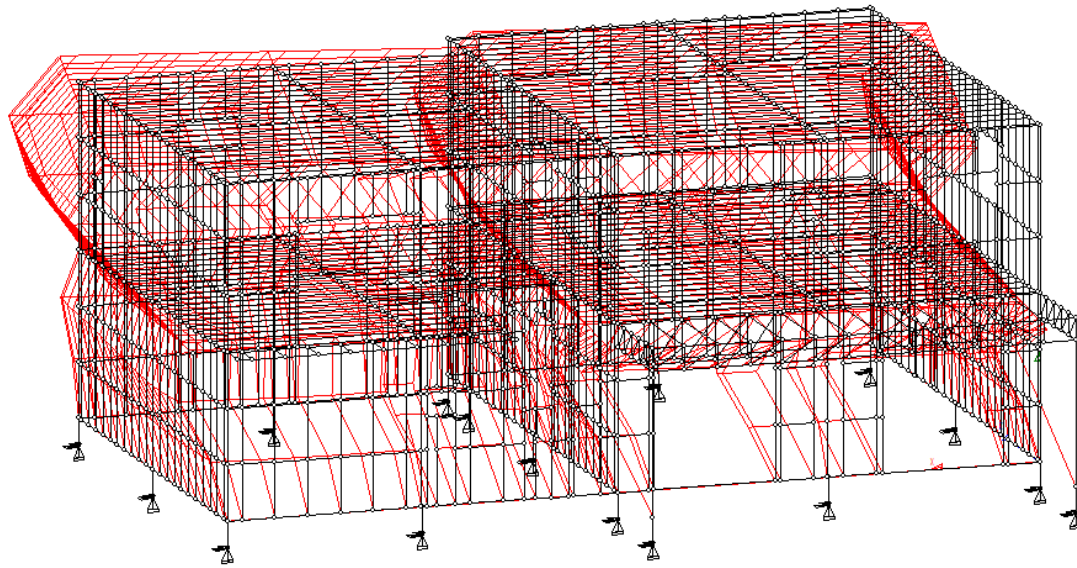


Figura 110 - 1º Modo de vibração

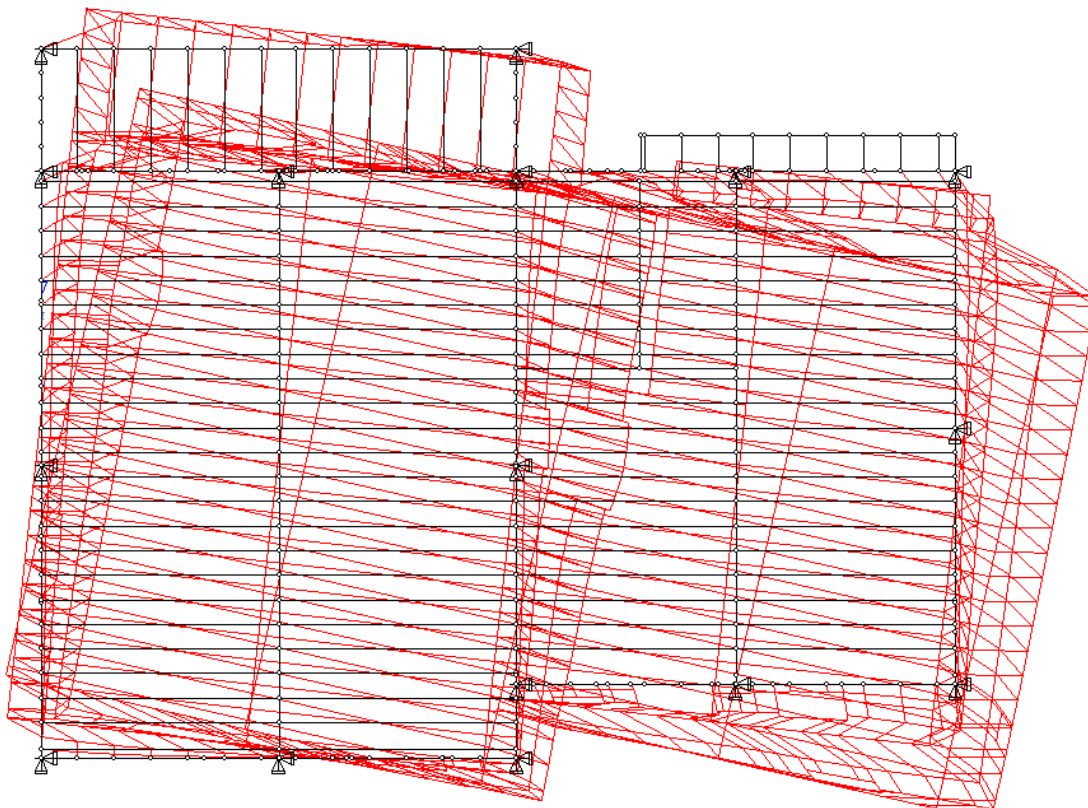


Figura 111 - 1º Modo de Vibração – Planta

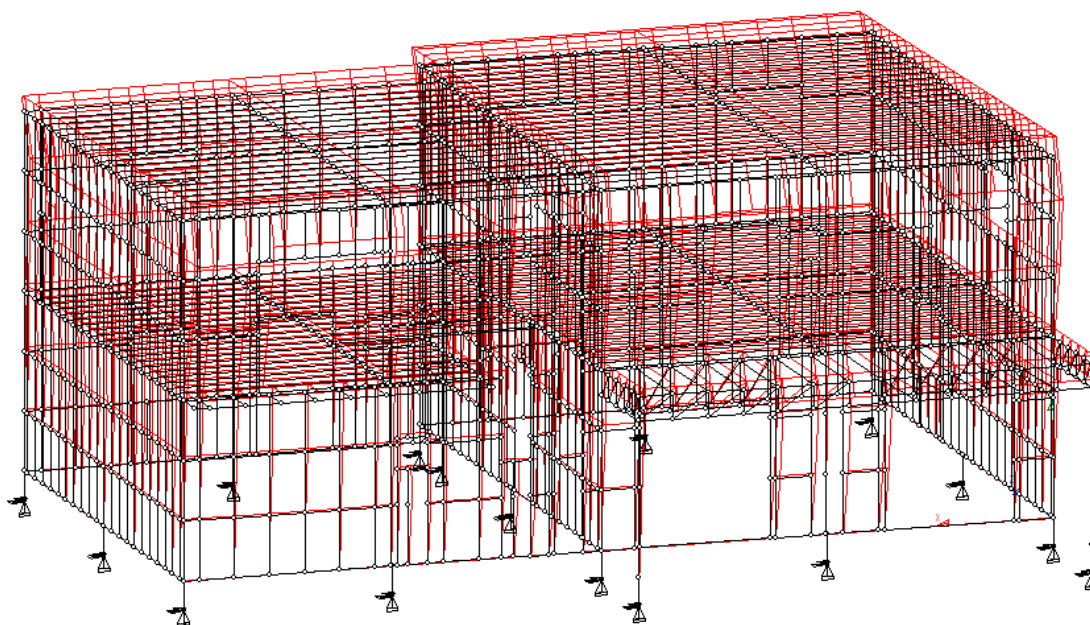


Figura 112 - 2º Modo de Vibração

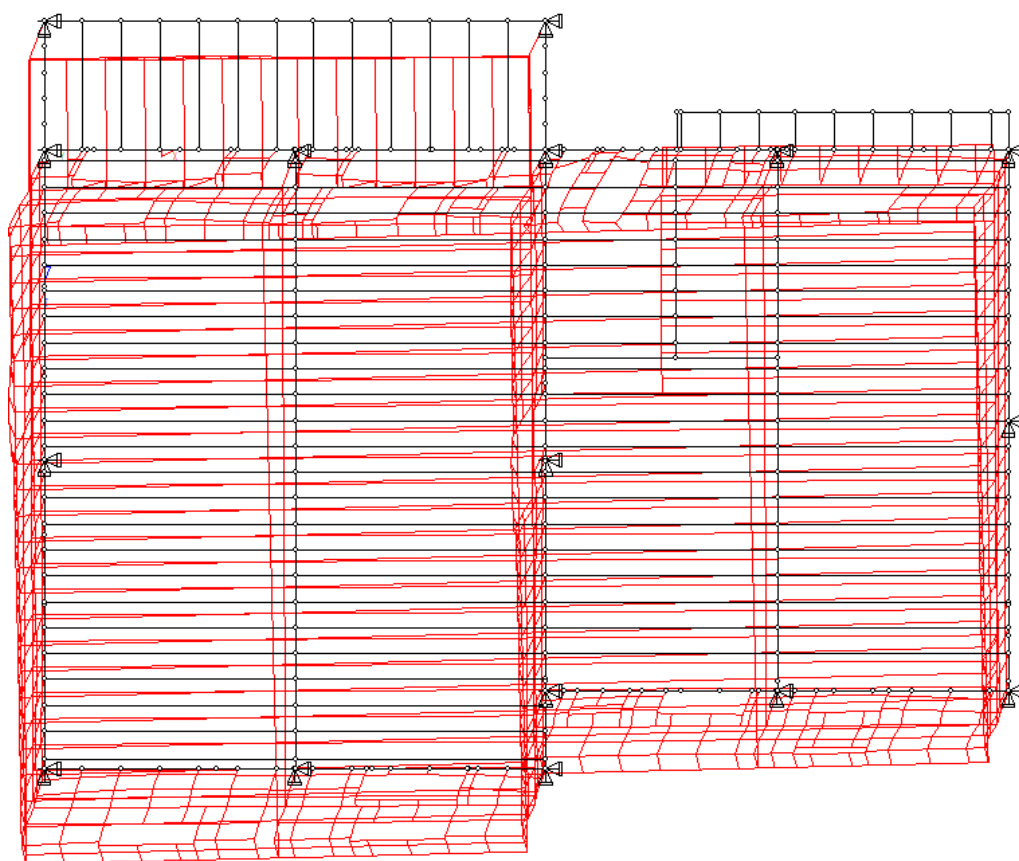


Figura 113 - 2º Modo de Vibração – Planta

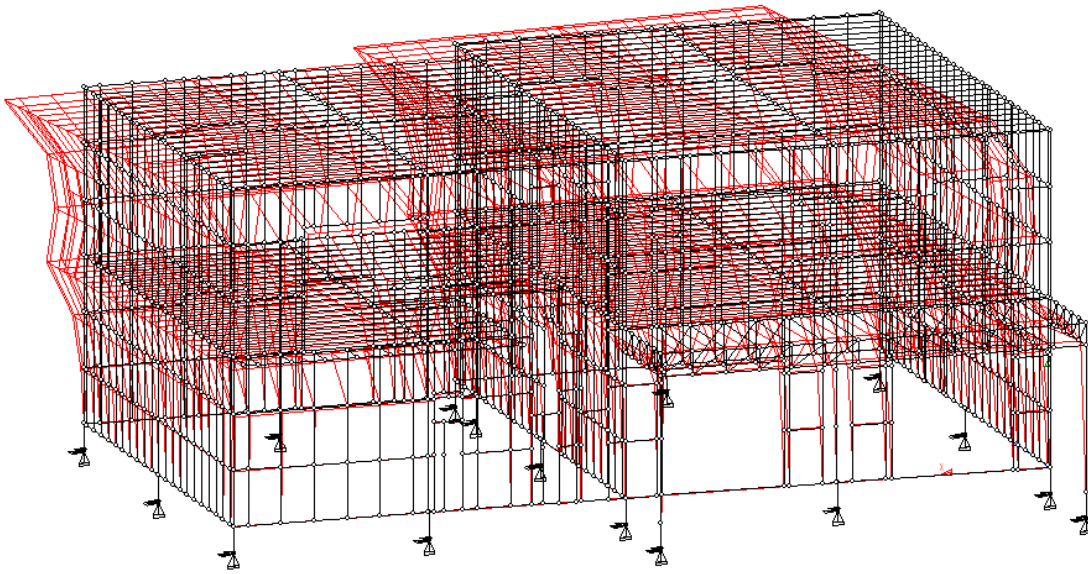


Figura 114 - 3º Modo de Vibração

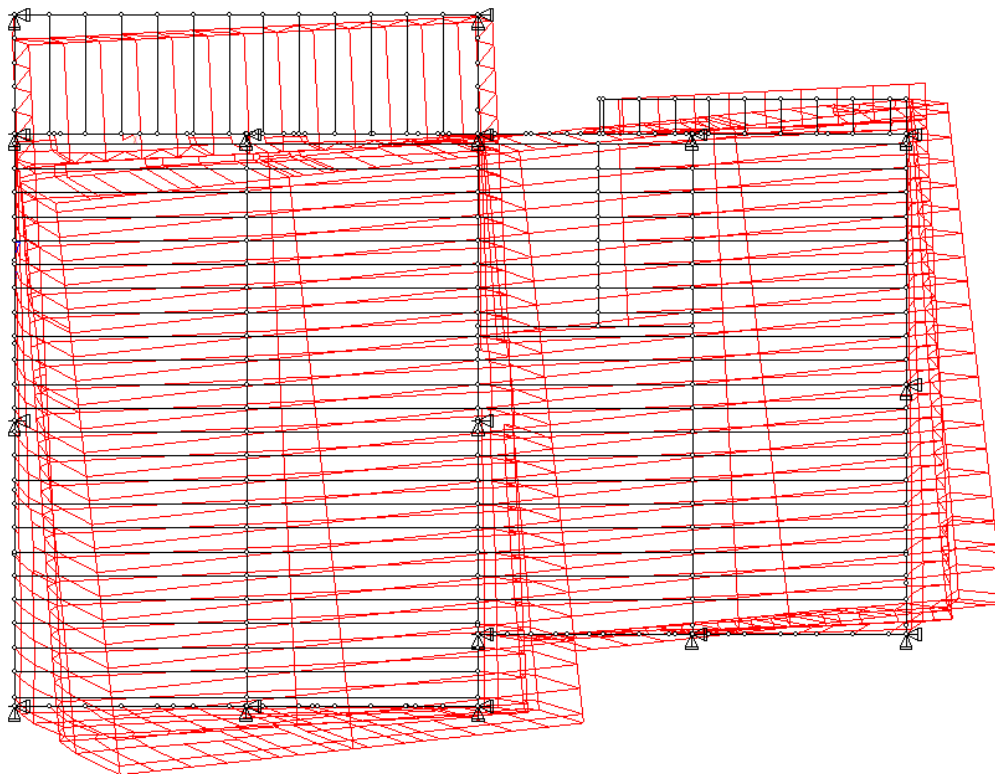


Figura 115 - 3º Modo de Vibração - Planta

Em seguida são apresentados os esforços que atuam em alguns elementos da estrutura:

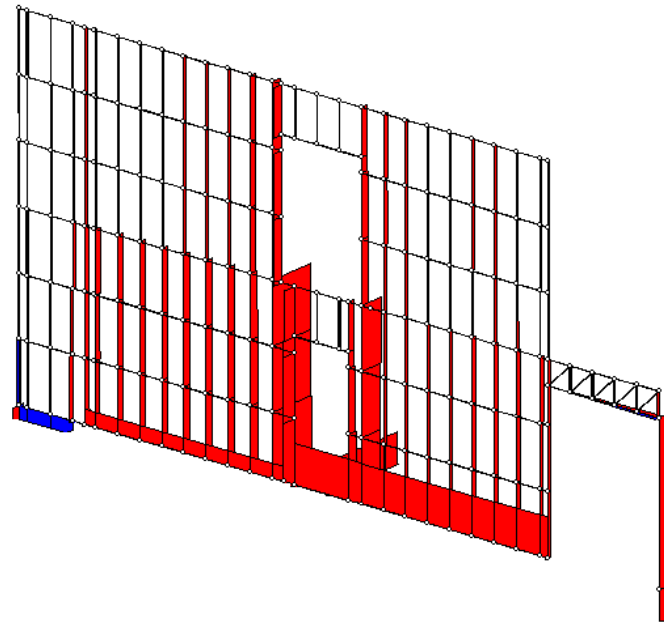


Figura 116 - Parede Central - Esforço Axial

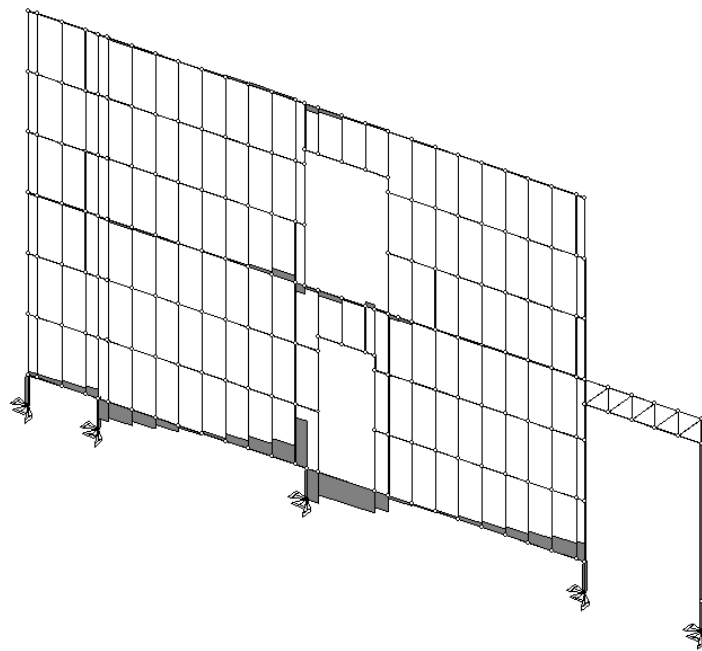


Figura 117 - Parede Central - Esforço Transverso

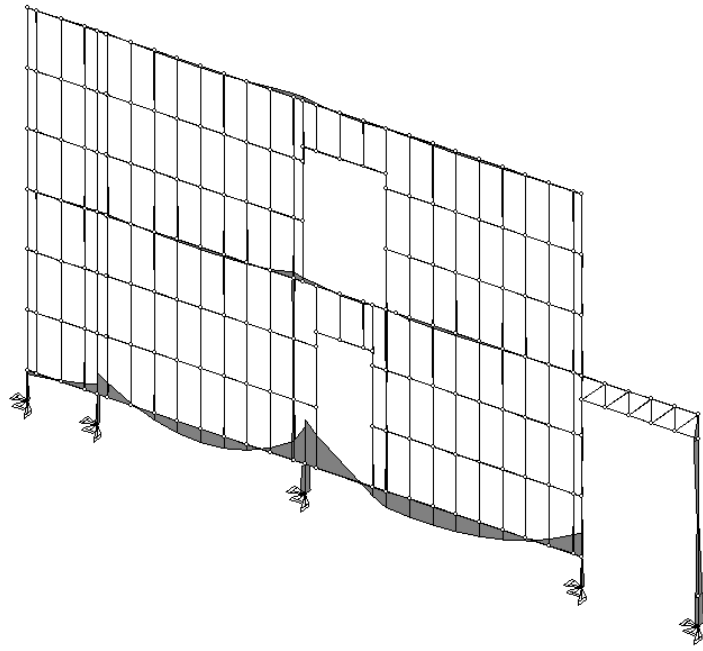


Figura 118 - Parede Central Momento Flector segundo

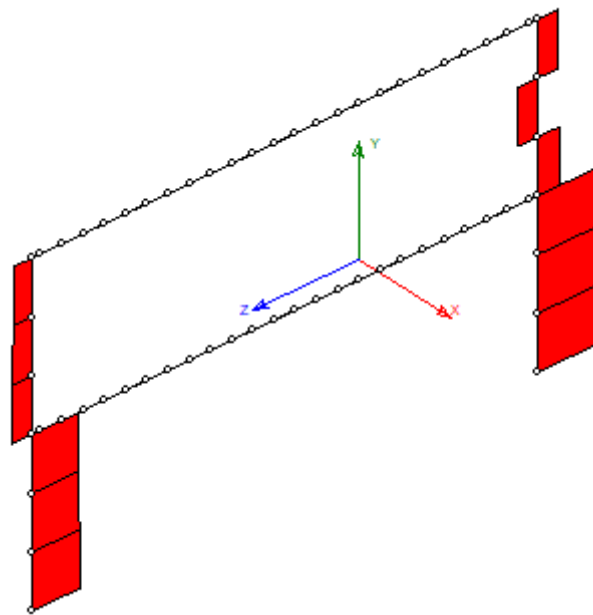


Figura 119 - Pórtico HEA Cozinha/Sala/1º Piso – Esforço Axial

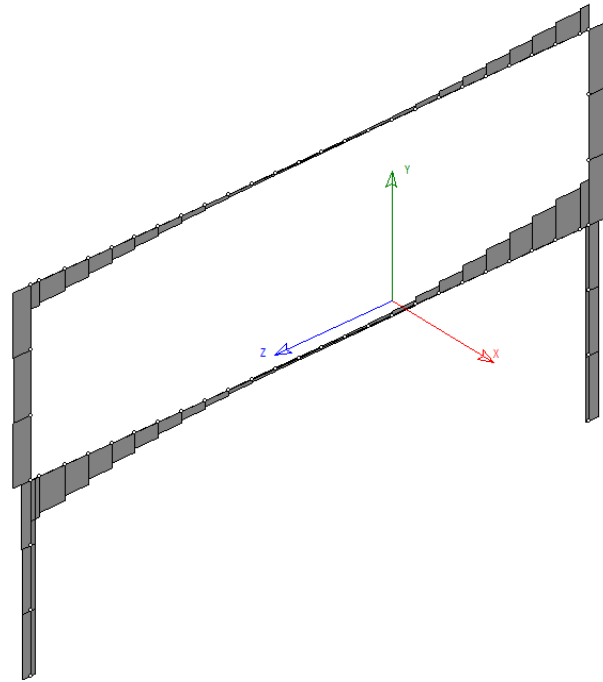


Figura 120 - Pórtico HEA Cozinha/Sala/1º Piso – Esforço Transverso

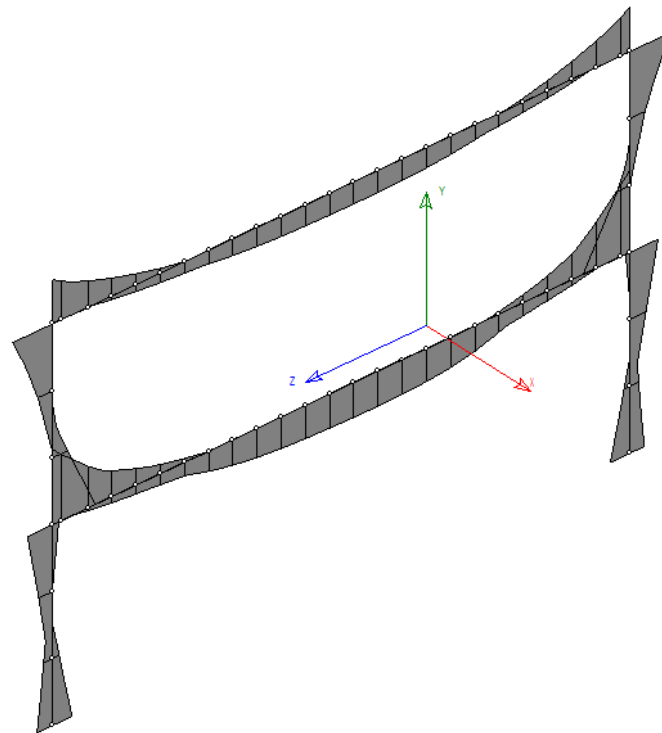


Figura 121 - Pórtico HEA Cozinha/Sala/1º Piso – Momento Flector segundo z

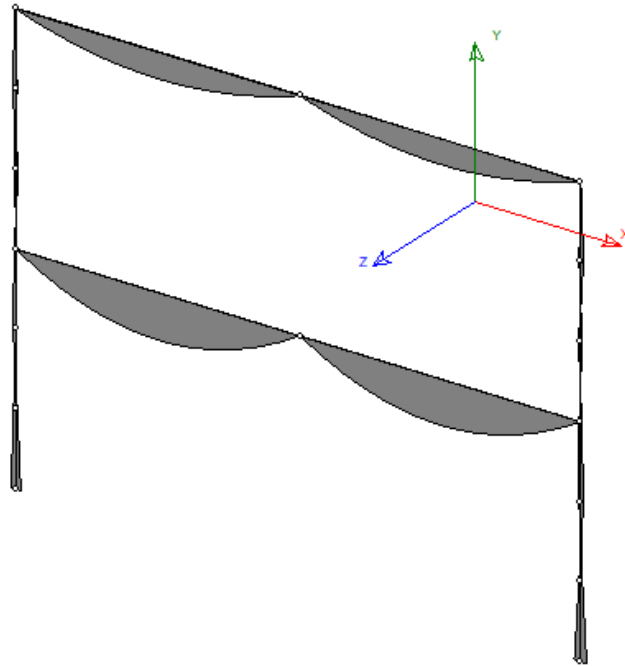


Figura 122 - Viga de pavimento apoiada no pórtico HEA / Sala – Momento Flector segundo z

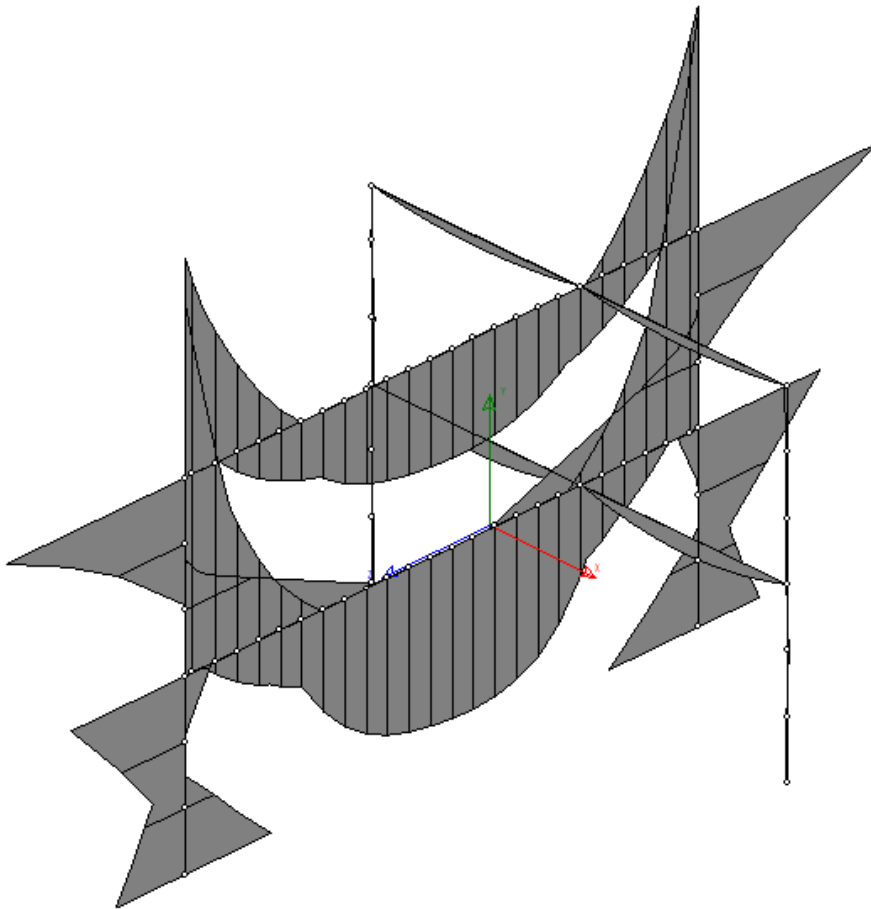


Figura 123 - Viga de pavimento sobre Pórtico HEA/ Sala - Momento Flector segundo Z

Capítulo 6 – Estrutura em Betão Armado

6.1 – Modelação do Sistema Estrutural

A estrutura em betão armado foi modelada com pilares nos cantos e a meio vão de secção 25x25, com vigas de secção 25x30 e lajes de pavimento e cobertura de com uma espessura de 18cm.

As fundações do edifício serão constituídas por sapatas diretas com uma laje de piso térreo idêntica à da construção em LSF.

6.2 – Ações

6.2.1 Ações Permanentes

A construção tradicional em betão armada é formada essencialmente pela superestrutura em betão armado que consiste nos pilares, vigas e sapatas, e a alvenaria que constitui as paredes exteriores e divisórias.

Deste modo, tendo em conta o material aqui referido e o exposto no capítulo 5 o valor das cargas permanente e variáveis é dado pela tabela e análises seguintes:

Tabela 47 - Alvenaria de tijolo em construção de betão armado

Tijolo				
Aplicação	espessura	Peso	h	Peso
	Pano de tijolo	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]
Parede interior	30x20x11	1.8	2.8	5.04
Paredes exterior	30x20x11 + 30x20x15	3	2.8	8.4

6.2.1.1 - Ações no pavimento

Segundo o (RSA Artigo 15^o (a)) o peso das paredes divisórias assimila-se a uma carga permanente uniformemente distribuída em todo o pavimento assumindo o seguinte valor:

$$CP_{Parede\ div} = 5,04 \cdot 0,4 = 2\text{kN} / m$$

Daí vem que a carga permanente no pavimento é dada por:

$$CP = 1,5 + 2 = 3,5\text{kN} / m$$

6.2.1.2 - Ação ao longo das vigas

Ao longo das vigas encontra-se uma carga distribuída causada pelas paredes exteriores de alvenaria, que perfazem uma carga de $8,4kN / m$ como indicado na tabela nº 44 acima.

6.2.2 - Ações Variáveis

As ações do vento e do sismo para a estrutura em betão armado são exatamente as mesmas que as calculadas para a estrutura em LSF no capítulo 5.

6.3 – Dimensionamento da Estrutura em Betão Armado

Para a realização do dimensionamento da estrutura em betão armado recorreu-se novamente ao software ARKTEC TRICALC, onde após a modelação da estrutura, foram introduzidas todas as propriedades e ações necessárias para a realização da sua análise e dimensionamento. Na figura 124 apresenta-se a estrutura antes e após o dimensionamento, e nas figuras 125 e 126 é possível visualizar algumas peças desenhadas, dimensionadas pelo cálculo automático.

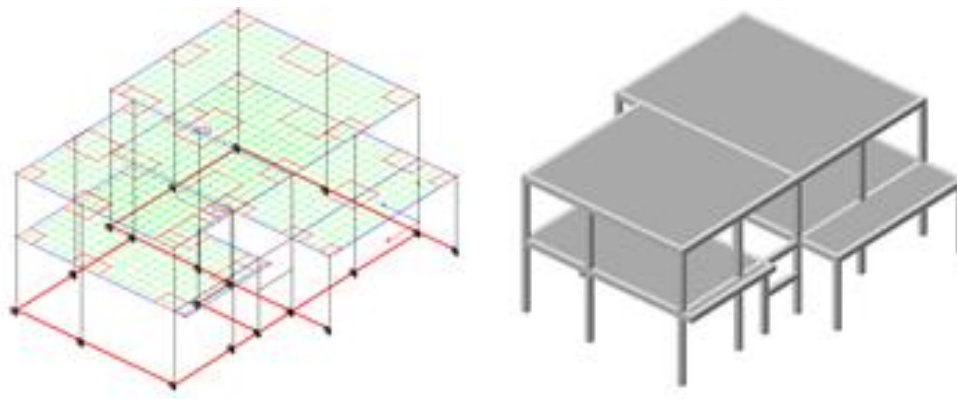


Figura 124 - Solução em Betão Armado vista Traseira

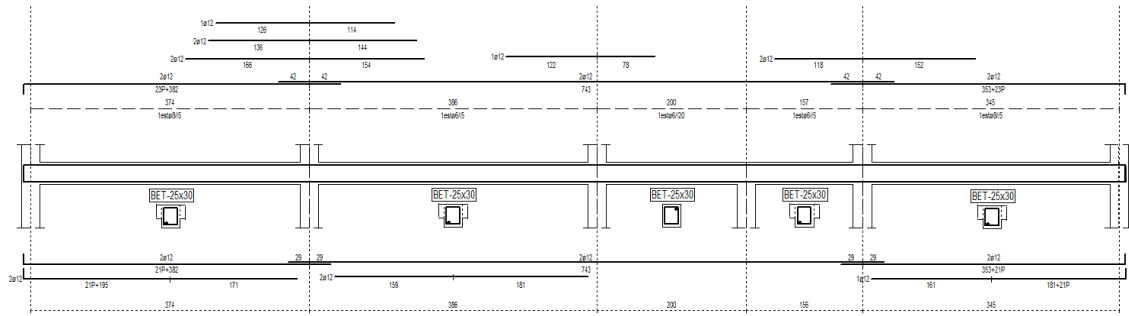


Figura 125 - Pórtico à cota 300

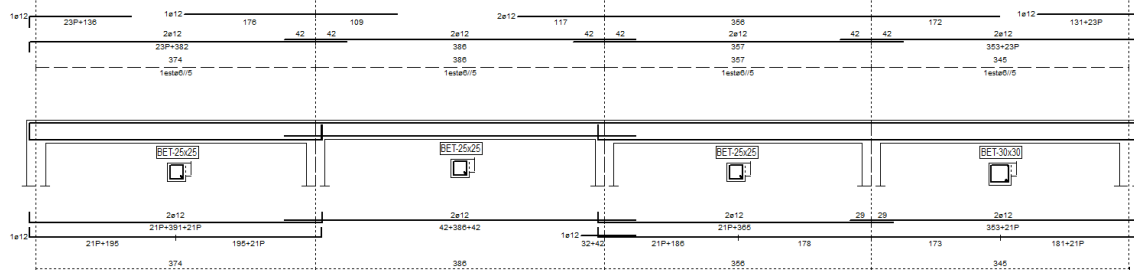


Figura 126 - Pórtico à cota 600

Capítulo 7 – Análise Comparativa das Soluções Finais

Neste Capítulo faz-se uma comparação entre as soluções estruturais apresentadas anteriormente, em LSF + pórtico metálico e em betão armado. Assim sendo apresentam-se e comparam-se os custos, a área útil disponível e o tempo de construção inerentes a cada solução.

7.1 – Medições e Orçamento

O software de elementos infinitos utilizado neste trabalho, Tricalc, permite a partir do modelo criado quantificar todos os materiais utilizados. Posto isto, nas tabelas seguintes estão expostas as quantidades de materiais aferidos das duas soluções de construção abordadas.

7.1.1 – Solução Sistema LSF

Tabela 48 - Construção em LSF - Perfis metálicos

TOTAIS		
	OUTROS	Totais
PILARES	4212.41	4212.41
VIGAS	13026.70	13026.70
DIAGONAIS	65.18	65.18
Totais	17304.29	17304.29

Tabela 49 - Medições - Construção em LSF - Fundações - Vigas

	AÇO		BETÃO		COFRAGEM		TOTAIS
	kg	€	m ³	€	m ²	€	€
Vigas	758.81	963.81	4.287	352.73	48.577	1349.73	2666.27
TOTAIS	758.81	963.81	4.287	352.73	48.577	1349.73	2666.27

Tabela 50 - Medições - Construção em LSF - Fundações – Pilares

	AÇO		BETÃO		COFRAGEM		TOTAIS
	kg	€	m³	€	m²	€	€
Pilares	73.38	93.17	0.608	53.60	8.801	76.33	223.10
TOTAIS	73.38	93.17	0.608	53.60	8.801	76.33	223.10

Tabela 51 - Medições - Construção em LSF - Fundações - Sapatas

TOTAIS

	AÇO		BETÃO		BETÃO REG.		COFRAGEM		TOTAIS
	kg	€	m³	€	m³	€	m²	€	€
SAPATAS	225.77	286.74	3.061	293.47	1.288	123.52	-	-	703.73
TOTAIS	225.77	286.74	3.061	293.47	1.288	123.52	0.000	0.00	703.73

Tendo em conta as quantidades de materiais aferidas e embora o Tricalc forneça uma estimativa de preços, foi utilizado como base o gerador de preços CYPE [8] onde foram totalizados os custos dos elementos estruturais.

Tabela 52 - Custos de construção em LSF

Construção em LSF			
un	kg	Preço Unitário €	Total €
Perfis	17304.29	0.98	16958.20
Fundações	832.19	0.78	649.11
Total aço			17607.31
Betão			
un	m3	Preço Unitário €	Total €
Fundações	4.287	83.08	356.16396
Cofragem			
un	m2	Preço Unitário €	Total €
Fundações	57.378	37.5	2151.675
Custo total - Construção em LSF			€
			20115.2

7.1.2 - Solução Betão Armado

Tabela 53 - Medições - Construção em Betão Armado - Vigas e pilares

TOTAIS

COTA	AÇO		BETÃO		COFRAGEM		TOTAIS
	kg	€	m³	€	m²	€	€
-50.0	808.93	1027.30	3.973	350.31	60.440	524.66	1902.27
150.0	39.10	49.65	0.338	28.92	4.340	70.15	148.72
300.0	1406.32	1786.05	8.654	727.56	90.407	1757.51	4271.12
600.0	605.08	768.46	4.285	352.55	36.788	1022.00	2143.01
TOTAIS	2859.43	3631.46	17.250	1459.34	191.975	3374.32	8465.12

Tabela 54 - Medições - Construção em Betão Armado - Laje 1º Piso

PLANO 300

LAJE	BETÃO (m³)	S.LAJE (m²)	S.VIGAS (m²)	S.TOTAL (m²)
LM1	22.753	126.40	18.98	145.38

Tabela 55 - Medições - Construção em Betão Armado – Laje 1º Piso - Aço

AÇO Diâmetro (ø)	Armadura kg	LONGITUDINAL €
12	2802.36	3559.00
TOTAIS	2802.36	3559.00

Tabela 56 - Medições - Construção em Betão Armado - Laje de cobertura

PLANO 600

LAJE	BETÃO (m³)	S.LAJE (m²)	S.VIGAS (m²)	S.TOTAL (m²)
LM2	21.483	119.35	13.91	133.26

Tabela 57 - Medições - Construção em Betão Armado - Laje de cobertura - Aço

AÇO Diâmetro (ø)	Armadura kg	LONGITUDINAL €
12	2553.73	3243.24
TOTAIS	2553.73	3243.24

Tabela 58 - Medições - Construção em Betão Armado - Fundações

	kg	AÇO €	m³	BETÃO €	BETÃO REG. m³	BETÃO REG. €	m²	COFRAGEM €	TOTAIS €
LINTÉIS	306.89	389.74	1.213	99.79	0.581	47.80	9.688	269.15	806.48
SAPATAS	364.46	462.87	5.511	528.37	1.892	181.44	-	-	1172.68
TOTAIS	671.35	852.61	6.724	628.16	2.473	229.24	9.688	269.15	1979.16

Tabela 59 - Custo de construção em betão armado

Construção em Betão Armado			
un	m3	Preço Unitário €	Total €
Vigas e Pilares	17.25	83.08	1433.13
Lajes	44.236	83.08	3675.12688
Fundações	6.724	83.08	558.62992
Betão Regularização	2.473	91.25	225.66125
Total betão			5892.54805
Aço			
un	kg	Preço Unitário €	Total €
Vigas e Pilares	2859.43	0.78	2230.3554
Lajes	5567.7	0.78	4342.806
Fundações	671.35	0.78	523.653
Total aço			7096.8144
Cofragem			
un	m2	Preço Unitário €	Total €
Vigas e Pilares	191.975	37.5	7199.0625
Lajes	278.64	37.5	10449
Fundações	9.688	37.5	363.3
Total cofragem			18011.3625
Custo total - Construção em Betão Armado			€
			31001

7.2 – Área Útil Disponível

Uma vez que tanto as paredes exteriores como interiores da construção em betão armado são constituídas por tijolo, isto leva a que estes elementos tenham uma maior largura e, portanto, ocupem uma maior área.

Na construção em betão armado da habitação as paredes foram modeladas em termos de largura, no sentido interior da casa, uma vez que numa situação real onde pode haver limitações em termos de área de implantação, a estrutura em betão não poderia “crescer” a partir dos eixos e para lá das paredes em LSF.

Nas figuras 127 e 128 que se seguem encontram-se as plantas da solução em betão armado.

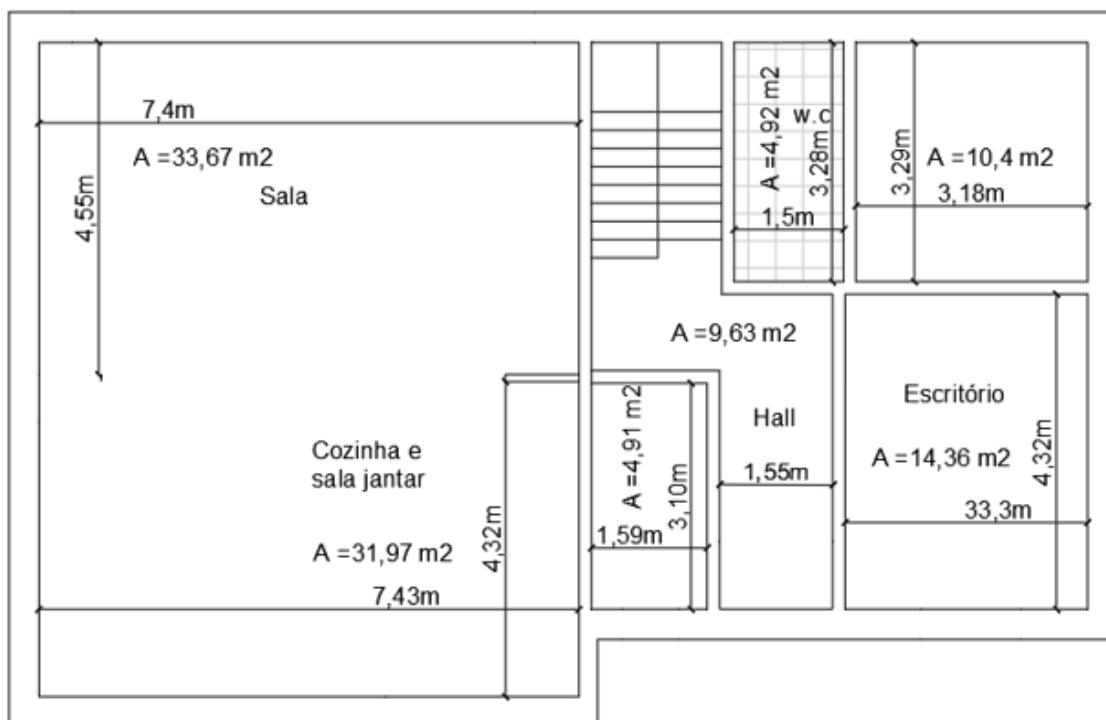


Figura 127 - Planta do Rés do Chão - Betão Armado

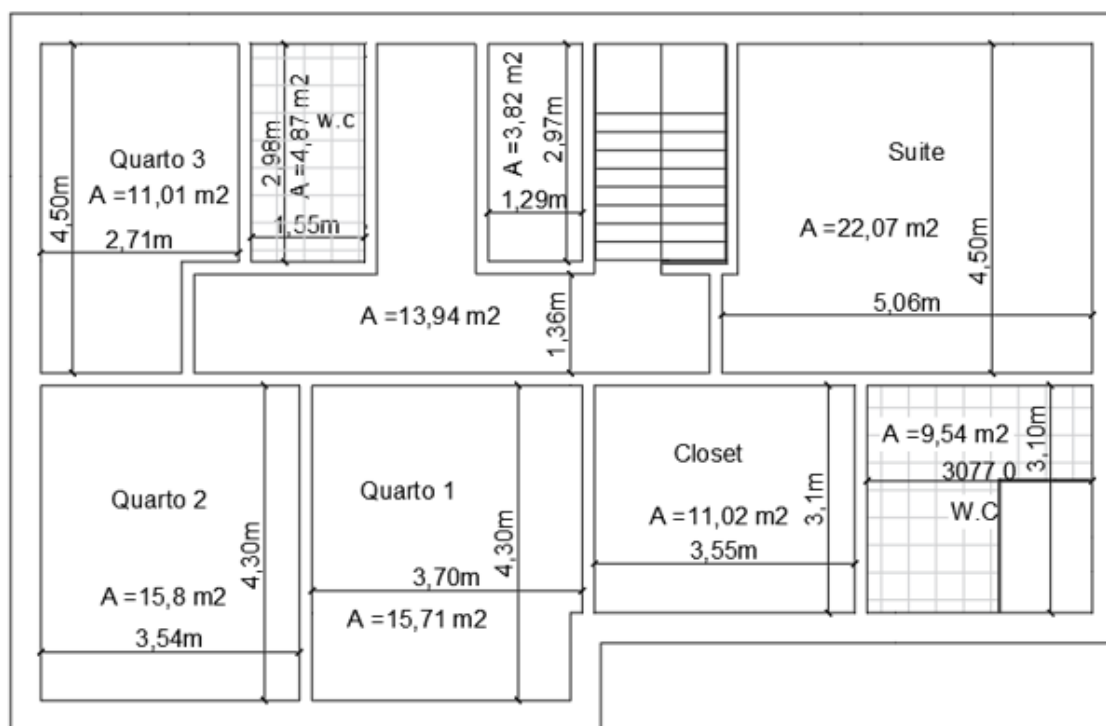


Figura 128 - Planta do 1º andar - Betão Armado

Área habitacional da construção em LSF = $232,34m^2$

Área habitacional da construção em betão armado = $213,82$

7.3 – Tempo Construção

Na construção em LSF, não existem tempos de espera para a cura do betão, e os elementos dos montantes e vigas podem ser previamente montados em painéis, sendo então posteriormente erguidos e colocados para formar as paredes.

Tendo em conta os métodos de construção peculiares referentes à construção em LSF mencionados anteriormente e ao longo deste trabalho, foram elaborados planos de trabalho e gráficos de Gantt com recurso ao software Microsoft Project, para a estrutura em LSF e estrutura em Betão Armado. De referir que uma vez que se considera que as duas soluções utilizem exatamente o mesmo acabamento, este tempo de construção diz somente respeito à superestrutura e paredes não estruturais.

Para a elaboração do plano de trabalhos foram criadas atividades que compelem os materiais e trabalhos para a execução da construção da estrutura, com as quantidades e medições aferidas pelo software TRICALC, ARKTEK.

7.3.1 - Plano de Trabalhos da estrutura em LSF

Seguidamente na figura 129 é apresentado o plano de trabalhos referente à estrutura em LSF.

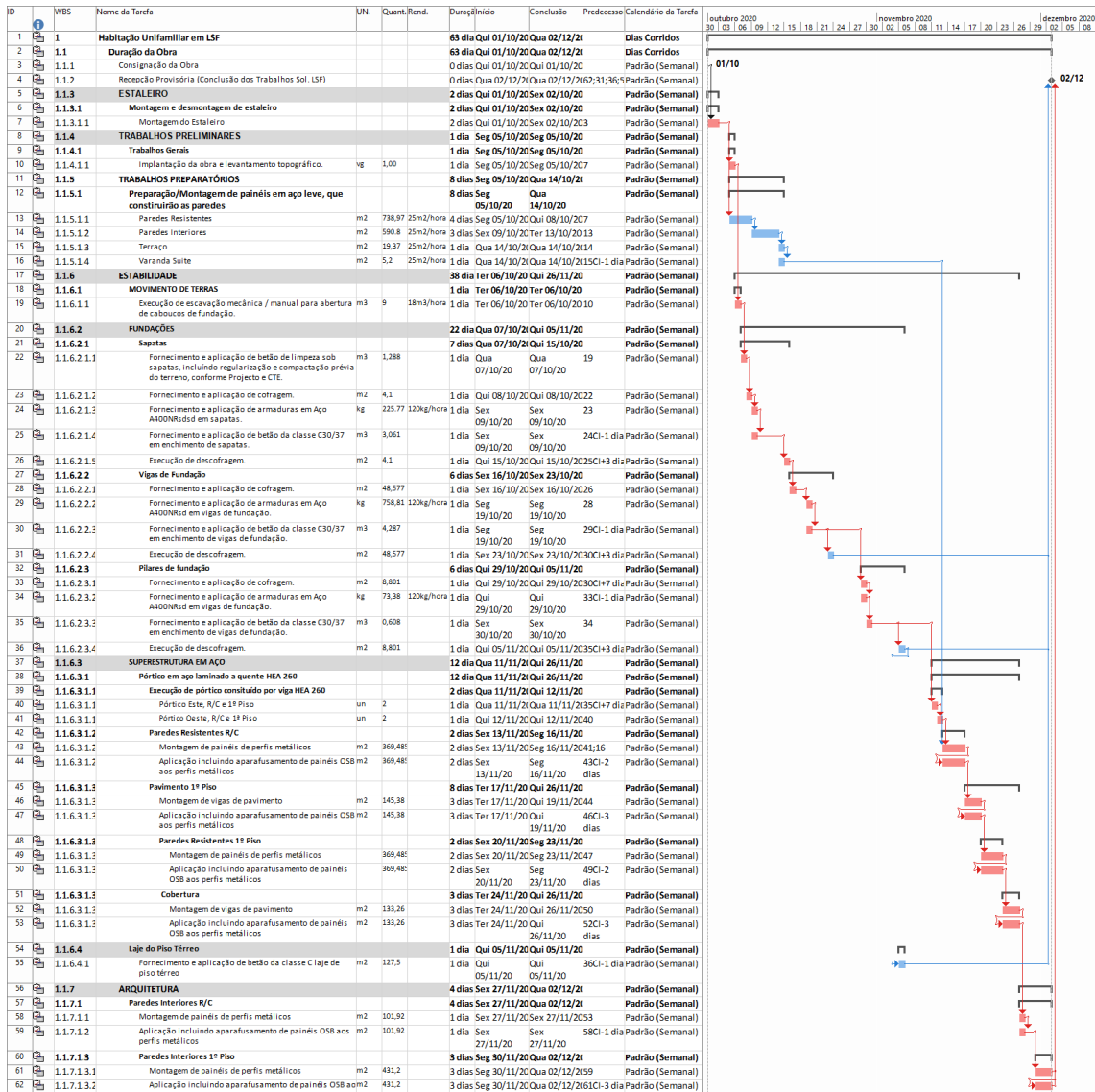


Figura 129 - Plano de trabalhos Estrutura LSF - Gráfico de Gantt

Tempo de construção da estrutura em LSF = 63 dias

7.3.2 – Plano de Trabalhos da estrutura em Betão Armado

Em seguida na figura 130 é apresentado o plano de trabalhos da estrutura em Betão Armado.

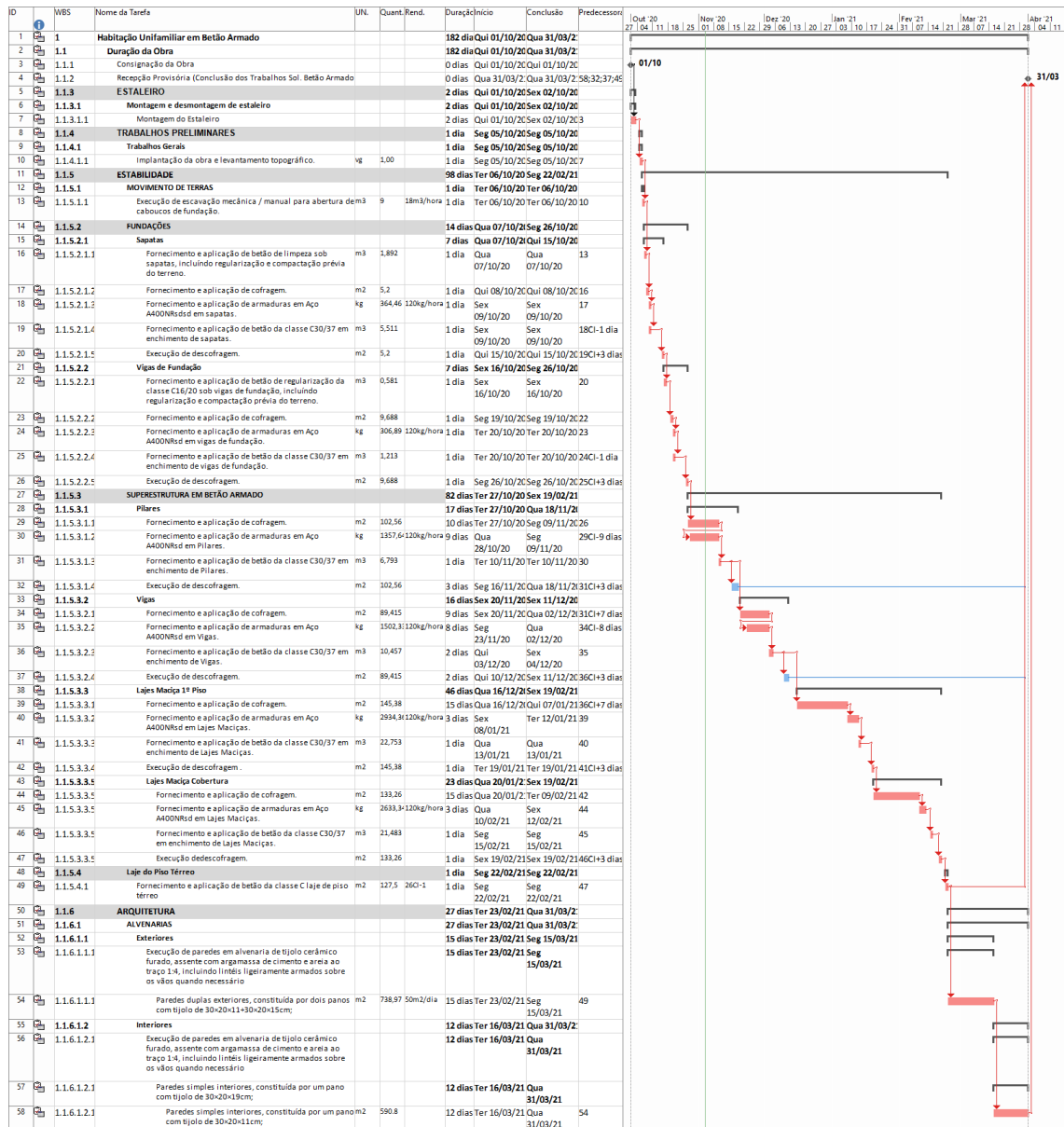


Figura 130 - Plano de trabalhos - Estrutura em Betão Armado - Gráfico de Gantt

Tempo de construção da estrutura em betão armado = 182 dias

7.4 – Comparação das Soluções

O sistema térmico e acústico, nomeadamente o sistema ETICS foi considerado o mesmo para as duas soluções (construção em LSF e construção em betão armado) por forma a providenciar às duas hipóteses as mesmas condições de conforto e também a tornar mais direta e precisa a sua comparação em termos de custos e de área habitacional.

7.2.1 - Orçamento

Como é possível observar os custos dos elementos estruturais para a estrutura em LSF são mais baixos que a estrutura em betão armado, 20115.21€ e 31001€ respetivamente.

7.2.2 - Área habitacional

Na figura 131 apresentada em seguida é possível observar a sobreposição de áreas no Rés do Chão entre as duas construções, sendo verde e branca, construção LSF e construção em betão armado respetivamente.

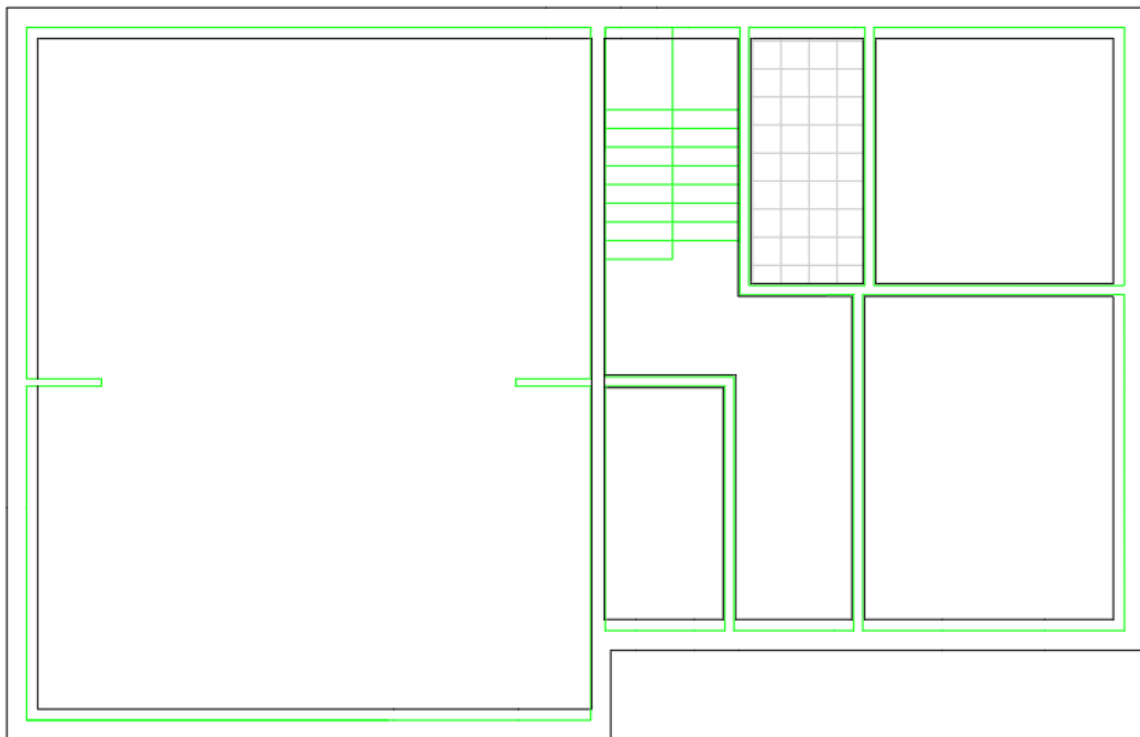


Figura 131 - Sobreposição de áreas LSF x Betão Armado

Tendo em conta as áreas aferidas anteriormente em 7.2 observa-se que a diferença de área entre as duas construções é de $18,52m^2$.

Conclui-se que esta diferença de área pode equivaler a um quarto ou mais, dependendo das dimensões da habitação a construir.

7.4.3 – Tempo de Construção

Como foi possível observar através da simulação do plano de trabalhos e gráfico de Gantt para cada construção, para estrutura em LSF e estrutura em Betão Armado, a diferença relativa ao tempo de construção é de 119 dias, nomeadamente a estrutura em

LSF apresenta uma diferença de cerca de $1/3$ a menos do tempo de construção relativamente à estrutura em Betão Armado.

Conclui-se como previsto que a construção em LSF apresenta-se muito mais célere, o que para além de reduzir o tempo de construção afeta diretamente os custos relacionados com a mão de obra e toda a manutenção de estaleiro.

Capítulo 8 – Conclusões e Trabalhos Futuros

O desenvolvimento desta dissertação permitiu arrecadar conhecimentos numa área pouco abordada em termos académicos, e aplicar os conhecimentos retidos nos domínios da resistência dos materiais, estruturas metálicas e betão armado. Com o estudo feito foi também possível munir a consciência de que existem diversas metodologias e práticas de construção que diferem da construção geralmente habitual.

Com o estudo e desenvolvimento do dimensionamento dos perfis enformados a frio, foi fundada uma relativa complexidade de cálculo, que não se orienta na mesma linearidade que o dimensionamento de estruturas de betão armado ou de laminados a quente.

Na conceção e modelação da estrutura com esta tipologia, deferiu-se com uma limitação em termos de comprimento de vão das vigas de pavimento devido à encurvadura, a qual levou à necessidade de incorporar um elemento laminado a quente, para que não fossem utilizadas secções compostas demasiado complexas. Esta condição revela-se como a maior condicionante em termos arquitetónicos, que para além de limitar os vãos limita também a altura ou número de pisos que este tipo de construção permite.

Através do plano de trabalhos foi possível observar, tal como mencionado e referido como uma das grandes vantagens da construção de estruturas em LSF, que o seu tempo de construção apresenta-se significativamente menor que a construção em betão armado. A mão de obra para a construção em LSF necessita de ser mais qualificada uma vez que este tipo de construção em Portugal ainda não é muito comum, o que leva a um acréscimo de custos de construção, mas que no entanto pode ser compensado e recuperado face ao tempo de execução da obra.

Ao comparar o custo dos materiais que compõem a superestrutura e as paredes exteriores e interiores, concluiu-se que o custo destes materiais na construção em LSF também se revelou inferior, pois embora o custo do aço seja superior ao do betão, por a estrutura se tratar maioritariamente em aço leve, com exceção dos pórticos HEA, isto leva a que a sua quantificação comparativamente ao aço laminado a quente seja inferior.

Com a conclusão e com os conhecimentos obtidos na elaboração da presente dissertação existem alguns pontos que se podem compulsar em desenvolvimentos futuros:

Estudo mais aprofundado sobre os tempos de construção da estrutura em LSF, por forma a apurar uma maior precisão em termos de execução e elaboração de um plano de trabalhos, que se enquadre o mais próximo possível com a realidade.

Desenvolvimento do projecto de saneamento e rede de electricidade e o seu enquadramento nos elementos e paredes da estrutura em LSF.

Estudar tipologias de habitação diferentes para poder aferir as limitações e possibilidades da construção em aço leve.

Bibliografia

- [1] Ambista - furniture and interior design, www.ambista.com, (acedido: 21 Julho 2019)
- [2] Andrade, J. (2017). Estruturas Metálicas Conceitos Gerais
- [3] Andrade, Rui. Estudo Comparativo entre Construção Tradicional e Light Steel Framing LSF (2016)
- [4] APA, The Engineered Wood Association, www.apawood.org, (2019)
- [5] APFAC, (2018). Manual ETICS, www.apfac.pt.
- [6] Ashby, M. Jones, D. (2006) Engineering Materials 2
- [7] Bloken, Construções em aço leve, www.bloken.pt, (acedido 2 Setembro 2019)
- [8] CYPE , <http://www.cype.pt/>
- [9] EPF, European Panel Federation Wood Based Panels, www.europanel.org, (2019)
- [10] Espaços com Vida, Construção em Aço, www.espacoscomvida.pt, (acedido 2 Setembro 2019)
- [11] Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-1: Ações gerais (EN 1991-1-1 2009)
- [12] Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1-3: Ações gerais (EN 1991-1-3 2009)
- [13] Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1-4: Ações gerais (EN 1991-1-4 2009)
- [14] Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1 2010)
- [15] Eurocódigo 3- Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EN 1993-1-1 2010)
- [16] Eurocódigo 3- Projeto de estruturas de aço, Parte 1-3: Regras gerais e regras suplementares para elementos de aço enformado a frio e perfilhamento (EN 1993-1-3 2006)
- [17] Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço, Parte 1-5: Elementos estruturais (EN 1993-1-5 2006)
- [18] Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço, Parte 1-8: Ligações (EN 1993-1-5 2005)
- [19] Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (EN 1998-1 2010)
- [20] Eurocódigo – Base de Projeto de Estruturas (EN 1990 2005)

- [21] Futureng, Light Steel Framing Engenharia e Projeto, www.futureng.pt, (acedido: 18 Julho 2019)
- [22] Gyptec Ibéria – Gessos Técnicos, SA, www.gyptec.eu, acedido 21 Julho 2019)
- [23] Leskela, M. External Thermal Insulation Composite System, www.hindawi.com, (2014)
- [24] Lopes, S. (2012). Conceção e Produção de Placas de Gesso Laminado
- [25] Martins, J. Paiva, P. (2010). Materiais de Construção - Ligantes
- [26] Mendes, H. Procedimento para Análise e Dimensionamento de Estruturas de Edifícios em Aço Leve (2015)
- [27] Mendes, P. Structural Design of a Light Steel Frame House (2019)
- [28] Patrício, J. (2018). Acústica nos edifícios
- [29] Perfisa Sa, www.perfisa.com , (acedido: 18 Julho 2019)
- [30] Rego, D. Estruturas de Edifícios em Light Steel Framing (2012)
- [31] Silvestre, N. Camotim, D. (Outubro 2006)
- [32] Silvestre, N. Pires, J. Santos, A. (2013) Conceção de Estruturas e Edifícios em LSF Light Steel Framing
- [33] Simões, Rui. Dimensionamento de Estruturas Metálicas (2014)
- [34] Tangentescala, Construções e Representações, www.tangentescala.pt, (acedido: 4 Setembro 2019)
- [35] WSF, (2017). World Steel Association, www.worldsteel.org

ANEXO 1 - Peças Escritas

Memória Descritiva

1 - Introdução

O presente documento refere-se ao projecto de dimensionamento de uma estrutura em LSF, aço leve, ou aço enformado a frio, de uma habitação unifamiliar de 2 pisos, situada em Oeiras na zona da grande Lisboa.

2.Objectivos

Neste documento pretende-se justificar e caracterizar as soluções propostas para a estabilidade estrutural que permitirão a construção do edifício.

3.Descrição genérica do projeto

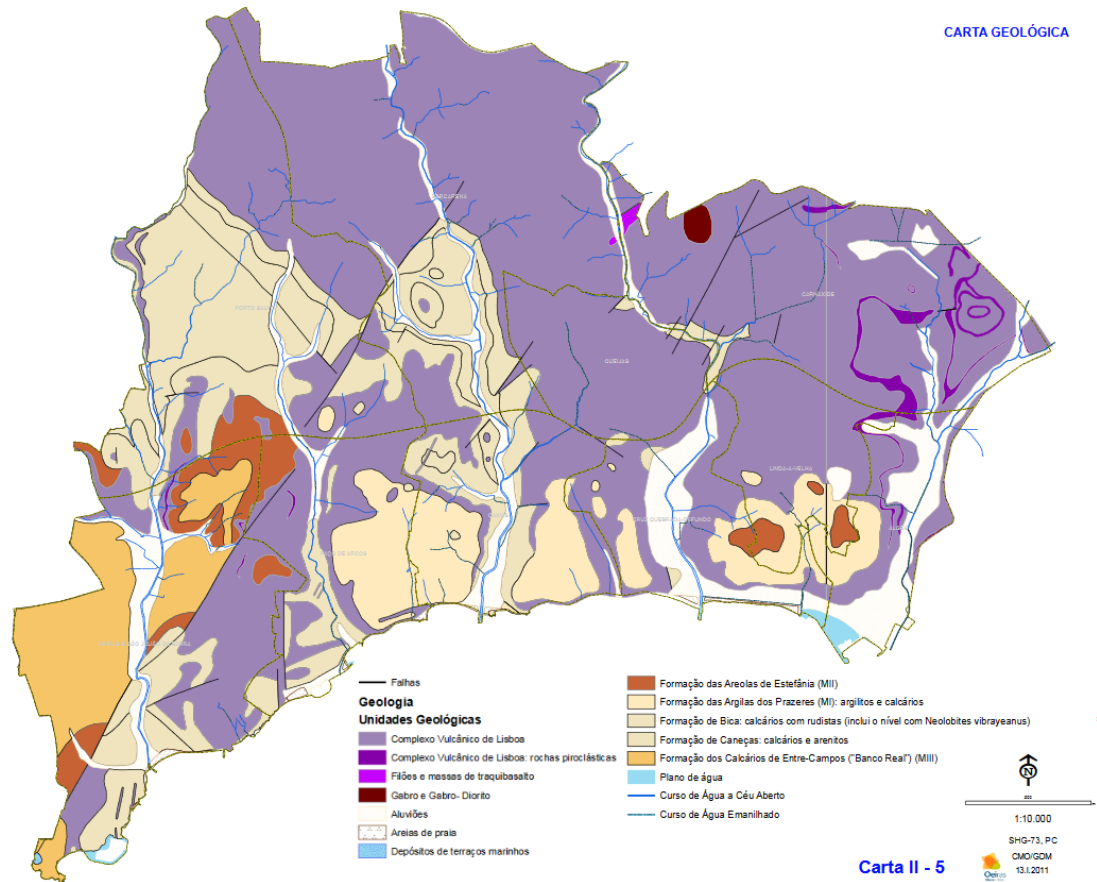
O edifício em questão consiste numa habitação unifamiliar de 2 pisos, um rés do chão e um primeiro piso. A habitação apresenta formas retangulares, em que no R/C do lado Oeste distingue-se um retângulo maior com aproximadamente 10m de comprimento e 8m de largura, e do lado Este um outro retângulo com 9 e 7m, respetivamente. O piso superior é constituído pela mesma geometria com o acréscimo de um terraço e uma varanda virados para o lado Sul. Em ambos os pisos o pé direito apresenta uma altura de 2,80m.

Do ponto de vista estrutural, a construção apresenta paredes exteriores com sistema ETICS com espessuras de aproximadamente 27cm, estas paredes sendo constituídas por perfis de aço enformado a frio C150 espaçados entre eles de 40cm, são elas todas paredes resistentes, incluindo ainda a parede central do edifício que delimita as 2 geometrias retangulares referidas anteriormente. Os pavimentos tal como as paredes resistentes, são constituídos por perfis de aço enformado a frio, mas de secção composta 2C250, apresentando o mesmo alinhamento que os perfis das paredes resistentes.

4.Condições Geológicas, Geotécnicas e Hidrogeológicas.

4.2 Geologia local

De acordo com excerto da carta Geológica (figura abaixo) - pdm.cm-Oeiras, que contém a zona em estudo, os terrenos interessados à intervenção e implantação referidas, compreendem essencialmente formações de Argilas e complexos vulcânicos.



4.3 - Condições de Fundação

No que respeita ao dimensionamento de fundações, serão adotadas soluções de fundação diretas.

5 - Faseamento Construtivo

6 - Materiais

Os materiais que se prevê aplicar na execução do edifício, em sintonia com o que foi descrito anteriormente, são:

Aço

-Perfis de aço enformado a frio.....s 280 GD+Z

-Perfis de aço laminado a quente.....S 270 K

- Armaduras em betão armado..... A 400NR SD
- Betão..... C30/37 XC2
- Regularização e enchimento.....EN206-1; C16/20
- Fundações.....EN206-1; C30/37; XC2

7 - Dimensionamento

7.1 - Ações sobre a estrutura

Para as ações sobre a estrutura foram considerados o peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais e a carga variável

7.1.1 - Peso próprio dos elementos estruturais

Em elementos estruturais, considerou-se um peso específico de 78,6 kN/m³ para o aço, e um peso específico de 25 kN/m³ para o betão armado.

7.1.2 - Peso próprio dos elementos não estruturais

Em elementos não estruturais, considerou-se um peso específico de 7,5kN/m³ para a madeira de pavimento, 7 kN/m³ para os painéis OSB, 22kN/m³ para a pedra, 10 kN/m³ para o gesso, 0,3kN/m³ para a lã de rocha, e 12,5 kN/m³ para o tijolo furado cerâmico.

7.1.3 - Ação do vento e ação sísmica

A análise da ação do vento e da ação sísmica foi integrada no processo de cálculo.

7.2 - Verificações de segurança

7.2.1 - Generalidades

Na verificação da segurança dos elementos estruturais foi adotada a regulamentação nacional e internacional em vigor e metodologias de cálculo reconhecidamente comprovadas.

7.2.2 - Estados Limites Considerados

Com vista ao dimensionamento dos diversos elementos estruturais e de fundação, as ações foram agrupadas nas seguintes combinações:

- Estados limites últimos.....Combinações fundamentais de ações
- Estados limites de utilização.....Combinações raras de ações

No que diz respeito à verificação de segurança para as situações descritas acima, foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança relativos às ações, de acordo com o estipulado nos Euro códigos. Tendo sido efetuadas as verificações conforme:

Vigas:

- Momento Fletor
- Esforço Transverso
- Encurvadura por torção lateral de elementos sujeitos à flexão

Montantes

- Esforço axial de compressão
- Flexão composta por compressão
- Encurvadura por flexão

Ligações

- Resistência ao Corte

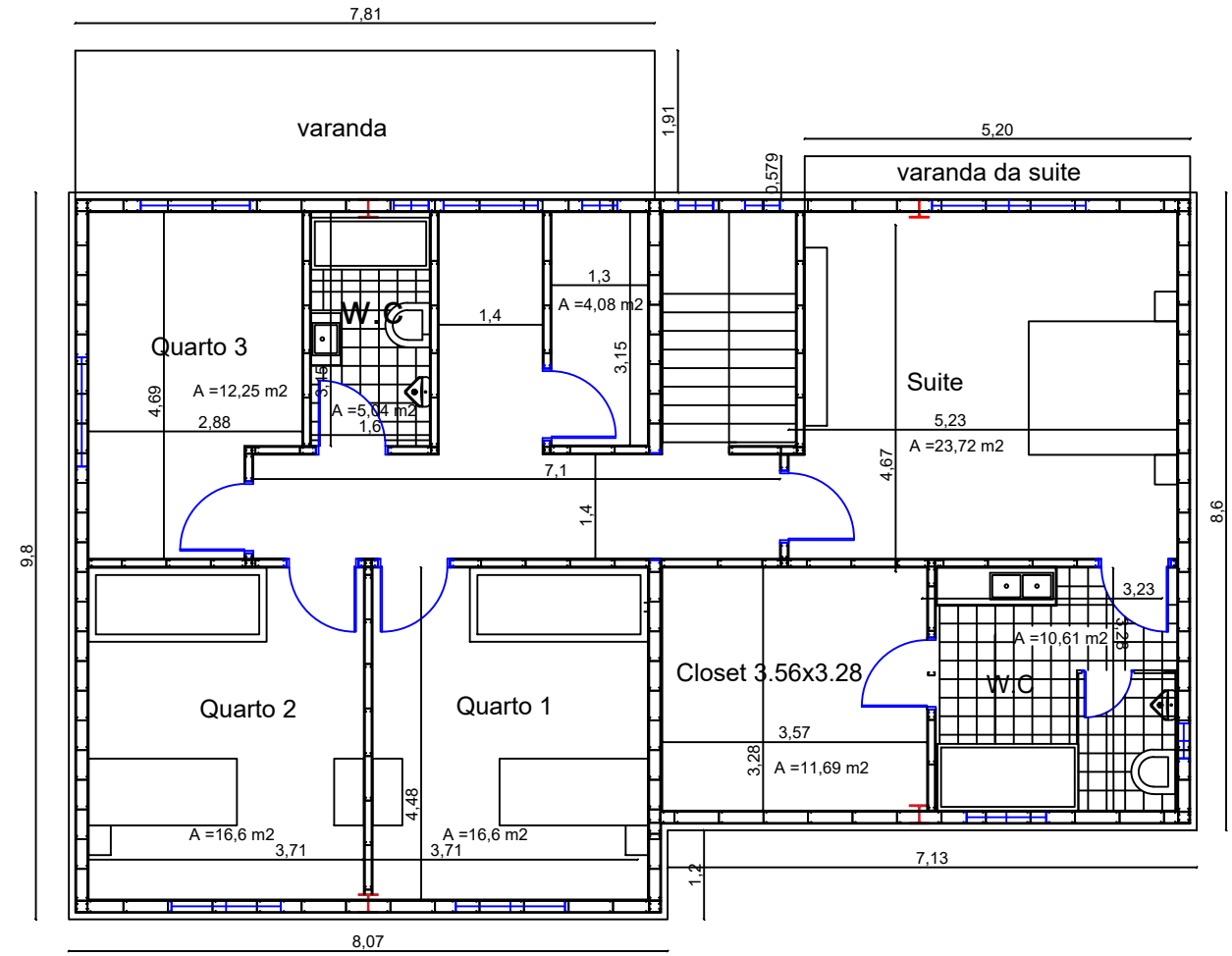
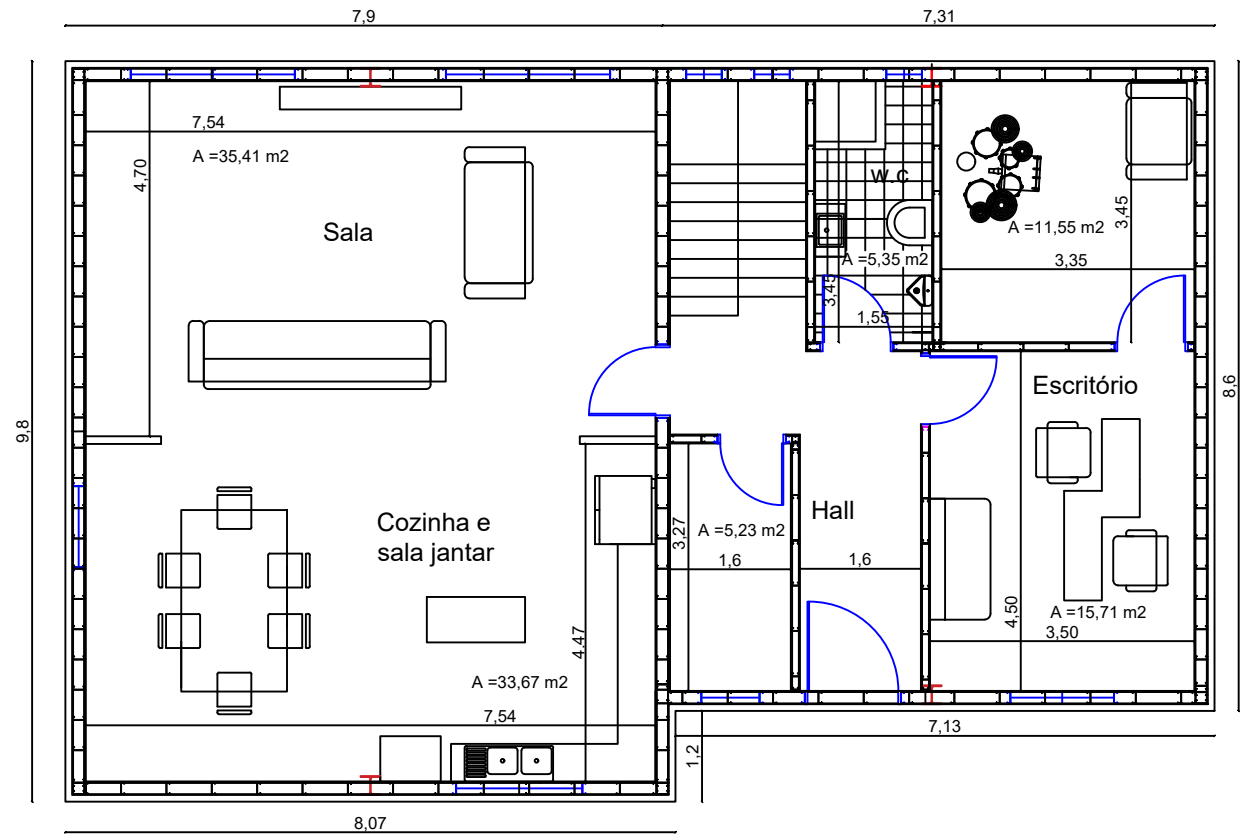
7.3 - Modelação de Cálculo

A verificação de segurança para o edifício em estudo foi efetuada com recurso a um programa de cálculo automático de elementos finitos, ARKTEC TRICALC.

ANEXO 2 - Peças Desenhadas

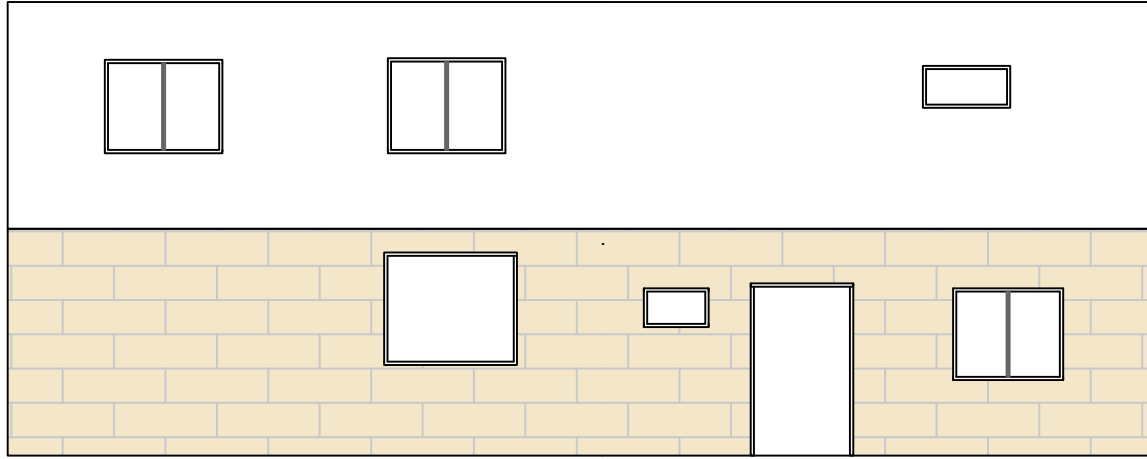
- 1 - Arquitetura - Plantas
- 2 - Arquitetura - Alçados e cortes
- 3- Estabilidade - Fundações (sapatas, vigas de apoio e pavimento térreo)
- 4 - Estabilidade - Montantes rés-do-chão
- 5 - Estabilidade - Montantes Piso 1
- 6 - Estabilidade - Vigas de pavimento e cobertura
- 7 - Estabilidade - Painéis OSB pavimento do piso 1 e cobertura
- 8 - Estabilidade - Paredes Resistentes
- 9 - Estabilidade - Parede 1 e 3
- 10 - Estabilidade - Parede 2
- 11 Estabilidade - Parede 4 Sala
- 12- Estabilidade - Parede 4 Escadas/Estudio
- 13 - Estabilidade - Parede 5
- 14 - Estabilidade - Parede 6
- 15 - Estabilidade - Viga trelicada de apoio do terraço
- 16 - Estabilidade - Pórticos Metálicos
- 17 - Estabilidade – Parede resistente e parede divisória vista alçado
- 18 - Estabilidade - Pormenores 1
- 19 - Estabilidade - Pormenores 2

20 - Estabilidade - Pormenores 3

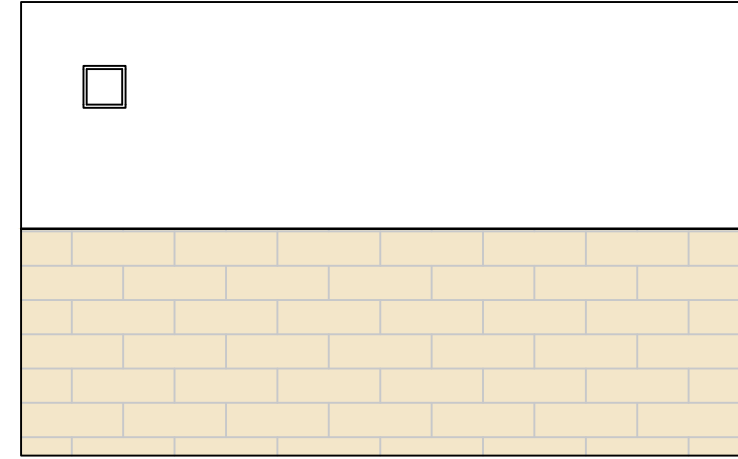


Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

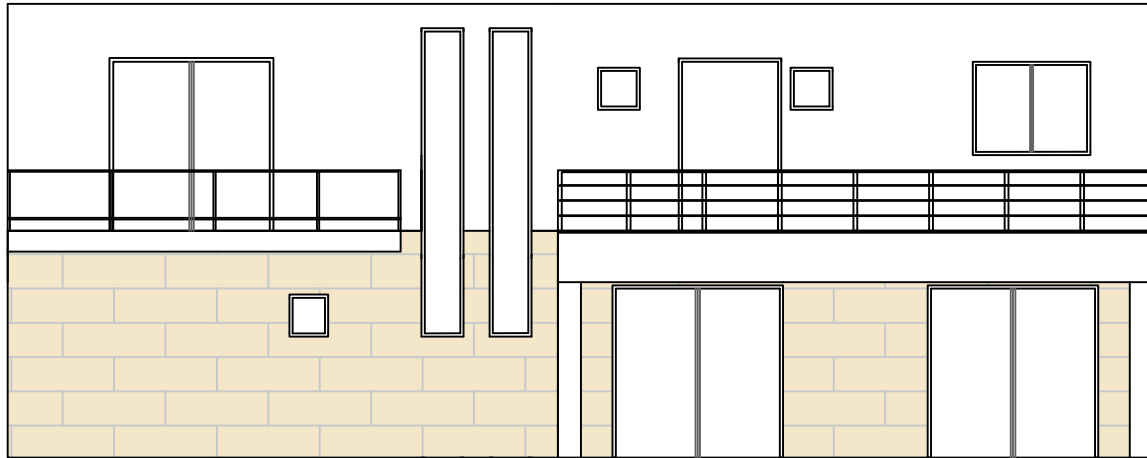
Projeto: Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa
 Data Desenho: 25/7/2020
 Designação: Estabilidade - Montantes Rés-do-Chão e Piso 1
 Escala: 1/100
 Autor: João António Tranquada Paulino
 NºFolha: 1



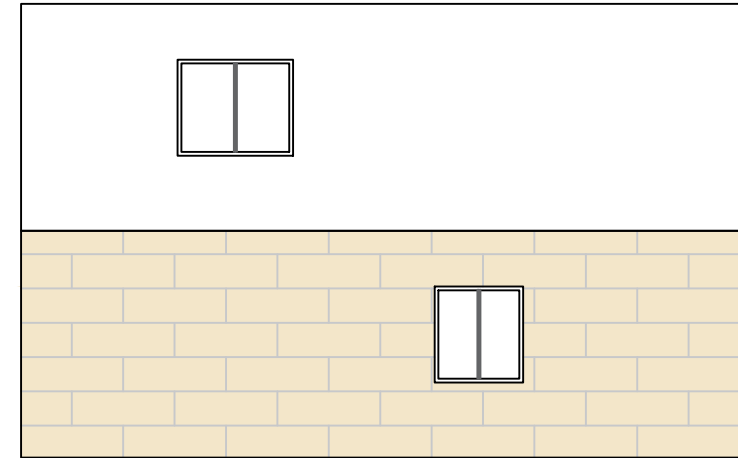
Alçado Frontal



Alçado Lateral Direito



Alçado Tardoz



Alçado Lateral Esquerdo

Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

Projeto:
 Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa

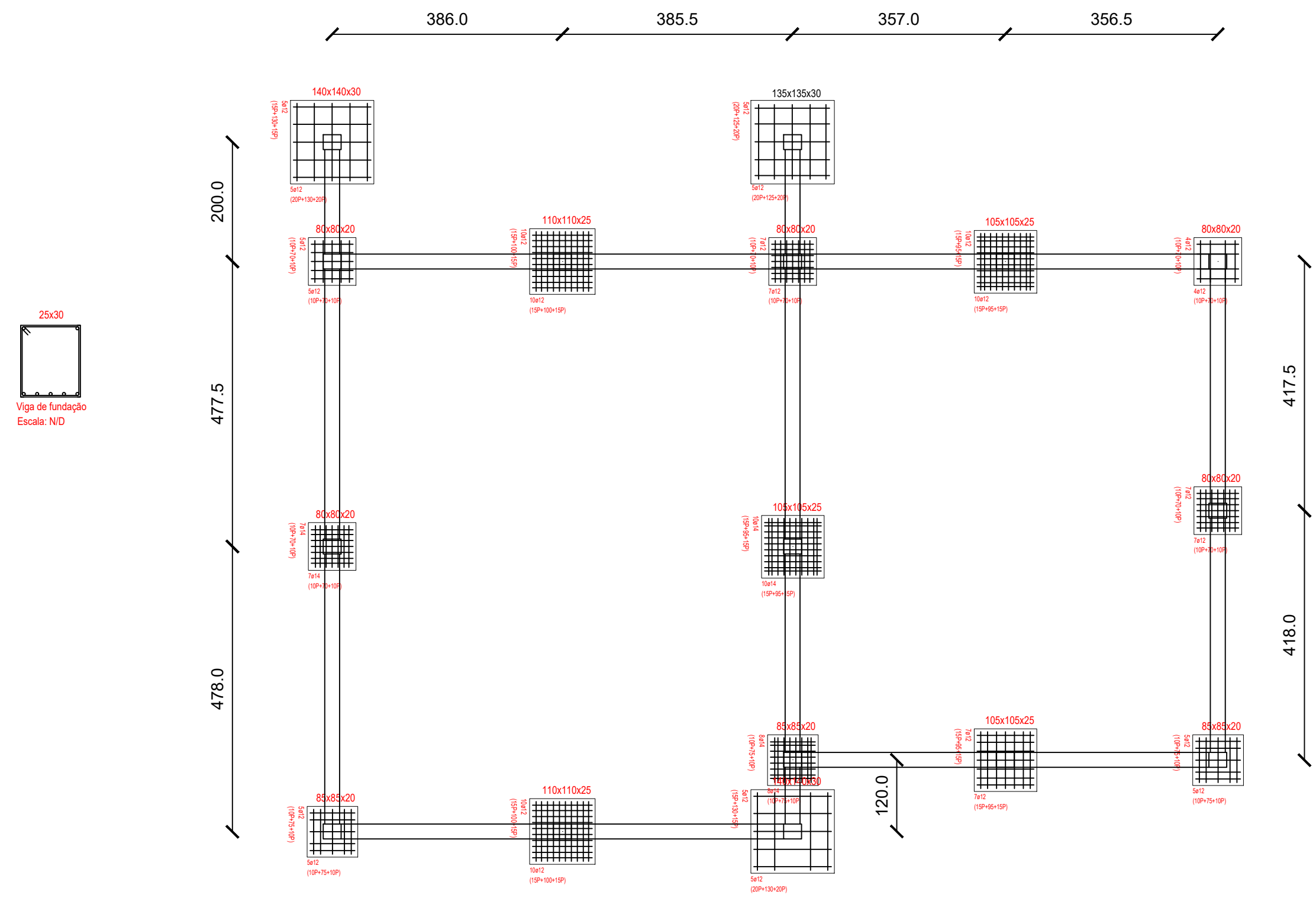
Data Desenho:
 25/7/2020

Designação:
 Alçados

Escala:
 1/100

Autor:
 João António Tranquada Paulino

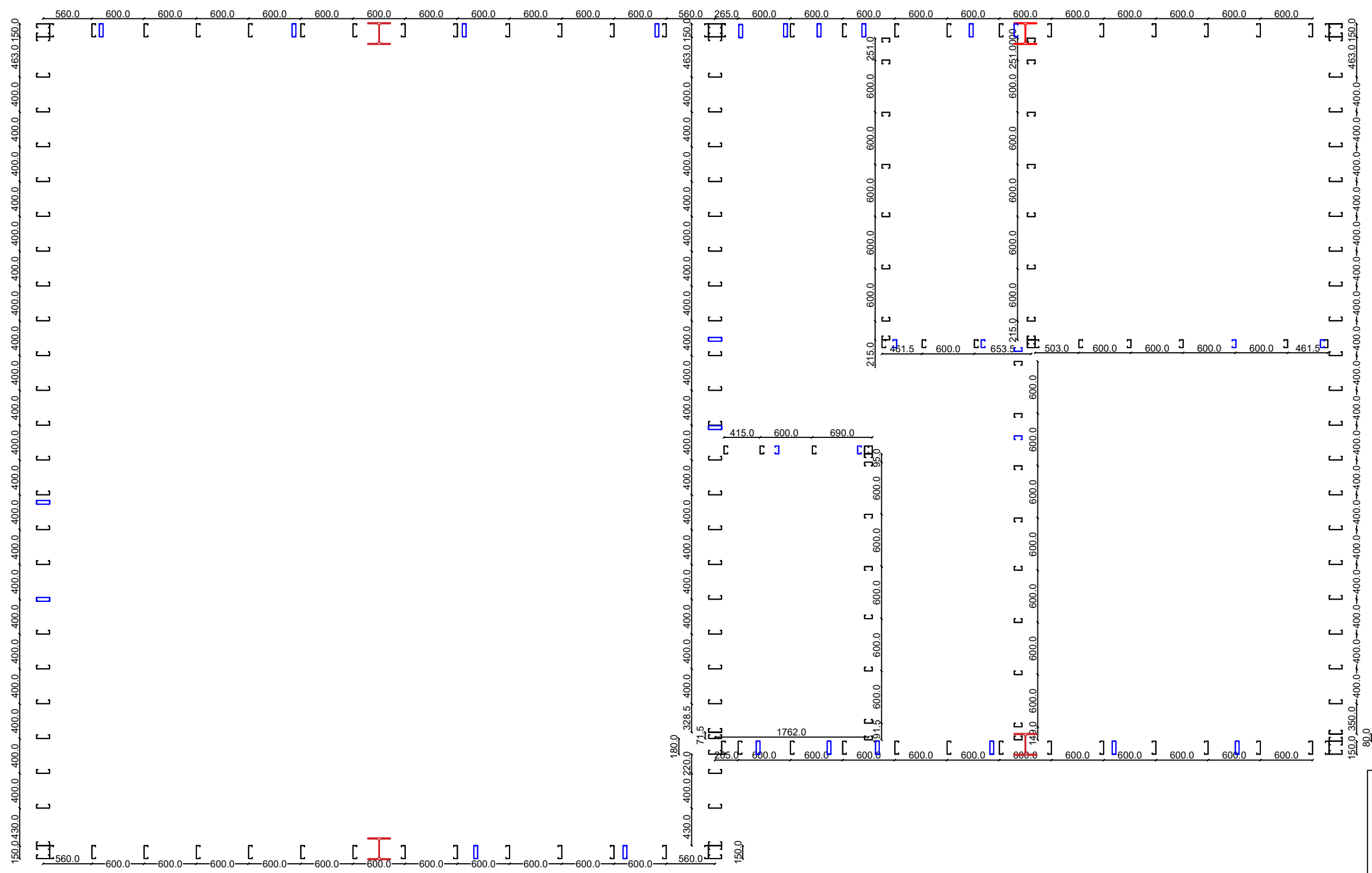
NºFolha:
 2



25x30
Viga de fundação
Escala: N/D

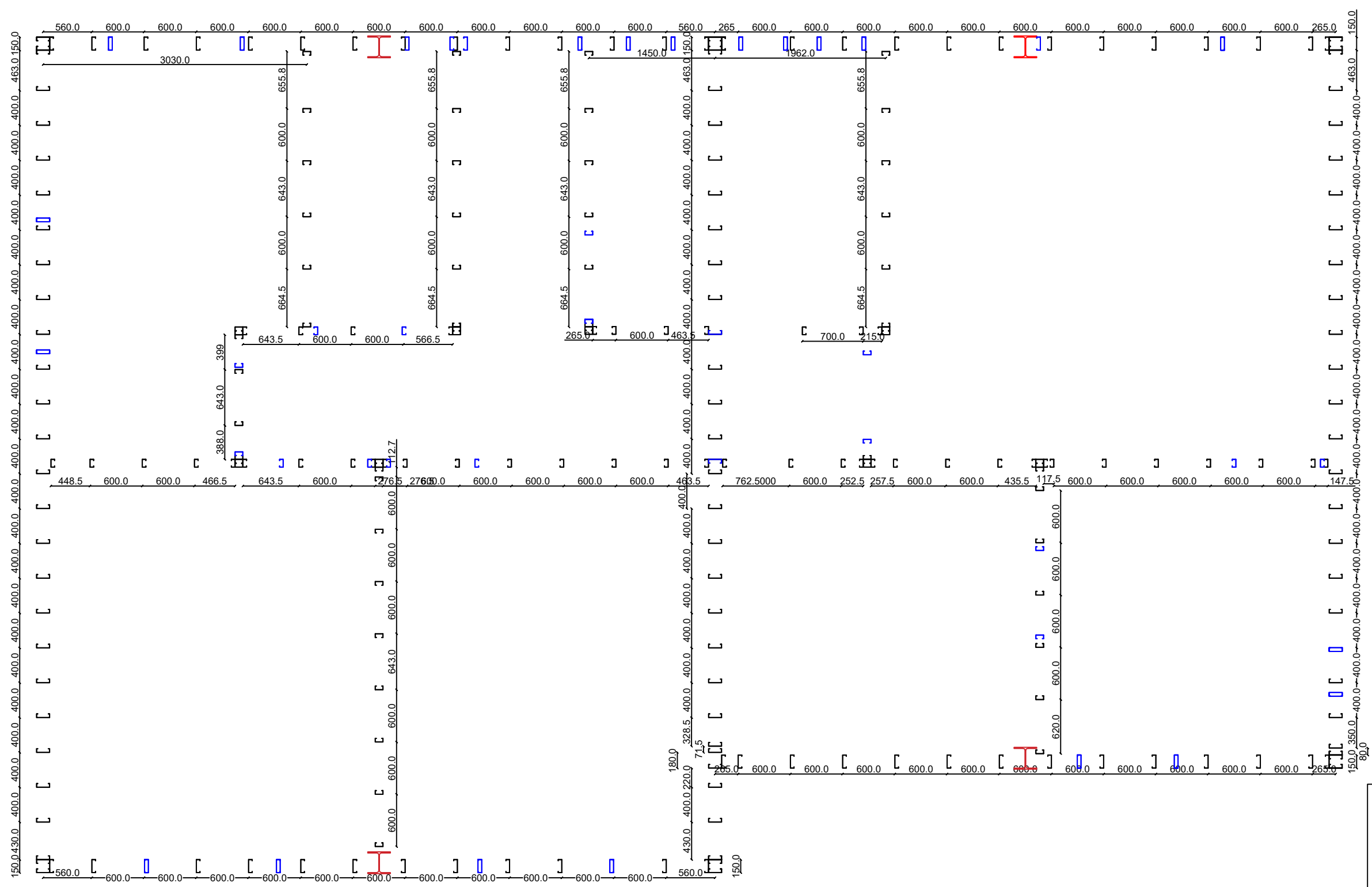
Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

Projeto: Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa	Data Desenho: 25/7/2020
Designação: Fundações	Escala: N/D
Autor: João António Tranquada Paulino	NºFolha: 3



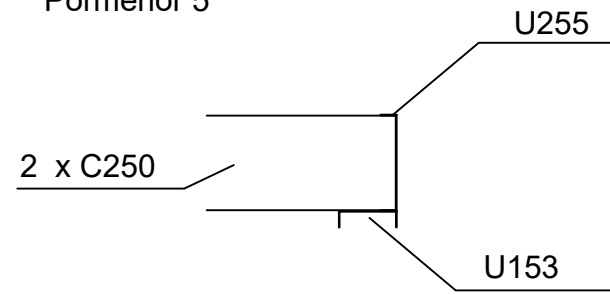
Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

Projeto: Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa	Data Desenho: 25/7/2020
Designação: Estabilidade - Montantes rés-do-chão	Escala: 1/50
Autor: João António Tranquada Paulino	NºFolha: 4



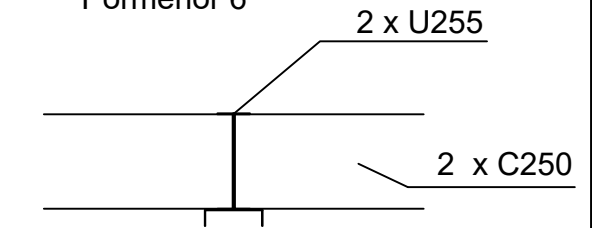
Projeto: Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa	Data Desenho: 25/7/2020
Designação: Estabilidade - Montantes Piso 1	Escala: 1/50
Autor: João António Tranquada Paulino	NºFolha: 5

Pormenor 5

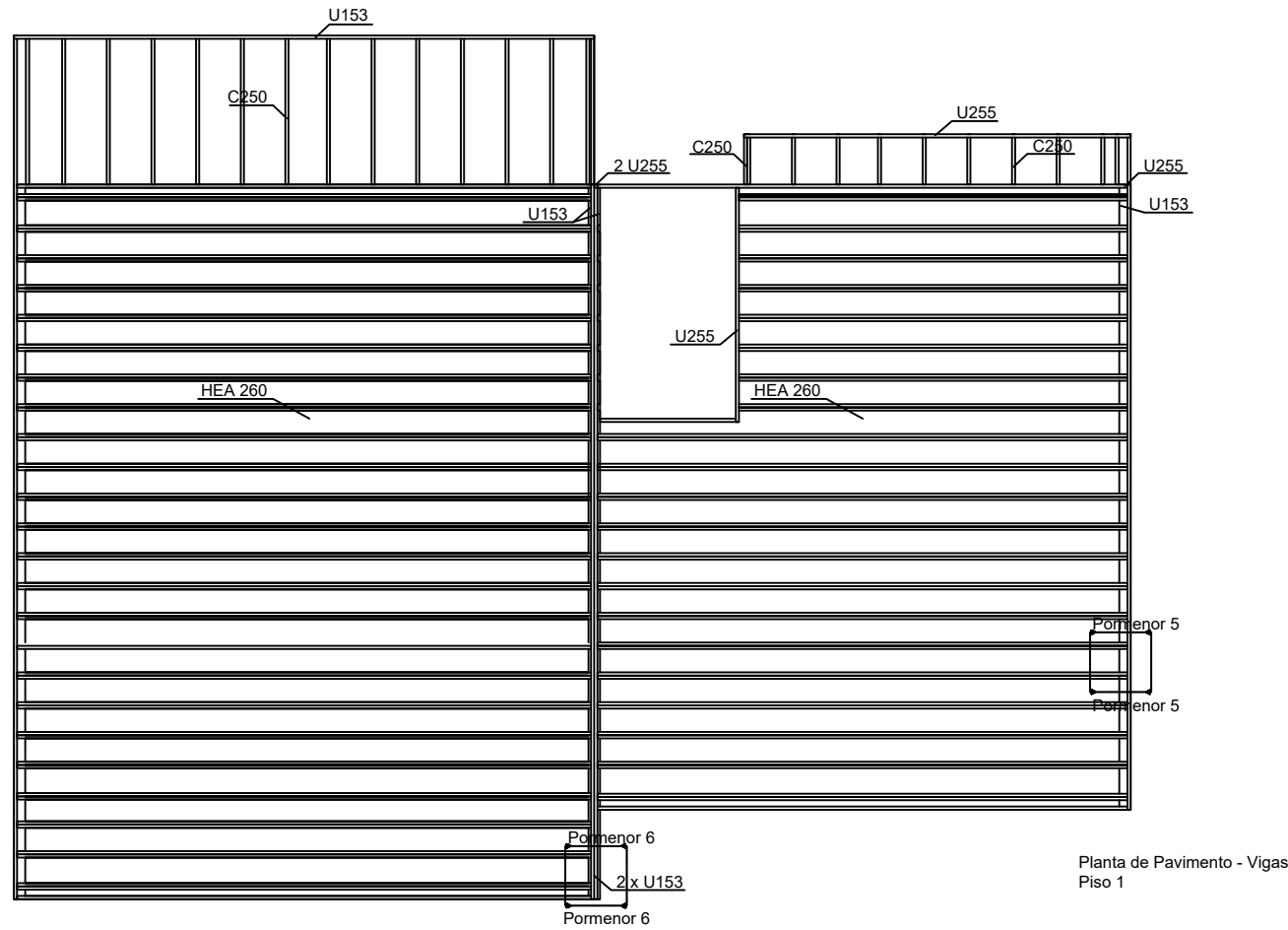


Encontro de viga de pavimento com parede exterior
Escala: 1/20

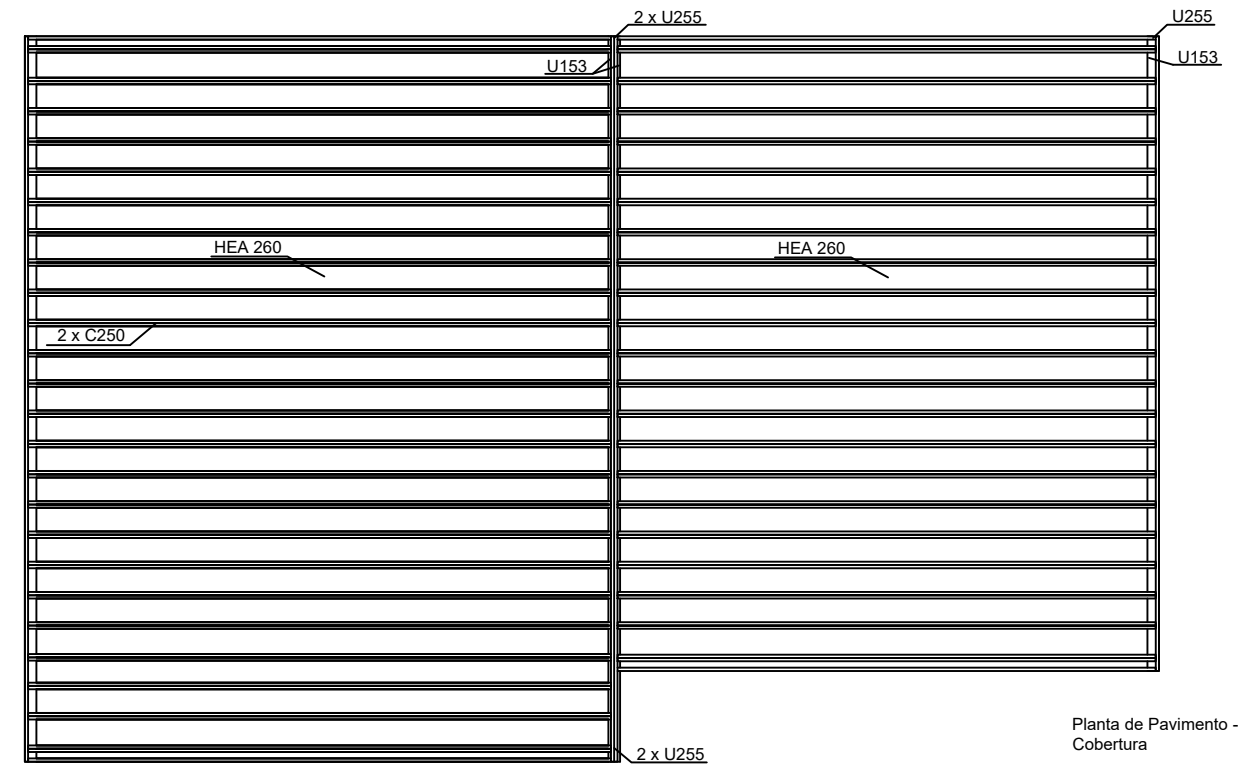
Pormenor 6



Encontro de Vigas de pavimento com parede interior
Escala: 1/20



Planta de Pavimento - Vigas
Piso 1



Planta de Pavimento - Vigas
Cobertura

Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

Projeto:
 Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
 Framing (LSF) na zona de Lisboa

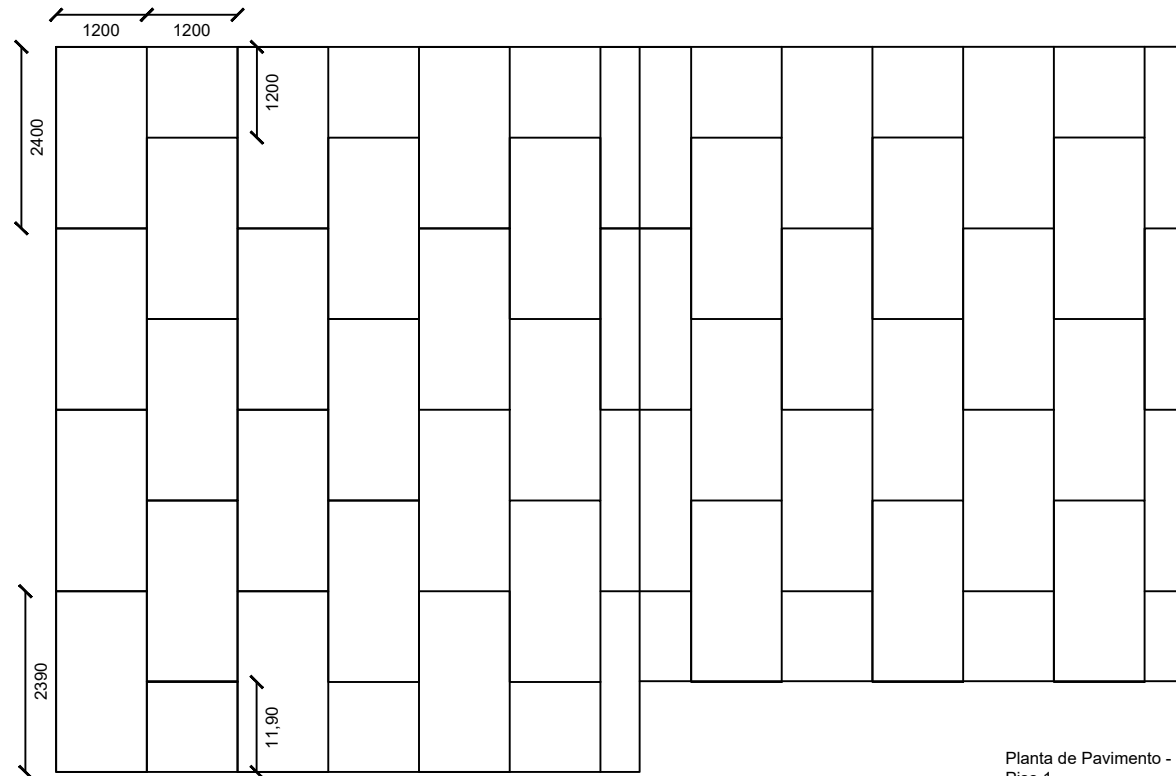
Data Desenho:
 25/7/2020

Designação:
 Estabilidade - Vigas de pavimento e cobertura

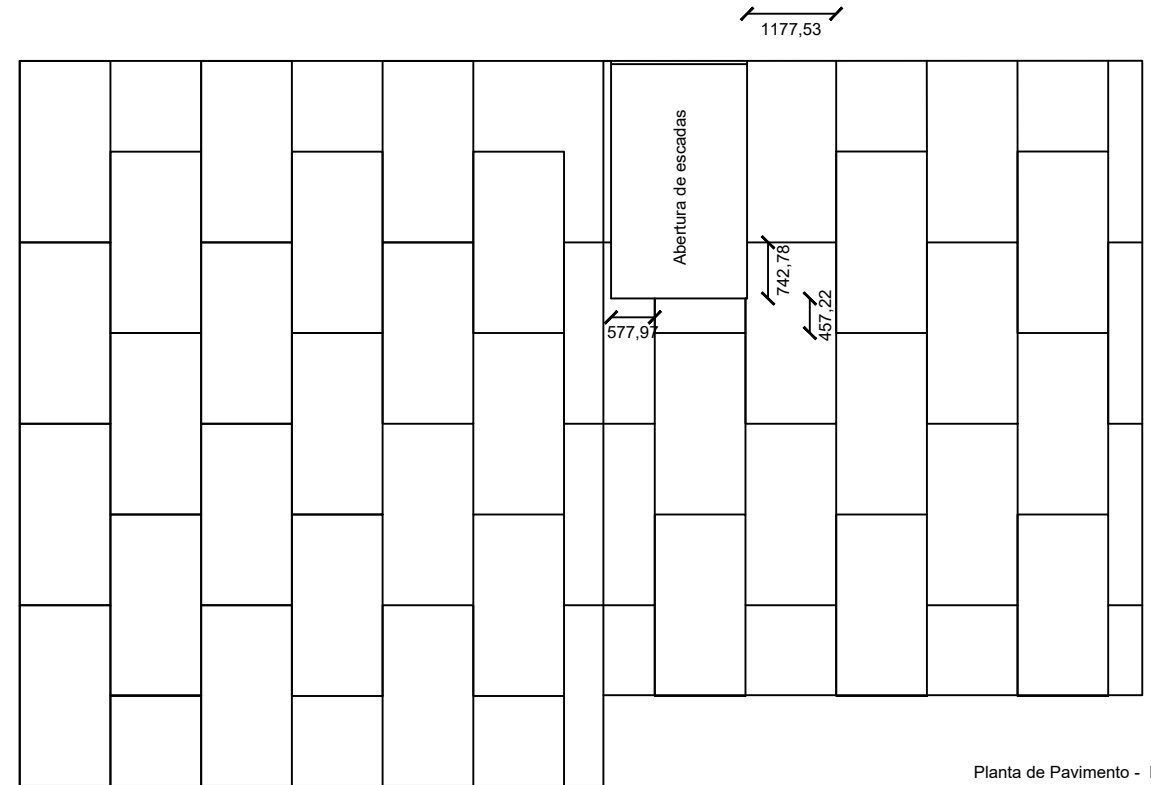
Escala:
 1/100

Autor:
 João António Tranquada Paulino

NºFolha
 6



Planta de Pavimento - Painéis OSB
Piso 1



Planta de Pavimento - Painéis OSB
Cobertura

Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

Projeto:
 Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
 Framing (LSF) na zona de Lisboa

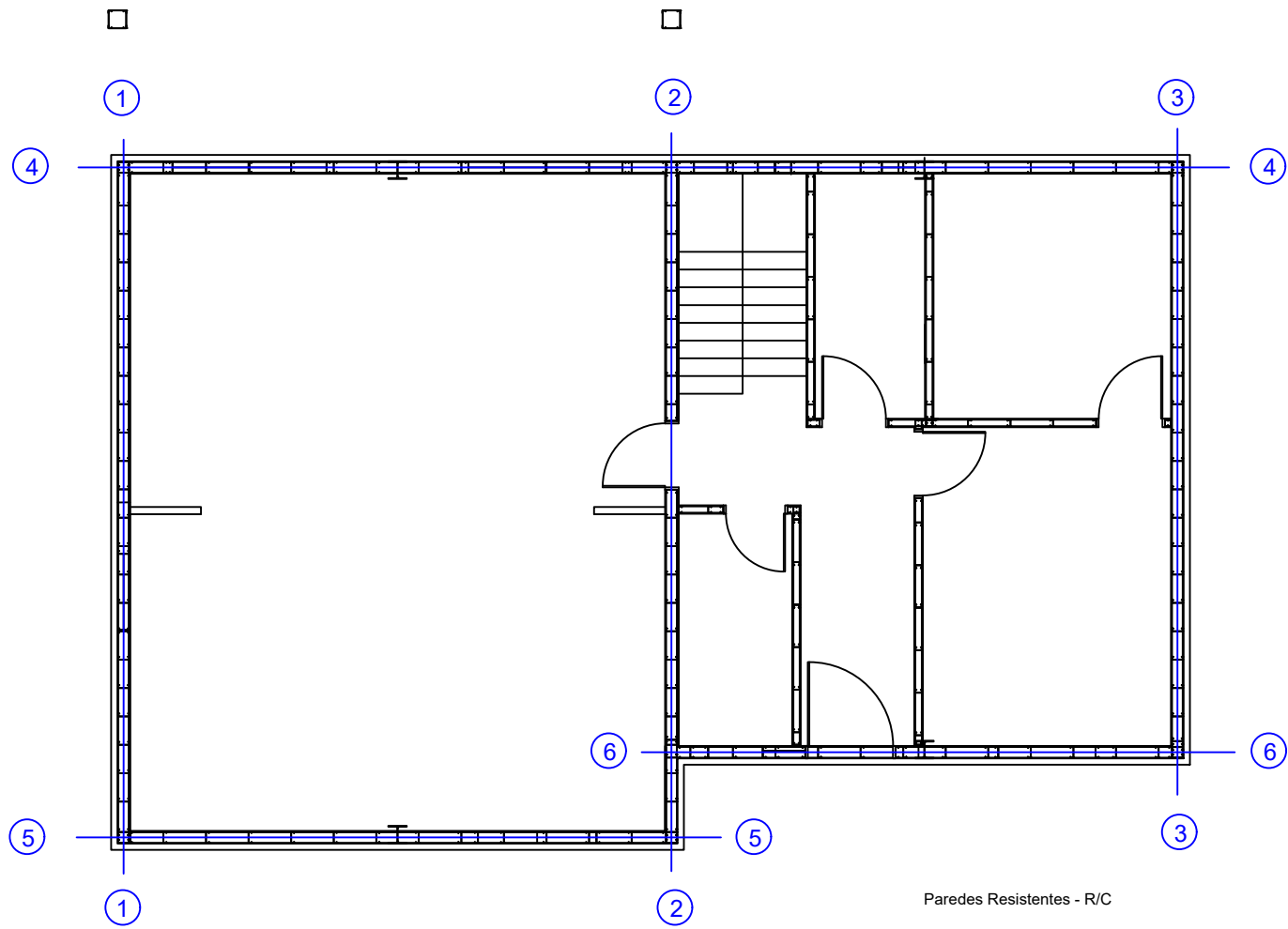
Data Desenho:
 25/7/2020

Designação:
 Estabilidade - Painéis OSB - Pavimento e Cobertura

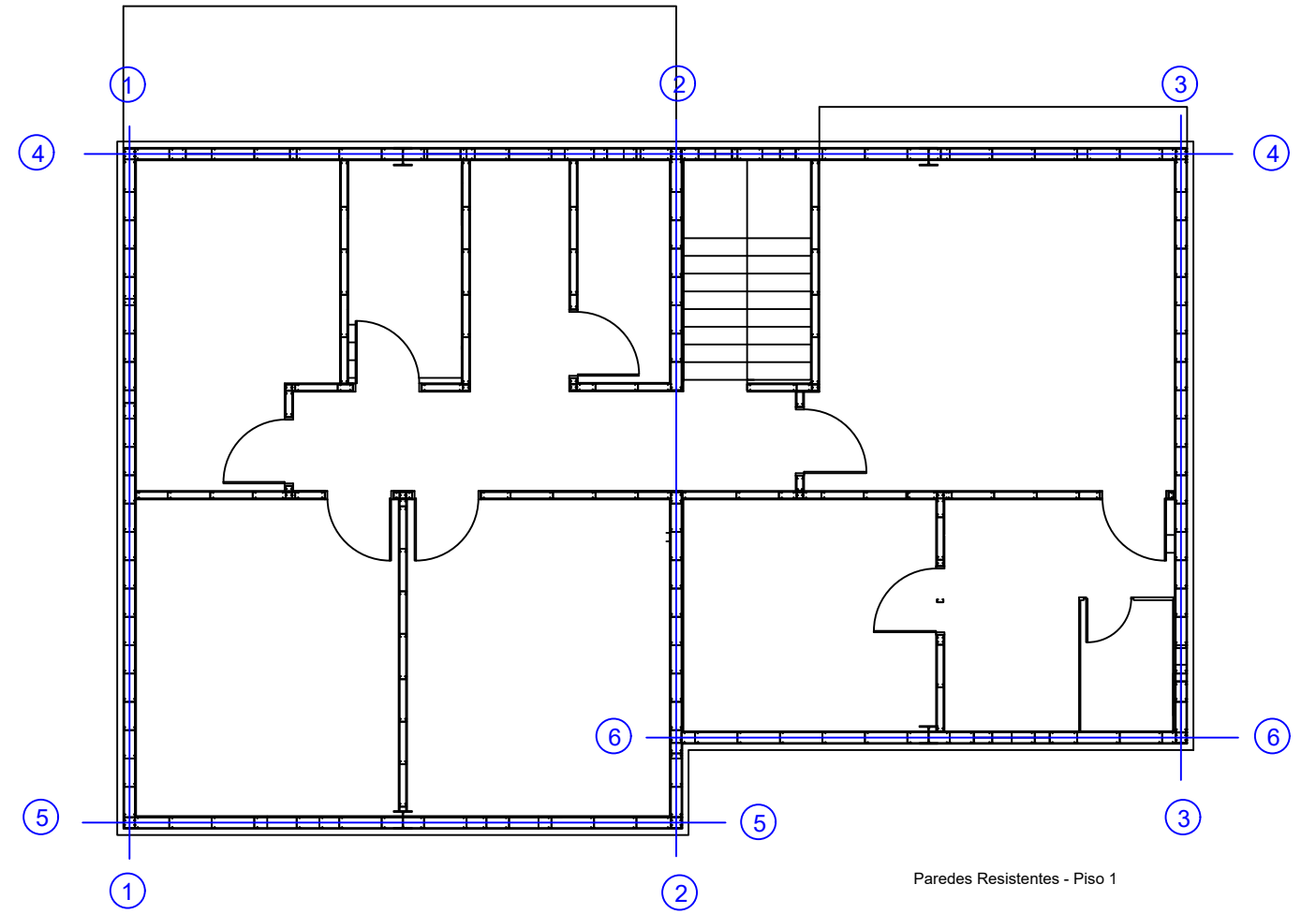
Escala:
 1/100

Autor:
 João António Tranquada Paulino

NºFolha
 7



Paredes Resistentes - R/C



Paredes Resistentes - Piso 1

Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

Projeto:
 Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
 Framing (LSF) na zona de Lisboa

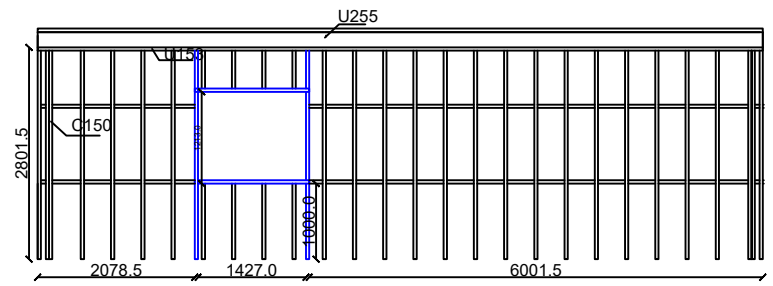
Data Desenho:
 25/7/2020

Designação:
 Estabilidade - Paredes Resistentes

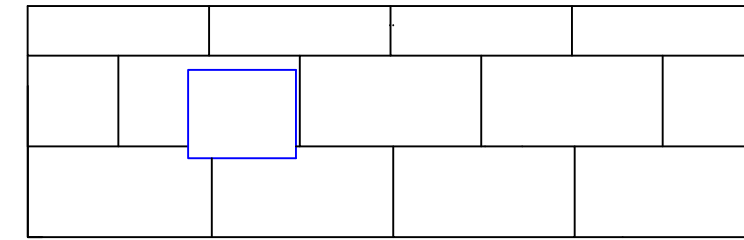
Escala:
 1/100

Autor:
 João António Tranquada Paulino

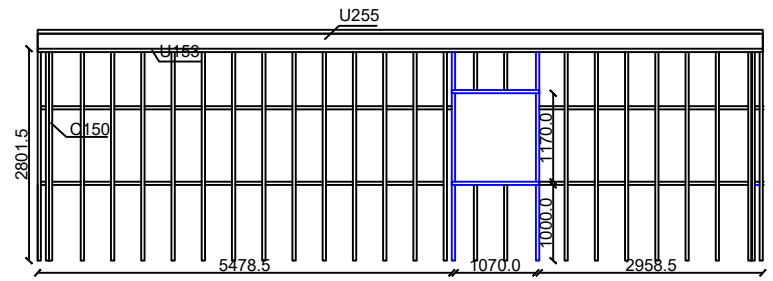
NºFolha
 8



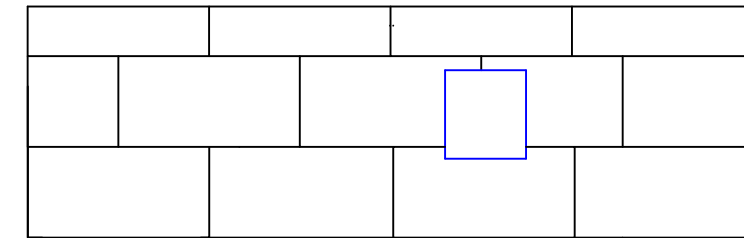
Parede Resistente 1 - Perfis Metálicos
Piso 1 - Quarto 3 / Quarto 2



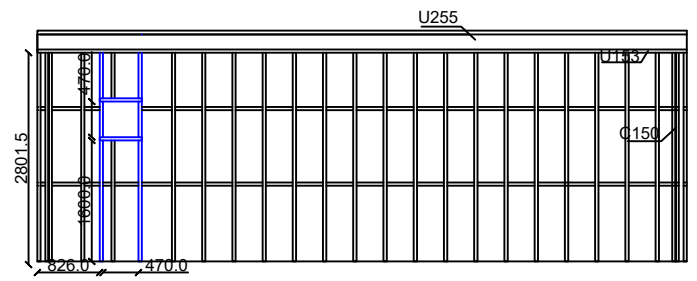
Parede Resistente 1 - Painéis OSB
Piso 1 - Quarto 3 / Quarto 2



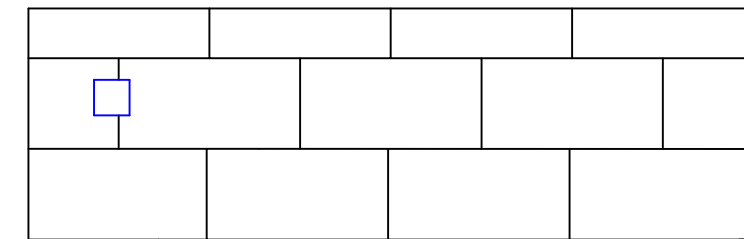
Parede Resistente 1 - Perfis Metálicos
R/C - Sala / Cozinha



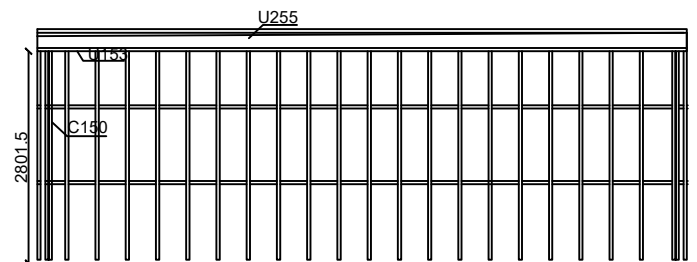
Parede Resistente 1 - Painéis OSB
Piso 1 - Quarto 3 / Quarto 2



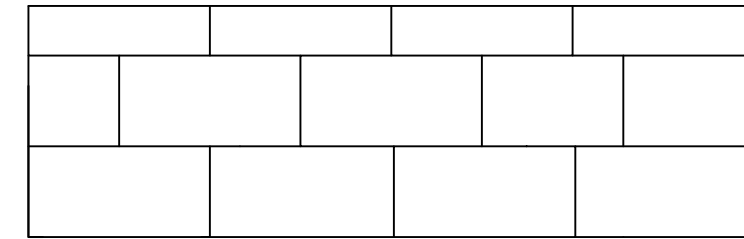
Parede Resistente 3 - Perfis Metálicos
Piso 1 - Estúdio / Escritório



Parede Resistente 3 - Painéis OSB
Piso 1 - Estúdio / Escritório



Parede Resistente 3 - Perfis Metálicos
R/C - Estúdio / Escritório



Parede Resistente 3 - Painéis OSB
R/C - Estúdio / Escritório

Materiais:
Aço Laminado: S235
Aço LSF S280
Armaduras Ordinárias: A400
Betão: C25/30
OSB: C4

Projeto:
Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa

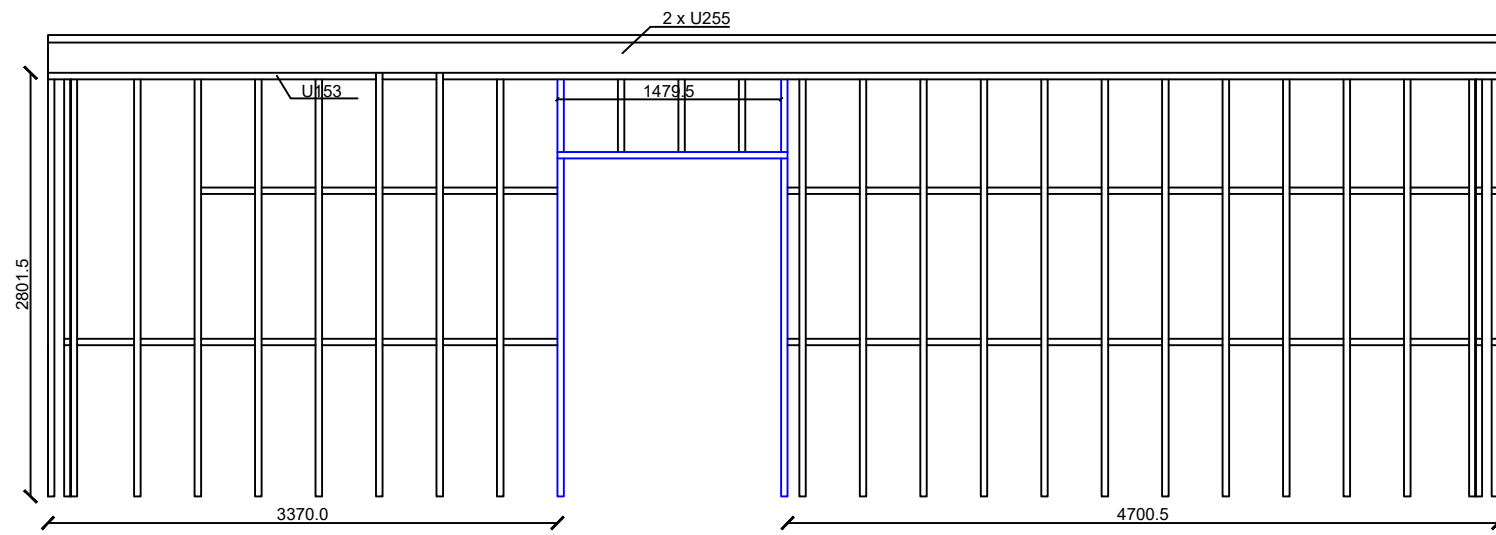
Data Desenho:
25/7/2020

Designação:
Estabilidade - Parede 1 e 3

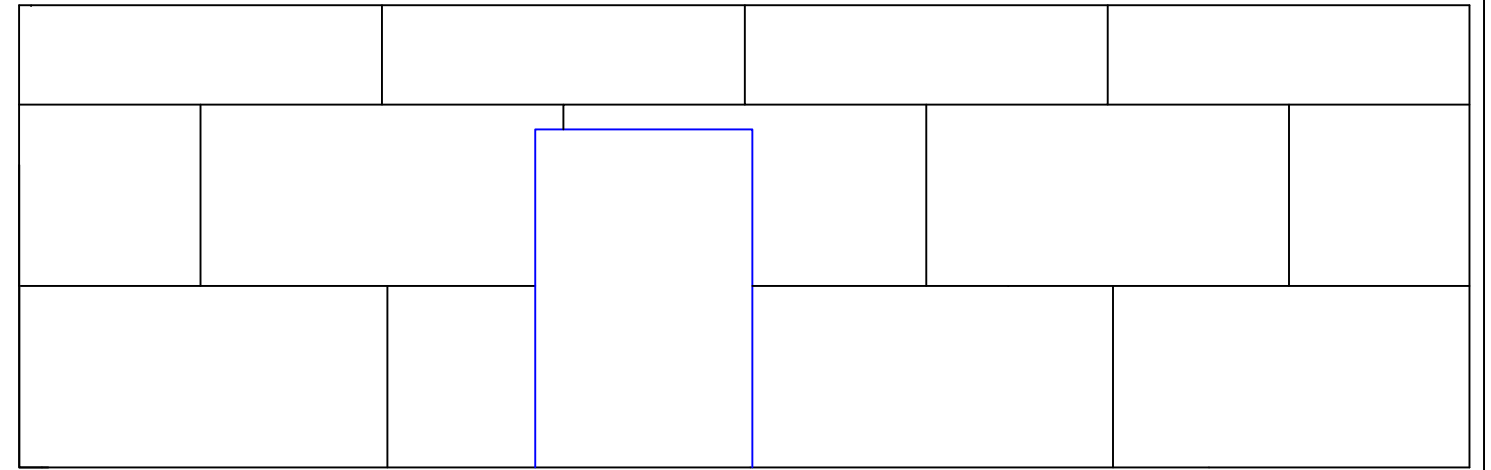
Escala:
1/100

Autor:
João António Tranquada Paulino

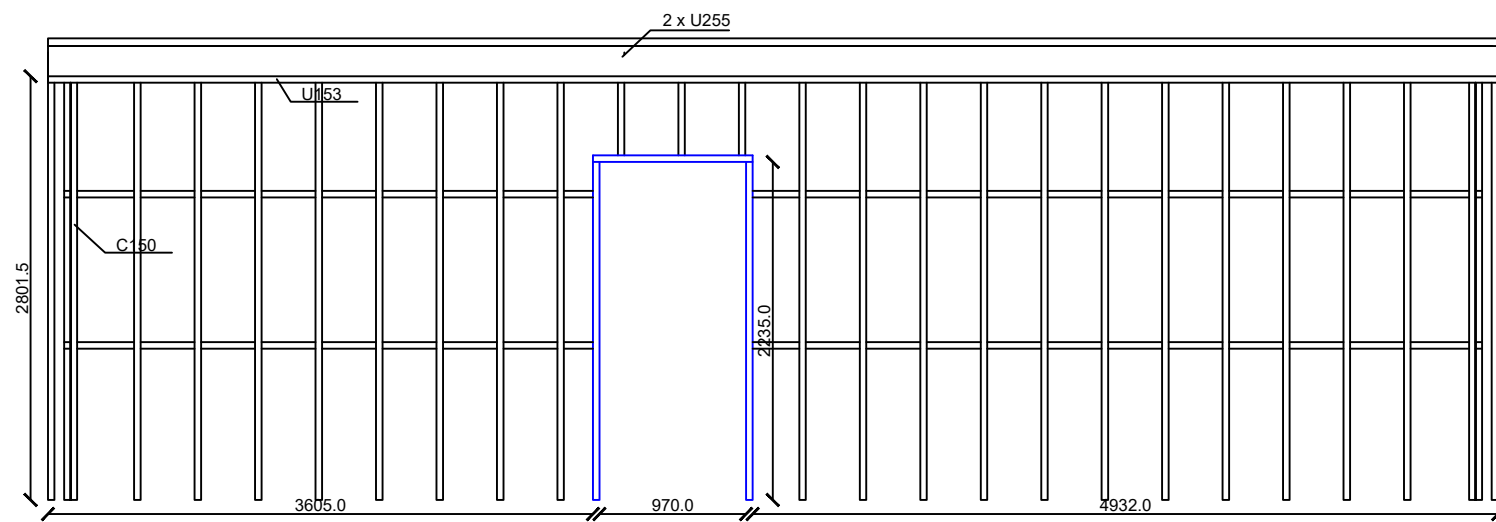
NºFolha:
9



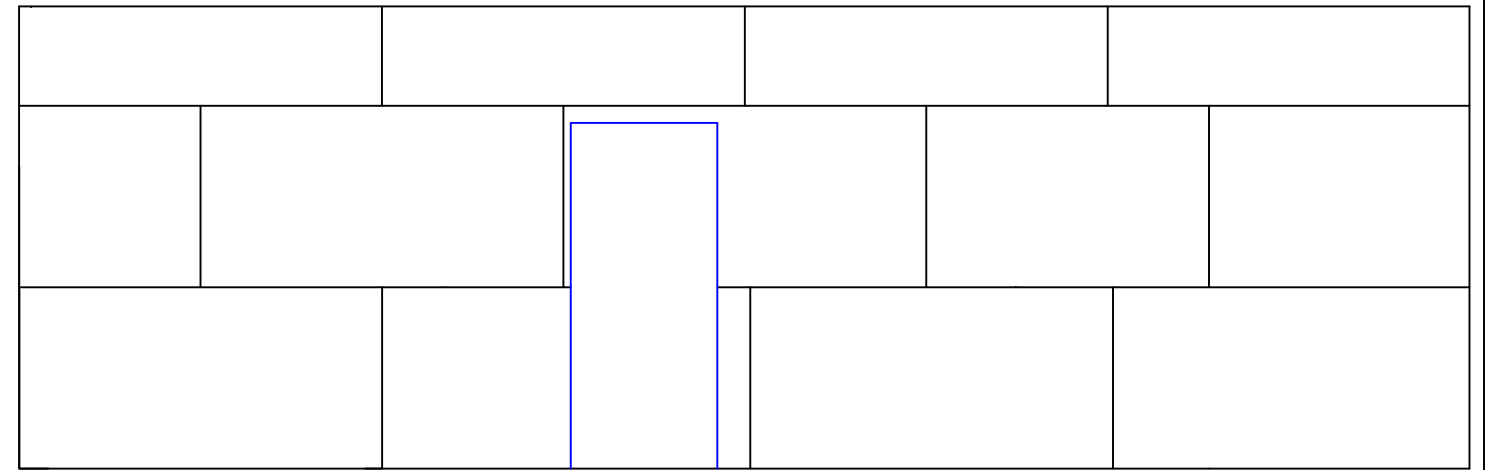
Parede Resistente 2 - Perfis Metálicos
Piso 1 - Parede Central



Parede Resistente 2 - Painéis OSB
Piso 1 - Parede Central



Parede Resistente 2 - Perfis Metálicos
R/C - Parede Central



Parede Resistente 2 - Painéis OSB
R/C - Parede Central

Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

Projeto:
 Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
 Framing (LSF) na zona de Lisboa

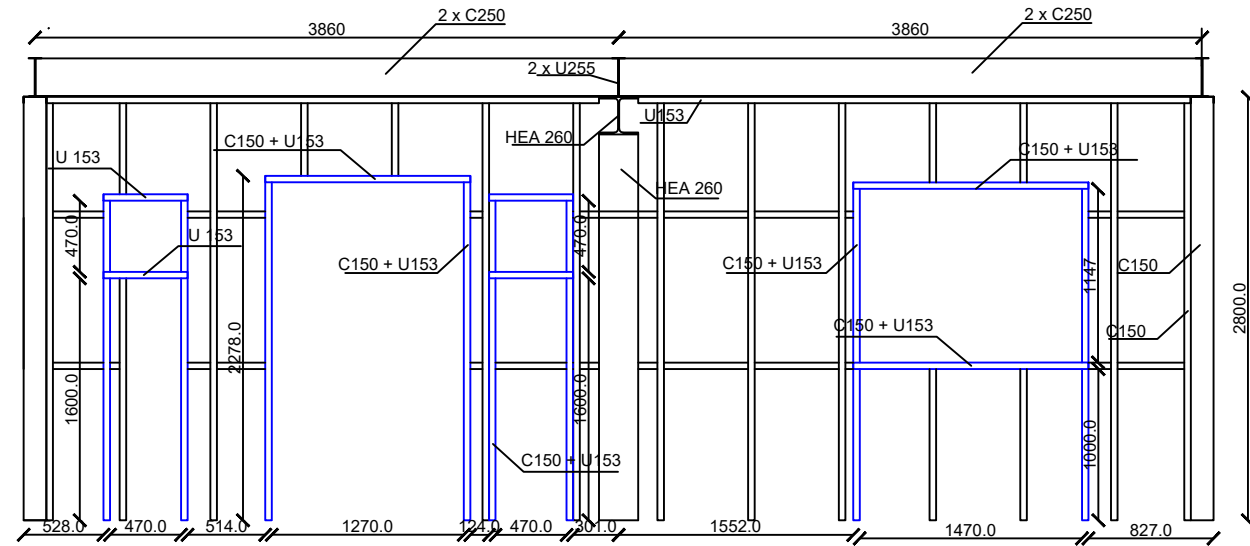
Data Desenho:
 25/7/2020

Designação:
 Estabilidade - Parede 2

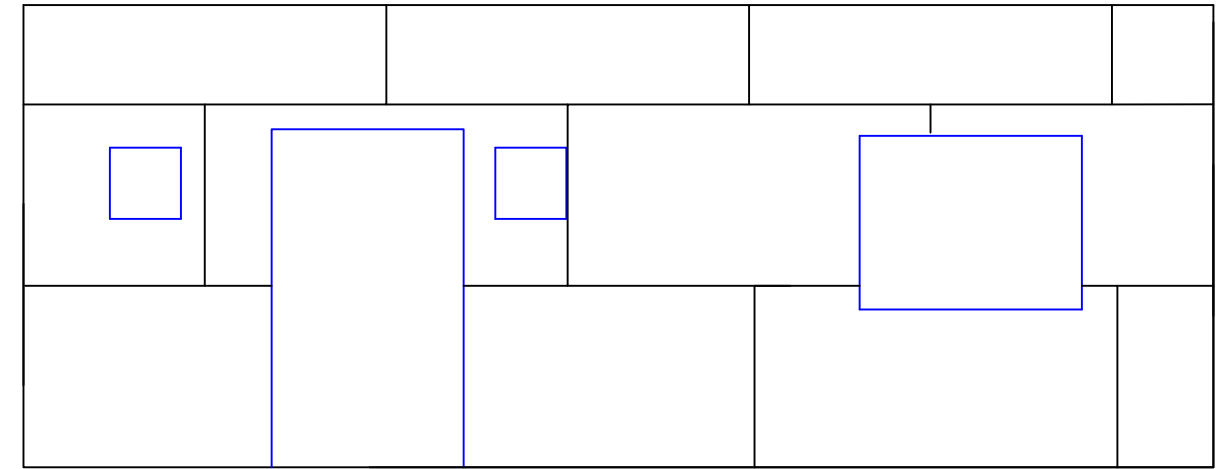
Escala:
 1/50

Autor:
 João António Tranquada Paulino

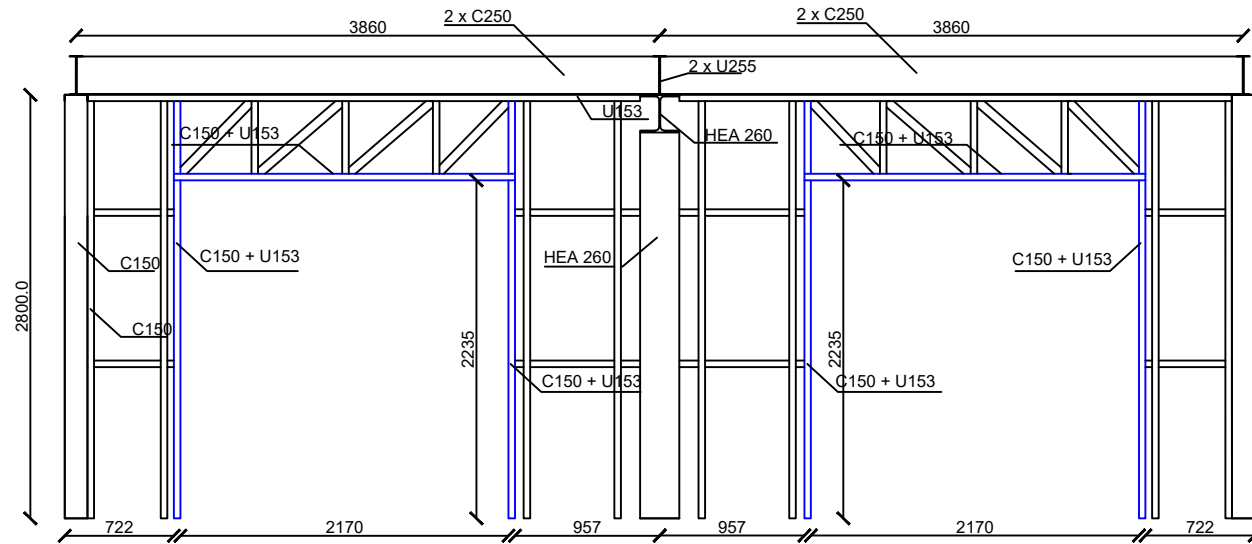
NºFolha
 10



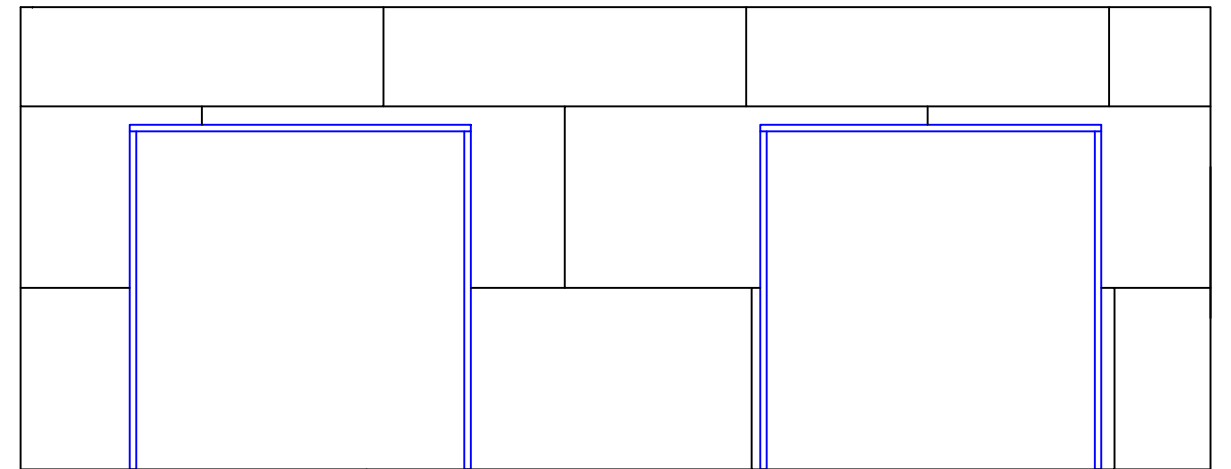
Parede Resistente 4 - Perfis metálicos
Piso 1 - Quartos 3



Parede Resistente 4 - Painéis OSB
Piso 1 - Quartos 3



Parede Resistente 4 - Perfis metálicos R/C - Sala



Parede resistente 4 - Painéis OSB R/C - Sala

Materiais:
Aço Laminado: S235
Aço LSF S280
Armaduras Ordinárias: A400
Betão: C25/30
OSB: C4

Projeto:
Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa

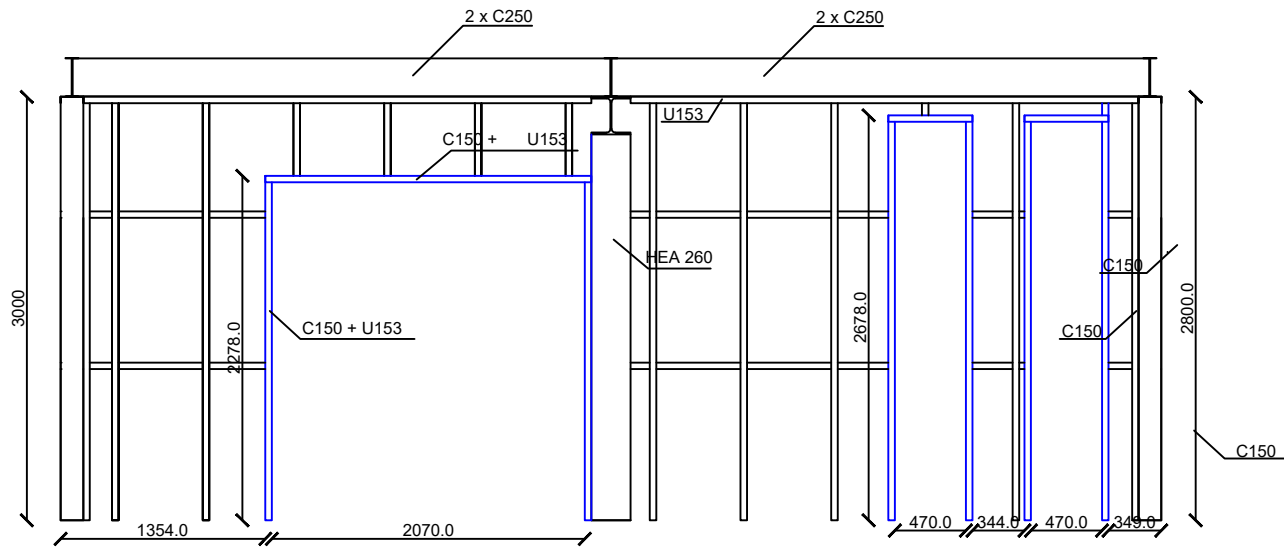
Data Desenho:
25/7/2020

Designação:
Estabilidade - Parede 4 - Sala

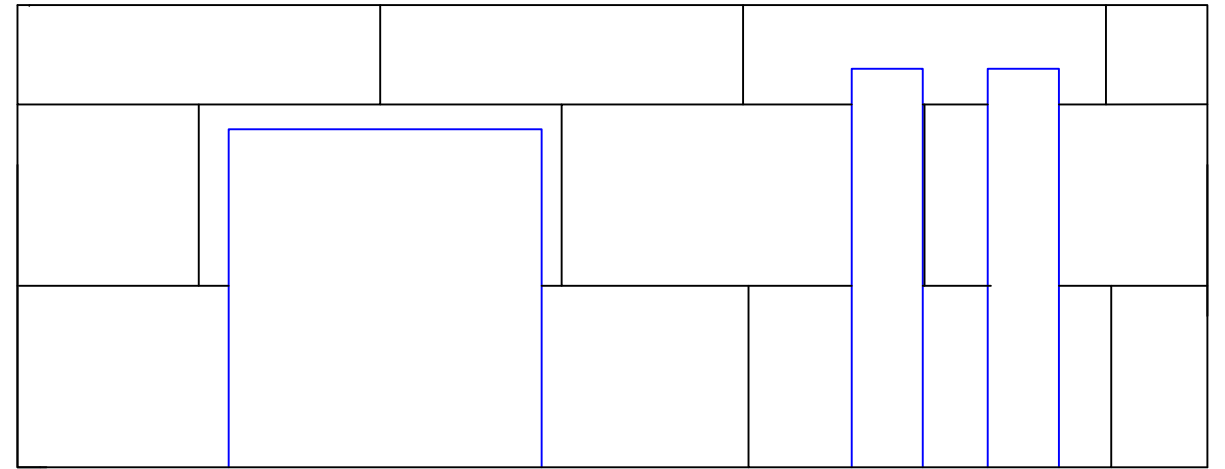
Escala:
1/50

Autor:
João António Tranquada Paulino

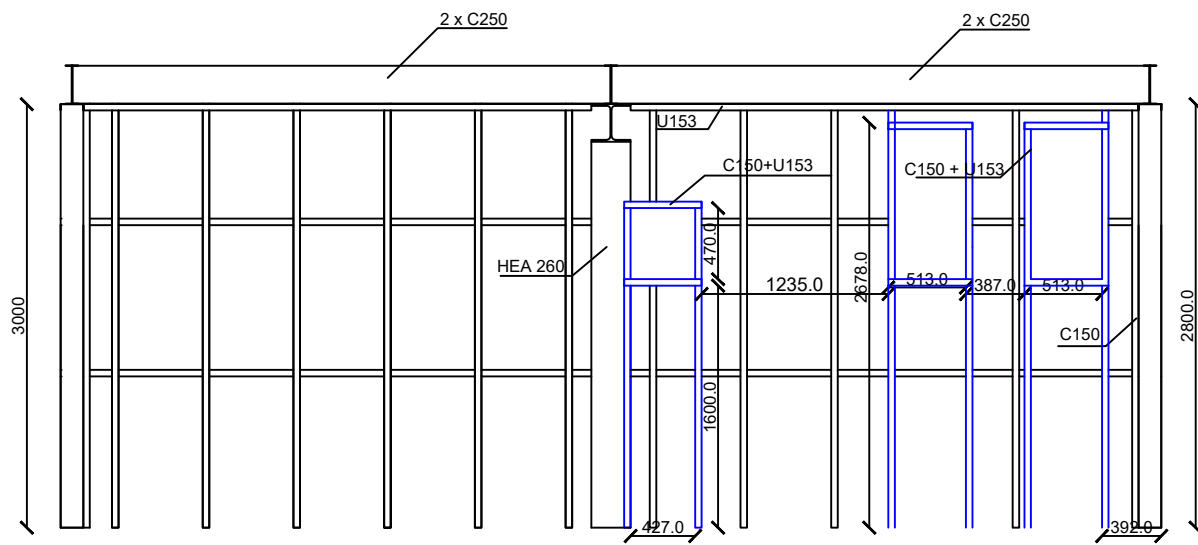
NºFolha
11



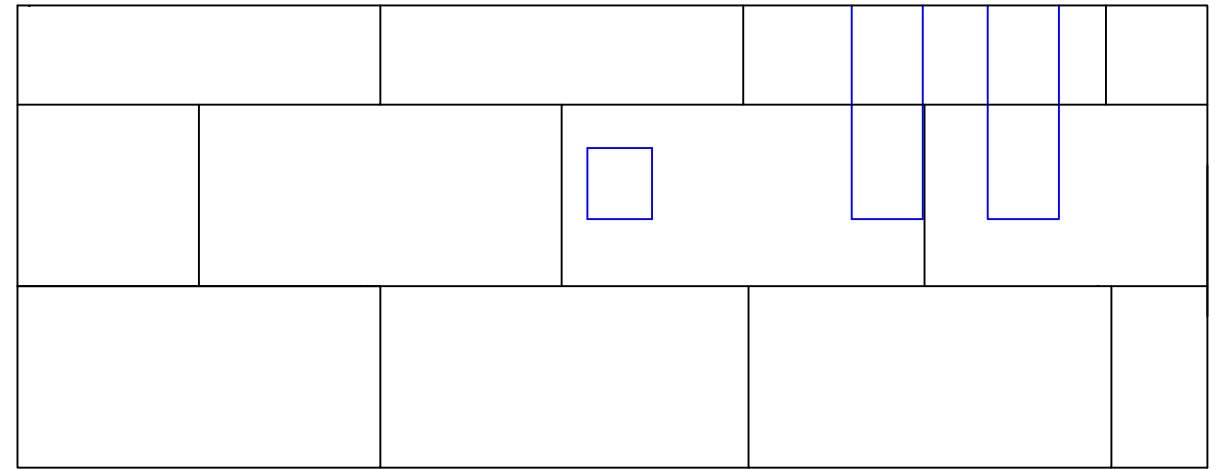
Parede Resistente 4 - Perfis metálicos
Piso 1 - Suite



Parede Resistente 4 - Painéis OSB
Piso 1 - Suite



Parede Resistente 4 - Perfis metálicos R/C -
Escadas / Estúdio



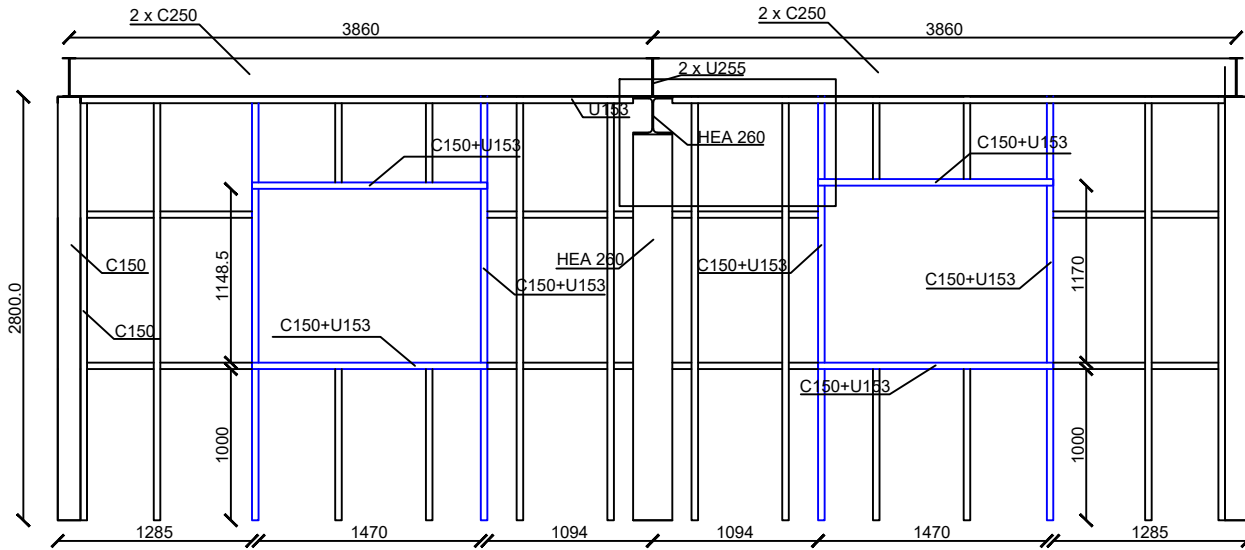
Parede resistente 4 - Painéis OSB
R/C - Escadas / Estúdio

Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

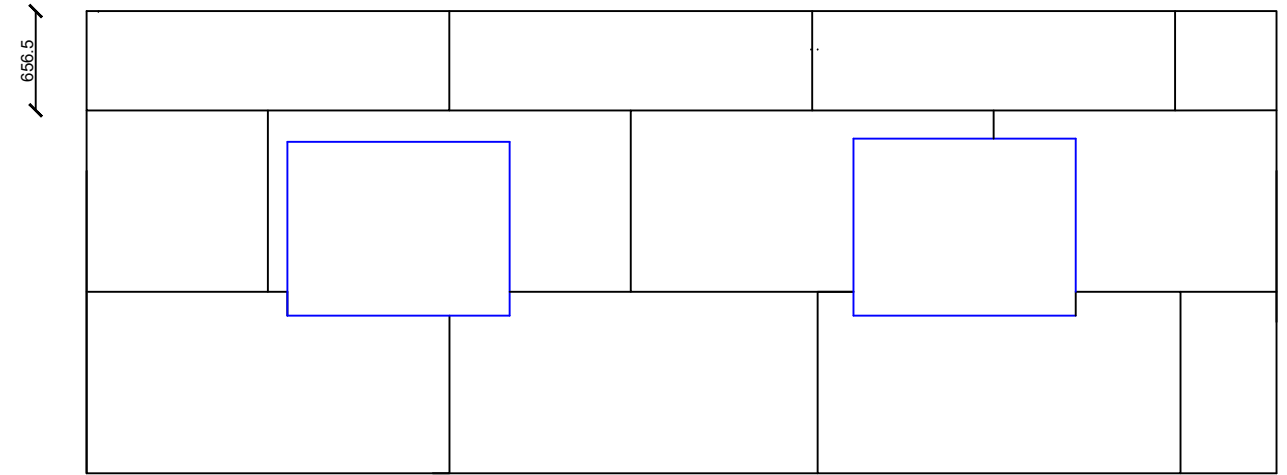
Projeto: Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa
 Data Desenho: 25/7/2020

Designação: Estabilidade - Parede 4 - Escadas / Estúdio
 Escala: 1/50

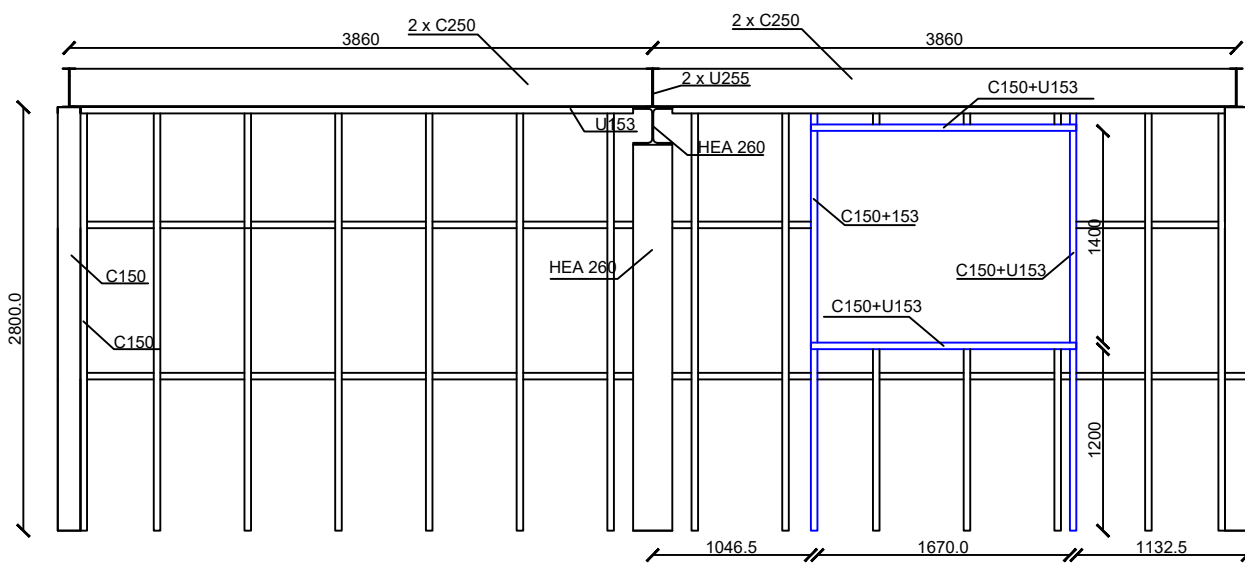
Autor: João António Tranquada Paulino
 NºFolha: 12



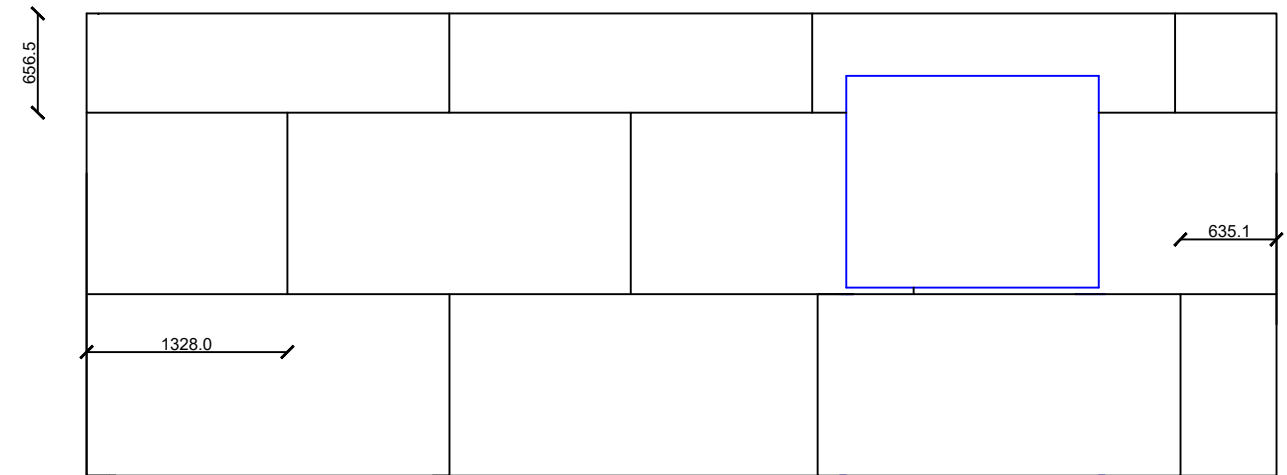
Parede Resistente 5 - Perfis metálicos
Piso 1 - Quartos 1 e 2



Parede Resistente 5 - Painéis OSB
Piso 1 - Quartos 1 e 2



Parede Resistente 5 - Perfis metálicos R/C - Cozinha



Parede resistente 5 - Painéis OSB
R/C - Cozinha

Materiais:
Aço Laminado: S235
Aço LSF S280
Armaduras Ordinárias: A400
Betão: C25/30
OSB: C4

Projeto:
Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
Framing (LSF) na zona de Lisboa

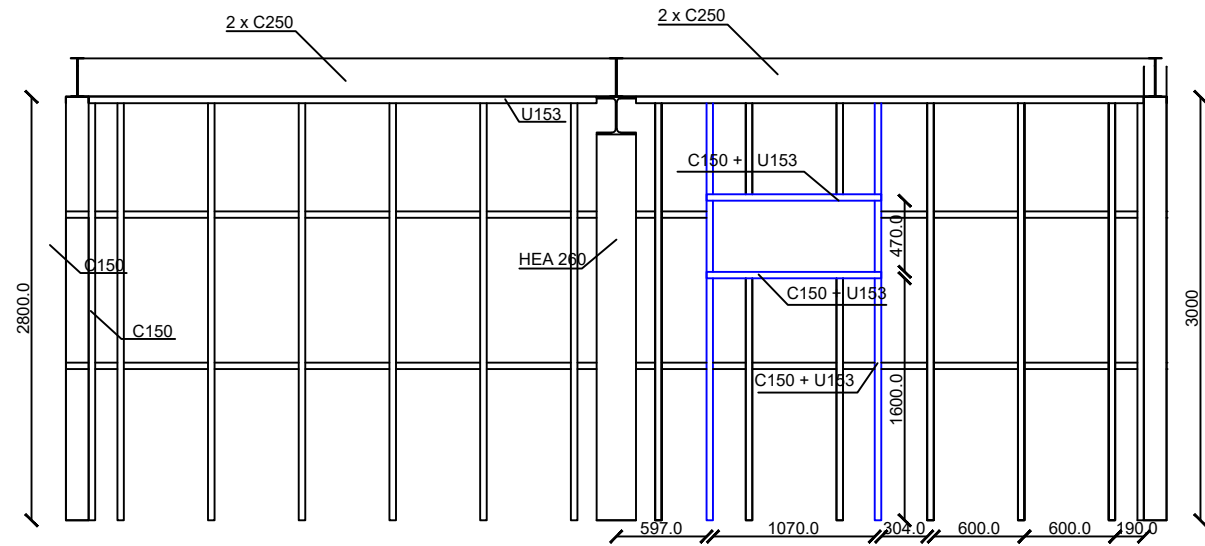
Data Desenho:
25/7/2020

Designação:
Estabilidade - Parede 5

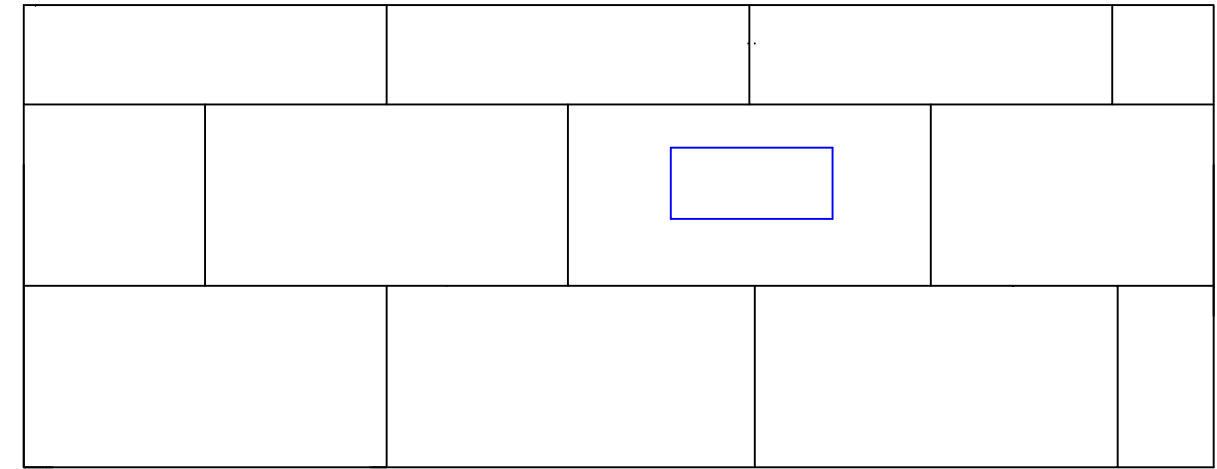
Escala:
1/50

Autor:
João António Tranquada Paulino

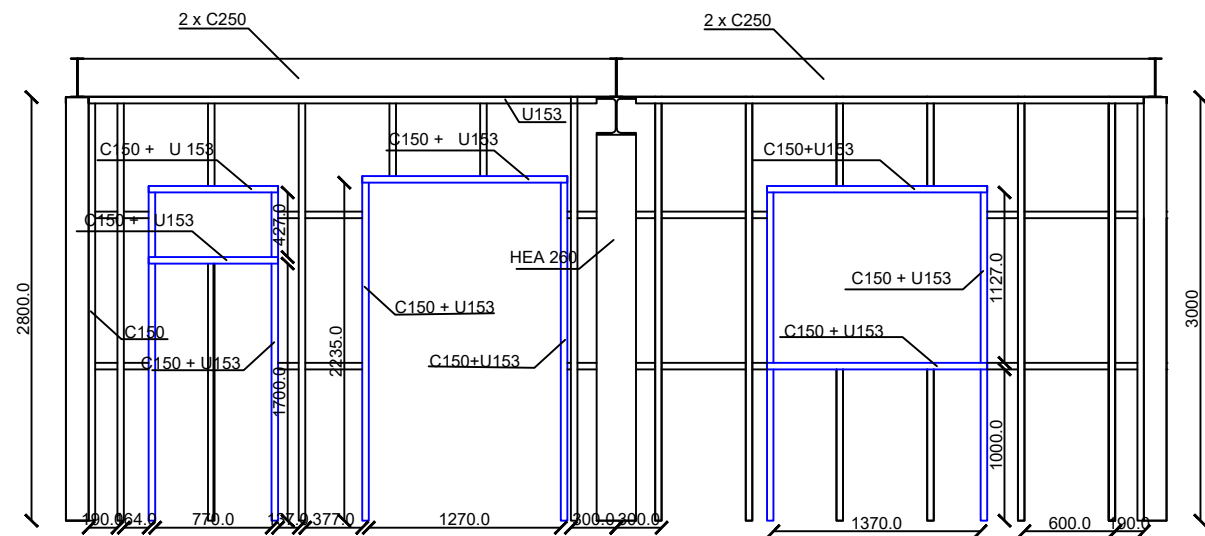
NºFolha
13



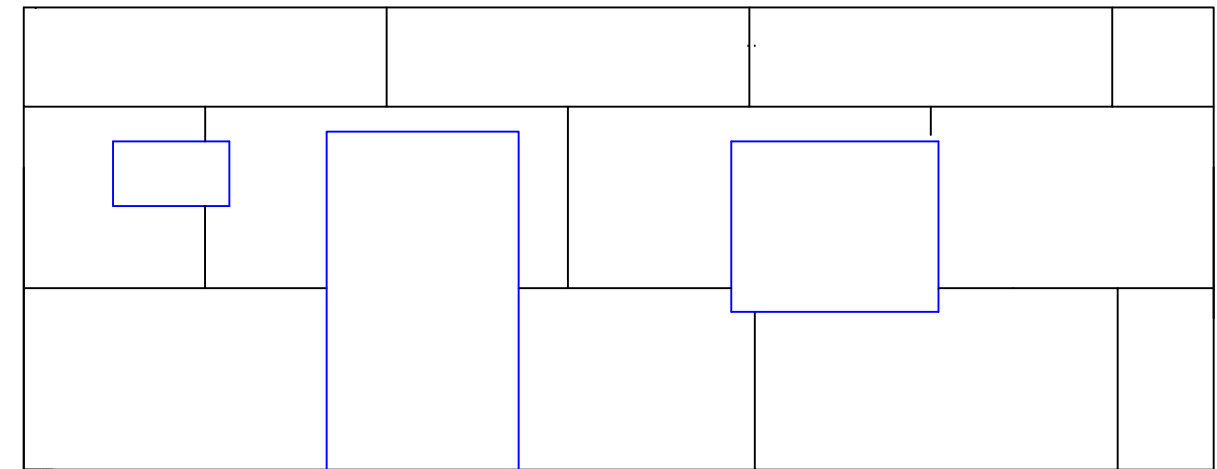
Parede Resistente 6 - Perfis Metálicos
Piso 1 - WC Suite



Parede Resistente 6 - Painéis OSB
Piso 1 - WC Suite



Parede Resistente 6 - Perfis Metálicos
R/C - Hall / Escritório



Parede Resistente 6 - Painéis OSB
R/C - Hall / Escritório

Materiais:
Aço Laminado: S235
Aço LSF S280
Armaduras Ordinárias: A400
Betão: C25/30
OSB: C4

Projeto:
Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
Framing (LSF) na zona de Lisboa

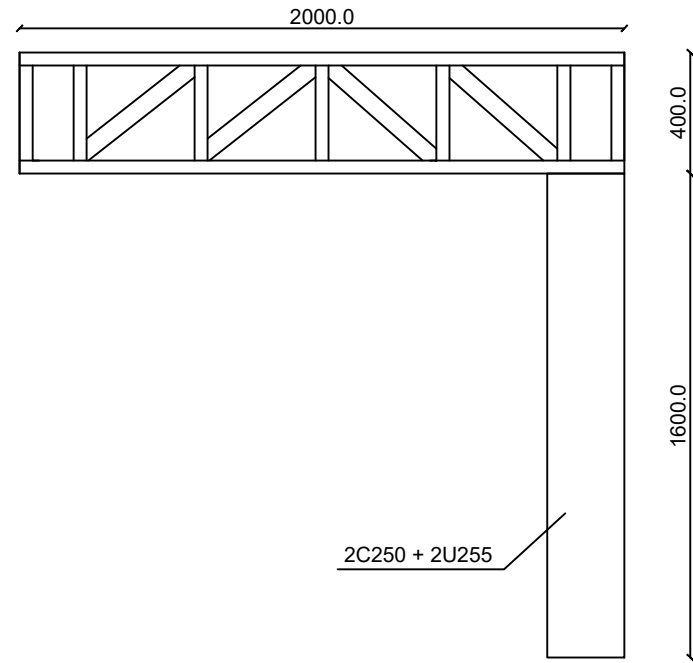
Data Desenho:
25/7/2020

Designação:
Estabilidade - Parede 6

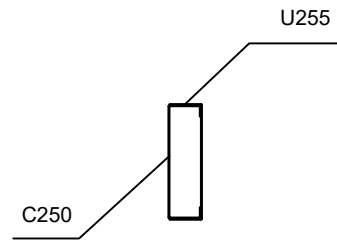
Escala:
1/50

Autor:
João António Tranquada Paulino

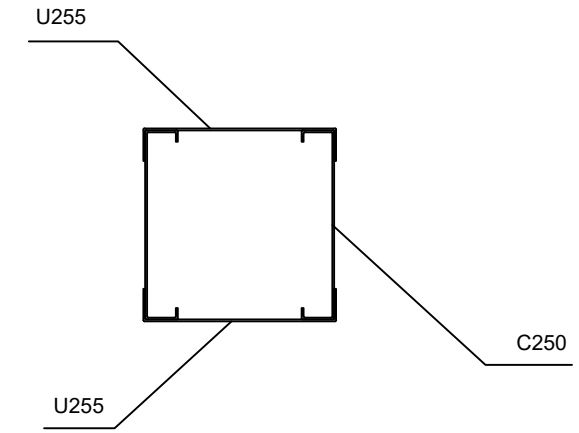
NºFolha
14



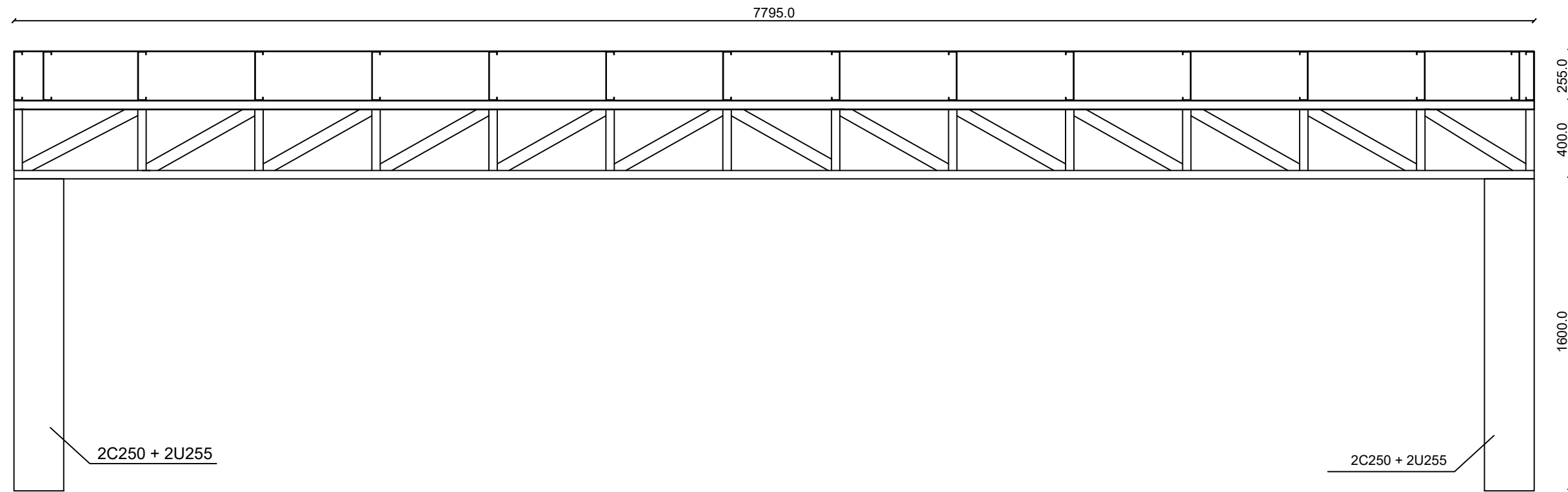
2C250 + 2U255



Secção Composta - Montantes Escala: 1/10



Secção Composta - Pilar Terraço Escala: 1/10



2C250 + 2U255

2C250 + 2U255

- Materiais:**
- Aço Laminado: S235
 - Aço LSF S280
 - Armaduras Ordinárias: A400
 - Betão: C25/30
 - OSB: C4

Projeto:
 Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa

Data Desenho:
 25/7/2020

Designação:
 Estabilidade - Viga treliçada / Terraço

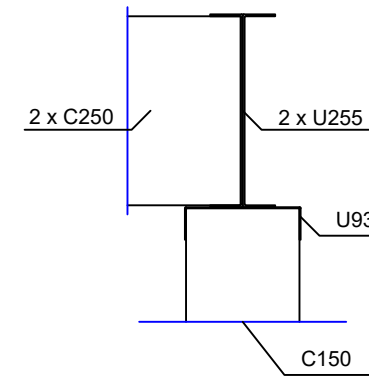
Escala:
 1/25

Autor:
 João António Tranquada Paulino

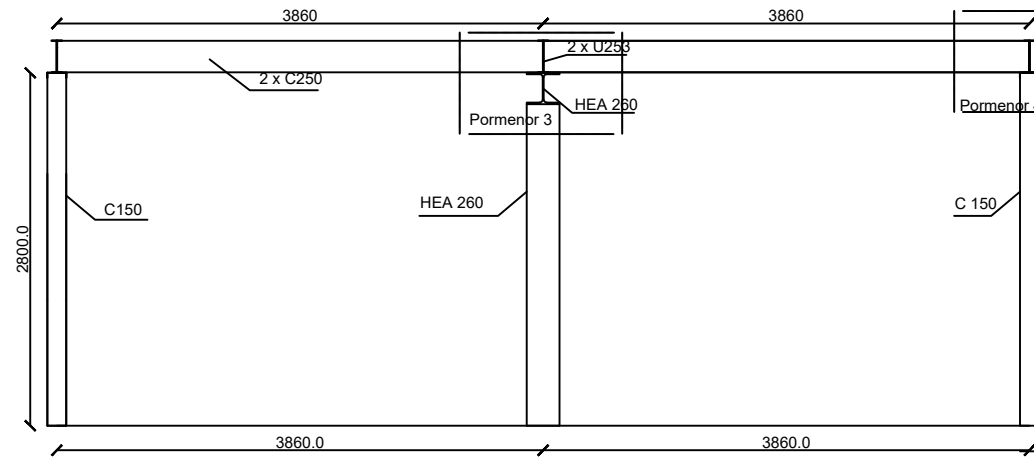
NºFolha
 15

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

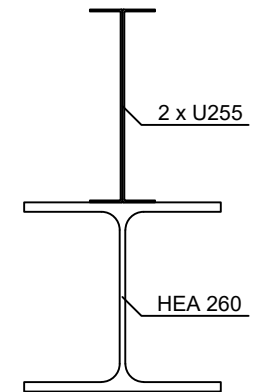


Pormenor 4
Viga de encontro de piso e pilar
Escala: 1/10

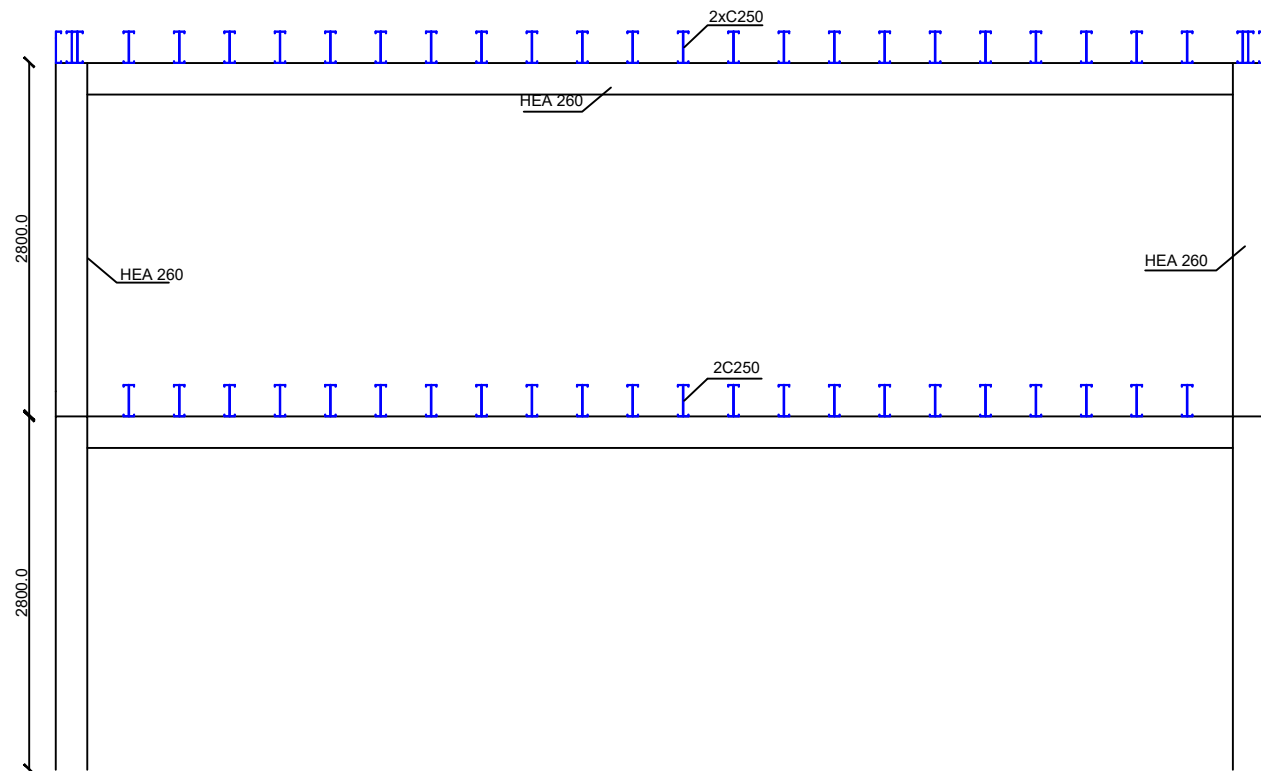


Alçado Frontal
Cozinha/Sala Pórtico

Pormenor 3



Pormenor 3
Viga de encontro de piso e pilar do pórtico
Escala: 1/10



Alçado Frontal
Cozinha/Sala Pórtico

Materiais:
Aço Laminado: S235
Aço LSF S280
Armaduras Ordinárias: A400
Betão: C25/30
OSB: C4

Projeto:
Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
Framing (LSF) na zona de Lisboa

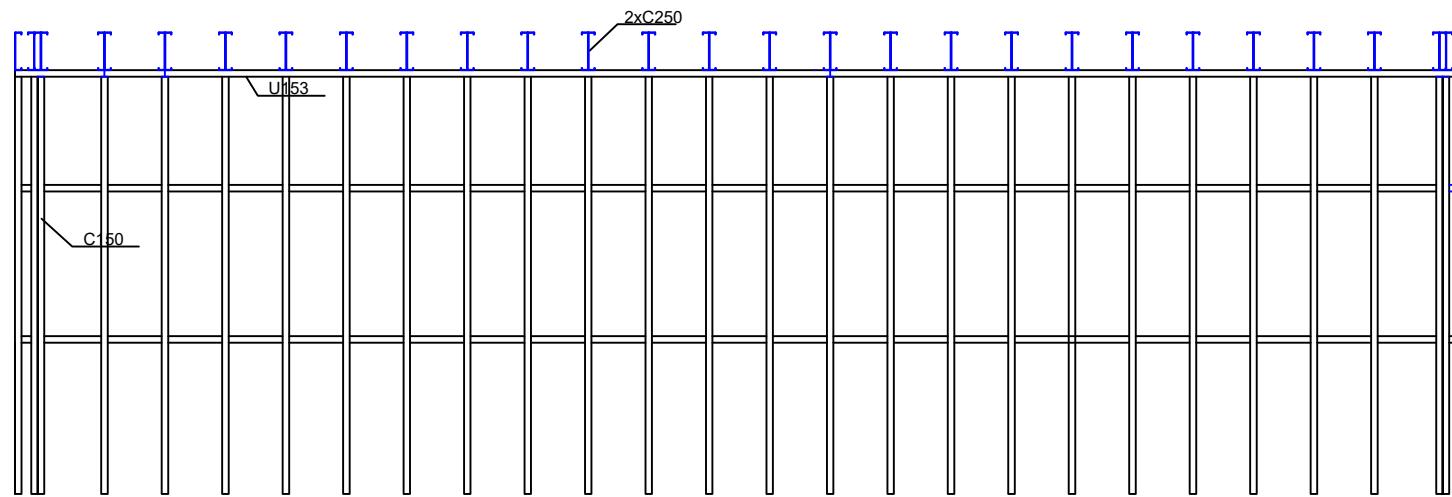
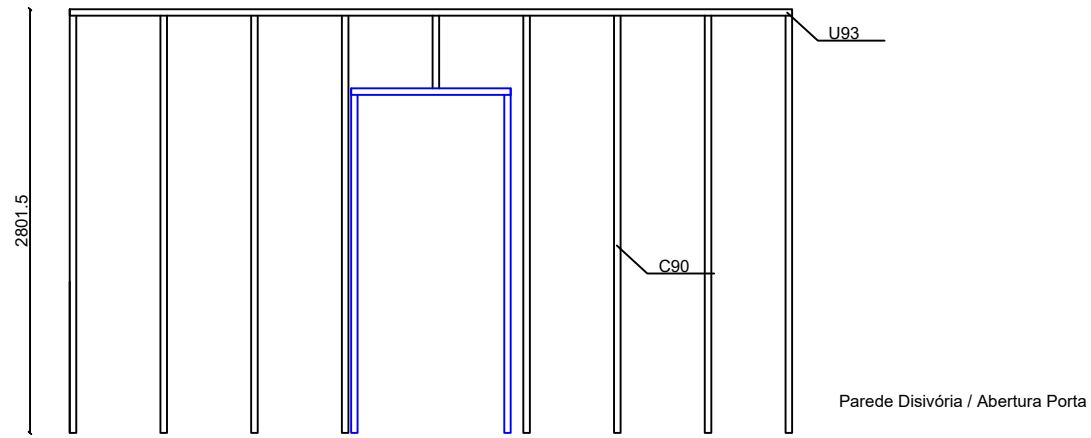
Data Desenho:
25/7/2020

Designação:
Estabilidade - Pórtico Metálico HEA 260

Escala:
1/10 e 1/60

Autor:
João António Tranquada Paulino

NºFolha
16



Alçado Frontal Parede
Resistente Alçado Lateral
Direito R/C

Materiais:
 Aço Laminado: S235
 Aço LSF S280
 Armaduras Ordinárias: A400
 Betão: C25/30
 OSB: C4

Projeto:
 Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
 Framing (LSF) na zona de Lisboa

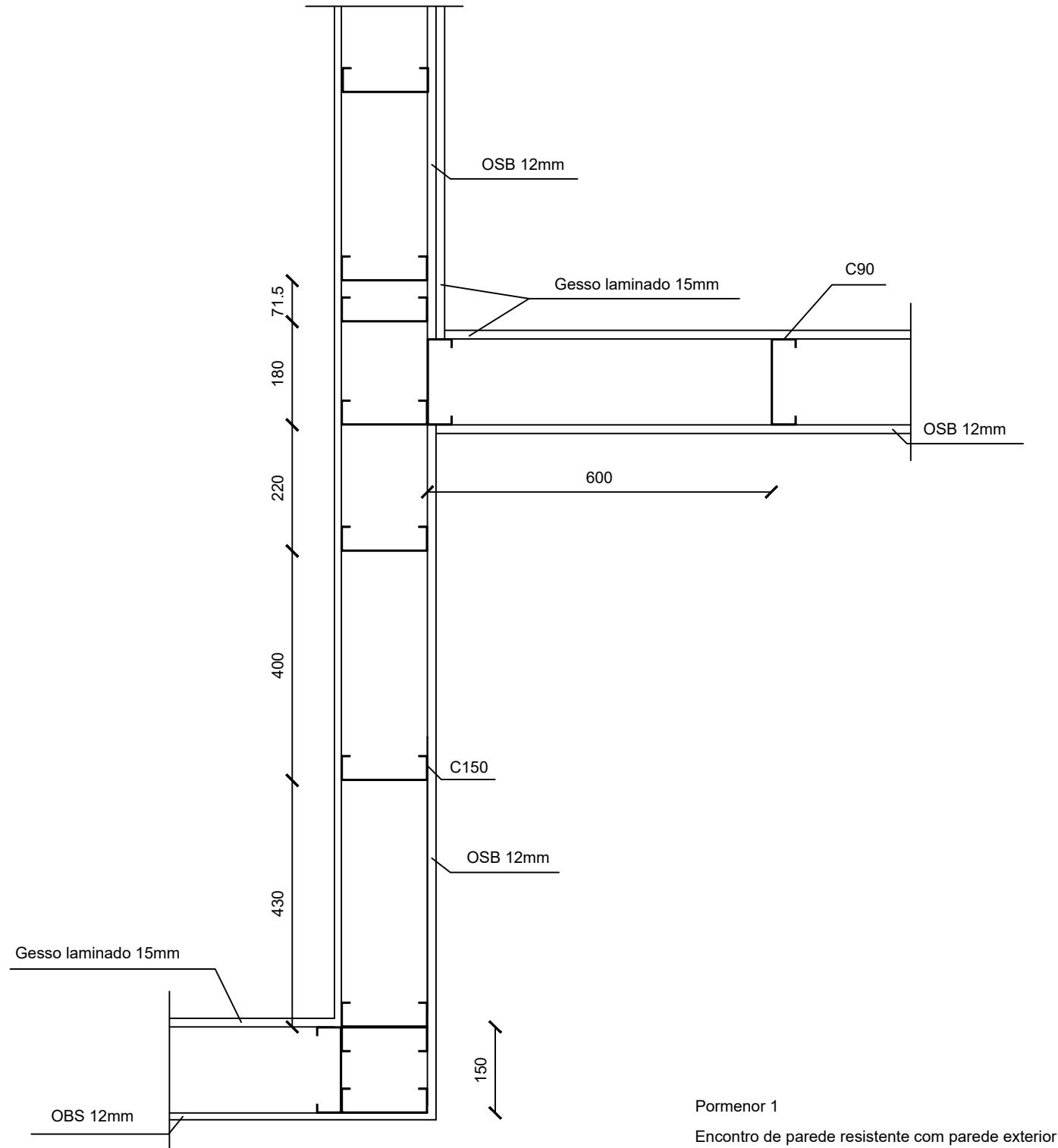
Data Desenho:
 25/7/2020

Designação:
 Estabilidade - Parede resistente e parede divisória vista alçado

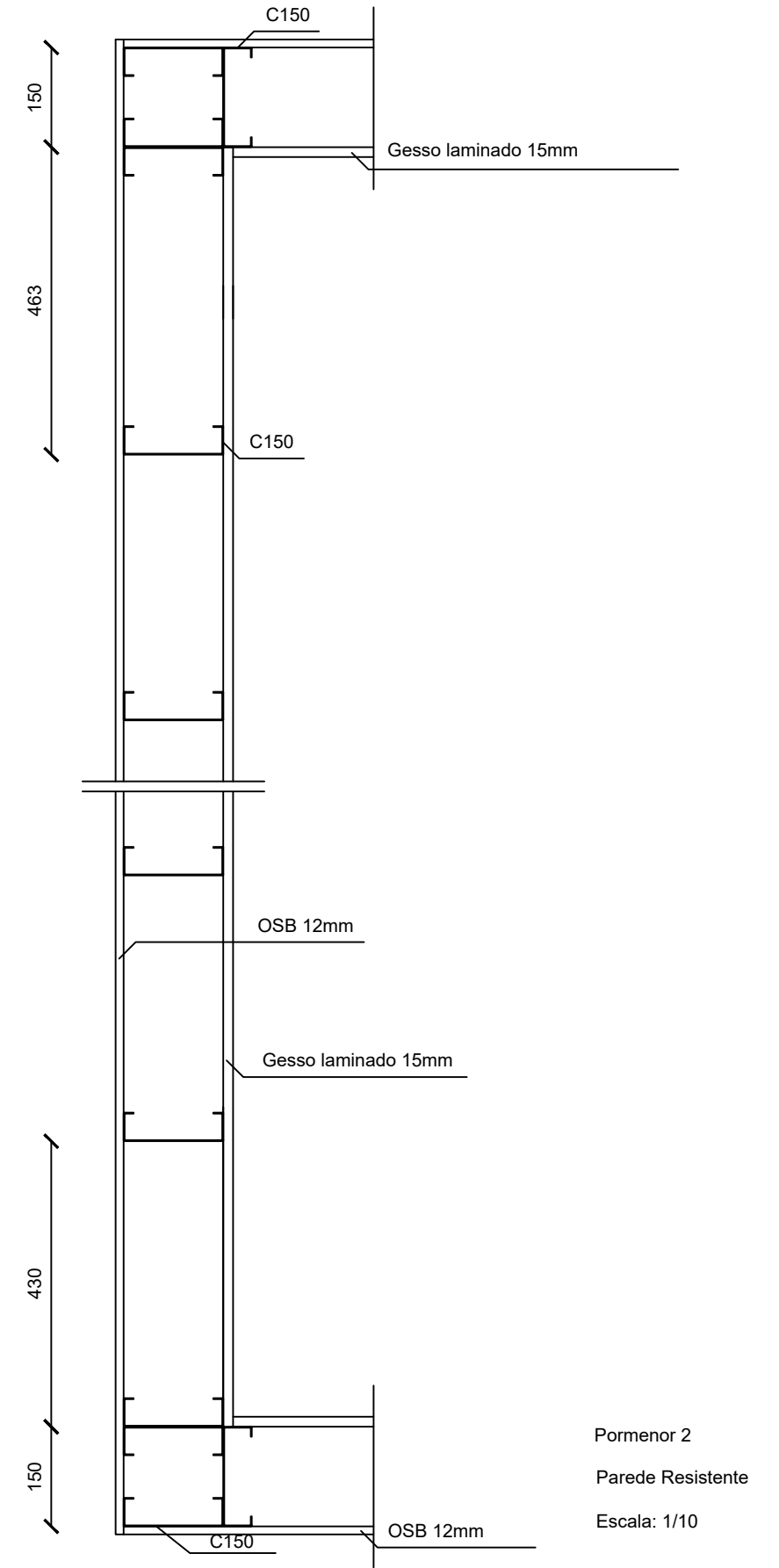
Escala:
 1/50

Autor:
 João António Tranquada Paulino

NºFolha
 17



Pormenor 1
 Encontro de parede resistente com parede exterior
 Escala: 1/10



Pormenor 2
 Parede Resistente
 Escala: 1/10

Projeto:
 Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel
 Framing (LSF) na zona de Lisboa

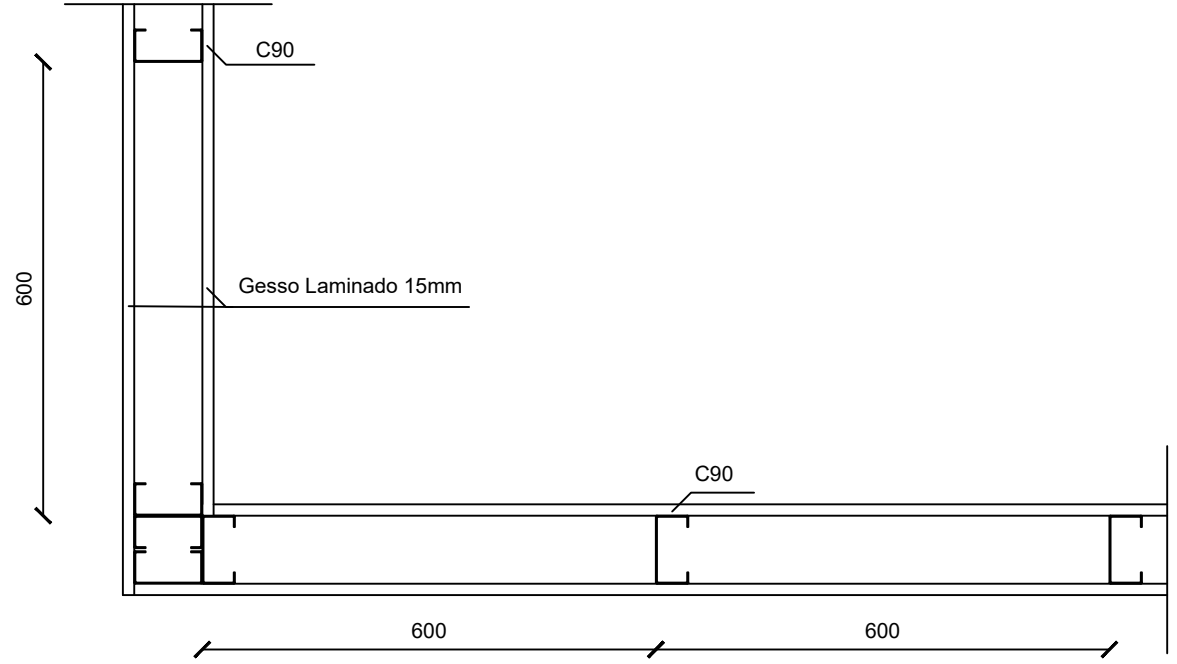
Data Desenho:
 25/7/2020

Designação:
 Estabilidade - Pormenores - 1

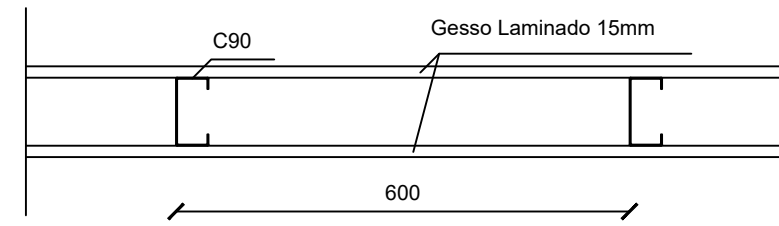
Escala:
 1/10

Autor:
 João António Trançada Paulino

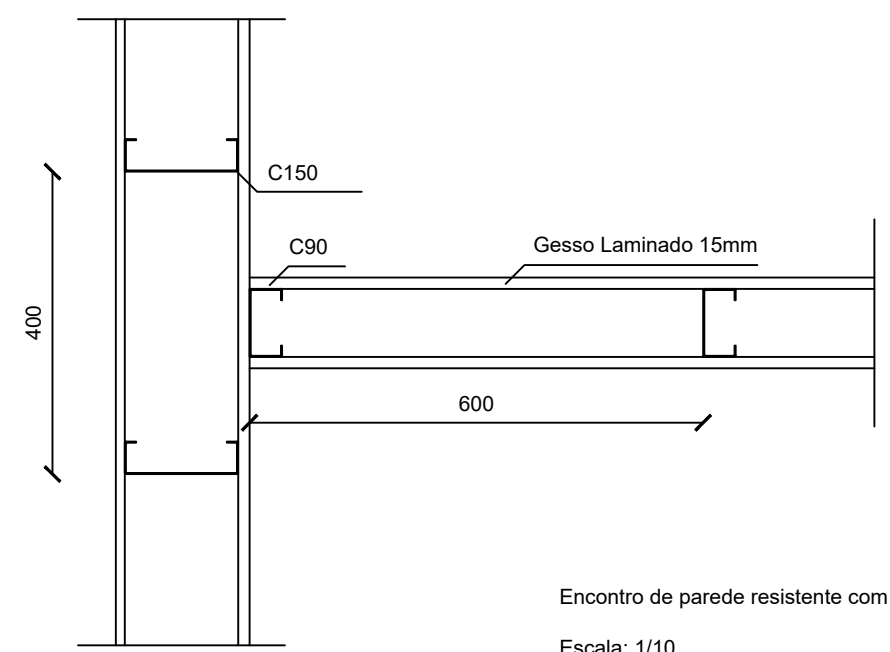
NºFolha
 18



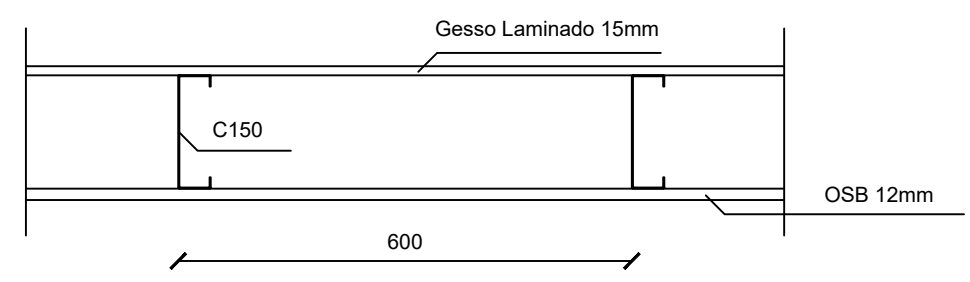
Encontro de parede divisória
Escala: 1/10



Parede divisória
Escala: 1/10



Encontro de parede resistente com parede divisória
Escala: 1/10



Parede exterior
Escala: 1/10

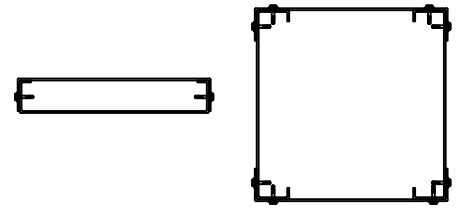
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

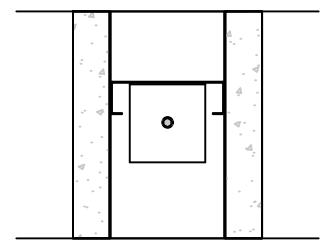
Projeto: Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa	Data Desenho: 25/7/2020
---	----------------------------

Designação: Estabilidade - Pomenores - 2	Escala: 1/10
---	-----------------

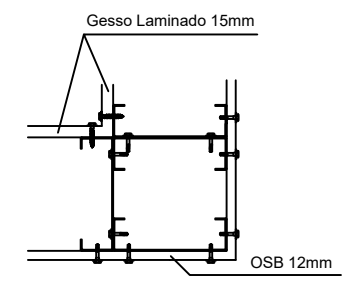
Autor: João António Tranquada Paulino	NºFolha: 19
--	----------------



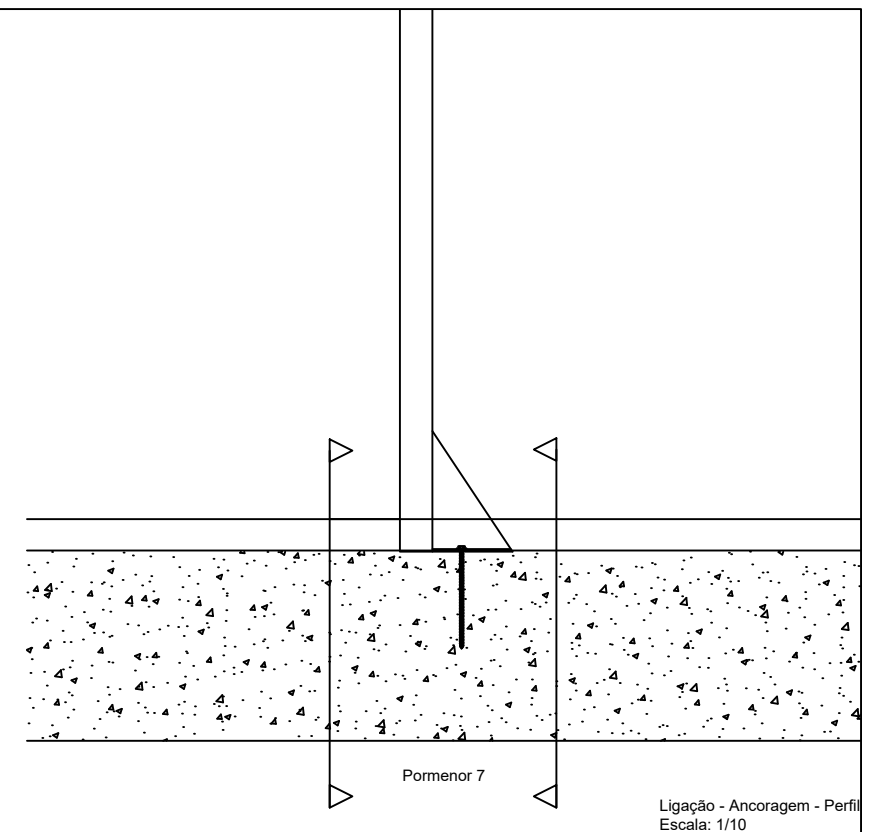
Ligações - Secção Composta
Escala: 1/10



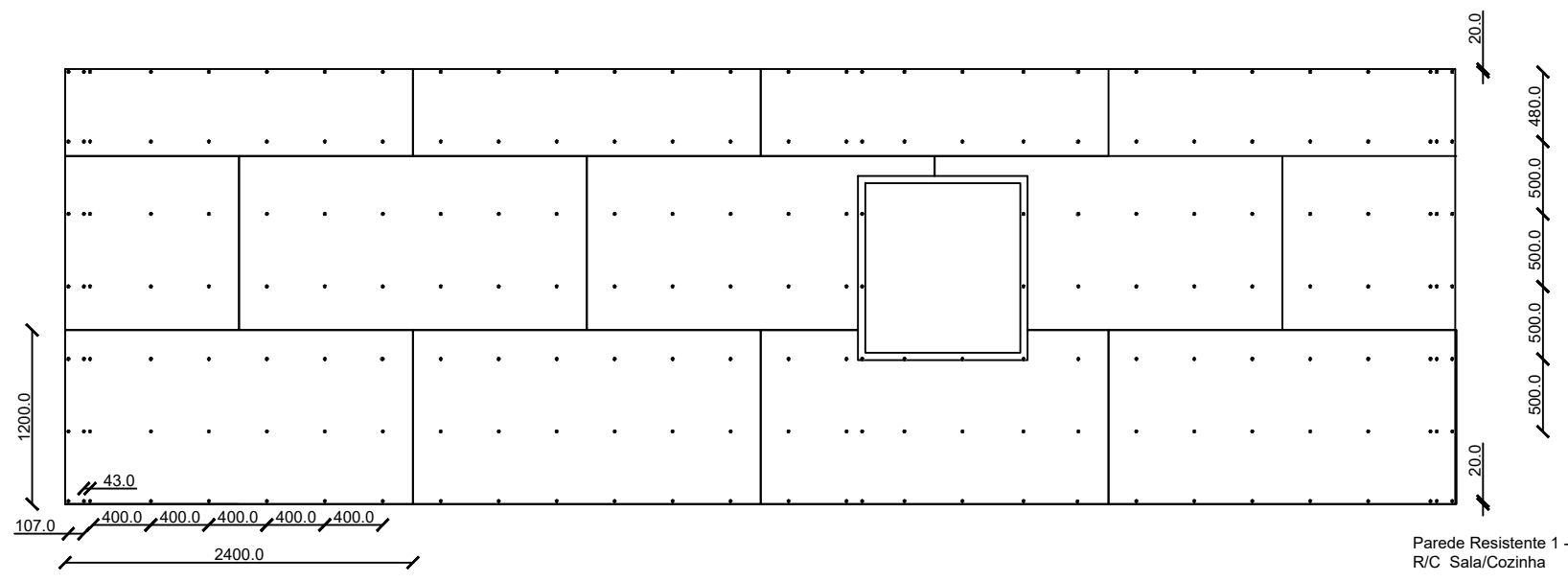
Pormenor 7
Ligação - Ancoragem - Planta
Escala: 1/10



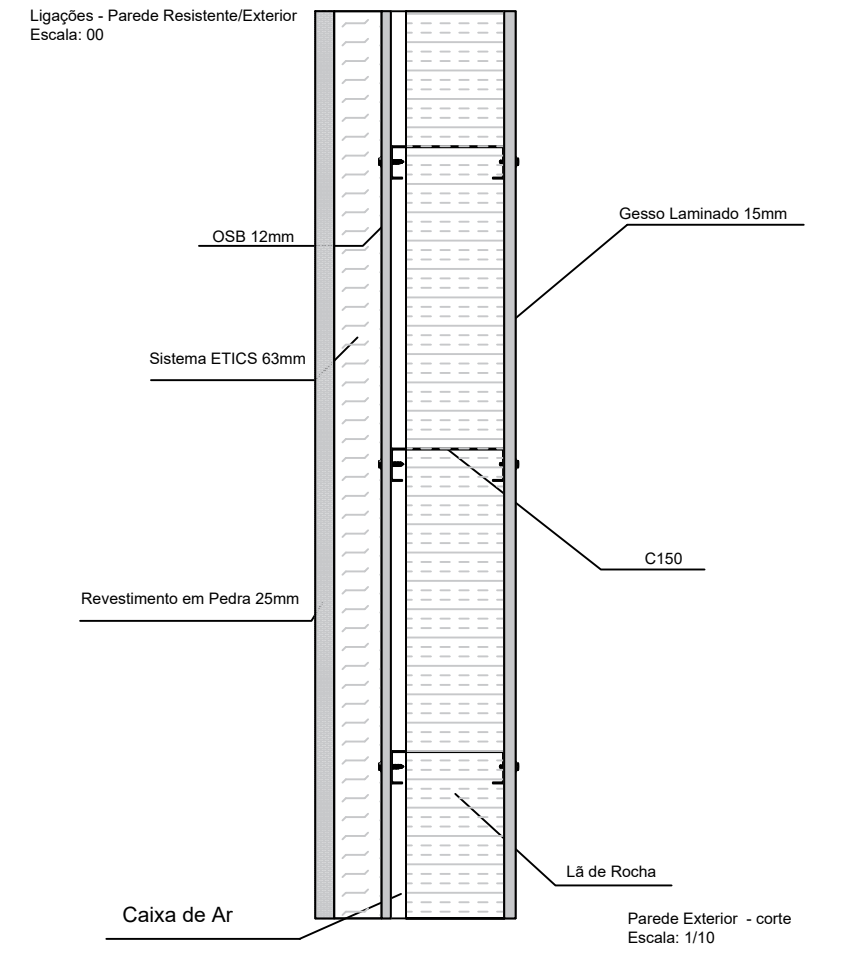
Ligações - Encontro
Escala: 1/10



Ligação - Ancoragem - Perfil
Escala: 1/10



Parede Resistente 1 - Ligação de Painéis OSB a Perfis metálicos
R/C Sala/Cozinha



Parede Exterior - corte
Escala: 1/10

Projeto: Projeto de estabilidade de uma estrutura unifamiliar em Light Steel Framing (LSF) na zona de Lisboa
Data Desenho: 25/7/2020

Designação: Estabilidade - Pormenores - 3
Escala: 1/10 e 1/50

Autor: João António Tranquada Paulino
NºFolha: 20