



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Engenharia

Elaboração de um Projeto de Estabilidade para um Pavilhão Industrial

(Versão final após defesa pública)

Mário Jorge Gonçalves Esteves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

(Ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

Covilhã, Junho de 2017

Dedicatória

À memória do meu pai e à minha mãe.

Agradecimentos

Quero agradecer em primeiro ao Professor Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade, orientador da dissertação por todo o apoio e toda a ajuda prestada ao longo deste ano tornando com que este trabalho fosse realizado com sucesso.

Quero agradecer também ao Engenheiro Hugo Pinto, por toda a disponibilidade e ajuda prestada sempre que surgia algum problema com o programa Tricalc.

Um agradecimento especial a toda a minha família por todo o apoio prestado e compreensão, em especial à minha mãe.

Agradecer a todos os amigos que fiz na universidade, Tatiana, Sofia, Carolina, Sara Novais, Maria Inês, Carqueijó, Rafael, Mota, Tomé, Micael, Norberto, Filipe “30!”, Edgar, à Rita Carvalho pelo gosto ao kickboxing e todos os outros que sempre ajudaram e estiveram por perto quando precisei.

Um agradecimento também aos amigos de longa data como o Mário Sá, Ivone Sá, Paulo Orfão, Bruno Castro, Almeida, Leandro, Carla Caetaninho, Cidália, Fernando, Sara Esteves, Sr. Francisco Lírio e Lagido.

A todo o pessoal da “Quinta” que são pessoas espetaculares e acompanharam o percurso ao longo destes anos universitários.

Resumo

Este trabalho tem como finalidade apresentar o projeto de estabilidade de uma estrutura metálica na zona da Covilhã, destinado à exposição de móveis.

Para a elaboração deste trabalho teve-se acesso às plantas de arquitetura para, através destas, proceder-se à implantação dos elementos estruturais. A estrutura será na sua maioria constituída por elementos em aço com exceção do piso intermédio que será constituído por uma solução mista, parte em aço e betão e parte em aço e madeira.

Para o dimensionamento da estrutura, após a análise do projeto arquitetónico e se conhecer a sua futura localização, procedeu-se ao cálculo das ações permanentes e variáveis, ao pré-dimensionamento e por fim ao dimensionamento.

Para o cálculo e dimensionamento da estrutura recorreu-se à ajuda de um software de cálculo, o Tricalc, programa de dimensionamento de estruturas da Arktec.

O programa verifica toda a estrutura de acordo com os regulamentos em vigor, nomeadamente os Eurocódigos e o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes), contudo o programa não faz o cálculo das ligações. Desta forma todas as ligações foram calculadas manualmente.

Até se atingir a solução final foram estruturadas diversas hipóteses de pórticos, desde pórticos simples, pórticos de inércia variável e pórticos treliçados.

Palavras-chave

Estruturas Metálicas, EC3, Dimensionamentos, Tricalc

Abstract

The purpose of this dissertation is to demonstrate the stability project of a steel structure in the Covilhã region, for the exhibition of furniture.

To accomplish the proposed objectives, we were given access to the architectural plans, which through these ones, proceed to the implantation of the structural elements. The structure will be mostly composed by steel elements except for the intermediate floor which will be composed by a mixed solution: one part composed by steel and concrete and other part composed by steel and wood.

To the structural design, after architectural project analysis and its future location known, we proceeded to the permanent and variable loads calculation, then to the pre-design and finally to the design.

To the structural calculation and design, the software Tricalc, a structural design program of Arktec was used.

According to the ruling regulations, which are the Eurocodes and the RSA (Safety and Actions Regulation for Building Structures and Bridges), the entire structure was verified by the software, yet the program does not calculate structural connections. Consequently all the connections were calculated manually.

Until the end of the final solution, several frames hypothesis were executed, since simple frame, variable inertia frame, and truss type frame.

Keywords

Steel Structures, EC3, Design, Tricalc

Índice

1	Introdução	1
1.1	Âmbito do Projeto	1
1.2	Objetivos	1
1.3	Estrutura do trabalho	2
2	Análise do projeto	3
2.1	Introdução	3
2.2	Descrição do projeto	3
2.3	Estudo da solução estrutural para o pórtico principal	6
3	Ações	11
3.1	Ações permanentes	11
3.2	Ações variáveis	11
3.2.1	Sobrecarga de utilização	12
3.2.2	Ação da Neve	14
3.2.2.1	Ação da neve na cobertura	14
3.2.2.2	Ação da neve junto à platibanda	17
3.2.3	Ação do Vento	18
3.2.3.1	Velocidade do vento e pressão dinâmica	18
3.2.3.2	Ações do vento	22
3.2.3.3	Coeficientes de pressão exterior	23
3.2.3.4	Coeficientes de pressão interior	29
3.2.3.5	Coeficientes de pressão na platibanda	29
3.2.4	Sismo	31
3.3	Ações acidentais	33
3.4	Combinação de ações	33
3.4.1	Estados limites últimos	33
3.4.2	Estados limites de serviço	34
3.5	Deslocamentos	36
3.5.1	Deslocamentos verticais	36
3.5.2	Deslocamentos horizontais	37
4	Análise e dimensionamento de estruturas metálicas segundo o Eurocódigo 3	39
4.1	Introdução	39
4.2	Análise global	39
4.2.1	Análise de primeira ordem	40
4.2.1.1	Imperfeições	40
4.2.2	Análise de segunda ordem	40

4.3	Classificação de secções	42
4.4	Dimensionamento de elementos metálicos	45
4.4.1	Dimensionamento de elementos à tração.....	46
4.4.2	Dimensionamento de elementos à compressão	47
4.4.3	Dimensionamento de elementos à flexão	50
4.4.4	Dimensionamento ao esforço transversal	51
4.4.5	Combinação de esforços transversal com momento fletor	54
4.5	Exemplos de cálculo no dimensionamento da estrutura	55
4.5.1	Elemento à tração e compressão	55
4.5.2	Elemento à flexão	58
4.5.3	Elementos ao esforço transversal	59
4.6	Introdução dos dados no programa Tricalc	59
5	Dimensionamento de ligações metálicas	63
5.1	Ligações aparafusadas simples	63
5.1.1	Exemplo de cálculo do pórtico 1	68
5.2	Ligações soldadas.....	78
5.2.1	Método simplificado	78
5.2.2	Exemplo de ligação soldada	79
5.3	Ligações pelo método dos componentes básicos das juntas	80
6	Conclusões	93

Lista de Figuras

Figura 1.1 - Alçado Principal.	1
Figura 1.2 - Alçado lateral Esquerdo.	2
Figura 2.1 - a) Pórtico simples; b) Pórtico treliçado.	3
Figura 2.2 - Pórtico com tirantes.	3
Figura 2.3 - Planta do rés-do-chão.	4
Figura 2.4 - Planta do piso 1.	5
Figura 2.5 - Planta de cobertura do pavilhão.	5
Figura 2.6 - Treliza à tração.	6
Figura 2.7 - Treliza à compressão.	6
Figura 2.8 - Viga de inércia variável.	7
Figura 2.9 - Deslocamentos da viga de inércia variável.	7
Figura 2.10 - Deslocamentos da treliza à tração.	8
Figura 2.11 - Deslocamentos da treliza à compressão.	8
Figura 2.12 - Dimensões gerais da estrutura considerada.	9
Figura 2.13 - Dimensões do pórtico armazém.	10
Figura 3.1 - Zonamento da neve de Portugal (Figura de NP EN 1991-1-3, 2009).	15
Figura 3.2 - Coeficiente de forma para a carga da neve - cobertura de duas vertentes (Figura 5.3 da NP EN 1991-1-3, 2009).	16
Figura 3.3 - Coeficientes de forma para a cargas de neve associadas a deslocamentos excecionais - coberturas em que o deslocamento ocorra contra platibandas (Figura B.4 da NP EN 1991-1-3, 2009).	17
Figura 3.4 - Cargas de neve equivalentes [kN].	18
Figura 3.5 - Pressão exercida em superfícies (Figura 5.1 da NP EN 1991-1-4, 2010).	23
Figura 3.6 - Alado principal - Dimensões.	23
Figura 3.7 - Altura de referência z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica (Figura 7.4 da NP EN 1991-1-4, 2010).	24
Figura 3.8 - Zonas em paredes verticais (Figura 7.5 da NP EN 1991-1-4, 2010).	25
Figura 3.9 - Zonas em coberturas em terraço (Figura 7.6 da NP EN 1991-1-4, 2010).	27
Figura 3.10 - Alçado frontal - Dimensões.	28
Figura 3.11 - Zonas em paredes isoladas e platibandas (Figura 7.19 da NP EN 1991-1-4, 2010).	30
Figura 3.12 - Zonamento do território (RSA).	32

Figura 3.13 - Deslocamentos verticais a considerar (Figura NA.I da NP EN 1993-1-1, 2010).	36
Figura 4.1 - Imperfeições globais equivalentes (inclinação inicial de colunas) (NP EN 1993-1-1, 2010).	40
Figura 4.2 - Efeitos de 2ª ordem (efeitos $P - \Delta$ e $P - \delta$) em estruturas porticadas ([4]).	42
Figura 4.3 - Comportamento de secções à flexão (Figura 2.13,[4])-	43
Figura 4.4 - Furos em quincôncio e linhas críticas de rotura 1 e 2 (Figura 6.1 da NP EN 1993-1-1, 2010).	46
Figura 4.5 - Encurvadura num elemento bi-rotulado (coluna de Euler) [4].	48
Figura 4.6 - Curvas de encurvadura (NP EN 1993-1-1, 2010).	49
Figura 4.7 - Distribuição elástica de tensões normais e tensões normais e tensões tangenciais [4].	51
Figura 4.8 - Área de corte de uma secção em I [4].	52
Figura 4.9 - Interação momento fletor - esforço transverso numa secção em I ou H.	54
Figura 4.10 - Pórtico do pavilhão.	55
Figura 4.11 - Diagrama de esforços axiais na treliça.	55
Figura 4.12 - Momentos atuantes na treliça.	58
Figura 4.13 - Esforço transverso atuante na treliça.	59
Figura 4.14 - Modelação final da estrutura vista do alçado esquerdo.	60
Figura 4.15 - Modelação final da estrutura vista do alçado direito.	61
Figura 4.16 - Modelação final da estrutura vista de trás.	61
Figura 4.17 - Pórtico da estrutura.	61
Figura 4.18 - Verificação final da estrutura.	62
Figura 5.1 - Símbolos para as distâncias entre os eixos dos furos de peças de ligação (Figura 3.1 a) da NP EN 1998-1-8, 2010).	64
Figura 5.2 - Destacamento do bloco (Figura 3.8 da NP EN 1993-1-8, 2010).	67
Figura 5.3 - Fachada de entrada.	68
Figura 5.4 - Disposição dos parafusos.	71
Figura 5.5 - Passagem do momento para o esforço axial.	73
Figura 5.6 - Banzo do perfil com furos.	73
Figura 5.7 -Dimensões da chapa de ligação superior.	77
Figura 5.8 - Dimensões da chapa de ligação inferior.	77
Figura 5.9 - Espessura de um cordão de ângulo (Figura 4.3 da NP EN 1993-1-8, 2010).	78
Figura 5.10 - Perfil HE240B.	80
Figura 5.11 - Exemplo de ligação com esquadro de reforço.	81
Figura 5.12 - Disposição de parafusos [mm].	81

Figura 5.13 Chapa de extremidade ligada ao banzo (Figura 6.8 da NP EN 1993-1-8, 2010).	85
Figura 5.14 - Modelação de uma chapa de extremidade saliente sob a forma de T equivalente (Figura 6.10 da NP EN1993-1-8, 2010).	87
Figura 5.15 - Perímetro de solda.	89
Figura 5.16 - Comprimento da alma da viga.	91

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Resumo dos esforços e pesos das estruturas.	9
Tabela 3.1 - Categorias de utilização (Quadro 6.1 da NP EN 1991-1-1, 2009).	12
Tabela 3.2 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (Quadro 6.2 da NP EN 1991-1-1, 2009).	13
Tabela 3.3 - Categorias de coberturas (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009).	13
Tabela 3.4 - Sobrecargas em coberturas da Categoria H (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009).	14
Tabela 3.5 - Coeficientes de forma para a carga da neve (Quadro 5.2 da NP EN 1991-1-3, 2009).	15
Tabela 3.6 - Valores recomendados de C_e para diferentes topografias (Quadro 5.1 da NP EN 1991-1-3, 2009).	16
Tabela 3.7 - Valor básico da velocidade de referência do vento (Quadro NA.I da NP EN 1991-1-4, 2010).	19
Tabela 3.8 - Categoria e parâmetros de terreno (Quadro 4.1 da NP EN 1991-1-1, 2010).	20
Tabela 3.9 - Dimensões do pavilhão para determinar a altura de referência [m].	23
Tabela 3.10 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes de edifícios de planta retangular (Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4, 2009).	25
Tabela 3.11 - Dimensões do pavilhão e relação hb [m].	26
Tabela 3.12 - Dimensões do pavilhão e relação hb [m].	26
Tabela 3.13 - Tabela com os coeficientes de pressão exterior para as paredes na direção transversal.	26
Tabela 3.14 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço (Quadro 7.2 da NP EN 1991-1-4, 2010).	28
Tabela 3.15 - Dimensões do pavilhão e relação hph [m].	29
Tabela 3.16 - Tabela com os coeficientes de pressão exterior para as paredes na direção transversal.	29
Tabela 3.17 - Coeficientes de pressão cp,net , recomendados para paredes isoladas e platibandas (Quadro 7.9 da NP EN 1991-1-4, 2010).	30
Tabela 3.18 - Tabelas resumo da ação do vento nas paredes.	30
Tabela 3.19 - Tabela resumo da ação do vento na cobertura.	31
Tabela 3.20 - Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (Quadro A1.1 da NP, EN 1990, 2009).	34
Tabela 3.21 - Valores de cálculo das ações (EQU) (Conjunto A), (Quadro A1.2(A) da NP EN 1990, 2009).	34
Tabela 3.22 - Valores das ações a utilizar na combinação de ações (Quadro A1.4 da NP EN 1990,2009).	35

Tabela 3.23 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (Quadro NA.1 da NP EN 1993-1-1, 2013).	37
Tabela 3.24 - Deslocamentos máximos horizontais (Adaptado da NP EN 1993-1-1, 2010).....	37
Tabela 4.1 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Parte do Quadro 5.2 (página 1 a 3) da NP EN 1993-1-1).	44
Tabela 4.2 - Escolha da curva de encurvadura da secção transversal (Quadro 6.2 da NP EN 1993-1-1, 2010).	50
Tabela 4.3 - Esforços axiais máximos [kN].	56
Tabela 4.4 - Dimensões do perfil HE140B.	56
Tabela 4.5 Verificação da classe da alma.	57
Tabela 4.6 Verificação da classe do banzo.....	57
Tabela 4.7 - Valores de cálculo devido à encurvadura por flexão em torno do eixo z (HE140B).	57
Tabela 4.8 - Valores de cálculo devido à encurvadura por flexão em torno do eixo z (HE180B).	58
Tabela 4.9 - Verificação da resistência à flexão do HE180B	58
Tabela 4.10 - Verificação da resistência ao esforço transversal do HE180B.	59
Tabela 5.1 - Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} , e da tensão de rotura à tração, f_{ub} , para parafusos (Quadro 3.1 da NP EN 1993-1-8,2010).	63
Tabela 5.2 - Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos (Quadro 3.1 da NP EN 1993-1-8, 2010).....	64
Tabela 5.3 - Esforços na ligação 1 [kN].	68
Tabela 5.4 - Esforços decompostos na ligação [kN].	68
Tabela 5.5 - Dimensionamento do parafuso à tração.	69
Tabela 5.6 - Verificação ao punçoamento.	69
Tabela 5.7 - Verificação do corte na rosca do parafuso.	70
Tabela 5.8 - Espaçamento mínimo da extremidade da chapa e entre parafusos [mm].	70
Tabela 5.9 - Espaçamentos entre extremidade e parafusos [mm].....	71
Tabela 5.10 - Valores para ab , onde se escolhe o mínimo para parafusos de extremidade e interiores.....	71
Tabela 5.11 - Valores para k_1 , onde se escolhe o mínimo para parafusos de extremidade e interiores [kN].....	72
Tabela 5.12 - Valores de F_b, R_d para a verificação a esmagamento [kN].	72
Tabela 5.13 - Dados para verificação da combinação tração e corte [kN].	72
Tabela 5.14 - Esforços ligação 2.	73
Tabela 5.15 - Esforço aplicado no parafuso mais esforçado [kN].	74
Tabela 5.16 - Espaçamentos entre extremidade e parafusos [mm].	74

Tabela 5.17 - Dados para cálculo no banzo.	74
Tabela 5.18 - Valores para αb , onde se escolhe o mínimo para parafusos de extremidade e interiores.	75
Tabela 5.19 - Valores para k_1 , onde se escolhe o mínimo para parafusos de extremidade e interiores.	75
Tabela 5.20 - Valores de $F_{b,Rd}$ para a verificação a esmagamento no banzo [kN].	75
Tabela 5.21 - Valores de $F_{b,Rd}$ para a verificação a esmagamento na chapa [kN].	76
Tabela 5.22 - Características da chapa de ligação superior.....	76
Tabela 5.23 - Características da chapa de ligação inferior.	77
Tabela 5.24 - Intervalo de valores para a altura da solda.	79
Tabela 5.25 - Dimensionamento e verificação da solda.	80
Tabela 5.26 - Esforços ligação viga pilar armazém.	81
Tabela 5.27 - Coeficiente de redução ω para a interação com esforço de corte (Quadro 6.3 da NP EN 1993-1-8, 2010).	84
Tabela 5.28 - Comprimentos efetivos para o banzo não reforçado de uma coluna (Quadro 6.4 da NP EN 1993-1-8, 2010)	85
Tabela 5.29 - Valores de cálculo.	85
Tabela 5.30 - Resultados dos modos de rotura para banzo do pilar [kN].	86
Tabela 5.31 - Comprimentos efetivos de uma chapa de extremidade (Quadro 6.6 da NP EN 1993-1-8, 2010).	87
Tabela 5.32 - Resultados dos modos de rotura para a chapa de ligação [kN]......	88

Lista de Acrónimos

NP	Norma Portuguesa
EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
EC3	Eurocódigo 3
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de edifícios e pontes
ELS	Estados limite serviço
ELU	Estados limites últimos

Simbologia

Caracteres latinos minúsculos:

c_0	Coeficiente de orografia
$c_0(z)$	Coeficiente de orografia
c_{dir}	Coeficiente de direção
c_e	Coeficiente de exposição
$c_r(z)$	Coeficiente de rugosidade
c_{season}	Coeficiente de sazão
f_u	Tensão última
f_y	Tensão de cedência
i_y	Raio de giração em torno de y
i_z	Raio de giração em torno de z
k_I	Coeficiente de turbulência
k_r	Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0
$q_p(z)$	Pressão dinâmica de pico
t_f	Espessura do banzo
t_w	Espessura da alma
$v_{b,o}$	Valor básico da velocidade de referência do vento
v_b	Valor de referência da velocidade do vento
v_m	Velocidade média
z_0	Comprimento de rugosidade
z_{max}	Altura máxima
z_{min}	Altura mínima
h	Altura da uma secção transversal
h_p	Altura da platibanda
h_w	Altura da alma
b	Largura total de uma secção
t	Espessura da chapa

Caracteres latinos maiúsculos:

A_v	Área de corte
E_d	Valor de cálculo do efeito das ações
$G_{k,j}$	Valor característico de uma ação permanente j
$I_v(z)$	Intensidade de turbulência à altura z
L_E	Comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço axial de tração atuante
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente
N_{cr}	Carga crítica
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo da resistência plástica da secção bruta
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial de tração resistente
$N_{u,Rd}$	Valor de cálculo da resistência última da secção útil na zona com furos de ligação
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversos atuante

$V_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
W_{pl}	Módulo de flexão plástico
A	Área da secção transversal
E	Módulo de elasticidade

Caracteres gregos minúsculos:

$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial relativo à ação permanente j
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança
γ_{M2}	Coeficiente parcial de segurança
$\gamma_{Q,1}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável de base de combinação 1
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável i
$\psi_{0,i}$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i
$\psi_{2,i}$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i
λ	Valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
ϕ	Fator dinâmico
α	Fator de imperfeição generalizado
δ	Deslocamento
μ	Coeficiente de espaçamento
χ	Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

1 Introdução

1.1 Âmbito do Projeto

Nos dias de hoje, a utilização do aço tem aumentado principalmente no sector da construção civil devido à sua elevada resistência, ductilidade e durabilidade que permite ter estruturas de grandes dimensões e com uma arquitetura mais arrojada.

Uma das vantagens do aço, quando comparado com o betão, é a sua elevada resistência tornando os elementos mais esbelto, permitindo ter uma estrutura global mais ligeira. Outra vantagem é a rapidez de execução em obra, dado que toda a estrutura é pré-fabricada. O aço também permite que no fim da vida da estrutura, possa ser desmantelada e reciclada contribuindo para a sustentabilidade de um ambiente saudável.

Devido à grande resistência do aço as secções são, em geral, relativamente esbeltas, tornando a estrutura mais sensível aos efeitos de segunda ordem.

Os efeitos de segunda ordem podem ser considerados globais ou locais. Estes efeitos estão contemplados no Eurocódigo 3 que apresenta várias metodologias para ter em consideração os efeitos de segunda ordem na estrutura, podendo estas ser metodologias avançadas ou simplificadas. No entanto, qualquer uma das metodologias envolve um volume de cálculos considerável, pelo que usualmente se recorre à ajuda de programas de cálculo automático.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho passa pelo dimensionamento de uma estrutura metálica. Esta estrutura metálica é constituída por um pavilhão e um armazém.

O pavilhão tem um vão de 45 m sem pilares intermédios e uma profundidade de 53,10 m. Já o armazém é de dimensões mais pequenas, tem 23,10 m de vão com pilares intermédios e uma profundidade de 45 m. Nas Figuras 1.1 e 1.2 apresentam-se alçados principal e lateral esquerdo do edifício em estudo.

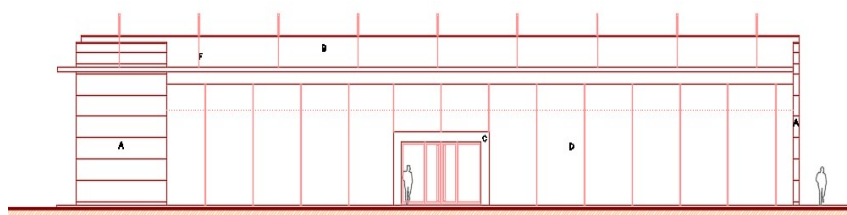


Figura 1.1 - Alçado Principal.



Figura 1.2 - Alçado lateral Esquerdo.

Devido ao grande número de cálculo que o dimensionamento da estrutura tem, recorreu-se ao auxílio do programa Tricalc devido à sua rapidez na realização de cálculos.

Em engenharia civil todas as estruturas a serem construídas ou reabilitadas têm de verificar as normas de segurança. Estas normas estão contempladas no RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de edifícios e pontes) e/ou nos Eurocódigos. Para o pré-dimensionamento e quantificação de ações vão ser usados os Eurocódigos, exceto para o sismo, aí será usado o RSA. A opção de escolher o Eurocódigo, apesar de ser mais complexo que o RSA, tem a ver com o facto de o Eurocódigo ser mais atual e mais preciso, sendo também válido para toda a comunidade europeia. Considerou-se o sismo pelo RSA [1], porque o sismo terá pouca influência na estrutura e o regulamento está em vigor em Portugal.

1.3 Estrutura do trabalho

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos. Seguidamente far-se-á uma breve descrição de cada capítulo.

No presente capítulo, capítulo 1 é feita uma abordagem ao tema da dissertação, apresentam-se os objetivos propostos e apresenta-se a estruturação do trabalho.

No capítulo 2 descreve-se o projeto de arquitetura, e justifica-se a escolha do pórtico dimensionado.

Relativamente ao capítulo 3 são definidas as ações permanentes e variáveis de acordo com as normas vigentes. Neste capítulo são descritas todas as ações que influenciam a estrutura como a sobrecarga, a neve, vento e o sismo. Apresentam-se igualmente as combinações de ações, relativas aos estados limites últimos e os estados limites de serviço.

No capítulo 4 exemplifica-se como é realizado o dimensionamento em estruturas metálicas, assim como os cálculos necessários para o dimensionamento da estrutura devido aos esforços atuantes.

O capítulo 5 é dedicado às ligações metálicas. Neste capítulo aborda-se a temática das ligações nas estruturas metálicas, assim como o seu dimensionamento.

Por último no capítulo 6 apresentam-se as conclusões obtidas com o presente trabalho.

2 Análise do projeto

2.1 Introdução

A utilização de estruturas metálicas em Portugal está mais direcionada para a construção de pavilhões desportivos, edifícios comerciais, armazéns, exposições e pontes.

De modo a maximizar o aproveitamento do espaço, estas estruturas são idealizadas para vencerem vãos relativamente grandes minimizando o número de apoios intermédios, ou até mesmo evitando a existência destes. Desta forma podem ser constituídos, dependente do vão a vencer, desde pórticos simples reticulados, Figura 2.1-a), para vãos pequenos a médios, passando por pórticos com travessa treliçada, Figura 2.1-b), para vãos moderados até estruturas atirantadas para vãos maiores, figura 2.2.

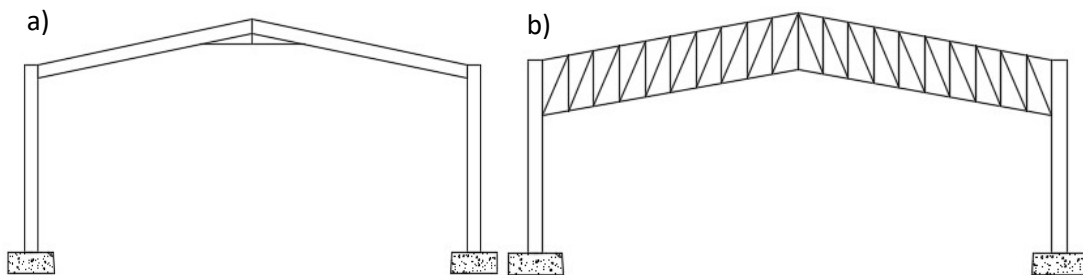


Figura 2.1 - a) Pórtico simples; b) Pórtico treliçado.

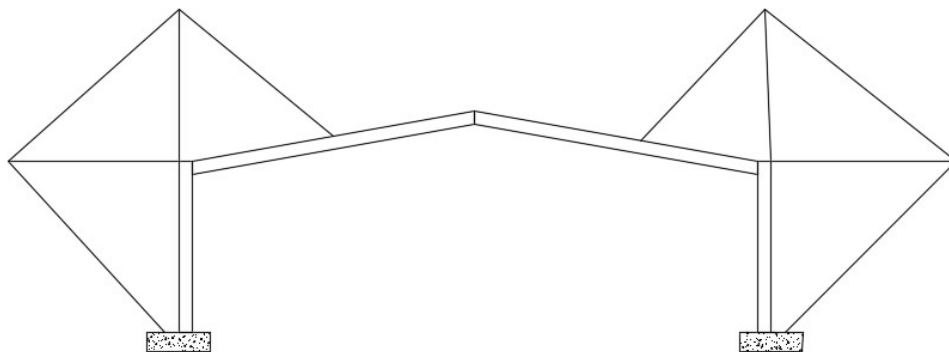


Figura 2.2 - Pórtico com tirantes.

2.2 Descrição do projeto

A edificação em estudo pode ser dividida em duas zonas distintas, uma zona ampla de exposição (que no decorrer deste trabalho será denominada de pavilhão), e uma zona que engloba um armazém, um piso intermédio de exposição e escritório, a que, de forma simplificada, denominou-se de armazém.

Elaboração de um Projeto de Estabilidade para um Pavilhão Industrial

O pavilhão tem um vão de 45 m e uma profundidade de 53,10 m. A fachada principal será composta por painéis em vidro (Figura 1.1) assim como uma parte da fachada esquerda (Figura 1.2), as restantes fachadas serão revestidas por chapa metálica (painel sandwich).

No interior do edifício existe um pátio interior constituído por um espaço aberto para o exterior permitindo a entrada de luz natural, assim como a criação de um pequeno espaço verde na área de exposição.

Nas Figuras 2.3 a 2.5 apresentam-se as plantas do piso 0, do piso 1 e da cobertura respetivamente.

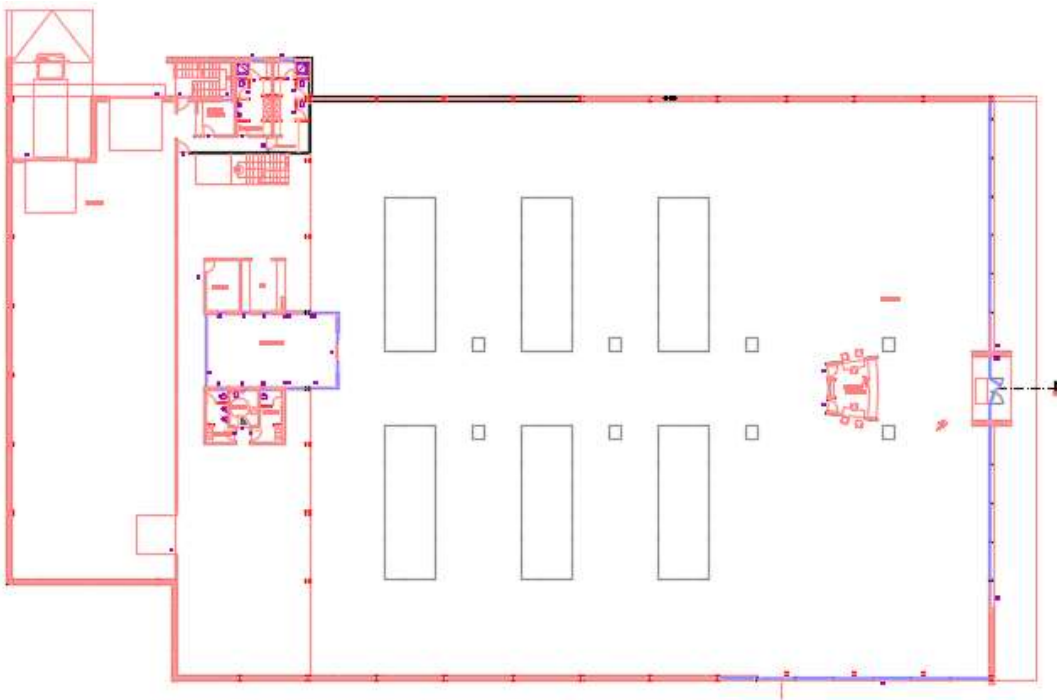


Figura 2.3 - Planta do rés-do-chão.

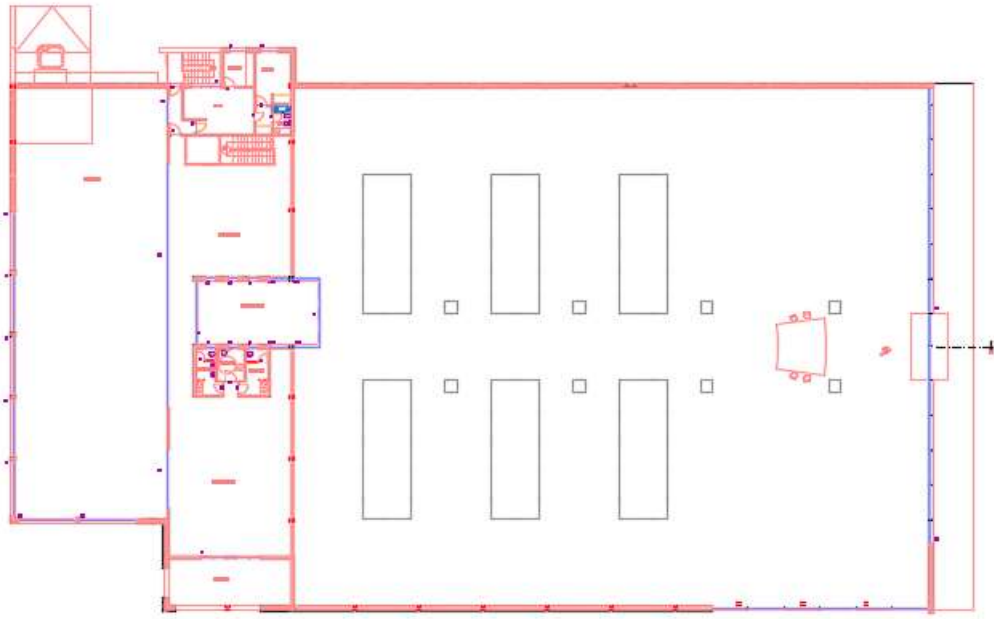


Figura 2.4 - Planta do piso 1.

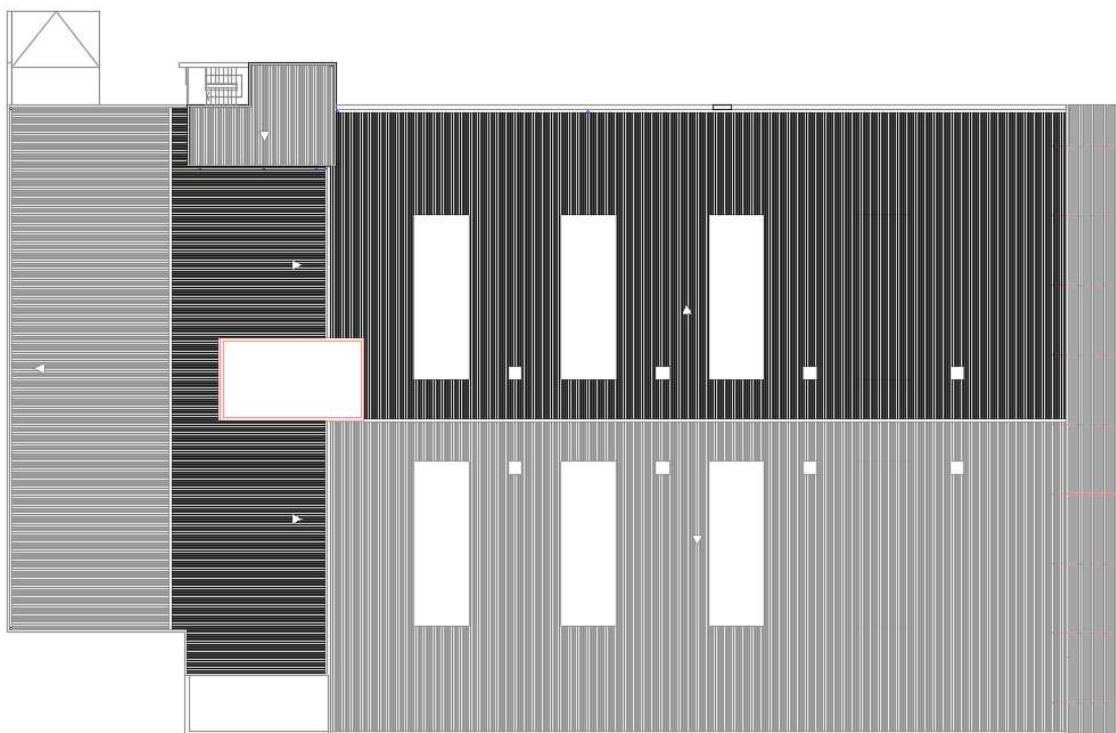


Figura 2.5 - Planta de cobertura do pavilhão.

2.3 Estudo da solução estrutural para o pórtico principal

Normalmente os pórticos simples permitem vencer vãos até aos 45 metros, já pórticos com travessa são mais indicados para vãos dos 45 aos 80 metros, podendo mesmo chegar aos 100 metros.

Como o vão máximo da estrutura é de 45 metros, o pórtico principal da estrutura pode ser enquadrado em qualquer um dos tipos anteriormente mencionados, pelo qual foi realizado um estudo sobre a viabilidade de diversas soluções de forma a obter-se a que melhor se enquadrava no caso em estudo. Das diversas possibilidades abordadas destacam-se três situações: uma constituída por um pórtico simples com inercia variável, e duas cuja viga é constituída por uma treliça (uma com os elementos diagonais principalmente à tração e outra com esses elementos principalmente à compressão). Seguidamente apresenta-se de forma resumida estas três possibilidades.

- **Pórtico com diagonais à tração**

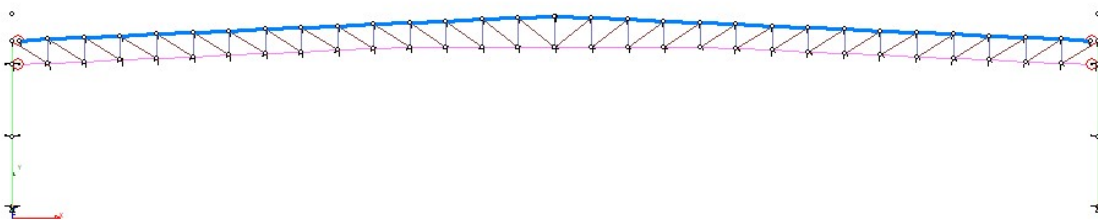


Figura 2.6 - Treliza à tração.

- **Pórtico com diagonais à compressão**

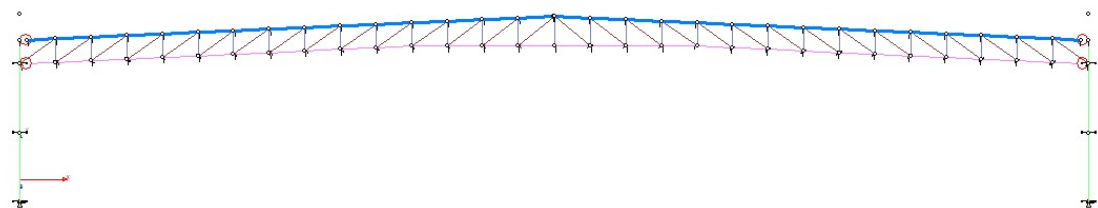


Figura 2.7 - Treliza à compressão.

- **Pórtico de inércia variável**

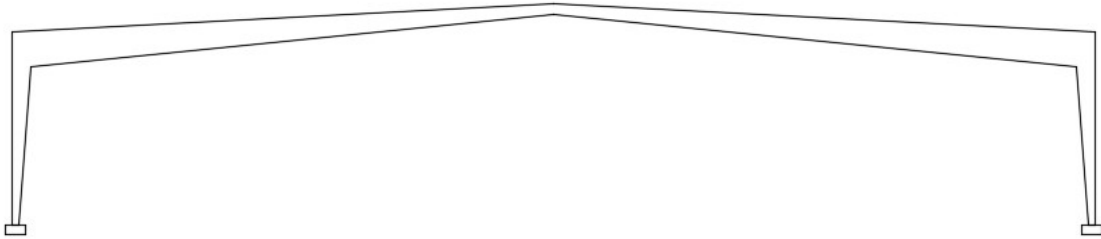


Figura 2.8 - Viga de inércia variável.

De modo a simplificar a análise inicial o pórtico de inércia variável foi constituído por vários perfis, no final pode ser traçada uma reta pelo banzo inferior de todos os perfis e faz-se um perfil equivalente.

Para se proceder à escolha da solução mais viável tomou-se em consideração o peso do pórtico, pois este valor pode ser relacionado, quase, diretamente com o custo de construção de cada solução.

Desta forma, e recorrendo ao programa Tricalc para a realização das diversas iterações, obtiveram-se as secções necessárias à verificação dos esforços atuantes. Seguidamente apresenta-se os resultados, em termos das deformadas e tecem-se algumas conclusões.

- **Deslocamentos da viga de inércia variável**

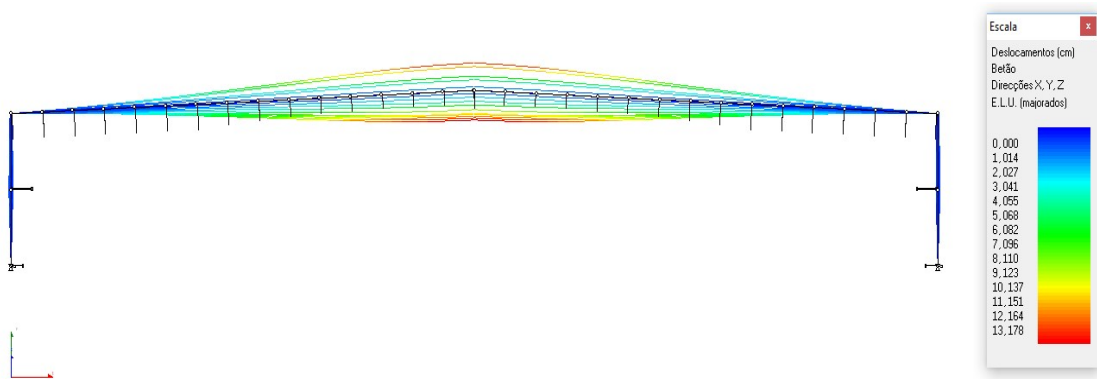


Figura 2.9 - Deslocamentos da viga de inércia variável.

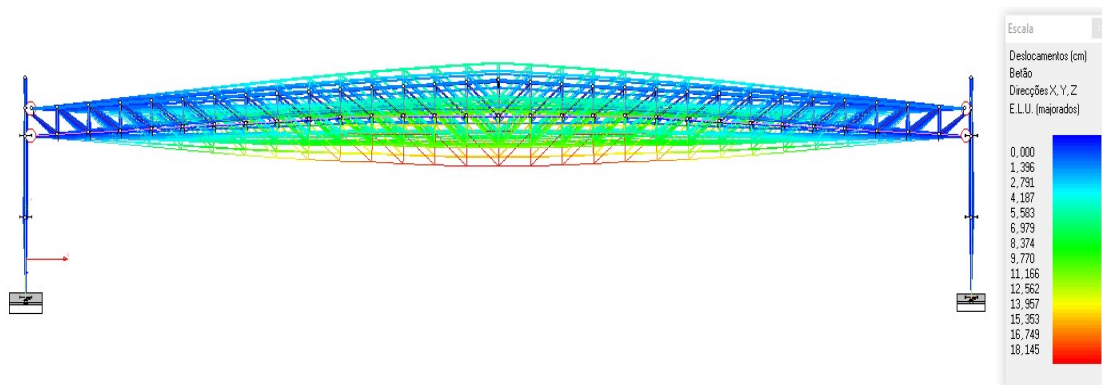
- **Deslocamentos com diagonais à tração**

Após a realização de diversas iterações o pórtico treliçados é constituído por:

- Pilar HE600B
- Corda inferior HE220B
- Corda superior HE220B
- Diagonais HE140B
- Pendurais HE140B

Note-se que de forma a aumentar a inércia na zona central da treliça considerou-se um aumento da distância entre as cordas nessa zona, ver Figura 2.6.

Na Figura 2.10 apresenta-se a deformada da estrutura.



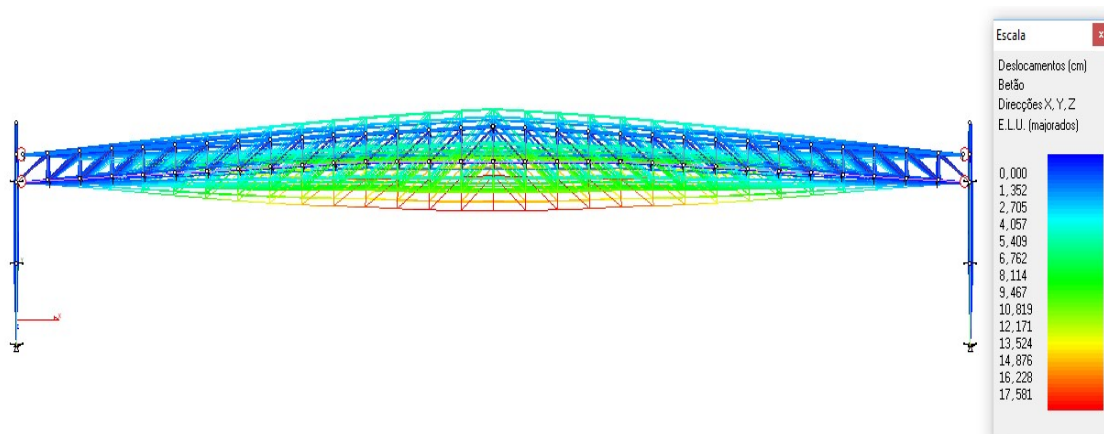
- **Deslocamentos com diagonais à compressão**

Após a realização de diversas iterações o pórtico treliçados é constituído por:

- Pilar HE600B
- Corda inferior HE220B
- Corda superior HE220B
- Diagonais HE140B
- Pendurais HE140B

Note-se que de forma a aumentar a inércia na zona central da treliça considerou-se um aumento da distância entre as cordas nessa zona, ver Figura 2.7.

Na Figura 2.11 apresenta-se a deformada da estrutura.



Os valores dos deslocamentos e dos pesos estão descritos Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Resumo dos esforços e pesos das estruturas.

	Deslocamentos [cm]	Peso [kg]
Inércia variável	13,178	27469,88
Treliça tração	18,145	12236,45
Treliça compressão	17,581	12236,45

Como já foi referido o critério base para a escolha da solução final para o pórtico principal seria o seu custo, ou por outras palavras o seu peso, desta forma as soluções com a viga treliçada tornam-se mais competitivas em relação ao da solução reticulada, pois o peso desta última chega a ser mais do dobro do das soluções anteriores.

Desta forma a escolha recairia sobre uma das soluções com a viga treliçada, no entanto, e considerando a deformação máxima de cada uma das situações, deslocamento a meio vão, a solução com as diagonais à compressão é aquela em que a deformação é menor e por isso será a preferível. Refira-se ainda que se considerarmos a limitação da deformação a $l/250$, que no caso em estudo daria um deslocamento máximo de 18 cm, a solução com as diagonais à tração não a cumpre. Como se pode facilmente deduzir um aumento de rigidez do sistema com as diagonais à tração de forma a cumprir a limitação da deformação máxima iria conduzir de uma forma ou de outra a um aumento do peso da solução, o que reforça a escolha atrás referida. No armazém será considerada uma estrutura porticada simples, dado que o vão é mais pequeno, 23 metros, e tem um pilar intermédio que ajuda a diminuir a deformada da estrutura.

Assim sendo o pórtico principal será constituído por pilares HE600B e uma viga treliçada constituída por HE220B nas cordas superior e inferior e HE140B nos elementos internos (montantes e diagonais), conforme se pode observar na Figura 2.12. Refira-se que o espaçamento entre os eixos das cordas é de 1,00 m durante os primeiros 16,13 m passando a ser variável, até um máximo de 1,31 m no eixo de simetria.

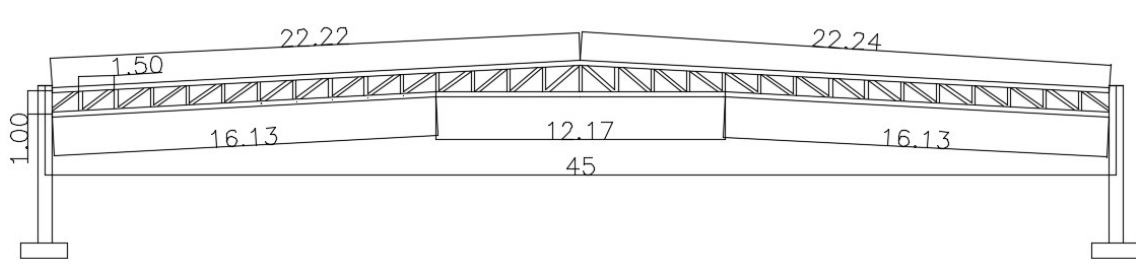


Figura 2.12 - Dimensões gerais da estrutura considerada.

O pórtico do armazém é consideravelmente mais pequeno, 23,10 m, além de que possui um apoio intermédio, ficando com vão de 12,93 e 10,27 metros. Neste caso a solução mais económica recaiu num sistema reticulado, Figura 2.13.

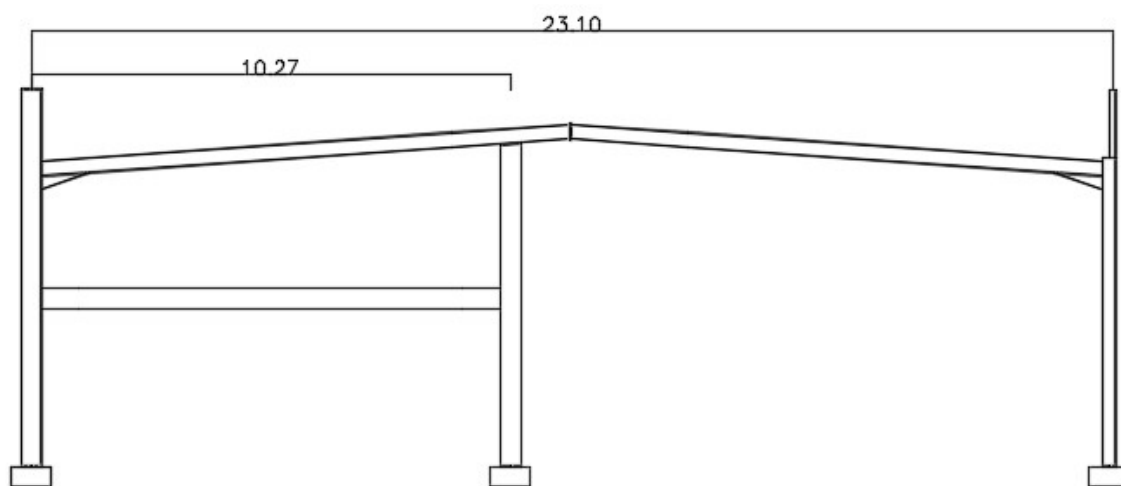


Figura 2.13 - Dimensões do pórtico armazém.

3 Ações

Para o dimensionamento de estruturas metálicas, de betão ou mistas, é necessário quantificar as ações permanentes e variáveis. Estas são fundamentais para determinar as forças que vão ser aplicadas na estrutura ao longo da sua vida útil. Só após a quantificação das ações é que se pode proceder ao dimensionamento da estrutura. Para quantificar estas ações recorreu-se às tabelas dos fabricantes (para as ações permanentes), ao Eurocódigo 1 e ao RSA para quantificar as ações variáveis) e ao Eurocódigo 0 para efetuar a combinação destes.

De acordo com os regulamentos em vigor as ações podem ser divididas em 3 tipos consoante a sua duração no tempo de vida útil da estrutura. Desta forma as ações podem ser:

- Permanentes;
- Variáveis;
- Acidentais.

3.1 Ações permanentes

As ações permanentes, como o seu nome indica, são as ações que atuam durante toda a vida útil na estrutura com variação desprezável. Neste projeto foram consideradas como ações permanentes os pesos próprios da estrutura, dos painéis de fachada e de cobertura e os dos revestimentos.

Para o peso da estrutura consideram-se os pesos volúmicos dos materiais utilizados, ou seja:

Aço: 77 kN/m³

Betão armado: 25 kN/m³

Madeira: 3,8 kN/m³

A cobertura será materializada através de painéis sandwich FTB PC 1000 com espessura de 50 mm, cujo seu peso aproximado é de 15 kg/m² [2].

As fachadas serão constituídas por painéis sandwich FTB PF 1000 com espessura de 50 mm, com um peso próprio aproximado de 14 kg/m² [3].

3.2 Ações variáveis

Consideram-se como ações variáveis todas as solicitações que não tendo um carácter permanente podem ocorrer com intensidade variável durante o período de vida útil da estrutura. Os regulamentos quantificam estas ações de uma forma probabilística atribuindo - lhes um valor característico:

- Sobrecarga de utilização;
- Ação da neve;
- Vento;
- Sismo.

3.2.1 Sobrecarga de utilização

O valor da sobrecarga adotado para o projeto foi retirado da NP EN 1991-1-1, 2009. Este valor varia em função da utilização da estrutura. No caso da estrutura em causa consideraram-se duas sobrecargas distintas, uma para a cobertura (sobrecarga de manutenção) e outra para o piso 1 (sobrecarga de utilização). Seguidamente descreve-se a sua obtenção.

O Eurocódigo 1 faz depender o valor da sobrecarga a considerar da do tipo de utilização específico, definindo categorias de utilização. A utilização do piso 1 insere-o na categoria D, subcategoria D1, como se pode observar na Tabela 3.1

Tabela 3.1 - Categorias de utilização (Quadro 6.1 da NP EN 1991-1-1, 2009).

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com excepção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D) ¹⁾	<p>C1: Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções.</p> <p>C2: Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p>C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p>C4: Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p>C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.</p>
D	Actividades comerciais	<p>D1: Zonas de lojas em geral.</p> <p>D2: Zonas de grandes armazéns.</p>
<p><i>1) Chama-se a atenção para 6.3.1.1(2), em particular para C4 e C5. Ver a EN 1990 quando for necessário considerar efeitos dinâmicos. Para a Categoria E, ver o Quadro 6.3.</i></p> <p><i>NOTA 1: Dependendo das utilizações previstas, as zonas que seriam normalmente classificadas como C2, C3 e C4 poderão ser classificadas como C5 por decisão do dono de obra e/ou do Anexo Nacional.</i></p> <p><i>NOTA 2: O Anexo Nacional poderá estabelecer subcategorias para A, B, C1 a C5, D1 e D2.</i></p> <p><i>NOTA 3: Ver 6.3.2 para zonas de armazenamento ou de actividades industriais.</i></p>		

O valor da sobrecarga que é apresentado na Tabela 3.2 para a carga q_k e Q_k , sendo respetivamente referentes a uma carga uniformemente distribuída de 4,0 a 5,0 kN/m^2 e uma carga pontual de 3,5 a 7,0 kN , note-se que estas ações não devem ser aplicadas em conjunto.

A existência de dois tipos de sobrecarga, uma distribuída e outra concentrada, prende-se com a análise a efetuar, pois para a análise global desta estrutura a sobrecarga distribuída tem um efeito mais desfavorável que a sobrecarga concentrada, esta poderá ser mais relevante na análise individual dos elementos isolados.

No decorrer deste trabalho considerou-se uma sobrecarga uniformemente distribuída, q_k , de 5 kN/m^2 para o piso 1, não tendo sido considerada a sobrecarga concentrada, Q_k , pelo que já se referiu anteriormente.

Tabela 3.2 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (Quadro 6.2 da NP EN 1991-1-1, 2009).

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Categoria A		
- Pavimentos	1,5 a 2,0	2,0 a 3,0
- Escadas	2,0 a 4,0	2,0 a 4,0
- Varandas	2,5 a 4,0	2,0 a 3,0
Categoria B	2,0 a 3,0	1,5 a 4,5
Categoria C		
- C1	2,0 a 3,0	3,0 a 4,0
- C2	3,0 a 4,0	2,5 a 7,0 (4,0)
- C3	3,0 a 5,0	4,0 a 7,0
- C4	4,5 a 5,0	3,5 a 7,0
- C5	5,0 a 7,5	3,5 a 4,5
Categoria D		
- D1	4,0 a 5,0	3,5 a 7,0 (4,0)
- D2	4,0 a 5,0	3,5 a 7,0

No que diz respeito à cobertura, esta pode-se enquadrar na categoria H, pois não será acessível, exceto para manutenção, conforme a Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Categorias de coberturas (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009).

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Desta forma os valores considerados para as sobrecargas, distribuída e concentrada, são, respetivamente q_k de $0,4 \text{ kN/m}^2$ e concentrada Q_k de $1,0 \text{ kN}$ como se pode observar na Tabela 3.4. Segundo o Anexo Nacional estes também são os valores a adotar para as referidas sobrecargas.

A existência de uma sobrecarga distribuída e de outra concentrada, que não podem ser consideradas em conjunto, têm o mesmo fundamento que o referido anteriormente para a sobrecarga do piso 1. Neste caso foi considerada a sobrecarga distribuída para a análise global da estrutura e a sobrecarga concentrada para a análise individual dos elementos da cobertura, nomeadamente das madres.

Tabela 3.4 - Sobrecargas em coberturas da Categoria H (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009).

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	q_k	Q_k

NOTA 1: Para a Categoria H, q_k poderá ser escolhido na gama $0,0 \text{ kN/m}^2$ a $1,0 \text{ kN/m}^2$ e Q_k na gama $0,9 \text{ kN}$ a $1,5 \text{ kN}$. Quando se indica uma gama de valores, os valores a adoptar poderão ser definidos no Anexo Nacional. Os valores recomendados são: $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$, $Q_k = 1,0 \text{ kN}$.

NOTA 2: q_k poderá ser alterado pelo Anexo Nacional, em função da inclinação da cobertura.

NOTA 3: Poderá admitir-se que q_k actua sobre uma área A , a qual poderá ser definida no Anexo Nacional. O valor recomendado para A é 10 m^2 , numa gama entre zero e a área total da cobertura.

NOTA 4: Ver também 3.3.2(1).

3.2.2 Ação da Neve

O valor da ação da neve foi calculado com base na disposta da NP EN 1991-1-3, 2009.

Como a cobertura tem uma platibanda em toda a volta deverá ser contabilizado a possível acumulação de neve nessa zona.

3.2.2.1 Ação da neve na cobertura

O valor da ação da neve na cobertura do pavilhão é calculada para situações de projeto persistentes/transitórias através da seguinte expressão [em kN/m^2]:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (3.1)$$

O valor característico da carga da neve ao nível do solo (S_k) é determinado por [em kN/m^2]:

$$S_k = C_z \cdot \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

O coeficiente de zona C_z é retirado através do mapa de zonamento Figura 3.1 do Anexo Nacional do Eurocódigo 1.

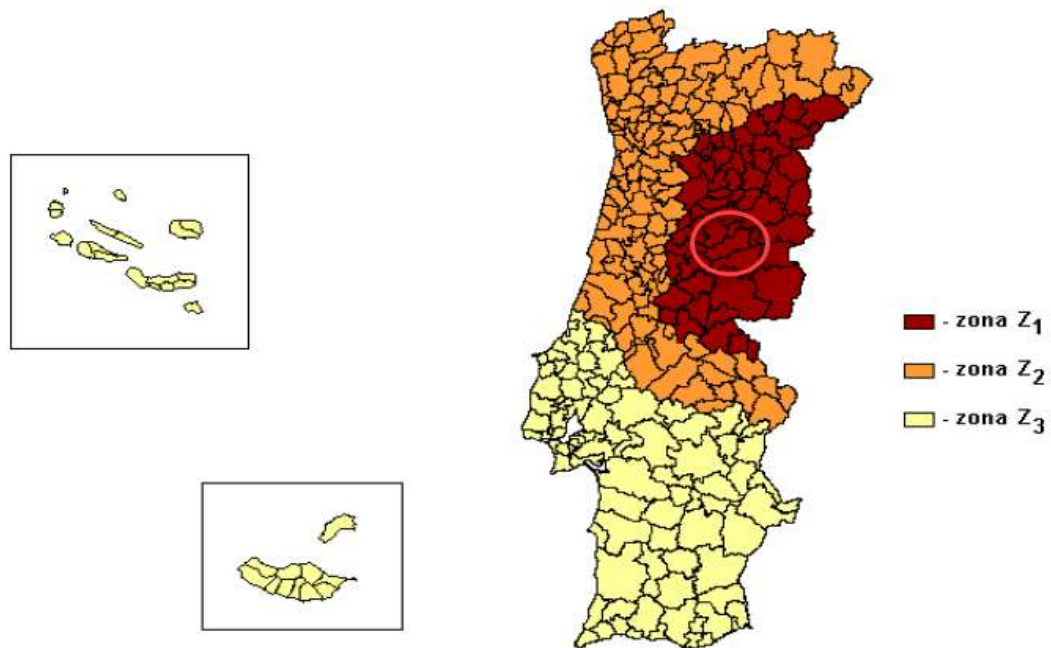


Figura 3.1 - Zonamento da neve de Portugal (Figura de NP EN 1991-1-3, 2009).

Uma vez que o pavilhão está situado no concelho da Covilhã, a zona para efeitos de cálculo a considerar é a zona Z1. O Anexo Nacional atribui o valor de 0,3 para o coeficiente de zona C_z na Z1.

Na zona industrial de Tortosendo a altitude (H) é de 600 m, logo substituindo em (3.2):

$$S_k = 0,732 \text{ kN/m}^2$$

O coeficiente de forma (μ) para a carga da neve na cobertura de duas vertentes está definido na Tabela 3.5. Este valor é para quando não há impedimento de deslizamento da neve. No caso em que haja guarda-neves ou obstáculos, ou que o bordo inferior da cobertura tenha uma platibanda, o coeficiente de forma para a carga de neve não deverá ter um valor inferior a 0,8.

Tabela 3.5 - Coeficientes de forma para a carga da neve (Quadro 5.2 da NP EN 1991-1-3, 2009).

Ângulo de inclinação da vertente α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	—

Como a estrutura tem uma platibanda, o coeficiente de forma adotado foi o mínimo que se pode adotar segundo o Eurocódigo, $\mu_1 = 0,8$.

O coeficiente de exposição, C_e , é um valor recomendado dado pelo Eurocódigo. Na Tabela 3.6 tem-se os valores recomendados, sendo o nosso terreno de topografia normal, o valor adotado é 1,0.

Tabela 3.6 - Valores recomendados de C_e para diferentes topografias (Quadro 5.1 da NP EN 1991-1-3, 2009).

Topografia	C_e
Exposta ao vento ^{a)}	0,8
Normal ^{b)}	1,0
Abrigada ^{c)}	1,2

a) Topografia exposta ao vento: zonas planas, sem obstáculos e expostas de todos os lados, sem ou com pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores.
 b) Topografia normal: zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.
 c) Topografia abrigada: zonas tais que a construção em causa fica a um nível consideravelmente mais baixo que o do terreno circundante ou que está rodeada por árvores altas e/ou por outras construções mais altas.

O coeficiente térmico, C_t , deverá ser utilizado para a redução das cargas de neve em coberturas com elevada transmissão térmica, em particular em certas coberturas de vidro. Em todos os outros casos, o coeficiente térmico deverá ser considerado 1,0, logo $C_t = 1,0$.

Para determinar a disposição da carga da neve na cobertura, o Eurocódigo refere 3 casos de estudo.

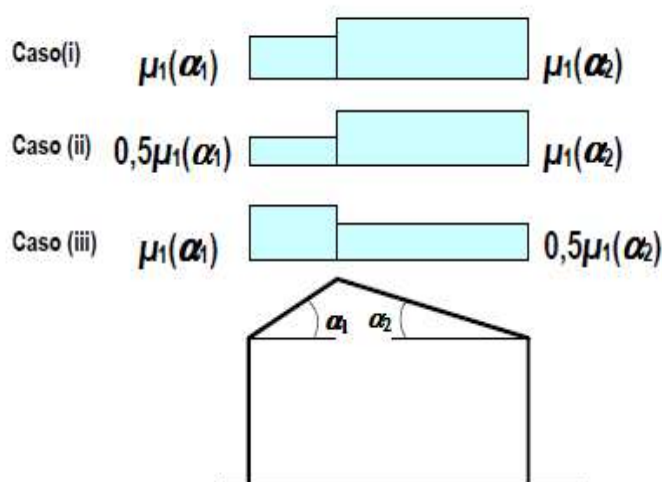


Figura 3.2 - Coeficiente de forma para a carga da neve - cobertura de duas vertentes (Figura 5.3 da NP EN 1991-1-3, 2009).

Substituindo todos os valores na equação 2.1 todos os casos, sendo que $\alpha_1 = \alpha_2$:

Caso(i)

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \Leftrightarrow s = 0,586 \text{ kN/m}^2$$

Caso(ii)

$$s = 0,5\mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \Leftrightarrow s = 0,293 \text{ kN/m}^2$$

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \Leftrightarrow s = 0,586 \text{ kN/m}^2$$

Caso(iii)

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \Leftrightarrow s = 0,586 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 0,5\mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \Leftrightarrow s = 0,293 \text{ kN/m}^2$$

O caso mais desfavorável é $0,586 \text{ kN/m}^2$.

3.2.2.2 Ação da neve junto à platibanda

No caso de a estrutura ter uma platibanda superior a $1,0 \text{ m}$ é necessário considerar o efeito de neve acumulada junto à mesma como indica a Figura 3.3.

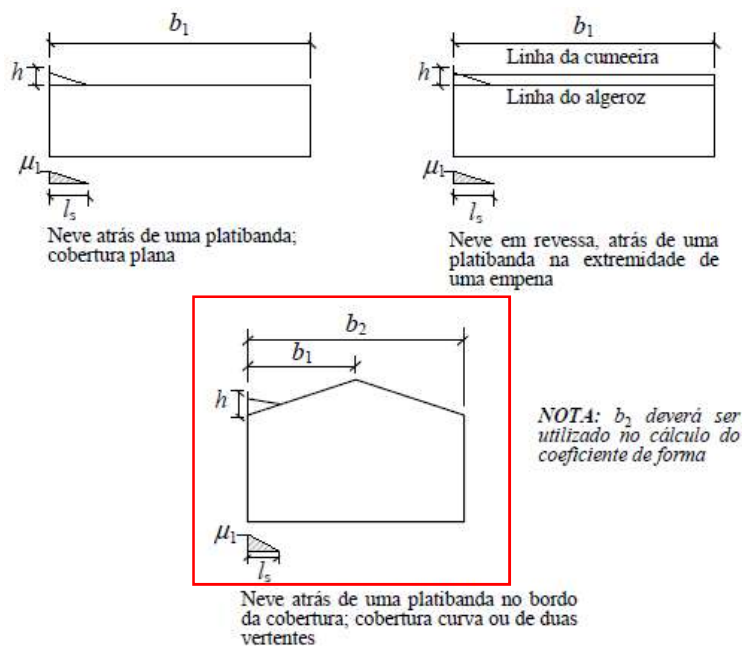


Figura 3.3 - Coeficientes de forma para a cargas de neve associadas a deslocamentos excecionais - coberturas em que o deslocamento ocorra contra platibandas (Figura B.4 da NP EN 1991-1-3, 2009).

Sendo a altura da platibanda $h = 1,5 \text{ m}$, o comprimento l_s é o mínimo dos seguintes 3 valores:

- $5h = 7,5 \text{ m}$;
- $b_1 = 22,5 \text{ m}$;
- 15 m .

O valor do coeficiente de forma é o menor dos 3 seguintes:

- $\mu_1 = 2h/s_k \Leftrightarrow \mu_1 = 4,1$;
- $\mu_1 = 2b/l_s \Leftrightarrow \mu_1 = 6$, b é o maior de b_1 ou b_2 ;
- $\mu_1 = 8$.

Substituindo na equação (3.1), tem-se o valor da neve na zona da platibanda.

$$s = 3 \text{ kN/m}^2$$

Uma vez que o programa Tricalc não permite colocar cargas superficiais triangulares, calculou-se a carga distribuída equivalente, espaçadas de $1,5 \text{ m}$ conforme indica a Figura 3.4. O espaçamento de $1,5$ metros deve-se ao espaçamento que as madres tem entre si.

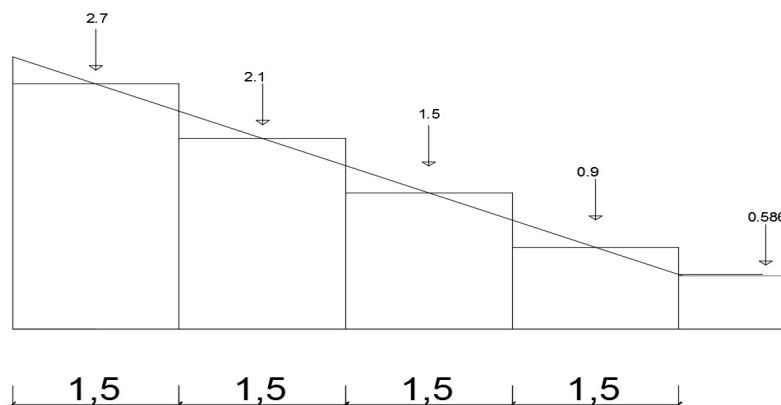


Figura 3.4 - Cargas de neve equivalentes [kN].

3.2.3 Ação do Vento

3.2.3.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica

Para modelar a ação do vento considerou-se o prescrito na NP EN 1991-1-4, 2009. Estas ações são determinadas pelos valores de referência da velocidade do vento e/ou da pressão dinâmica.

O efeito do vento na estrutura está diretamente relacionado com as dimensões da mesma. Para o cálculo da ação do vento é necessário determinar vários parâmetros para se obter o valor da pressão que este exerce na estrutura.

i. Valor de referência da velocidade do vento

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

O valor de referência da velocidade do vento (v_b), definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície do terreno da categoria III pode ser calculado através de 3.3. A categoria do terreno é retirado da Tabela 3.8, sendo que este é de categoria II porque o edifício situa-se numa superfície plana e sem grandes obstáculos por perto. Segundo o Anexo Nacional, o valor recomendado para c_{dir} e c_{season} é 1,0. O valor de $v_{b,0}$ é obtido da Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Valor básico da velocidade de referência do vento (Quadro NA.I da NP EN 1991-1-4, 2010).

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

Dado que o local de implantação da estrutura, zona da Covilhã, pertence à Zona A, logo:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

ii. Vento médio

a) Variação média com a altura

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, v_b . O vento médio deve ser determinado pela seguinte expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0 \cdot v_{b,0} \quad (3.4)$$

b) Rugosidade do terreno

Para o cálculo do coeficiente de rugosidade retira-se da Tabela 3.8 a categoria em que se insere a estrutura. No caso em estudo o terreno pertence à categoria III.

Tabela 3.8 - Categoria e parâmetros de terreno (Quadro 4.1 da NP EN 1991-1-1, 2010).

<i>Categoria de terreno</i>	z_0 [m]	z_{min} [m]
<i>0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar</i>	<i>0,003</i>	<i>1</i>
<i>I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos</i>	<i>0,01</i>	<i>1</i>
<i>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</i>	<i>0,05</i>	<i>2</i>
<i>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: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)</i>	<i>0,3</i>	<i>5</i>
<i>IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m</i>	<i>1,0</i>	<i>10</i>
<i>NOTA: As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.</i>		

O coeficiente de rugosidade $c_r(z)$ tem em conta a variação da velocidade média do vento no local da construção. O coeficiente de rugosidade do terreno é dado por uma das seguintes expressões:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad \text{Para } z_{min} \leq z \leq z_{m\acute{a}x} \quad (3.5)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}), \quad \text{Para } z \leq z_{min} \quad (3.6)$$

Para a rugosidade do terreno tem-se de determinar o coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através de:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} \quad (3.7)$$

De acordo com a Tabela 3.8, o valor de z_0 é 0,3 m. O valor de $z_{0,II}$ é o valor z_0 da categoria de terreno II, 0,05 m, logo:

$$k_r = 0,215$$

Substituindo na equação (3.5) os seguintes valores:

- $z = 8 \text{ m}$ (altura do pavilhão);
- $z_0 = 0,3 \text{ m}$.

$$c_r = 0,707$$

c) Orografia

O efeito da orografia considera-se desprezável porque o declive médio do terreno a barlavento é inferior a 3°, logo o coeficiente de orografia $c_0(z) = 1$.

Substituindo na equação (3.4):

$$v_m(z) = 19,1 \text{ m/s}$$

iii. Turbulência do vento

A intensidade da turbulência à altura z , $I_v(z)$, é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência, σ_v , e a velocidade média.

a) Desvio padrão

O desvio padrão é dado pela seguinte expressão:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \quad (3.8)$$

O valor de k_I , é fornecido no Anexo Nacional do Eurocódigo 1, parte 4, onde é recomendado o valor 1, logo o valor do desvio padrão é:

$$\sigma_v = 5,186$$

b) Intensidade de turbulência

A equação para o valor da intensidade da turbulência à altura z é:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)}, \quad \text{Para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.9)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}), \quad \text{Para } z < z_{\min} \quad (3.10)$$

Substituindo os valores a equação (3.9):

$$I_v(z) = 0,305$$

iv. Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico à altura z , $q_p(z)$, resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento. A equação que traduz a pressão dinâmica de pico é:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \quad (3.11)$$

O único dado em falta é a massa volúmica, ρ , esta depende da altitude, temperatura e pressão atmosférica de região. O Anexo Nacional recomenda que se adote $1,25 \text{ kg/m}^3$, logo:

$$q_p(z) = 713,71 \text{ N/m}^2$$

3.2.3.2 Ações do vento

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e , é obtida pela seguinte expressão:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.12)$$

Sendo a pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores, w_i , é obtida pela seguinte expressão:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.13)$$

Para determinar a pressão exercida na estrutura é necessário a altura de referência z_e e z_i , assim como o coeficiente de pressão c_{pe} e c_{pi} .

O vento quando incide numa fachada, provoca uma pressão, ficando as restantes fachadas sujeitas a uma sucção conforme ilustra a Figura 3.5:

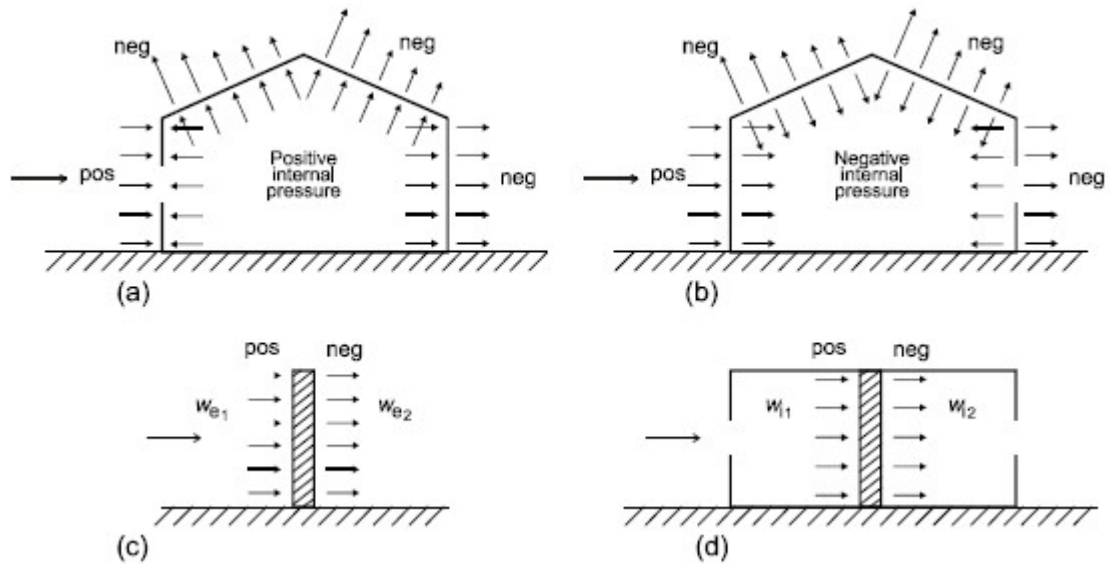


Figura 3.5 - Pressão exercida em superfícies (Figura 5.1 da NP EN 1991-1-4, 2010).

3.2.3.3 Coeficientes de pressão exterior

Os coeficientes de pressão são repartidos em coeficientes globais ou locais. Os coeficientes locais, $c_{pe,1}$, são indicados para superfícies de 1 m^2 e os coeficientes globais $c_{pe,10}$, indicados para superfícies de 10 m^2 .

- Coeficientes para paredes verticais

Para se determinar os coeficientes de pressão é necessário determinar a altura de referência. Estes dependem da relação entre h/b , e correspondem sempre as alturas superiores das diferentes paredes. Na Figura 3.7 verifica-se a altura de referência e a forma do perfil de pressão dinâmica.

Tabela 3.9 - Dimensões do pavilhão para determinar a altura de referência [m].

h	8
b	45

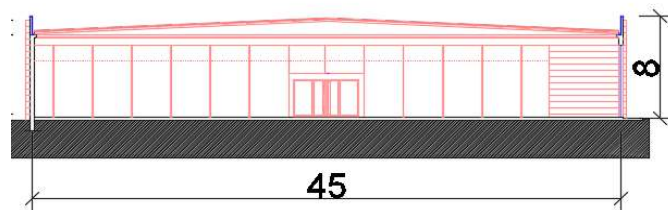


Figura 3.6 - Alado principal - Dimensões.

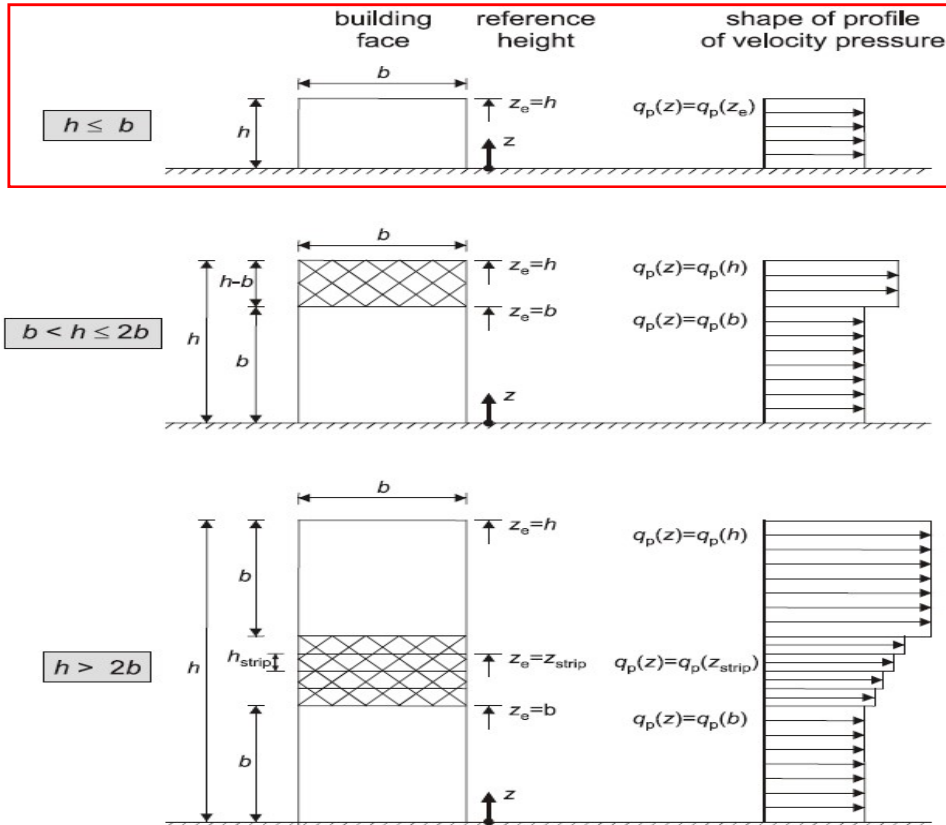
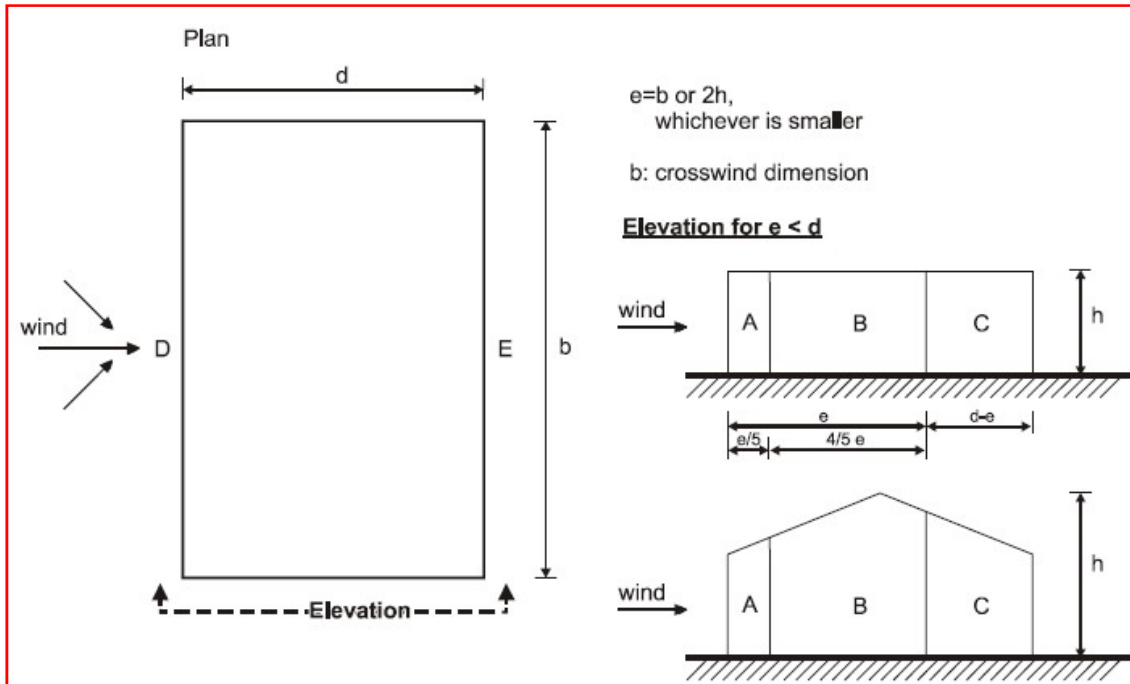
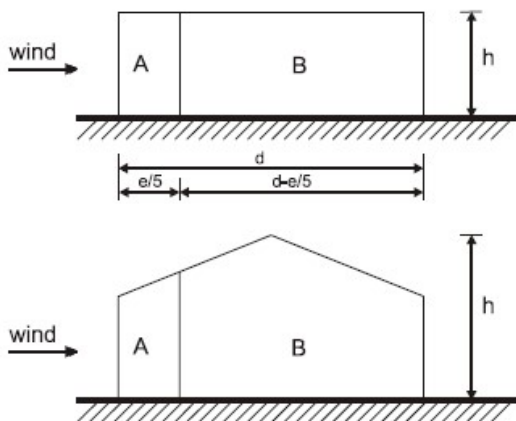


Figura 3.7 - Altura de referência z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica (Figura 7.4 da NP EN 1991-1-4, 2010).

Após a altura de referência, a quantificação da ação do vento nas paredes, é dividida em 5 zonas. Essa divisão é apresentada na Figura 3.8.



Elevation for $e \geq d$



Elevation for $e \geq 5d$

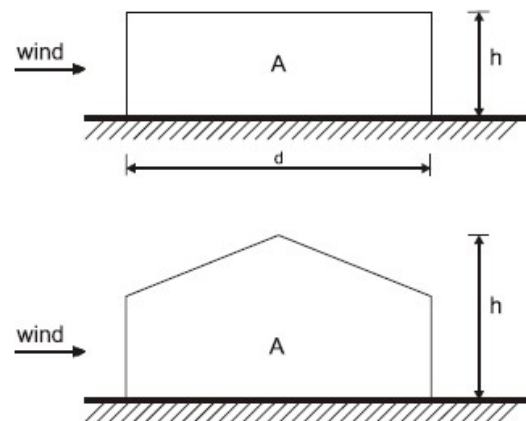


Figura 3.8 - Zonas em paredes verticais (Figura 7.5 da NP EN 1991-1-4, 2010).

Agora em função da relação h/d , retira-se da Tabela 3.10 os valores de recomendados dos coeficientes de pressão para as paredes. Embora o pavilhão tenha algumas zonas salientes e outras reentrantes, estas, devido à sua pequena expressão podem ser ignoradas, considerando-se o pavilhão como sendo um retângulo.

Tabela 3.10 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes de edifícios de planta retangular (Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4, 2009).

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

- **Valores segundo a direção transversal, 0°**

Para a direção transversal os valores de dimensões do pavilhão assim como a relação h/d , são:

Tabela 3.11 - Dimensões do pavilhão e relação h/b [m].

b	76,6	h/d	0,18
d	45		
e	16		
h	8		

Com $h/d = 0,18$, da Tabela 3.13 retiram-se os coeficientes de pressão exterior para as paredes.

- **Valores segundo a direção transversal, 90°**

Para a direção longitudinal os valores de dimensões do pavilhão assim como a relação h/d , são:

Tabela 3.12 - Dimensões do pavilhão e relação h/b [m].

b	45	h/d	0,10
d	76,6		
e	16		
h	8		

Com $h/d = 0,10$, da Tabela 3.13 retiramos os coeficientes de pressão exterior para as paredes.

Tabela 3.13 - Tabela com os coeficientes de pressão exterior para as paredes na direção transversal.

Zona	A		B		C		D		E	
h/b	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1,0	-0,3	

- **Coefficientes para paredes verticais**

Para determinar os coeficientes de pressão da cobertura necessitamos do ângulo de inclinação da cobertura. A cobertura da estrutura tem uma inclinação de 3°, sendo assim, o Eurocódigo

define que as coberturas com uma inclinação $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$ são consideradas como sendo uma cobertura em terraço.

A cobertura é dividida em 4 zonas, conforme a Figura 3.9 ilustra.

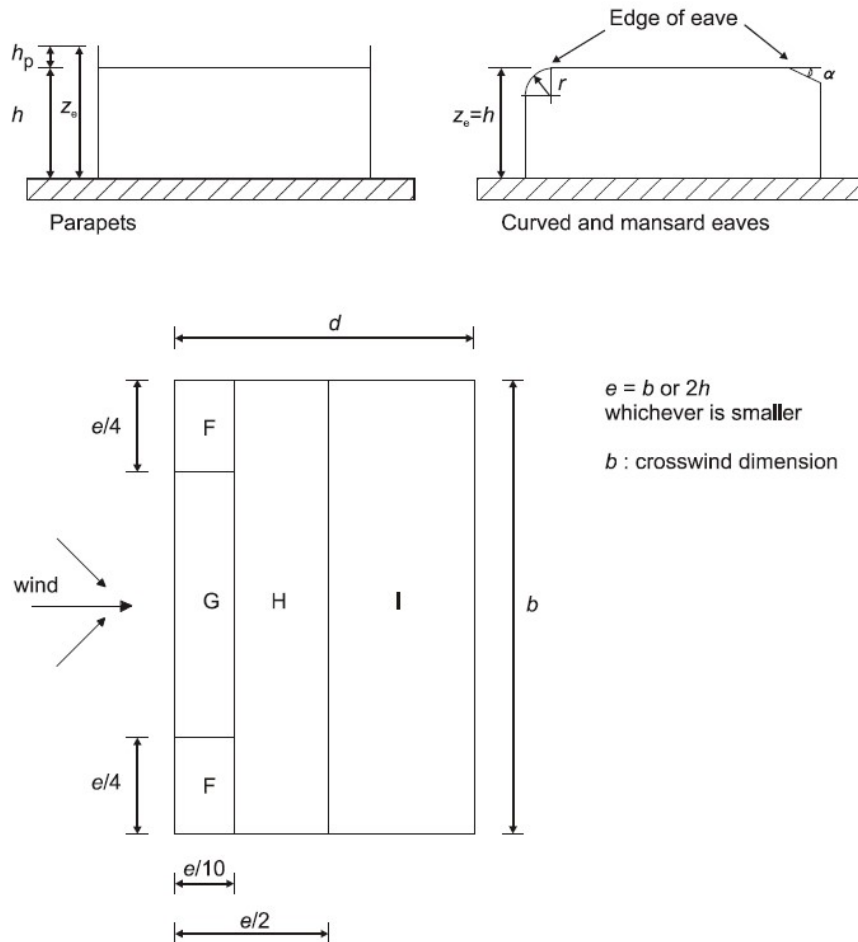


Figura 3.9 - Zonas em coberturas em terraço (Figura 7.6 da NP EN 1991-1-4, 2010).

Com relação entre h_p/h , retira-se da Tabela 3.14 os valores recomendados dos coeficientes de pressão para as paredes.

Tabela 3.14 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço (Quadro 7.2 da NP EN 1991-1-4, 2010).

Tipo de cobertura		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Bordos em aresta viva		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Com platibanda	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Bordos arredondados	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Bordos amansardados	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

NOTA 1: Para coberturas com platibandas ou com bordos arredondados, poderá ser efectuada uma interpolação linear para valores intermédios de h_p/h e de r/h .

NOTA 2: Para coberturas com bordos amansardados, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre $\alpha = 30^\circ$, $\alpha = 45^\circ$ e $\alpha = 60^\circ$. Para $\alpha > 60^\circ$, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre os valores para $\alpha = 60^\circ$ e os valores para coberturas em terraço com bordos em aresta viva.

NOTA 3: Na Zona I, para a qual são fornecidos valores positivos e negativos, devem ser considerados ambos os valores.

NOTA 4: Para o bordo amansardado propriamente dito, os coeficientes de pressão exterior são fornecidos no Quadro 7.4a "Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes: direcção do vento 0° , Zonas F e G, em função da inclinação do bordo".

NOTA 5: Para o bordo arredondado propriamente dito, os coeficientes de pressão exterior são calculados, ao longo do bordo, por interpolação linear entre os valores relativos à parede e à cobertura.

- Valores segundo a direcção transversal, 0° e 90°

A relação h_p/h da direcção transversal e longitudinal são iguais. Os valores de dimensões do pavilhão assim como a relação h_p/h são:

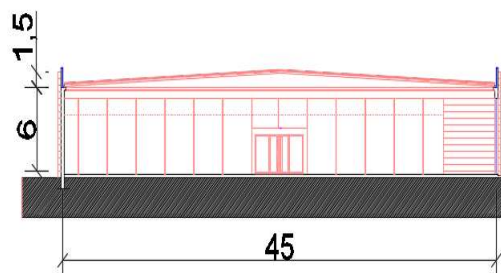


Figura 3.10 - Alçado frontal - Dimensões.

Tabela 3.15 - Dimensões do pavilhão e relação h_p/h [m].

h	6	h_p/h	0,23
h_p	1,5		

Com $h_p/h = 0,23$ da Tabela 3.16 retiram-se os coeficientes de pressão exterior para paredes.

Tabela 3.16 - Tabela com os coeficientes de pressão exterior para as paredes na direção transversal.

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1,0	-0,3	

3.2.3.4 Coeficientes de pressão interior

As pressões exteriores e interiores devem ser consideradas como em simultâneo. A combinação considerada é a mais desfavorável das pressões exteriores e interiores.

O coeficiente de pressão interior c_{pi} , depende da dimensão e da distribuição das aberturas na envolvente do edifício. Como é um pavilhão, não se sabe se futuramente vai haver mais aberturas, por isso adota-se coeficientes de pressão interior mais gravosos de entre +0,2 e -0,3.

3.2.3.5 Coeficientes de pressão na platibanda

No caso das platibandas, deverão ser especificados os coeficientes de pressão resultante, $c_{p,net}$, para as zonas A, B, C e D definidas na Figura 3.11.

Elaboração de um Projeto de Estabilidade para um Pavilhão Industrial

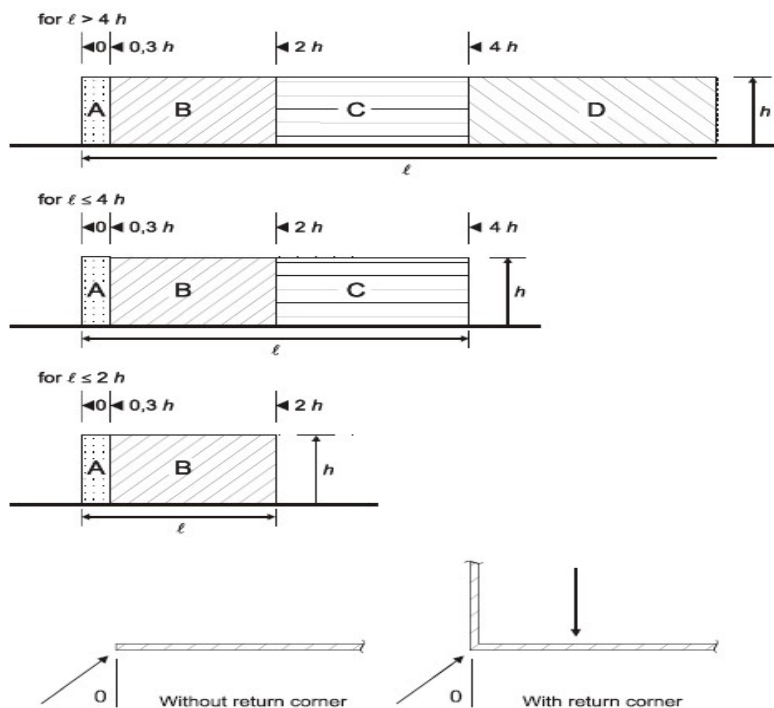


Figura 3.11 - Zonas em paredes isoladas e platibandas (Figura 7.19 da NP EN 1991-1-4, 2010).

Os coeficientes de pressão $c_{p,net}$, recomendados para a platibandas segundo o Eurocódigo são:

Tabela 3.17 - Coeficientes de pressão $c_{p,net}$, recomendados para paredes isoladas e platibandas (Quadro 7.9 da NP EN 1991-1-4, 2010).

Índice de cheios	Zona	A	B	C	D	
$\varphi = 1$	Sem panos de esquina	$\ell/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\ell/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\ell/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Com panos de esquina de comprimento $\geq h^a$	2,1	1,8	1,4	1,2	
$\varphi = 0,8$		1,2	1,2	1,2	1,2	

^{a)} Poderá ser efectuada uma interpolação linear no caso de panos de esquina com comprimento entre 0,0 e h.

A pressão dinâmica de pico $q_{p(ze)} = 0,714 \text{ kN/m}^2$

- Paredes verticais

Tabela 3.18 - Tabelas resumo da ação do vento nas paredes.

Vento transversal						Vento longitudinal					
Zona	A	B	C	D	E	Zona	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3	$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
$q_{p(ze)}$	0,714					$q_{p(ze)}$	0,714				

O coeficiente de pressão mais gravoso na estrutura da parede é de -1,2, tanto com o vento na direção transversal como longitudinal, logo quer dizer que é na sucção que o vento é mais gravoso. Com o auxílio da Figura 3.5, estuda-se qual a situação mais gravosa quando somado o coeficiente de pressão interior. Neste caso o coeficiente de pressão interior é quando se subtrai +0,2, logo:

$$c_{pe,10} = -1,2 - 0,2 = -1,4$$

Substituindo $c_{pe,10}$ em (3.12):

$$w_e = -0,999 \text{ kN/m}^2$$

- **Cobertura**

Tabela 3.19 - Tabela resumo da ação do vento na cobertura.

Vento transversal					Vento longitudinal				
Zona	F	G	H	I	Zona	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7
$q_{p(ze)}$	0,714				$q_{p(ze)}$	0,714			

O coeficiente de pressão mais gravoso na estrutura da cobertura é de -1,2, tanto com o vento na direção transversal como longitudinal, logo quer dizer que é na sucção que o vento é mais gravoso. Com o auxílio da Figura 3.5, estuda-se qual a situação mais gravosa quando somado o coeficiente de pressão interior. Neste caso o coeficiente de pressão interior é quando se subtrai +0,2, logo:

$$c_{pe,10} = -1,2 - 0,2 = -1,4$$

Substituindo $c_{pe,10}$ em (3.12):

$$w_e = -0,999 \text{ kN/m}^2$$

Para a cobertura o valor a aplicar será sempre o mais gravoso. Para as fachadas, essas serão repartidas sempre pelos seus respectivos coeficientes de pressão.

3.2.4 Sismo

Devido às características da estrutura em estudo, estrutura relativamente baixa e flexível, prevê-se que o efeito da ação sísmica não seja significativo, no entanto foi tido em consideração. Para a consideração da ação sísmica recorreu-se ao RSA [1]. A razão de se ter

considerado o RSA e não o Eurocódigo 8, é que a versão utilizada do programa de cálculo não era a mais recente, desta forma não era muito viável a introdução do sismo pelo Eurocódigo.

Para a quantificação do sismo, o RSA [1] divide o país em 4 zonas, a zona A, B, C e D como se pode ver na Figura 3.12.

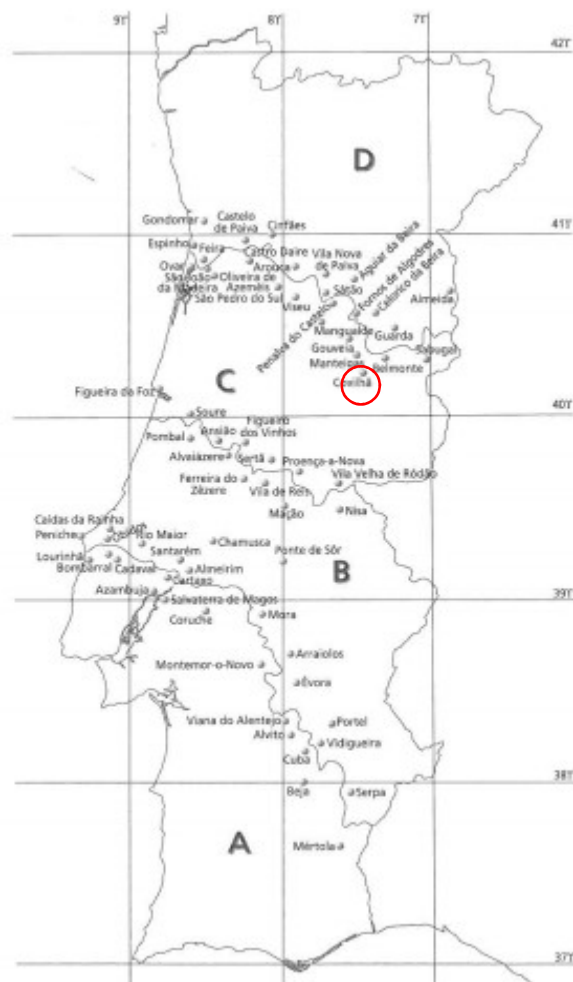


Figura 3.12 - Zonamento do território (RSA).

A Covilhã situa-se numa zona sísmica C e o tipo de solo na região é do tipo II, solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes e compactos.

O coeficiente de sismicidade, α , está relacionado com a zona, sendo $\alpha = 0,5$ para a zona C.

Neste trabalho foi considerado que o coeficiente de amortecimento para estruturas em aço é de 2%.

Através do software disponível foi efetuada uma análise dinâmica para o cálculo da influência do sismo sobre a estrutura.

3.3 Ações acidentais

Ação acidental é uma ação com uma probabilidade mínima de acontecer ao longo da vida útil da estrutura. Neste trabalho não foi considerado qualquer tipo de ação acidental.

3.4 Combinação de ações

3.4.1 Estados limites últimos

Os estados limites últimos referem-se a situações em que a estrutura atinge a rotura ou colapso. A não verificação dos estados limites últimos põe em causa a estrutura e principalmente vidas humanas, daí a necessidade da verificação de todos os fatores que contribuem no equilíbrio e resistência da estrutura.

As verificações de segurança passam pela resistência das secções, a resistência dos elementos à encurvadura e resistência das ligações.

Os parâmetros que verificam a resistência da secção transversal são:

- Tração;
- Compressão;
- Momento fletor;
- Esforço transversal;
- Flexão mais esforço transversal;
- Flexão composta;
- Flexão composta mais esforço transversal;
- Torção.

As combinações de ações para situação de projeto persistente ou transitório são descritas na NP EN 1990 na cláusula 6.4.3.2:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,1} \quad (3.14)$$

Para as combinações de ações para situações de projetos sísmicas é utilizada a seguinte equação:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{EK} + \sum_{j=2}^N \Psi_{2j} S_{Qjk} \quad (3.15)$$

Em que,

E_d – Valor de cálculo de efeitos das ações;

E – Efeito da ação;

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

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

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

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

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

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

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

Tabela 3.20 - Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (Quadro A1.1 da NP, EN 1990, 2009).

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga em edifícios: Em coberturas	0	0	0
Ação da neve em edifícios nos Estados-Membros do CEN, para obras localizadas a uma altitude inferior a 1000 metros acima do nível do mar	0,5	0,2	0
Ação do vento	0,6	0,5	0

Tabela 3.21 - Valores de cálculo das ações (EQU) (Conjunto A), (Quadro A1.2(A) da NP EN 1990, 2009).

γ_G	1,35
γ_Q	1,5

3.4.2 Estados limites de serviço

Os estados limites de serviço são relativos às condições em que o edifício tem para ser utilizado de acordo com as características para o qual foi designado. Os estados limites de utilização devem de dar segurança a quem o utiliza. Alguns aspetos a ter em consideração nos estados limite de serviço são:

- Deformações que afetem o aspeto ou elementos secundários;
- Conforto dos utilizadores;
- Vibrações da estrutura que afete o conforto de quem usa a estrutura.

Para a verificação dos estados limites de serviço o Eurocódigo determina 3 combinações, a combinação característica, combinação frequente e combinação quase permanente.

Tabela 3.22 - Valores das ações a utilizar na combinação de ações (Quadro A1.4 da NP EN 1990,2009).

Combinação	Ações permanentes G_d		Ações variáveis Q_d	
	Desfavoráveis	Favoráveis	De base da combinação	Outras
Característica	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

- **Combinação característica**

Combinação característica é a combinação que a estrutura vai sofrer poucas vezes na sua vida útil.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.16)$$

- **Combinação frequente**

Combinação frequente é a combinação que a estrutura vai sofrer várias vezes na sua vida útil.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.17)$$

- **Combinação quase-permanente**

Combinação frequente é a combinação que a estrutura vai sofrer em mais de 50% da sua vida útil.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.18)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo de efeitos das ações;

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

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

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

$Q_{k,i}$ – Valor característico de ação variável base da combinação i ;

$\psi_{1,1}$ – Coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável 1;

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i ;

3.5 Deslocamentos

Os deslocamentos na estrutura podem ser verticais e horizontais, estes devem de ser verificados nos estados limites de utilização.

3.5.1 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais máximos recomendados pela NP EN 1993-1-1 no Anexo Nacional são:

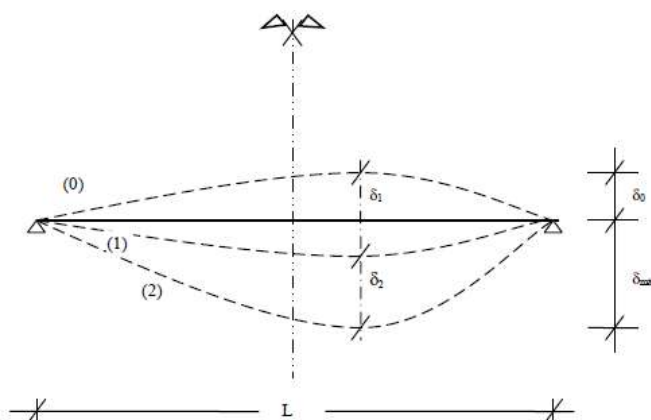


Figura 3.13 - Deslocamentos verticais a considerar (Figura NA.1 da NP EN 1993-1-1, 2010).

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (3.19)$$

Em que:

δ_{max} – Flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios;

δ_0 – Contra-flecha da viga no estado não carregado;

δ_1 – Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação - estado (1);

δ_2 – Variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinações das restantes ações variáveis - estado (2).

Tabela 3.23 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (Quadro NA.I da NP EN 1993-1-1, 2013).

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{max} possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-

NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

3.5.2 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais máximos recomendados pela NP EN 1993-1-1 no Anexo Nacional são:

Tabela 3.24 - Deslocamentos máximos horizontais (Adaptado da NP EN 1993-1-1, 2010).

Condições		Limites
		δ_{max}
Pórtico sem aparelhos de elevação		$h/150$
Outros edifícios de um só piso		$h/300$
Em edifícios de vários pisos	Em cada piso	$h/300$
	Na estrutura global	$h_0/500$

Em que:

h – Altura da coluna ou do piso;

h_0 – Altura da estrutura.

4 Análise e dimensionamento de estruturas metálicas segundo o Eurocódigo 3

4.1 Introdução

Todos os parâmetros de cálculos de dimensionamento de estruturas são determinados pelo Eurocódigo 3. O objetivo do dimensionamento da estrutura passa por definir as secções para resistir às condições a que vai ser exigida.

4.2 Análise global

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura, em especial em estruturas metálicas depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, mas também da estabilidade global dos seus elementos, do comportamento das secções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios [4].

Os esforços numa estrutura podem ser determinados através de uma análise global elástica ou análise global plástica. Para as estruturas isostáticas os esforços são determinados por regras de equilíbrio estático, usando a análise global elástica. Nas estruturas hiperestáticas usa-se a análise global elástica e a análise global plástica.

A análise global elástica é baseada na relação da tensão-deformação do material sendo sempre linear na estrutura global, ou seja, a estrutura não atinge nunca em nenhuma secção a tensão de cedência f_y .

Na análise global plástica o mesmo não acontece, ou seja, há certas secções que podem atingir e passar da fase elástica para a fase plástica. Quando a estrutura forma algumas rótulas plásticas é necessário que as secções possuam uma elevada capacidade de rotação para evitar o colapso. A formação das rótulas plásticas vai originar uma redistribuição de esforços pelas secções menos esforçadas.

A análise de esforços e deslocamentos podem ser:

- Primeira ordem;
- Segunda ordem.

Nos esforços de primeira ordem é considerada a geometria inicial da estrutura, na análise de segunda ordem é considerada a deformada da estrutura.

4.2.1 Análise de primeira ordem

Na análise de primeira ordem devem ser consideradas as imperfeições iniciais da estrutura.

4.2.1.1 Imperfeições

As imperfeições que possam existir nas estruturas metálicas são a falta de verticalidade, de retilinearidade e excentricidades existentes.

A equação (4.1) e Figura 4.1 a traduz as imperfeições globais do pórtico.

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (4.1)$$

Em que:

ϕ_0 – Valor de base: $\phi_0 = 1/200$;

α_h – Coeficiente de redução, calculado em função de h através de:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h – Altura da estrutura, em metros;

α_m – Coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso: $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$;

m – Número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial $N_{ed} \geq 50\%$ do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

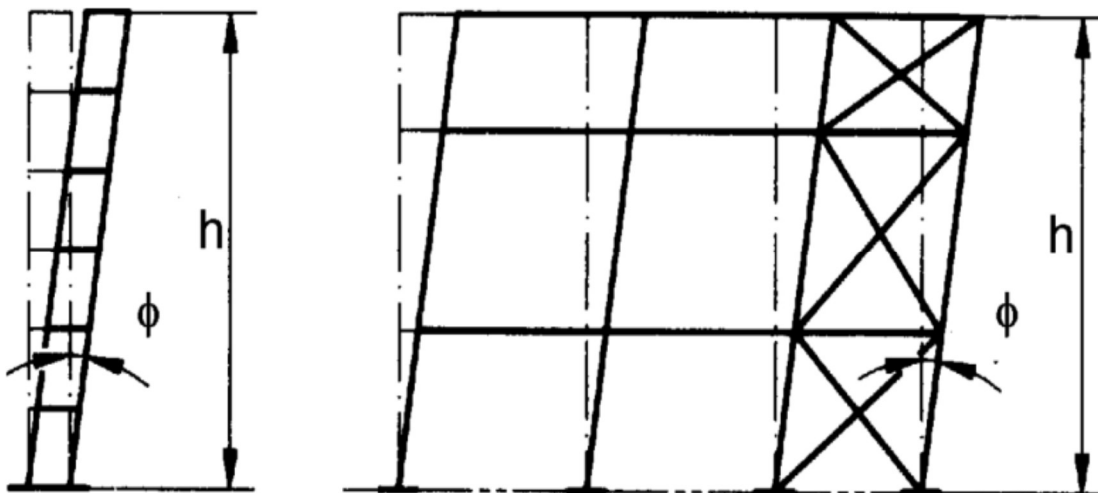


Figura 4.1 - Imperfeições globais equivalentes (inclinação inicial de colunas) (NP EN 1993-1-1, 2010).

4.2.2 Análise de segunda ordem

Nos efeitos de segunda ordem os esforços internos já são influenciados pela configuração deformada da estrutura. Contudo estes efeitos podem ser ignorados se o pórtico for

suficientemente rígido. A NP EN 1993-1-1, 2010 diz que a análise global de segunda ordem pode ser desprezada se:

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 10 \quad (\text{em análise elástica}) \quad (4.2)$$

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 15 \quad (\text{em análise plástica}) \quad (4.3)$$

Em que:

α_{cr} – Fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global;

F_{cr} – Valor crítico da carga associado à instabilidade elástica num modo global, com deslocamentos laterais, determinado com baseados valores de rigidez iniciais;

F_{Ed} – Valor de cálculo do carregamento da estrutura.

Por outro lado se os esforços de segunda ordem forem significativos, a NP EN 1993-1-1, 2010, define 2 métodos para o cálculo de segunda ordem:

- Análise de segunda ordem avançada em que consiste numa análise não linear geométrica. Para a análise avançada é necessário recorrer a procedimentos iterativos computacionais devido ao grande número de cálculos necessários.
- Análise de segunda ordem simplificada consiste numa adequada amplificação das forças horizontais, o vento por exemplo, incluindo as imperfeições. Só é aplicável este método se $\alpha_{cr} > 3$. A amplificação é efetuada através do fator:

$$\left(\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \right) \quad (4.4)$$

Na análise de segunda ordem como os esforços internos são afetados pela configuração da deformada, os efeitos são denominados de:

- $P - \Delta$ – Efeitos globais;
- $P - \delta$ – Efeitos locais ao nível do elemento.

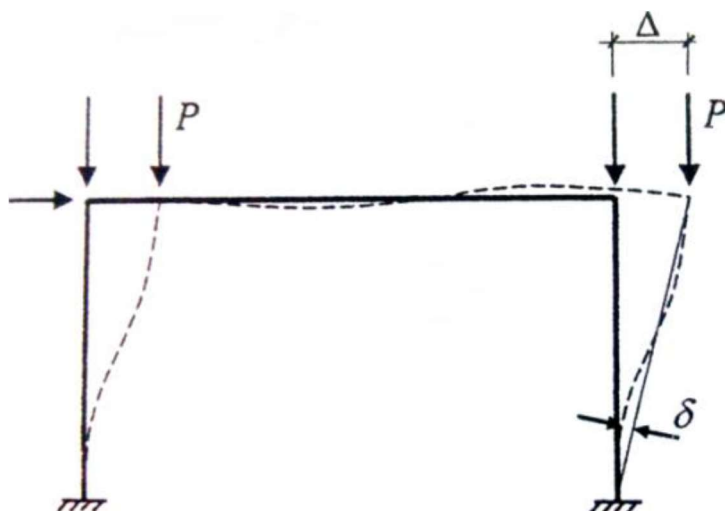


Figura 4.2 - Efeitos de 2ª ordem (efeitos $P - \Delta$ e $P - \delta$) em estruturas porticadas ([4]).

4.3 Classificação de secções

Segundo Simões [4], a classificação das secções transversais dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciados por fenómenos de encurvadura local. Enquanto numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, numa secção esbelta isso pode já não acontecer, devido à ocorrência de fenómenos de encurvadura local.

Para se determinar a capacidade de rotação e formação de rótulas plásticas, a NP EN 1993-1-1 classifica as secções em quatro classes:

- Classe 1 - São as secções em que se pode formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2 - São as secções que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 - São as secções em que a tensão na fibra extrema mais 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 - São as secções em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

A Figura 4.3 mostra o comportamento à flexão de secções das classes 1 a 4, onde M_{el} e M_{pl} representam o momento elástico e o momento plástico da secção transversal de um dado elemento.

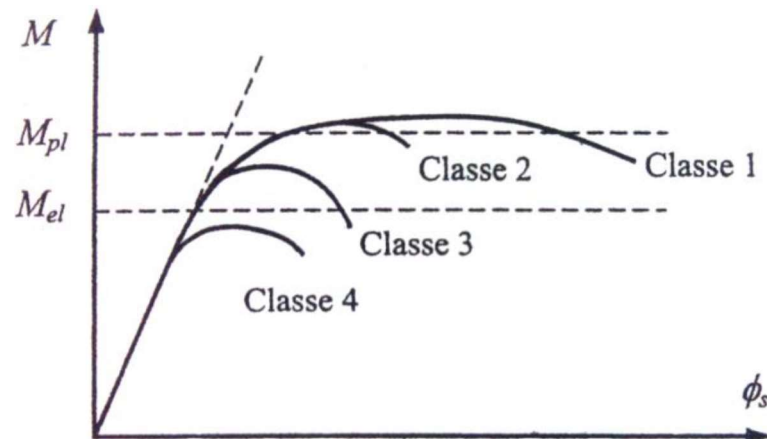
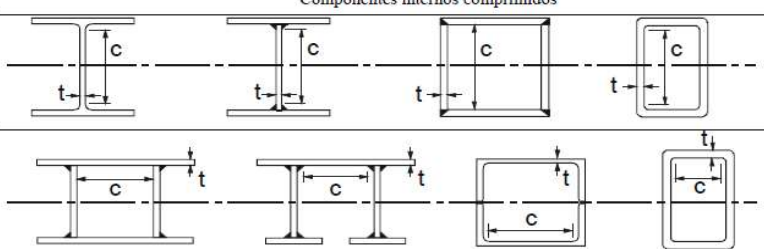
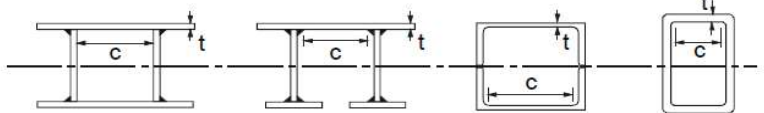
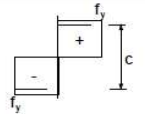
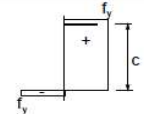

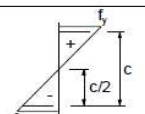
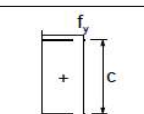
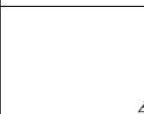
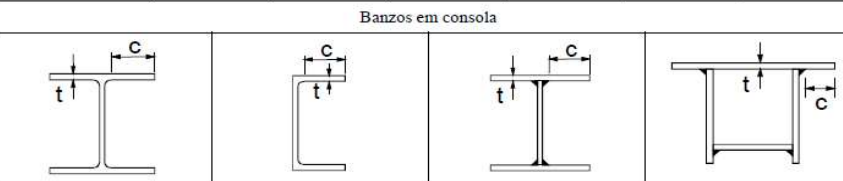
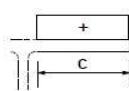
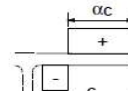
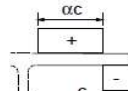
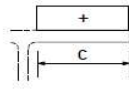
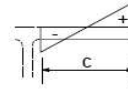
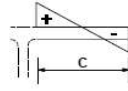


Figura 4.3 - Comportamento de secções à flexão (Figura 2.13,[4])-

A classificação de uma secção é obtida com base na relação entre o comprimento e a espessura (c/t) dos componentes total ou parcialmente comprimidos (banzo e alma) e dependem dos esforços atuantes (axial e momento fletor) e da classe do aço Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Parte do Quadro 5.2 (página 1 a 3) da NP EN 1993-1-1).

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 $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 e}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 e}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 e}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42e}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62e(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
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	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

4.4 Dimensionamento de elementos metálicos

De uma forma simplificada pode-se dizer que o dimensionamento de elementos metálicos não é mais do que verificar se estes resistem aos esforços atuantes, contudo quando estes estão sujeitos, na sua totalidade ou em parte, a esforços de compressão, deve ser dado um cuidado especial aos fenómenos de instabilidade (globais ou locais) devido à esbelteza das secções transversais. Para isso a NP EN 1993-1-1 determina a verificação dos elementos metálicos quando sujeitos a esforços de tração, compressão, flexão, torção e esforço transversal, atuando isoladamente ou combinados.

Para o dimensionamento das secções é necessário a verificação das classes. Para a classe 1 e 2 pode-se fazer a verificação à resistência plástica. Na classe 3 e 4 verifica-se à resistência elástica, sendo que na classe 4 é necessário considerar uma secção efetiva devido à probabilidade de haver encurvadura local.

A secção 4 apesar de dimensionada na sua capacidade elástica e com a secção efetiva reduzida, deve-se utilizar segundo a NP EN 1993-1-1 o critério de cedência de Von Mises.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.5)$$

Em que:

$\sigma_{x,Ed}$ – Valor da tensão longitudinal;

$\sigma_{z,Ed}$ – Valor da tensão transversal;

τ_{Ed} – Tensão tangencial.

Para as restantes classes (1, 2 e 3) a NP EN 1993-1-1 fornece outro critério de dimensionamento.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (4.6)$$

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são os esforços de cálculo do esforço axial, momento fletor em y e momento fletor em z respetivamente.

N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ são os esforços resistentes das secções transversais dependentes das classes.

A verificação das secções transversais é verificada pelas áreas brutas (A). No caso de a secção ter 1 ou mais furos deve-se usar a área útil (A_{net}).

A_{net} = mínimo de:

$$A - n t d_0 \quad (4.7)$$

$$A - n t d_0 + t \sum \left(\frac{s^2}{4p} \right) \quad (4.8)$$

Em que:

A – Área bruta;

n – Número de furos ao longo da secção;

d_0 – Diâmetro do furo;

s – Distância entre furos em quincôncio;

p – Distância entre furos na perpendicular ao esforço.

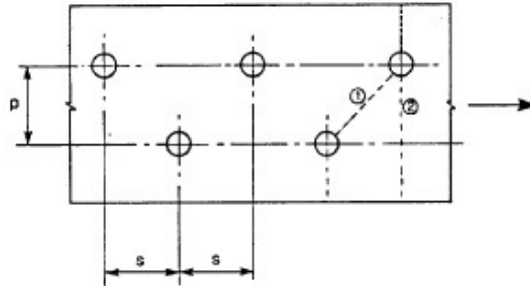


Figura 4.4 - Furos em quincôncio e linhas críticas de rotura 1 e 2 (Figura 6.1 da NP EN 19993-1-1, 2010).

4.4.1 Dimensionamento de elementos à tração

Para a verificação do esforço de tração atuante N_{Ed} em cada secção transversal de modo a satisfazer a segurança deve de ser verificada a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.9)$$

N_{Ed} e $N_{t,Rd}$ são os valores de cálculo atuante e resistente respetivamente.

O valor de cálculo resistente $N_{t,Rd}$ à tração é o menor valor entre os valores da resistência plástica da secção bruta $N_{pl,Rd}$, equação (4.10), e o valor de cálculos da resistência última da secção útil $N_{u,Rd}$, equação (4.11), excluindo os furos.

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \quad (4.10)$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} f_y / \gamma_{M2} \quad (4.11)$$

Sendo f_y a tensão de cedência do aço e γ_{M0} e γ_{M2} coeficiente parcial de segurança definido de acordo com o NP EN 1993-1-1.

4.4.2 Dimensionamento de elementos à compressão

O dimensionamento de elementos sujeitos à compressão simples, segundo o EC3-1-1, é baseado nas “curvas europeias de dimensionamento à encurvadura” [4].

Para o cálculo do valor do esforço de compressão atuante N_{Ed} em cada secção transversal para satisfazer a segurança deve de ser verificada pela seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.12)$$

O valor de cálculo resistente $N_{c,Rd}$ à compressão uniforme deve de ser obtido pela equação (4.13) apenas para secções de classe 1, 2 e 3. Para a classe 4 o valor de $N_{c,Rd}$ à compressão é obtido pela equação (4.14).

$$N_{c,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} \quad (4.13)$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M0} \quad (4.14)$$

Em que A é a área da secção transversal bruta, A_{eff} é a área efetiva da secção transversal de classe 4, f_y a tensão de cedência do aço e γ_{M0} coeficiente parcial de segurança definido de acordo com o NP EN 1993-1-1.

Em elementos comprimidos não é necessário considerar os furos na avaliação da resistência nas secções de ligação, exceto se sobredimensionados devido à compressão as secções podem vir a sofrer encurvadura.

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade que se pode definir pela ocorrência de grandes deformações transversais de elementos. Em estruturas metálicas a encurvadura surge com elevada importância, devido à elevada resistência que o aço apresenta e com isso a consequente elevada esbelteza elevada dos elementos [4].

Com base na teoria da estabilidade elástica deduz-se a carga crítica elástica (carga crítica de Euler). O fenómeno de encurvadura numa peça comprimida, isenta de imperfeições, é ilustrado de uma forma simplificada na Figura 4.5. A carga crítica corresponde ao ponto de bifurcação de equilíbrio.

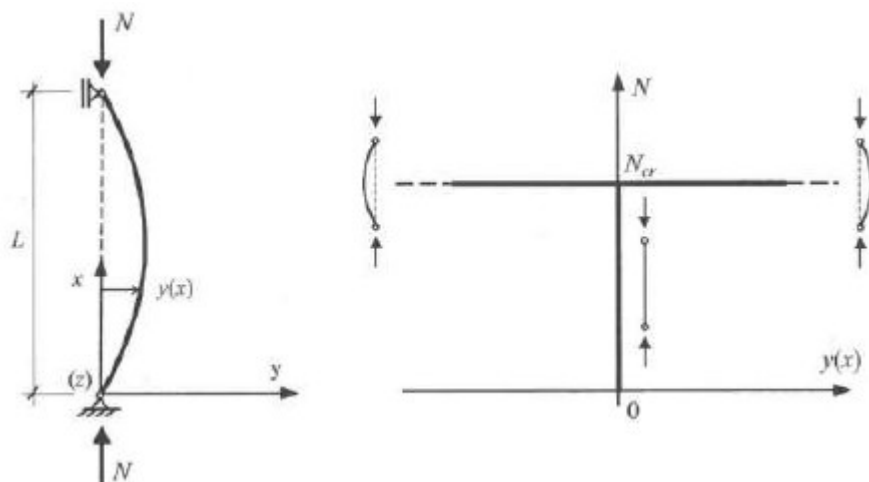


Figura 4.5 - Encurvadura num elemento bi-rotulado (coluna de Euler) [4].

Em elementos à encurvadura deve-se verificar a condição $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$ sendo $N_{b,Rd}$ o valor de cálculo à resistência à encurvadura do elemento. A resistência à encurvadura, em elementos de secção e esforço axial constante é dada pela equação (4.15) para as classes 1, 2 e 3, e pela equação (4.16) para classe 4.

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} \quad (4.15)$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_{eff} f_y / \gamma_{M0} \quad (4.16)$$

Em que χ é o fator de redução para o modo de encurvadura, f_y a tensão de cedência do aço, γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança e γ_{M0} coeficiente parcial de segurança definido de acordo com o NP EN 1993-1-1.

O coeficiente χ é o obtido pela seguinte equação:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ mas } \chi \leq 1 \quad (4.17)$$

O valor de ϕ é dado pela seguinte equação:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.18)$$

Em que o valor de esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, é dado pela equação (4.19) para as classes 1, 2 e 3 e pela equação (4.20) para a classe 4.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.19)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A_{eff} f_y / N_{cr}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{A_{eff} / A}}{\lambda_1} \quad (4.20)$$

O valor de α é o fator de imperfeição generalizado, N_{cr} é a carga crítica elástica (carga crítica de Euler) para o plano mais condicionante para a curvatura, L_{cr} é o comprimento de encurvadura correspondente, i é o raio de giração da secção e $\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = 93,9\varepsilon$, sendo $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ com f_y em N/mm^2 .

O fator de imperfeição α , tem os valores de 0,13, 0,21, 0,34, 0,49 e 0,76 para as curvas a_0, a, b, c e d (curvas europeias de dimensionamento à encurvadura), respetivamente.

Na Figura 4.6 podem-se ver essas mesmas curvas. As curvas são expressas matematicamente da equação (4.18).

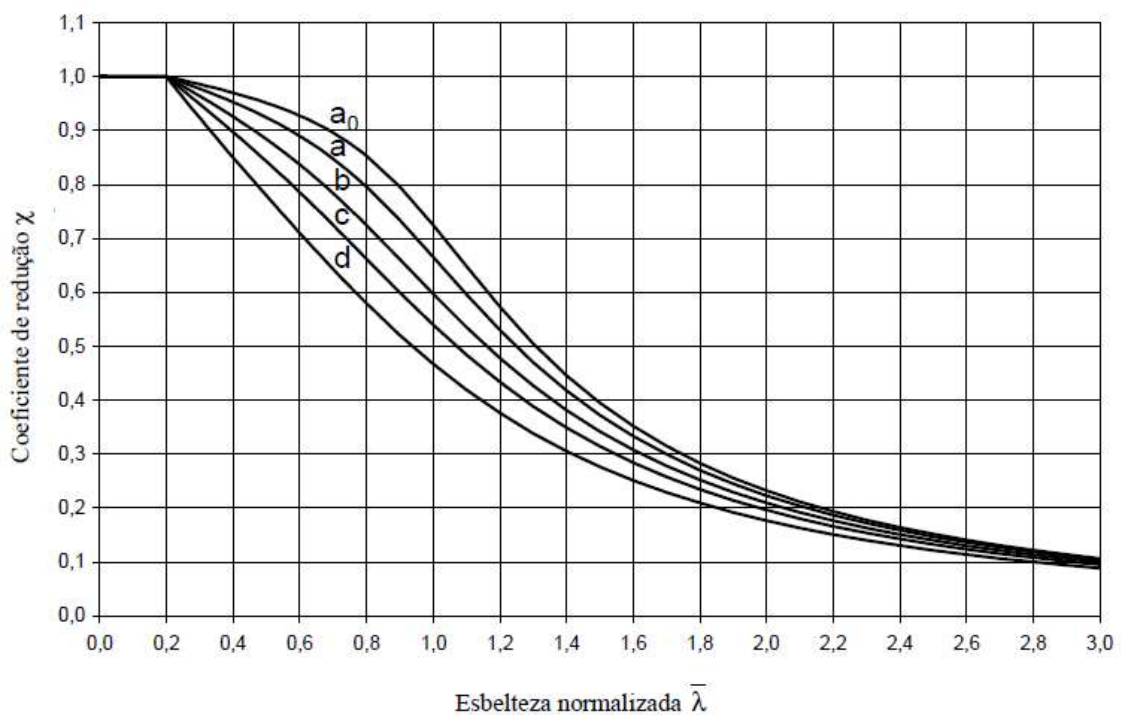
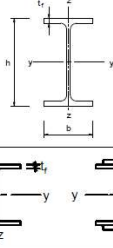
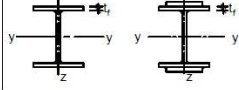

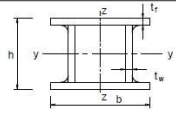
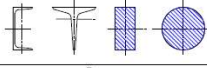



Figura 4.6 - Curvas de encurvadura (NP EN 1993-1-1, 2010).

O fator de imperfeição α , associado à curva de encurvadura depende da geometria da secção transversal, da classe do aço, do processo de fabrico e do plano de encurvadura condicionante conforme está descrito na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Escolha da curva de encurvadura da secção transversal (Quadro 6.2 da NP EN 1993-1-1, 2010).

Secção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
 Perfis laminados	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	a	a ₀
			b	a ₀
		$y-y$ $z-z$	b	a
			c	a
$y-y$ $z-z$	d	c		
	d	c		
 Perfis I soldados	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	c d	c d
 Secções tubulares	acabadas a quente	qualquer	a	a ₀
	enformadas a frio	qualquer	c	c
 Secções em círculo soldadas	em geral (excepto como abaixo indicado)	qualquer	b	b
	soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	c	c
 Perfis I, T e secções circulares		qualquer	c	c
 Cantoninas		qualquer	b	b

4.4.3 Dimensionamento de elementos à flexão

Para a verificação do esforço de flexão atuante M_{Ed} em cada secção transversal de modo a satisfazer a segurança deve de ser verificada a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.21)$$

M_{Ed} e $M_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do momento fletor atuante e o valor de cálculo do momento resistente respetivamente.

O momento resistente $M_{c,Rd}$, é determinado pela equação (4.22) para as classes 1 e 2, pela equação (4.23) para a classe 3 e pela equação (4.24) para a classe 4.

$$M_{c,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} \quad (4.22)$$

$$M_{c,Rd} = W_{el,min} f_y / \gamma_{M0} \quad (4.23)$$

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} f_y / \gamma_{M0} \quad (4.24)$$

Onde W_{pl} é o módulo plástico de flexão, $W_{el,min}$ é o módulo de elástico mínimo, o $W_{eff,min}$ é o módulo elástico de flexão mínimo da secção efetiva reduzida, f_y a tensão de cedência do aço e γ_{M0} o fator parcial de segurança segundo a NP EN 1993-1-1, 2010.

Os esforços de flexão podem ocorrer nas duas direções da secção, isso vai originar a flexão desviada. A flexão desviada pode ser verificada pela fórmula da interação plástica equação (4.25) para as secções de classe 1 e 2 ou elástica e equação (4.26) para as secções de classe 3 e 4.

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{Pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{Pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (4.25)$$

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.26)$$

Sendo que α e β são os parâmetros dependentes da forma da secção. Estes parâmetros conservativamente podem tomar o valor de 1 ou em alternativa os valores da NP EN 1993-1-1 em 6.2.9(6) que são $\alpha = 2$ e $\beta = 1$ para secções I e H, $\alpha = \beta = 2$ para secções tubulares circulares e $\alpha = \beta = 1,66$ para secções tubulares retangulares. O $M_{Pl,y,Rd}$ e $M_{Pl,z,Rd}$ são os momentos plásticos resistentes em torno de y e z .

$\sigma_{x,Ed}$ é a tensão longitudinal máxima avaliada através da teoria elástica, com base na secção bruta das secções de classe 3 e numa secção efetiva reduzida de classe 4.

4.4.4 Dimensionamento ao esforço transversal

Com base na Figura 4.7 pode-se observar que a distribuição de tensões tangenciais numa secção em I. Verifica-se que maior parte das tensões dá-se na alma do perfil e onde as tensões normais devido ao momento fletor são reduzidas. A NP EN 1993-1-1 recomenda que, sempre que possível, a resistência ao esforço transversal seja de uma secção metálica deve de ser avaliado com base numa distribuição plástica de tensões tangenciais [4].

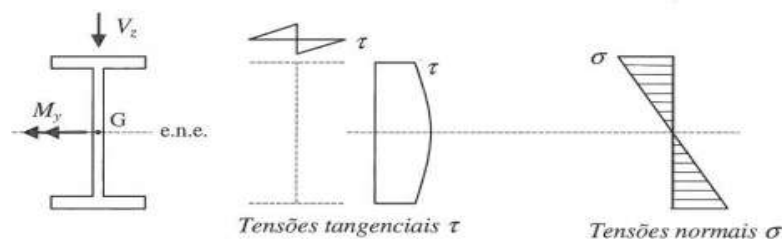


Figura 4.7 - Distribuição elástica de tensões normais e tensões normais e tensões tangenciais [4].

Para o cálculo do valor do esforço transversal atuante V_{Ed} em cada secção transversal para satisfazer a segurança deve de ser verificada pela seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.27)$$

Em que V_{Ed} e $V_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço transverso atuante e o valor do esforço transverso resistente respetivamente.

Visto que a NP EN 1993-1-1 aconselha sempre um dimensionamento plástico, o valor do esforço transverso resistente $V_{c,Rd}$, é dado pelo valor da resistência plástica ao esforço transverso $V_{pl,Rd}$, que se calcula pela seguinte expressão:

$$V_{c,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \quad (4.28)$$

Em que A_v é a área de corte definida qualitativa para uma secção I submetida a esforço transverso segundo z como é demonstrando na Figura 4.8 . Na cláusula 6.2.6(3) da NP EN 1993-1-1 são indicadas as áreas de corte para os vários perfis metálicos.

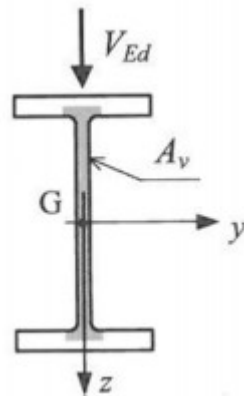


Figura 4.8 - Área de corte de uma secção em I [4].

Áreas de corte para os perfis:

- Secções laminadas em I e H, carga paralela à alma

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f, \text{ mas não inferior a } \eta h_w t_w \quad (4.29)$$

- Secções laminadas em U, carga paralela à alma

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \quad (4.30)$$

- Secções laminadas em T, carga paralela à alma

$$A - bt_f + (t_w + r) \frac{t_f}{2} \quad (4.31)$$

- Secções Soldadas em T, carga paralela à alma

$$t_w \left(h - \frac{t_f}{2} \right) \quad (4.32)$$

- Secções soldadas em I, H e em caixão, carga paralela à alma

$$\eta \sum (h_w t_w) \quad (4.33)$$

- Secções soldadas em I, H, U e em caixão, carga paralela à alma

$$A - \sum (h_w t_w) \quad (4.34)$$

- Secções laminadas retangulares tubulares de espessura uniforme

$$\text{Carga paralela à altura } Ah/(b + h) \quad (4.35)$$

$$\text{Carga paralela à largura } Ab/(b + h) \quad (4.36)$$

- Secções soldadas em I, H, U e em caixão, carga paralela à alma

$$2A/\pi \quad (4.37)$$

Em que:

A – Área da secção transversal;

b – Largura total;

h – Altura total;

h_w – Altura da alma;

r – Raio de concordância;

t_f – Espessura do banzo;

t_w – Espessura da alma (se espessura de alma não for constante, adotar o mínimo);

η – Pode ser considerado igual a 1, de forma conservativa.

No caso de considerar o dimensionamento elástico, a verificação ao esforço resistente transversal $V_{c,Rd}$, é verificado pela seguinte expressão:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1 \quad (4.38)$$

Sendo τ_{Ed} a tensão tangencial máxima, obtida pela equação $\tau_{Ed} = (V_{Ed}S)/(It)$, em que V_{Ed} é o cálculo do esforço transversal atuante, S é o momento estático da área de qualquer parte da

secção, resultantes do seccionamento desta no ponto considerado, em relação ao eixo neutro, I é o momento de inércia de toda a secção em relação ao eixo neutro e t é a espessura da secção no ponto considerado [4].

Outra condição necessária no cálculo do esforço transversal é a verificação da resistência à encurvadura da alma não reforçada, dada pela seguinte equação:

$$\frac{h_w}{t_w} < 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (4.39)$$

Em que h_w e t_w representa a altura e espessura da alma respetivamente, η pode ser considerado igual a 1, de forma conservativa e $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$.

4.4.5 Combinação de esforços transversos com momento fletor

Quando as secções submetidas a esforço transversal e momento fletor de modo geral o seu momento plástico deve ser reduzido devido ao esforço transversal. No entanto se o esforço transversal for baixo essa redução é pouco significativa como se pode observar na Figura 4.9. Esta redução é compensada pelo endurecimento do aço.

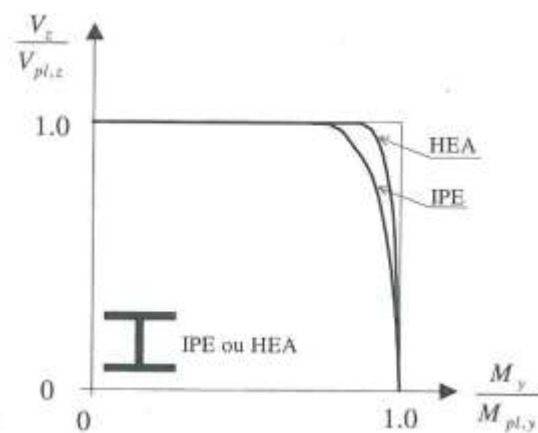


Figura 4.9 - Interação momento fletor - esforço transversal numa secção em I ou H.

A NP EN 1993-1-1 na cláusula 6.2.8 define os critérios de interação entre o esforço transversal e o momento fletor:

- Quando $V_{ed} < 50\%$ do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$, não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor resistente $M_{c,Rd}$, exceto quando a resistência é condicionada pela encurvadura da alma por esforço transversal [4].
- Quando $V_{ed} > 50\%$ do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$, o valor momento fletor resistente deve ser avaliado com uma tensão

de cedência reduzida dada por $(1 - \rho)f_y$ ao longo da área de corte secção sendo $\rho = (2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2$ [4].

Em secções em I e H, com banzos iguais submetidos à flexão em torno de y , o momento fletor resistente reduzido pode ser calculado pela seguinte equação:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.40)$$

4.5 Exemplos de cálculo no dimensionamento da estrutura

Para o dimensionamento da estrutura entraram na cobertura as ações permanentes, (peso próprio do painel sandwich [2] e o peso das madres), e as ações variáveis, (vento, neve e sobrecarga de utilização). Nas fachadas foram contabilizadas as ações permanentes (peso do painel de fachada [3] e o peso das madres), e as ações variáveis, (vento).

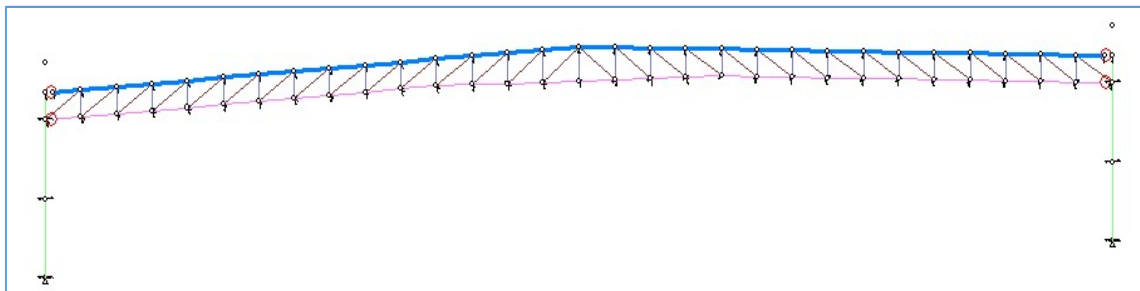


Figura 4.10 - Pórtico do pavilhão.

No pórtico apresentado já se consideram as ações permanentes e variáveis já aplicadas. Para o dimensionamento da estrutura obtiveram-se os esforços máximos da barra mais solicitada e dimensionou-se a barra. O valor dos esforços obtido é o máximo na secção para a combinação de ações já efetuada automaticamente pelo programa Tricalc.

4.5.1 Elemento à tração e compressão

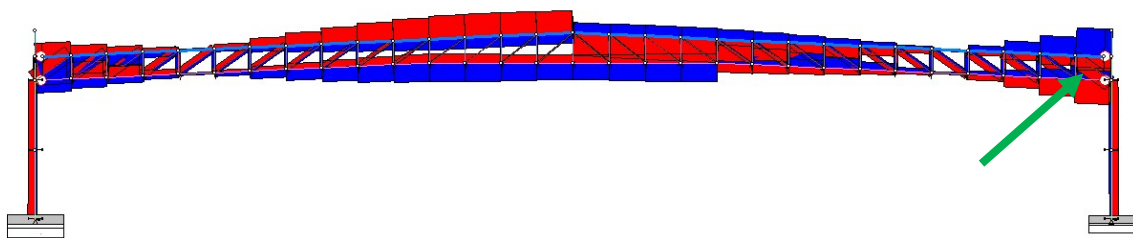


Figura 4.11 - Diagrama de esforços axiais na treliça.

Tabela 4.3 - Esforços axiais máximos [kN].

	Tração	Compressão
Esforço	1180	-1010

Os esforços axiais maiores são na barra que faz a ligação ao pilar. O valor mais condicionante no esforço axial é o esforço de compressão devido à encurvadura. Para o dimensionamento da secção à compressão utiliza-se a equação (4.13).

$$1010 = \frac{A \cdot 275 \cdot 10^3}{1}$$

$$A \geq 0,003672 \text{ m}^2 = 36,72 \text{ cm}^2$$

A secção que tem uma área maior ou igual é um HE140B com uma área de 43,0 cm^2 .

Visto que as secções à compressão sofrem encurvadura, é necessário verificar se a secção tem um bom comportamento à encurvadura devido à compressão. Para o cálculo da encurvadura tem de se classificar a classe do aço.

As dimensões do perfil HE140B são descritas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Dimensões do perfil HE140B.

HE 140B	
H [mm]	140
B [mm]	140
T _w [mm]	7
T _f [mm]	12
A [cm ²]	43
H _i [mm]	92
i _y [cm]	3,58
i _z [cm]	5,93
S _s [mm]	45,06

Classificação da classe do aço:

Tabela 4.5 Verificação da classe da alma.

Alma à flexão	
C [mm]	92
t_w [mm]	7
ϵ	0,924
c/t_w	13,143

Como $c/t_w \leq 33\epsilon = 30,5$, a alma pertence à classe 1.

Tabela 4.6 Verificação da classe do banzo.

Banzo à flexão	
C [mm]	47,47
t_f [mm]	12
ϵ	0,924
c/t_f	3,956

Como $c/t_f \leq 33\epsilon = 30,5$, o banzo pertence à classe 1.

Logo a secção é de classe 1. Para o cálculo da encurvadura devido à compressão utiliza-se a equação (4.15).

Tabela 4.7 - Valores de cálculo devido à encurvadura por flexão em torno do eixo z (HE140B).

x	0,816	
Φ	0,7352	
$\bar{\lambda}$	0,5478	
α	0,49	$N_{b,Rd}$ 964,79 [kN]
$L_{cr,y}$ [cm]	150	
i_z [mm]	3,58	
λ_1	86,815	

Como se pode verificar o perfil HE140B não verifica a encurvadura, $N_{b,Rd} = 964,79 \text{ kN} < N_{Ed} = 1010 \text{ kN}$. Para verificar aumentou-se o perfil para o HE180B.

Tabela 4.8 - Valores de cálculo devido à encurvadura por flexão em torno do eixo z (HE180B).

x	0,885		
Φ	0,6448		
$\bar{\lambda}$	0,4241		
α	0,49	$N_{b,Rd}$	1588,4 [kN]
$L_{cr,y}$ [cm]	150		
i_z [mm]	4,57		
λ_1	86,815		

$N_{b,Rd} = 1588,4 \text{ kN} > N_{Ed} = 1010 \text{ kN}$, logo o perfil HE180B verifica à compressão.

No dimensionamento da secção à tração utiliza-se a equação (4.10).

$N_{b,Rd} = 1795,75 \text{ kN}$, logo é verificada a resistência à tração da barra.

4.5.2 Elemento à flexão

Na treliça os elementos que tem flexão são a corda superior e a corda inferior, o montante e a diagonal tem momento mas é residual.

O momento máximo que a treliça tem é o valor 31 kN.m.

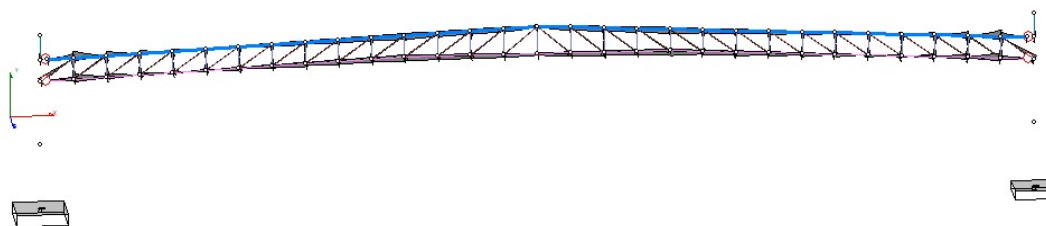


Figura 4.12 - Momentos atuantes na treliça.

De acordo com a equação (4.22) apresenta-se na Tabela 4.9 a verificação da resistência à flexão para o HE180B.

Tabela 4.9 - Verificação da resistência à flexão do HE180B

$M_{z,m\acute{a}x}$ [kN.m]	31
$W_{pl,y}$ [cm ³]	481,4
$M_{c,Rd}$ [kN.m]	132,385

Como se pode verificar na Tabela 4.9 $M_{ed}/M_{c,Rd} \leq 1$, logo a secção verifica a resistência à flexão.

4.5.3 Elementos ao esforço transversal

O esforço transversal também está mais concentrado nas cordas superiores e inferiores e nos montantes conforme mostra a Figura 4.13.

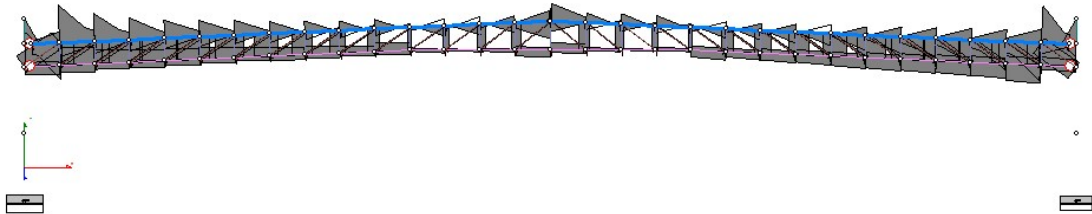


Figura 4.13 - Esforço transversal atuante na treliça.

O esforço máximo transversal na estrutura é de 33 kN.

De acordo com a equação (4.28) apresenta-se na Tabela 4.10 a verificação da resistência à flexão para o HE180B.

Tabela 4.10 - Verificação da resistência ao esforço transversal do HE180B.

F_{ed} [kN]	33
A_v [mm ²]	2029
$V_{pl,Rd}$ [kN]	322,1
h_w/t_w	21,1

Analisando a Tabela 4.10 a verifica-se que $F_{ed}/V_{pl,Rd} \leq 1$, logo a secção verifica a resistência ao esforço transversal. Também se verifica a encurvadura da alma por esforço transversal, visto que $h_w/t_w < 72$.

4.6 Introdução dos dados no programa Tricalc

Uma vez efetuados estes cálculos definiu-se no programa que a corda superior e inferior será um HE180B, as diagonais e os montantes serão um HE100B, e os pilares um HE600B.

Após o primeiro cálculo as secções verificaram, mas no global a estrutura não verificou, nas zonas de maiores esforços, a meio vão e na ligação viga pilar, devido aos deslocamentos máximo da estrutura. O deslocamento máximo vertical admitido é $\delta_{máx} = l/250$, como $l = 45\text{m}$, $\delta_{máx} = 18\text{ cm}$. Com estas secções adotadas o deslocamento da estrutura era de 21 cm a meio vão concluiu-se que não era verificada a deformação. Para fazer verificar esta condição foi-se alterando as secções e calculando através do programa até se atingir um deslocamento inferior até aos 18 cm.

As secções adotadas para que todos os critérios de segurança fossem verificados foram os pilares HE600B, a corda superior e inferior HE220B e as diagonais e montantes HE140B. A meio vão tem-se 6 m para cada lado e a corda inferior encontra-se na horizontal, de modo a aumentar o braço entre a corda superior e inferior de modo a aumentar a rigidez da estrutura. Assim obteve-se para estados limites últimos um deslocamento máximo de 17,581 cm.

As ligações do pilar à treliça foram consideradas articuladas. As ligações entre elementos da treliça, (cordas, madres e montantes), são consideradas ligações rígidas.

Todos os dimensionamentos da estrutura foram feitos com as ações permanentes e variáveis sempre inseridas. Para o piso consideraram-se as respetivas cargas permanente e a sobrecarga. Em todo o contorno da laje exceto na viga que faz a divisão dos edifícios foi aplicada uma carga permanente de 3kN/m para simular a colocação de uma parede.

As figuras seguintes mostram como ficou a estrutura na modelação final no programa Tricalc.

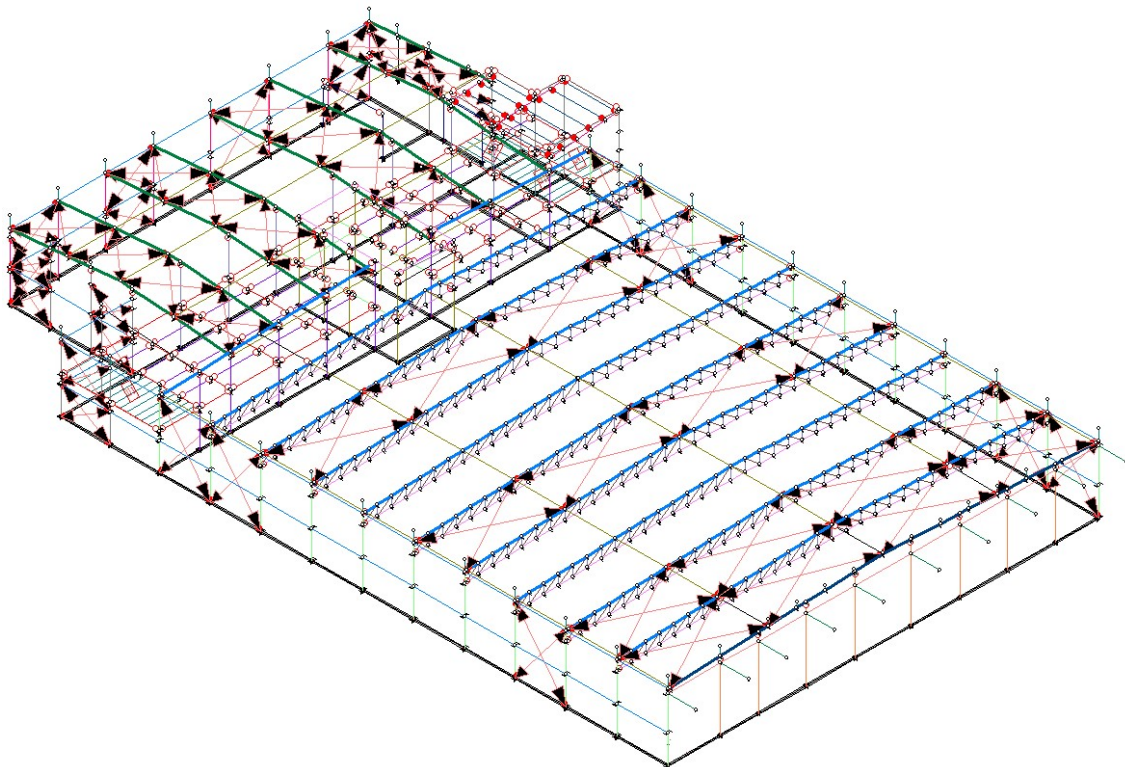


Figura 4.14 - Modelação final da estrutura vista do alçado esquerdo.

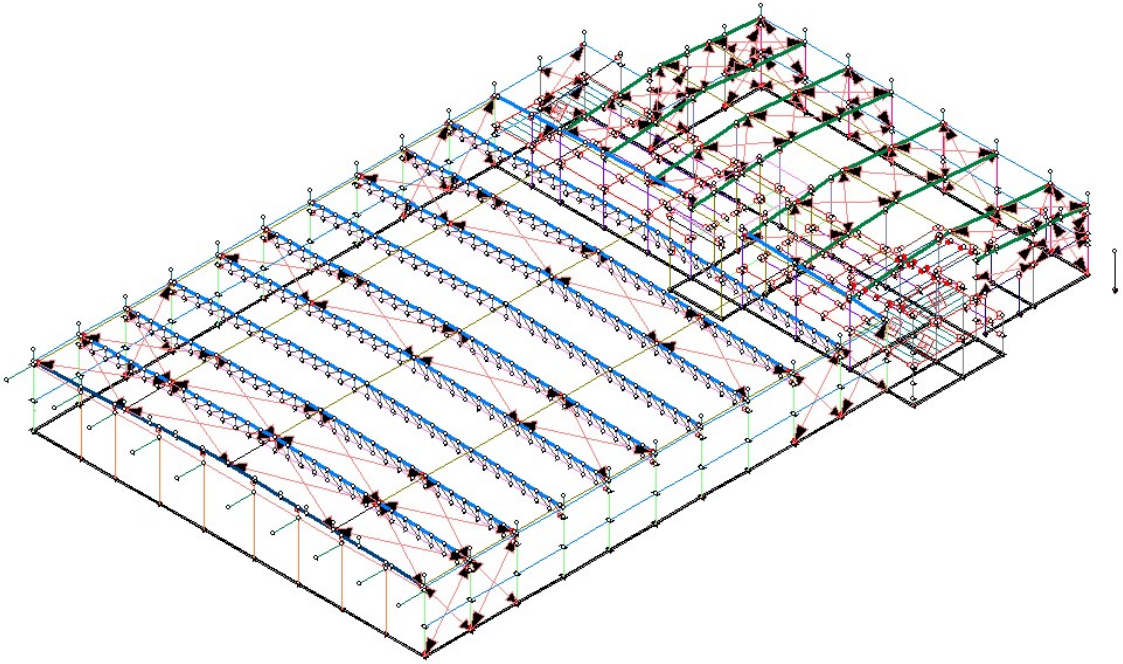


Figura 4.15 - Modelação final da estrutura vista do alçado direito.

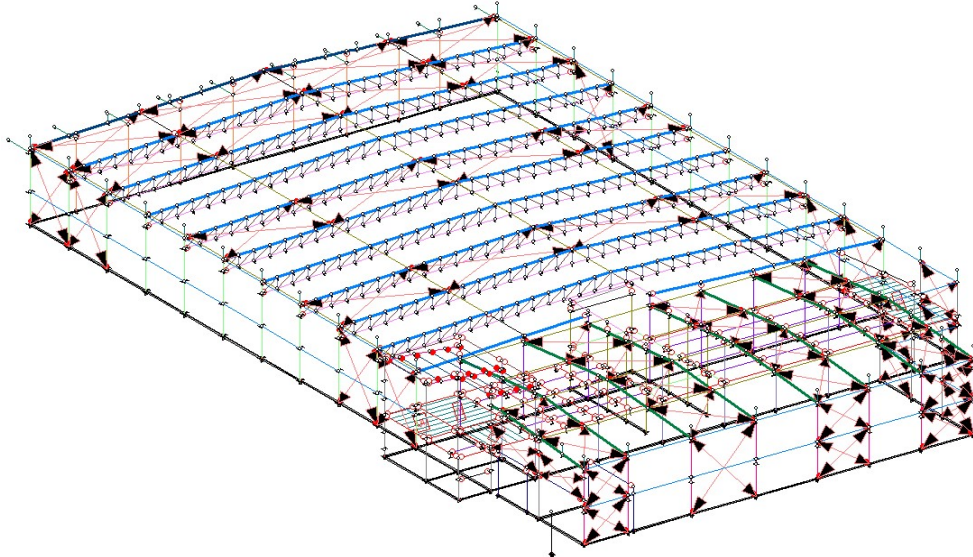


Figura 4.16 - Modelação final da estrutura vista de trás.

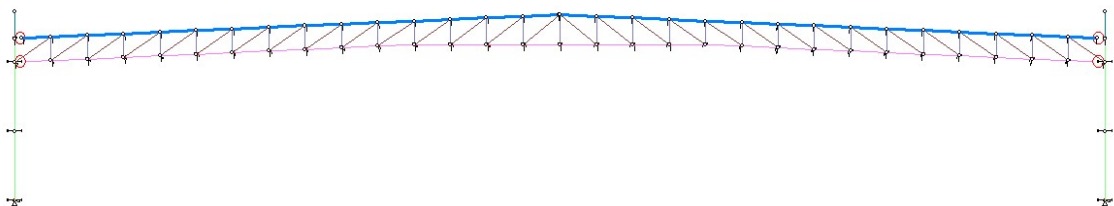


Figura 4.17 - Pórtico da estrutura.

No final de toda a estrutura estar no programa foi tudo verificado, a nível de elementos, lajes e fundações conforme indica a Figura 4.18.

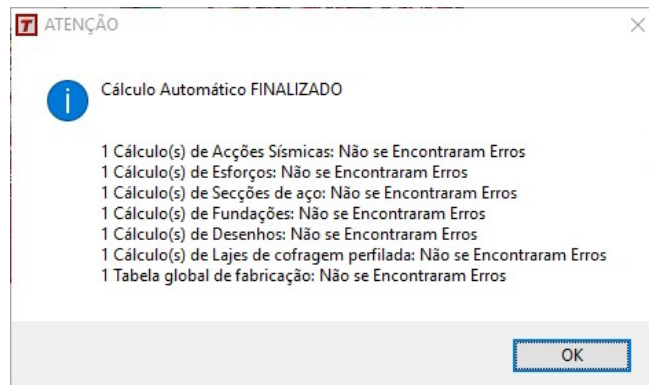


Figura 4.18 - Verificação final da estrutura.

5 Dimensionamento de ligações metálicas

As ligações metálicas são enumeradas na NP EN 1993-1-8. As ligações podem ser calculadas por métodos simplificados ou por métodos mais complexos.

As ligações podem ser aparafusadas e soldadas, sendo que é necessário referenciar se as ligações são rígidas, semir-rígidas ou articuladas.

As ligações articuladas são ligações que tem capacidade de rotação, por isso não origina momentos na ligação que poderiam afetar a estrutura.

As ligações rígidas são ligações com capacidade de transmissão de momentos, tendo uma rigidez de torção suficiente para que se possa considerar a estrutura continua.

As ligações semi-rígidas são as ligações que não são articuladas, nem rígidas.

5.1 Ligações aparafusadas simples

As ligações aparafusadas são as mais usuais em obra devido à sua facilidade de montagem em obra. Para as ligações aparafusadas é necessário chapas para unir os elementos pelos parafusos. Todos os parafusos tem uma tensão de cedência f_{yb} e uma tensão de rotura à tração f_{ub} , dependendo da classe do parafuso. As classes estão apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} , e da tensão de rotura à tração, f_{ub} , para parafusos (Quadro 3.1 da NP EN 1993-1-8,2010).

Classe do parafuso	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

Para o dimensionamento das ligações na estrutura serão utilizados parafusos de classe 8.8. Os parafusos podem ter uma zona lisa e uma roscada, sendo a zona roscada a com menos área de secção transversal logo é a mais fraca, por isso para o cálculo do dimensionamento do parafuso utiliza-se a área da secção roscada. Desta forma considerou-se que os parafusos eram integralmente roscados.

Para a distribuição de parafusos, o Eurocódigo 3 apresenta recomendações tanto para a forma de como devem ser colocados como das distâncias mínimas e máximas a cumprir. O espaçamento de parafusos na ligação foi disposta conforme indica a Figura 5.1.

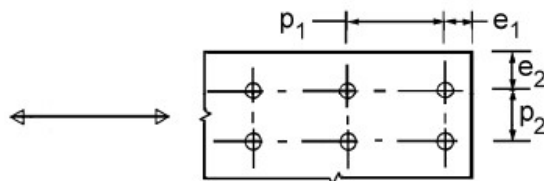


Figura 5.1 - Símbolos para as distâncias entre os eixos dos furos de peças de ligação (Figura 3.1 a) da NP EN 1998-1-8, 2010).

O valor das distâncias está descrito na Tabela 5.2. Nos cálculos para as distâncias mínimas ao valor mínimo exigido pelo Eurocódigo foi adicionado mais $0,3d_0$ para em obra haver mais facilidade para trabalhar.

Tabela 5.2 - Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos (Quadro 3.1 da NP EN 1993-1-8, 2010).

Distâncias e entreeixos, ver a Figura 3.1	Mínimo	Máximo ^{1) 2) 3)}		
		Estruturas feitas de aços respeitando a EN 10025 com exceção dos aços respeitando a EN 10025-5		Estruturas feitas de aços conformes à EN 10025-5
		Aço exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas	Aço não exposto à atmosfera ou a outras influências corrosivas	Aço utilizado sem protecção
Distância à extremidade e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		O maior dos valores $8t$ ou 125 mm
Distância ao bordo lateral e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		O maior dos valores $8t$ ou 125 mm
Distância e_3 para furos ovalizados	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Distância e_4 para furos ovalizados	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Distância entre eixos p_1	$2,2d_0$	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t_{\min}$ ou 175 mm
Distância entre eixos $p_{1,0}$		O menor dos valores $14t$ ou 200 mm		
Distância entre eixos $p_{1,i}$		O menor dos valores $28t$ ou 400 mm		
Distância entre eixos p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t$ ou 200 mm	O menor dos valores $14t_{\min}$ ou 175 mm

¹⁾ Não existem valores máximos tanto para as distâncias entre eixos dos furos como para as distâncias à extremidade e ao bordo lateral, excepto nos seguintes casos:
 – para elementos comprimidos a fim de evitar a encurvadura local e impedir a corrosão dos elementos expostos (os valores limites são fornecidos neste Quadro); e
 – para elementos traccionados expostos a fim de impedir a corrosão (os valores limites são fornecidos neste Quadro).

²⁾ A resistência ao enfunamento local da chapa comprimida entre as peças da ligação deverá ser calculada de acordo com a EN 1993-1-1, utilizando $0,6 p_1$ para comprimento de encurvadura. Não é necessário verificar o enfunamento local entre as peças de ligação no caso de p_1/t ser inferior a 9ε . A distância ao bordo lateral não deverá exceder os requisitos relativos ao enfunamento para um elemento saliente de uma peça comprimida, ver a EN 1993-1-1. A distância à extremidade não é afectada por este requisito.

³⁾ t espessura da peça exterior ligada de menor espessura.

⁴⁾ Os limites das dimensões dos furos ovalizados são indicados em 1.2.7 - Norma de referência, Grupo 7.

⁵⁾ Para linhas de peças de ligação dispostas em quincôncio, poderá utilizar-se um espaçamento mínimo entre linhas de $p_2 = 1,2d_0$, desde que a distância mínima, L , entre quaisquer duas peças de ligação seja igual ou superior a $2,4d_0$, ver a Figura 3.1b).

Para calcular a resistência individual de peças de ligação solicitadas ao corte e/ou à tração tem de se verificar a resistência do parafuso no plano de corte, a resistência ao esmagamento da chapa pelo parafuso, resistência à tração do parafuso e a resistência ao punçoamento da chapa.

- **Resistência ao corte por plano de corte**

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (5.1)$$

Em que,

α_v depende da classe do parafuso:

- $\alpha_v = 0,6$ para as classes 4.6, 5.6 e 8.8;
- $\alpha_v = 0,5$ para as classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9.

f_{ub} é a tensão de cedência explícito na Tabela 5.1;

A é a área do parafuso na zona roscada;

γ_{M2} é o coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura.

- **Resistência ao esmagamento**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

Em que,

α_b é o menor dos valores α_d , $\frac{f_{ub}}{f_u}$ e 1.

Na direção do esforço:

Parafusos de extremidade: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$;

Parafusos interiores: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$;

Para parafusos de extremidade: k_1 é o menor dos seguintes valores:

$2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7$; $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ e $2,5$;

Para parafusos de interiores: k_1 é o menor dos seguintes valores:

$1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ e $2,5$;

Em que,

- e_1 – Distância do parafuso ao bordo da chapa na direção do esforço;
- d – Diâmetro nominal do parafuso;
- d_0 – Diâmetro do furo para o parafuso;
- f_u – Tensão de rotura do parafuso;
- γ_{M2} – Coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura.

- **Resistência à tração**

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.3)$$

Em que,

- k_2 – Tem o valor de 0,62 para parafusos de embeber e 0.9 para outros parafusos;
- f_{ub} – Tensão de rotura do parafuso;
- A_s – Área do núcleo do parafuso;
- γ_{M2} – Coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura.

- **Resistência ao punçoamento**

$$B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2} \quad (5.4)$$

Em que,

- d_m – É o diâmetro medio da cabeça do parafusos;
- t_p – É a espessura das chapas atravessadas;
- f_u – É a tensão de rotura da chapa;
- γ_{M2} – Coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura.

- **Verificações adicionais**

No caso de haver tração mais corte na ligação é necessário verificar a combinação de esforços do parafuso pela equação (5.5).

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.5)$$

Devido aos furos que os perfis e chapas de ligação vão ter também é necessária a verificação da rotura em bloco quando há esforços de tração. Essa verificação depende do carregamento, pode ser de carregamento centrado ou excêntrico equação (5.6) e (5.7).

$$V_{eff,1,Rd} = f_u A_{nt} / \gamma_{m2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0} \quad (5.6)$$

$$V_{eff,1,Rd} = 0,5 f_u A_{nt} / \gamma_{m2} + (1/\sqrt{3}) f_y A_{nv} / \gamma_{M0} \quad (5.7)$$

Em que,

A_{nt} – Área útil solicitada à tração;

A_{nv} – Área útil solicitada ao corte.

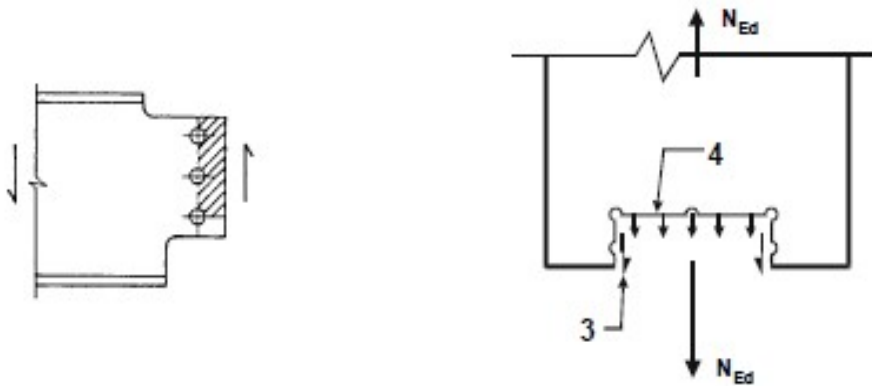


Figura 5.2 - Destacamento do bloco (Figura 3.8 da NP EN 1993-1-8, 2010).

Além da rotura em bloco também é necessário a resistência da secção devido aos furos. Nesse caso é necessário o valor da resistência última da secção útil, excluindo os furos nas ligações é dada pela equação (5.8).

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} \quad (5.8)$$

5.1.1 Exemplo de cálculo do pórtico 1

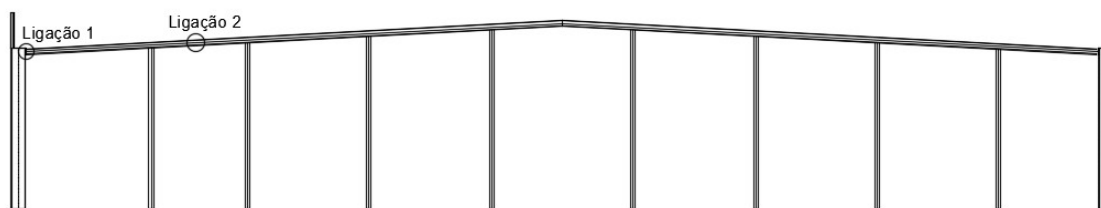


Figura 5.3 - Fachada de entrada.

Ligação 1

A ligação 1 é uma ligação viga pilar. Na modelação da estrutura a ligação viga pilar na estrutura “pavilhão” é uma ligação rotulada, logo só vai haver forças de corte, tração e compressão.

As forças aplicadas nessa ligação são apresentadas estão em função os eixos das barras, essas terão ter de ser decompostas em vertical e horizontal.

Tabela 5.3 - Esforços na ligação 1 [kN].

Esforço Axial		Esforço transverso em y		Esforço transverso em z	
Fx (+)	Fx (-)	Fy (+)	Fy (-)	Fz (+)	Fz (-)
30	-30	30	-30	75	-75

Na Tabela 5.3 são apresentados os esforços existentes na ligação viga-pilar do pórtico apresentado, arredondadas para cima de modo a tornar os cálculos mais simples.

Os esforços de cálculo depois de decompostos devido ao ângulo de 2,67° ficam no caso mais desfavorável com os seguintes valores:

Tabela 5.4 - Esforços decompostos na ligação [kN].

Esforço Axial		Esforço transverso em y		Esforço transverso em z	
Fx (+)	Fx (-)	Fy (+)	Fy (-)	Fz (+)	Fz (-)
31,36	-31,36	31,36	-31,36	75	-75
32	-32	32	-32	75	-75

Como em corte existe esforço em y e em z, faz-se a resultante de modo a haver apenas um unico esforço de corte. A resultante é dada pela equação (5.9).

$$R = \sqrt{f_y^2 + f_z^2} \quad (5.9)$$

Substituindo os valores de f_y e f_z na equação (5.9):

$$R = 81,3 \text{ kN}$$

- **Dimensionamento de parafusos à tração**

Tabela 5.5 - Dimensionamento do parafuso à tração.

$F_{t,Ed}$ [kN]	32
Classe parafuso	8.8
f_{ub} [N/mm ²]	800
γ_{M2}	1,25
A_s [mm ²]	55,56

Visto que a área mínima do parafuso é de 55,56 mm² opta-se por um parafuso M16 classe 8.8 com uma área de secção de 157 mm² e uma capacidade resistente $F_{t,Rd} = 90,43 \text{ kN}$.

- **Verificação ao punçoamento**

A verificação a punçoamento é feita para o parafuso dimensionado, no caso em estudo o M16.

Tabela 5.6 - Verificação ao punçoamento.

d_m [mm]	24
f_u [N/mm ²]	430
γ_{M2}	1,25
t_p [mm]	17
$B_{p,Rd}$ [kN]	264,56

Como $B_{p,Rd} = 169,19 \text{ kN}$ é menor que o valor de tração aplicado em cada parafuso, no caso é só 1, verifica-se a resiste ao punçoamento.

- **Verificação ao corte na rosca**

Tabela 5.7 - Verificação do corte na rosca do parafuso.

$F_{v,Ed}$ [kN]	82
Classe parafuso	8.8
f_{ub} [N/mm ²]	800
γ_{M2}	1,25
α_v	0,6
A_s [mm ²]	213,54

O parafuso M16 tem uma área de 157 mm^2 e uma resistência ao corte $F_{v,Ed} = 60,2 \text{ kN}$, logo são necessários 2 parafusos M16, $F_{v,Rd} = 120,58 \text{ kN}$, para resistir ao esforço de corte.

Em suma a ligação terá 4 parafusos M16 para resistir ao esforço de tração e corte. São 4 para a ligação ser simétrica, e todos os parafusos serão sujeitos a um esforço de tração e corte. Neste caso cada parafuso resiste a um esforço de $8,0 \text{ kN}$ de tração e $20,5 \text{ kN}$ de corte.

- **Verificação ao esmagamento**

Para a verificação ao esmagamento é necessário saber como vão ser colocados os parafusos para definir as distâncias e espaçamentos dos parafusos. Os espaçamentos mínimos são:

Tabela 5.8 - Espaçamento mínimo da extremidade da chapa e entre parafusos [mm].

d_0	18
$e_1 = e_2$	27
p_1	45
p_2	48,6

Embora estes valores sejam os mínimos recomendados estes podem diferir na realidade, pois a Figura 5.4 mostra os espaçamentos considerados nesta ligação.

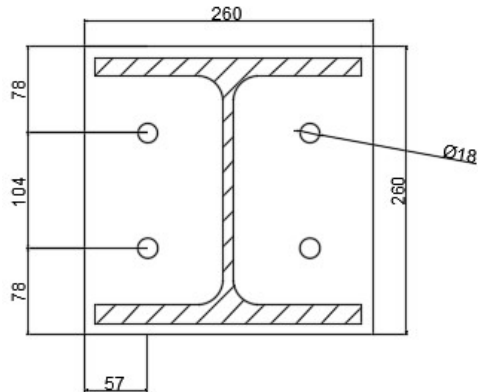


Figura 5.4 - Disposição dos parafusos.

Logo os valores de cálculo para a verificação ao esmagamento são os descritos na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 - Espaços entre extremidade e parafusos [mm].

d_0	18
e_1	78
e_2	57
p_1	104
p_2	-

A verificação ao esmagamento tem de ser feita para parafusos interiores e de extremidade.

Tabela 5.10 - Valores para α_b , onde se escolhe o mínimo para parafusos de extremidade e interiores.

Direção de transmissão de esforços	Parafusos de extremidade	α_b	1,44	α_d
			1,86	
			1,0	
	Parafusos interiores	α_b	1,68	α_d
			1,86	
			1,0	

Tabela 5.11 - Valores para k_1 , onde se escolhe o mínimo para parafusos de extremidade e interiores [kN].

Direção de perpendicular aos esforços	Parafusos de extremidade	k_1	7,17
			S/V
			2,50
	Parafusos interiores	k_1	S/V
2,50			

Para os valores de k_1 , existem dois valores que não se obtém porque não há parafusos na direção p_2 do esforço.

Sendo que cada parafuso dos 4 resiste a 20,5 kN, substituindo os valores mínimos na equação (5.2) para cada direção temos os valores apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Valores de $F_{b,Rd}$ para a verificação a esmagamento [kN].

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd}$	233,92	Ok
Parafusos interiores	$F_{b,Rd}$	263,16	Ok

Quando os valores de $F_{b,Rd}$ comparados com o de corte por cada parafuso, tem-se a verificação.

- Verificação da combinação tração e corte**

Tabela 5.13 - Dados para verificação da combinação tração e corte [kN].

$F_{v,Ed}$	20,50
$F_{v,Rd}$	60,20
$F_{t,Ed}$	8,00
$F_{t,Rd}$	90,20

Substituindo os valores na equação (5.5):

0,4	≤	1
-----	---	---

Os parafusos verificam a combinação de tração com corte.

Esta ligação é considerada articulada, pois a chapa de testa é da espessura do banzo da secção, o que permite se seja flexível, não provocando momentos.

Ligação 2

A ligação 2 é feita com chapas e parafusos. Neste caso não há parafusos à tração, estão todos ao corte. Os esforços na viga são apresentados na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Esforços ligação 2.

Esforços									
Axial [kN]		Transverso y [kN]		Transverso z [kN]		Momento z [kNm]		Momento y [kNm]	
-25	20	-14	8	-21	21	-20	10	-68	60

O esforço axial passa pelos banzos, como a secção tem 2 banzos cada um recebe metade de 25 kN. O momento em z também passa pelos banzos logo:

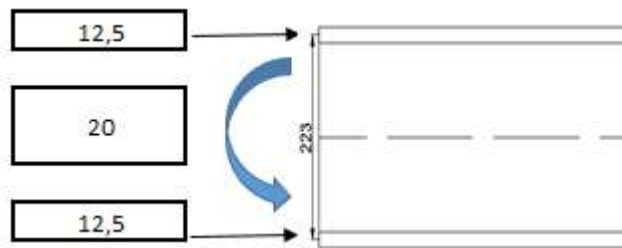


Figura 5.5 - Passagem do momento para o esforço axial.

Ao dividir o momento pelo braço obtém-se o esforço que cada banzo transmite. O banzo mais solicitado é de 102,19 kN. O momento y deve ser decomposto pelo sistema de forças e determinar qual o parafuso mais esforçado devido ao momento y e ao esforço em z (é sempre o mais afastado do centro da ligação).

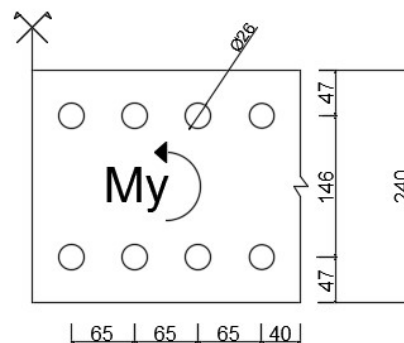


Figura 5.6 - Banzo do perfil com furos.

Atribuindo 8 parafusos M24 verifica-se se o parafuso mais esforçado aguenta o esforço de corte que é aplicado. Contabilizam-se todos os esforços exceto o esforço transversal em y, esse é apenas transmitido pela alma.

Após a decomposição do momento e quando somado o esforço transversal, o parafuso mais esforçado tem as seguintes forças de corte:

Tabela 5.15 - Esforço aplicado no parafuso mais esforçado [kN].

f_x	68,85
f_y	80,73
F_{resul}	106,11

- **Verificação ao corte na rosca**

Como o parafuso M24 tem uma resistência ao corte $F_{v,Rd} = 135,4 \text{ kN}$, a resistência dos parafusos é verificada.

- **Verificação ao esmagamento**

A disposição dos parafusos é conforme a Figura 5.6.

Tabela 5.16 - Espaços entre extremidade e parafusos [mm].

d_0	26
e_1	40
e_2	47
p_1	65
p_2	146

No caso do esmagamento quando a ligação é feita por chapas de banzo e alma, e necessário efetuar a verificação em função da espessura da secção e do elemento de ligação.

i. Para o banzo

Tabela 5.17 - Dados para cálculo no banzo.

f_{ub} [N/mm ²]	800
f_u [N/mm ²]	430
Banzo [mm]	16
γ_{M2}	1,25

Tabela 5.18 - Valores para α_b , onde se escolhe o mínimo para parafusos de extremidade e interiores.

Direção de transmissão de esforços	Parafusos de extremidade	α_b	0,60	α_d
			1,86	
			1,00	
	Parafusos interiores	α_b	0,58	α_d
			1,86	
			1,0	

Tabela 5.19 - Valores para k_1 , onde se escolhe o mínimo para parafusos de extremidade e interiores.

Direção de perpendicular aos esforços	Parafusos de extremidade	k_1	3,36
			6,16
			2,50
	Parafusos interiores	k_1	6,16
			2,50

Sendo que cada parafuso dos 8 resiste a 106,11 kN, substituindo os valores mínimos na equação (5.2) para cada direção temos os valores apresentados na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 - Valores de $F_{b,Rd}$ para a verificação a esmagamento no banzo [kN].

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd}$	198,99	Ok
Parafusos interiores	$F_{b,Rd}$	192,64	Ok

Uma vez que esta ligação tem chapas na parte superior do banzo e na parte inferior o esforço axial/corte passa pelas chapas, metade do esforço passa pela chapa superior e outra metade pela chapa inferior, assim sendo pode-se utilizar uma chapa de ligação mais fina que o banzo para a transmissão dos esforços.

ii. Chapa de ligação do banzo

A força que é aplicada pela chapa no parafuso é $53,05 \text{ kN}$, e a espessura da chapa adota-se 7 mm . Os valores de k_1 e α_b são os mesmos utilizados em a). Neste calculo apenas difere o valor de $F_{b,Rd}$, sendo estes:

Tabela 5.21 - Valores de $F_{b,Rd}$ para a verificação a esmagamento na chapa [kN].

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd}$	87,06	Ok
Parafusos interiores	$F_{b,Rd}$	192,64	Ok

É verificado o esmagamento da chapa de ligação.

Para a verificação ao esforço transversal na secção da alma foi calculado e pode ser consultado nos anexos.

- Rotura em bloco das chapas de ligação

i. Chapa superior do banzo

A chapa superior tem de resistir a metade do esforço que passa no banzo, logo $V_{ed} = 51,09 \text{ kN}$. As características para a verificação da rotura em bloco são apresentadas na Tabela 5.22.

Tabela 5.22 - Características da chapa de ligação superior.

Esp. Chapa [mm]	7
d_0 [mm]	26
d_{corte} [mm]	144
$d_{tração}$ [mm]	120
A_{chapa} [mm ²]	1540

O valor d_{corte} é o valor da distância da extremidade da chapa até ao centro último parafuso descontando o número de furos na direção paralela à força.

O valor $d_{tração}$ é o valor da distância entre o centro dos furos perpendiculares à força.

O valor de A_{chapa} é a área transversal da secção.

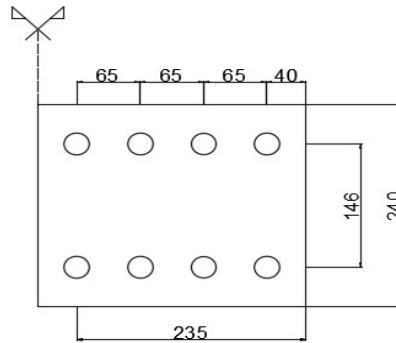


Figura 5.7 -Dimensões da chapa de ligação superior.

Substituindo os valores na equação (5.6), o valor resistente da rotura em bloco é $V_{eff,1,Rd} = 609,04 \text{ kN} > V_{ed} = 51,09 \text{ kN}$, logo é verificada a rotura em bloco da chapa.

ii. Chapa inferior ao banzo

A chapa inferior tem de resistir a metade do esforço que passa na chapa superior porque são duas as chapas na parte inferior do banzo, logo $V_{ed} = 25,55 \text{ kN}$. As características para a verificação da rotura em bloco são apresentadas na Tabela 5.22.

Tabela 5.23 - Características da chapa de ligação inferior.

Esp. Chapa [mm]	7
d_0 [mm]	26
d_{corte} [mm]	144
$d_{tração}$ [mm]	34
A_{chapa} [mm ²]	602

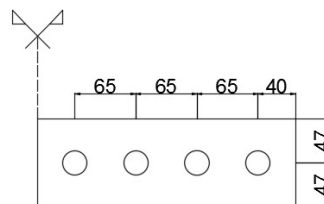


Figura 5.8 - Dimensões da chapa de ligação inferior [mm].

Substituindo os valores na equação (5.6), o valor resistente da rotura em bloco é $V_{eff,1,Rd} = 241,91 \text{ kN} > V_{ed} = 25,55 \text{ kN}$, logo é verificada a rotura em bloco da chapa.

• **Resistência da chapa à tração com furos**

Para a verificação à tração da chapa com furos utiliza-se a equação (5.8). Os valores das dimensões da chapa são os mesmos que são necessários para o cálculo rotura da chapa em bloco, por isso substituindo os valores na equação (5.8):

i. Chapa Superior

$N_{u,Rd} = 364,09 \text{ kN} > N_{u,Ed} = 50,09 \text{ kN}$, logo a chapa superior com furos é verificada.

ii. Chapa Inferior

$N_{u,Rd} = 130,03 \text{ kN} > N_{u,Ed} = 25,55 \text{ kN}$, logo a chapa inferior com furos é verificada.

5.2 Ligações soldadas

As ligações soldadas podem ser constituídas por soldaduras de ângulo, soldaduras de ângulo em contornos de orifícios, soldaduras de topo, soldaduras de bujão e soldaduras em bordos.

As soldaduras utilizadas para as ligações de todos os elementos do projeto é soldadura de ângulo. A soldadura de ângulo só pode ser aplicada em peças quando as superfícies de contacto formam um ângulo entre si de 60° e 120° .

A soldadura de ângulo tem uma espessura efetiva, a , que deverá ser considerada a altura do triângulo de abas iguais ou desiguais. A espessura a está representada na Figura 5.9.

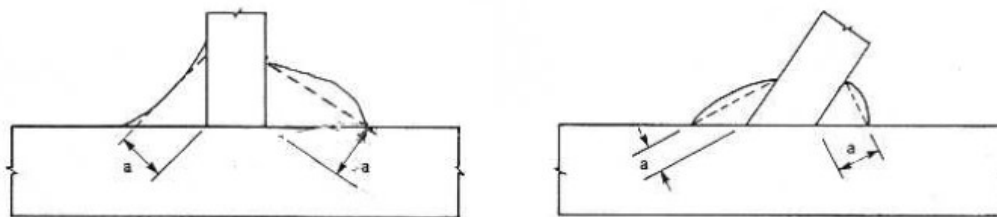


Figura 5.9 - Espessura de um cordão de ângulo (Figura 4.3 da NP EN 1993-1-8, 2010).

Para o cálculo da resistência do cordão de soldadura e a espessura a pode ser calculada pelo método direcional e pelo método simplificado.

Todos os cálculos de cordões de solda no projeto são calculados pelo método simplificado.

5.2.1 Método simplificado

O método simplificado considera-se adequado o valor da resistência do cordão de solda em qualquer secção transversal se a resultante de todos os esforços por unidade de comprimento transmitido pela soldadura satisfazer o seguinte critério:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \quad (5.10)$$

Em que,

$F_{w,Ed}$ – Valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento;

$F_{w,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência da solda por unidade de comprimento.

Independentemente do plano que define a espessura de solda, o valor da resistência por unidade de comprimento deverá ser determinada por:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (5.11)$$

Em que,

$f_{vw,d}$ – Valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura;

a – Altura da solda.

O valor de resistência ao corte da solda é determinado pela seguinte expressão:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (5.12)$$

Em que:

f_u – é a tensão de rotura da chapa;

$\beta_w = 0,85$ para aços de classe S275;

γ_{M2} – coeficiente de segurança para a resistência de secções em rotura.

O valor de a mínimo para cordões de soldadura de ângulo não deve de ser inferior a 3 mm. No cálculo para o dimensionamento foi admitido que a altura do cordão de solda seria maior que 20% da espessura máxima do elemento ligado e menor que 80% da espessura mínima de qualquer elemento de ligação para evitar que um cordão de solda muito alto derreta qualquer elemento de ligação.

5.2.2 Exemplo de ligação soldada

Usando os dados do de 5.1.1 a) calcula-se a soldadura necessária para a chapa de testa.

A viga é um perfil HE240B, tem um banzo de 17 mm e alma 10 mm, logo os valores para a são:

Tabela 5.24 - Intervalo de valores para a altura da solda [mm].

$> 0,2 \cdot t_{\text{máx}}$	$< 0,8 \cdot t_{\text{mín}}$
3,4	7,6

Tabela 5.25 - Dimensionamento e verificação da solda.

$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$	
$f_{vw,d}$ [Pa]	233657,05
a [mm ²]	5
A_w [mm ²]	5920
$F_{w,Rd}$ [kN]	1383,25

O valor de A_w é o perímetro da secção multiplicado pela espessura da solda. Para o cálculo do perímetro foram consideradas somente as dimensões apresentadas na Figura 5.10, assim estamos do lado da segurança ($p_w = 2 \cdot 240 + 4 \cdot 94 + 2 \cdot 164$).

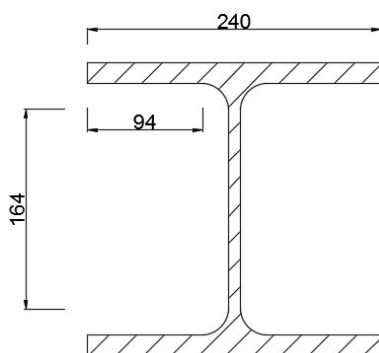


Figura 5.10 - Perfil HE240B.

Como se verifica $F_{w,Rd} = 884,64 \text{ kN}$ é superior a $F_{w,Ed} = 114,0 \text{ kN}$.

5.3 Ligações pelo método dos componentes básicos

Este método é mais específico que o anterior para as ligações. Na ligação viga pilar tem de se verificar as seguintes componentes para a ligação:

1. Paineis da alma de coluna solicitada ao corte;
2. Alma da coluna em compressão transversal;
3. Alma de coluna em tração transversal;
4. Banzo de coluna em flexão;
5. Chapa de extremidade em flexão;
6. Banzo e alma da viga ou da coluna em compressão;
7. Alma da viga à tração;
8. Parafusos à tração;
9. Parafusos ao corte;
10. Soldadura;

11. Esquadro de reforço de viga.

Os esforços de ligação viga pilar são:

Tabela 5.26 - Esforços ligação viga pilar armazém.

Momento máximo [kNm]	Esforço de corte [kN]
135	120

Os elementos são diferentes, a viga de cobertura é o HE340A e o pilar o HE300B. Visto que o momento é grande a viga vai ter um esquadro de reforço, o esquadro tem na zona do pilar a mesma altura que o HE340B menos o banzo e o raio de curvatura pela distância de 1,0 m conforme mostra a Figura 5.11.

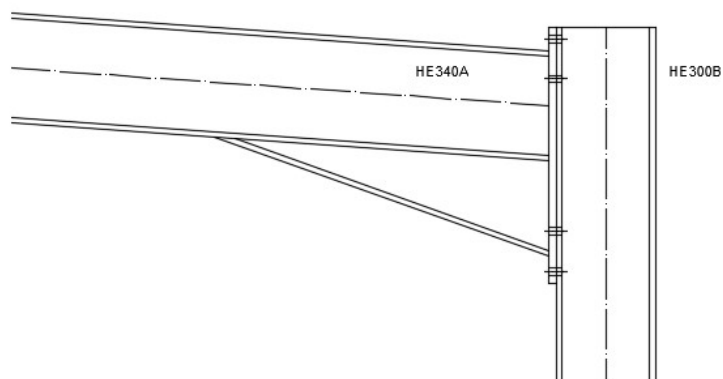


Figura 5.11 - Exemplo de ligação com esquadro de reforço.

A ligação vai ser composta por 8 parafusos M20 de classe 8.8, sendo a sua disposição conforme a Figura 5.12.

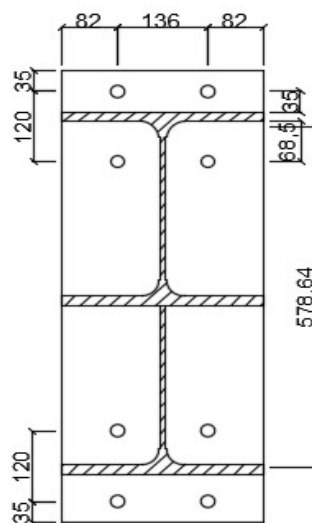


Figura 5.12 - Disposição de parafusos [mm].

Após se definir a ligação, procede-se ao cálculo descrito no capítulo 6 (Juntas estruturais de perfis em H ou em I) da NP EN 1993-1-8,2010.

- **Verificação ao momento fletor**

Todos os parâmetros tem de ter um valor inferior ao valor de tração que o momento provoca.

O esforço de tração provocado pelo momento é $F_{T,Ed} = \frac{135}{578,84 \times 10^{-3}} = 233,32 \text{ kN}$.

1. Alma do pilar ao corte

O momento fletor vai originar uma força de corte na alma, mas a esbelteza da alma do pilar tem de respeitar a seguinte condição:

$$\frac{d_c}{t_w} \leq 69\varepsilon \quad (5.13)$$

Em que,

d_c – Altura da alma reta;

t_w – Espessura do banzo.

Substituindo os valores na equação (5.13) verifica-se que $d_c/t_w = 18,90 \leq 69\varepsilon = 63,78$.

Verificada a esbelteza verificasse a resistência plástica pela seguinte equação:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_{y,wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (5.14)$$

Em que,

$f_{y,wc}$ – Tensão de cedência do aço do pilar;

A_{vc} – Área de corte do pilar equação (4.29);

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança.

$V_{wp,Rd} = 677,72 \text{ kN} > F_{T,Ed} = 233,32 \text{ kN}$, a alma do pilar verifica ao corte.

2. Alma à compressão

A alma não reforçada tem de verificar as seguintes expressões:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \text{ mas } F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (5.15)$$

Em que,

ω – Coeficiente de redução para eventuais efeitos de corte na alma do pilar;

$b_{eff,c,wc}$ – Largura efetiva da alma comprimida:

- Para ligação aparafusada com chapa de extremidade:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad (5.16)$$

t_{fb} , a_p , t_{fc} e s estão representados na figura 6.6 da NP EN 1993-1-8,2010.

$$s_p = 2t_p$$

ρ – Coeficiente de redução para o enfunamento da chapa:

- Se $\bar{\lambda}_p \leq 0,72$: $\rho = 1,0$;
- Se $\bar{\lambda}_p > 0,72$: $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2)/\bar{\lambda}_p^2$;

$\bar{\lambda}_p$ é a esbelteza da chapa

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (5.17)$$

$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$ para perfis laminados em I ou H .

k_{wc} – Coeficiente de valor de 1;

ω – Coeficiente de redução devido à interação com esforço transversal, retirado através da Tabela 5.27.

Tabela 5.27 - Coeficiente de redução ω para a interação com esforço de corte (Quadro 6.3 da NP EN 1993-1-8, 2010).

Parâmetro de transformação β	Coeficiente de redução ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc}	área de corte da coluna, ver 6.2.6.1;
β	parâmetro de transformação, ver 5.3(7).

Substituindo os valores na equação (5.15):

$$F_{c,wc,Rd} = 715,96 \text{ kN} \leq 688,12 \text{ kN}, KO \quad (5.18)$$

Uma vez que não verifica, usamos o valor menor para a verificação, $F_{c,wc,Rd} = 688,12 \text{ kN} > F_{T,Ed} = 233,32 \text{ kN}$, logo é verificada a alma à compressão.

3. Alma do pilar à tração

O valor máximo que resiste a alma do pilar à tração é dado pela equação (5.19):

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (5.19)$$

Em que,

ω – Coeficiente de redução devido à interação com esforço transversal, retirado através da Tabela 5.27;

t_{wc} – Espessura do banzo;

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança;

$f_{y,wc}$ – Tensão de cedência do aço;

$b_{eff,t,wc}$ – Para uma ligação aparafusada, a largura efetiva da alma tracionada do pilar, deverá ser considerada igual ao comprimento efetivo da peça em T equivalente. O $b_{eff,t,wc}$ é retirado da Tabela 5.28.

Tabela 5.28 - Comprimentos efetivos para o banzo nao reforçado de uma coluna (Quadro 6.4 da NP EN 1993-1-8, 2010)

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Com troços circulares $\ell_{eff,cp}$	Sem troços circulares $\ell_{eff,nc}$	Com troços circulares $\ell_{eff,cp}$	Sem troços circulares $\ell_{eff,nc}$
Linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Linha de parafusos de extremidade	O menor dos valores: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	O menor dos valores: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	O menor dos valores: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	O menor dos valores: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Modo 1:	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ mas $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ mas $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$	
Modo 2:	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	
e_1	distância entre os centros dos parafusos da última linha e a extremidade adjacente livre do banzo da coluna, medida na direcção do eixo da coluna (ver as linhas 1 e 2 na Figura 6.9).			

Os valores de m , e , e_1 e p são retirados da Figura 5.13.

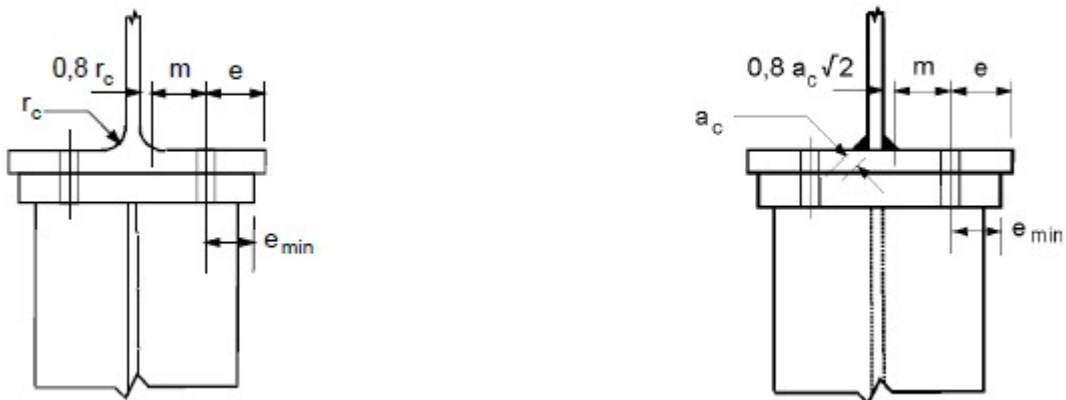


Figura 5.13 Chapa de extremidade ligada ao banzo (Figura 6.8 da NP EN 1993-1-8, 2010).

Tabela 5.29 - Valores de cálculo.

e	82
m	40,9
r_c	27

Substituindo os valores na equação (5.19), $F_{t,wc,Rd} = 464,55 \text{ kN} > F_{T,Ed} = 233,32 \text{ kN}$, logo a alma do pilar resiste à tração.

4. Banzo do pilar à flexão

A ligação é similar à do t-stub. A ligação t-stub tem 3 modos de resistência. O modo 1 é plastificação total do banzo quando submetido à tração. O modo 2 é a rotura dos parafusos com plastificação do banzo. No modo 3 dá-se a rotura dos parafusos.

Para a verificação dos 3 modos é necessários a verificação dos momentos plásticos da secção. O momento plástico é determinado pelas equações (5.20) e (5.21).

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (5.20)$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (5.21)$$

Os valores de $l_{eff,1}$ e $l_{eff,2}$ foram calculados anteriormente no ponto 3., sendo o $l_{eff,1} = l_{eff,1} = 168,05 \text{ mm}$, logo o $M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = 4,171 \text{ kNm}$.

O modo 1 pode ser calculado de 2 métodos, neste trabalho só se irá utilizar um deles. O modo 1 também diferencia se o banzo tem chapas de reforço ou é simples. No caso em estudo não há reforços, logo o modo 1 é calculado pela equação (5.22).

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (5.22)$$

Para o modo 2 é definido pela equação (5.23).

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m} \quad (5.23)$$

O modo 3 é definido pela equação (5.24).

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (5.24)$$

O valor do $\sum F_{t,Rd}$ é o valor de cálculo dos 4xM20 parafusos superiores submetidos à tração, logo substituindo os valores nas respetivas equações temos:

Tabela 5.30 - Resultados dos modos de rotura para banzo do pilar [kN].

Modo 1	407,901
Modo 2	370,203
Modo 3	564,480

A situação mais condicionante é o modo 2, rotura dos parafusos com plastificação dos banzos, $F_{T,2,Rd} = 370,203 \text{ kN}$, contudo é superior ao $F_{T,Ed} = 233,32 \text{ kN}$, logo o banzo do pilar resiste à flexão.

5. Placa de extremidade à flexão

A placa de extremidade visto que é uma chapa de testa soldada a um perfil HEB, funciona como o um T-stub equivalente, como a alínea 4. Embora seja equivalente o perfil é diferente e os valores de $l_{eff,1}$ e $l_{eff,2}$ vão ser calculados de forma diferente. Os valores de $l_{eff,1}$ e $l_{eff,2}$ são determinados de acordo com Figura 5.14 e a Tabela 5.31. A chapa tem uma espessura de 20 mm de espessura.

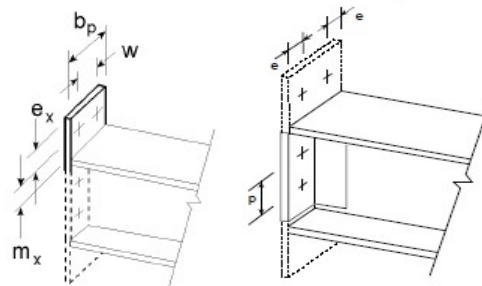


Figura 5.14 - Modelação de uma chapa de extremidade saliente sob a forma de T equivalente (Figura 6.10 da NP EN1993-1-8, 2010).

Tabela 5.31 - Comprimentos efetivos de uma chapa de extremidade (Quadro 6.6 da NP EN 1993-1-8, 2010).

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Com troços circulares $l_{eff,cp}$	Sem troços circulares $l_{eff,nc}$	Com troços circulares $l_{eff,cp}$	Sem troços circulares $l_{eff,nc}$
Linha de parafusos na parte saliente do banzo traccionado da viga	O menor dos valores: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	O menor dos valores: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Primeira linha de parafusos sob o banzo traccionado da viga	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Outra linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Outra linha de parafusos, de extremidade	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Modo 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	
α deverá ser obtido da Figura 6.11.				

O valor de $l_{eff,1} = l_{eff,2} = 146,30 \text{ mm}$. Substituindo os valores nas equações (5.20) e (5.21), $M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = 4,02 \text{ kNm}$.

Tabela 5.32 - Resultados dos modos de rotura para a chapa de ligação [kN].

Modo 1	285,02
Modo 2	303,99
Modo 3	564,48

A situação mais condicionante é o modo 1, plastificação total da chapa de ligação, $F_{T,2,Rd} = 285,02 \text{ kN}$, contudo é superior ao $F_{T,Ed} = 233,32 \text{ kN}$, logo a chapa de ligação resiste à flexão.

6. Banzo e alma da viga à compressão

Devido ao momento na ligação viga pilar pode comprimir e plastificar o banzo e a alma na zona de compressão. Devido a esse efeito tem de se calcular a resistência à compressão do banzo e da alma da viga combinados, determinados pela equação (5.25):

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) \quad (5.25)$$

Em que,

$M_{c,Rd}$ – Valor de cálculo do momento resistente da secção ($M_{c,Rd} = w_{el,y} f_y / \gamma_{M2}$);

h – Altura da viga;

t_{fb} – Espessura do banzo da viga.

A resistência à compressão do banzo e da alma $F_{c,fb,Rd} = 769,08 \text{ kN} < F_{T,Ed} = 233,32 \text{ kN}$, logo verifica a resistência.

7. Alma da viga à tração

Na ligação aparafusada com chapa de extremidade o valor da resistência à tração da alma da viga pode ser obtido pela equação (5.26):

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,1,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (5.26)$$

Em que,

$b_{eff,1,wb}$ – É a largura da alma tracionada, considerada igual ao comprimento da peça em T sendo $l_{eff,t,wb} = 146,30 \text{ mm}$;

t_{wb} – Espessura da alma;

$f_{y,wb}$ – Tensão de cedência do aço da viga;

γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança.

A resistência da alma da viga à tração $F_{t,wb,Rd} = 382,20 \text{ kN} < F_{T,Ed} = 233,33 \text{ kN}$, logo verifica a resistência da alma.

8. Parafusos à tração

A ligação tem 8 parafusos M20, 4 na parte superior e 4 na parte inferior. Para o momento apenas 4 estão a fazer esforço, se 1 parafuso M20 tem uma resistência de 141 kN , os 4 parafusos M20 tem uma resistência $\sum F_{T,Rd} = 564,45 \text{ kN} > F_{T,Ed} = 233,32 \text{ kN}$ logo os parafusos resistem.

9. Verificação à solda

A verificação à solda é verificada pelo método simplificado. Considerando só o banzo superior a resistir ao momento com uma soldadura de ângulo de espessura $a = 6 \text{ mm}$ e o perímetro de $536,5 \text{ mm}$, apenas considerado no banzo conforme a Figura 5.15.

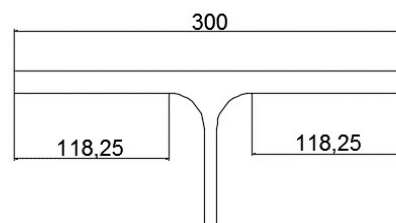


Figura 5.15 - Perímetro de solda.

O valor da resistência da solda $F_{Rd,w} = 752,14 \text{ kN} > F_{T,Ed} = 233,32 \text{ kN}$, logo a solda verifica.

10. Verificação do esquadro

O esquadro usado na viga visto que é o mesmo perfil, mas cortado pela zona do banzo verifica a classe do aço e a secção da alma e não tem um ângulo de inclinação de 45° , por isso é verificado.

- **Conclusão do método das componentes para o momento fletor**

Após estes 10 passos, verifica-se que todas as componentes ligadas verificam a segurança da ligação. A ligação mais condicionante, ou seja, a ligação com a resistência mais baixa é a da chapa de extremidade à flexão.

- **Verificação ao corte**

O esforço de corte que a viga tem é $F_{v,Ed} = 120 \text{ kN}$. Para o momento são necessários 4 parafusos, para o corte teremos os outros 4 parafusos da estrutura para resistir ao corte.

1. **Verificação dos parafusos ao corte**

Cada parafuso M20 de classe 8.8 tem uma resistência ao corte $F_{v,Rd} = 94 \text{ kN}$, então os 4 têm a resistência de $F_{v,Rd} = 376 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 120 \text{ kN}$, logo é verificada a resistência dos parafusos ao corte.

2. **Verificação ao corte da chapa de extremidade**

Pela equação (5.2) pode-se verificar se a chapa de extremidade resiste ao corte, assim sendo, substituído os valores na secção na equação (5.2), tem-se que de $F_{v,Rd} = 128,33 \text{ kN}$ por parafuso, sendo 4 parafusos de $F_{v,Rd} = 802,67 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 120 \text{ kN}$, logo é verificada a chapa de extremidade ao corte.

3. **Verificação ao corte do banzo do pilar**

O procedimento é exatamente igual ao anterior, a diferença esta nos valores da distância à extremidade da chapa, e_1 . Devido a essa mudança o valor dos 4 parafusos ao corte é de $F_{v,Rd} = 1513,6 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 120 \text{ kN}$, logo é verificado o banzo do pilar ao corte.

4. **Verificação da solda ao corte**

Se para o momento fletor se considera apenas o banzo para resistir ao esforço, ao corte considera-se a solda da alma para resistir ao corte. O cordão de solda tem uma espessura $a = 6 \text{ mm}$ e um perímetro de 972 mm , conforme a Figura 5.16 apresenta.

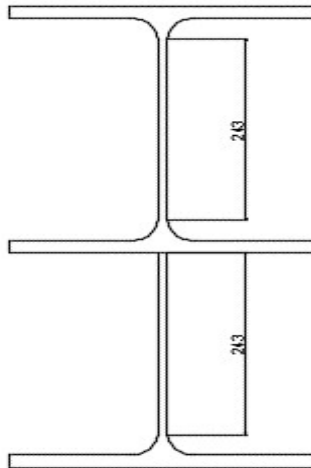


Figura 5.16 - Comprimento da alma da viga.

O valor da resistência da solda ao corte $F_{v,Rd} = 1362,69 \text{ kN} > F_{v,Ed} = 120 \text{ kN}$, logo é verificada a resistência da solda ao corte.

- **Conclusão do método das componentes para o corte**

Para a verificação ao corte foram necessários estes 4 passos, e todos verificaram a resistência ao corte, sendo o valor mais condicionante o valor dos parafusos ao corte.

6 Conclusões

Neste trabalho começou-se por inicialmente apresentar a problemática relativa ao projeto de estruturas metálicas, tendo-se posteriormente focado no projeto em estudo.

De forma a conseguir alcançar os objetivos pretendidos elaborou-se uma estratégia de abordagem do problema que na opinião do autor permitiu compreender a forma de como a estrutura se comportaria face às solicitações previstas.

Essa estratégia passou por inicialmente criarem-se modelos simplificados de modo a delinear quais os tipos de elementos e de secções seriam viáveis. Desde esta etapa do trabalho teve-se sempre o cuidado da compatibilizar as secções dos diversos elementos de forma a que as ligações entre eles fossem feitas de forma o mais simples possível.

Seguidamente analisaram-se diversas hipóteses para a realização do pórtico principal tendo-se chegado aquela que se considerou como a mais viável, quer em termos de execução quer em termos económicos.

Com a definição de todos os elementos modelou-se a estrutura tridimensionalmente tendo-se realizado diversas análises (análise de 1ª ordem, análise de 2ª ordem e análise dinâmica) de forma a iterativamente serem verificadas todos os critérios de segurança considerados no dimensionamento da estrutura. Foi nesta fase que o software de cálculo automático da Arktec, Tricalc, foi uma ferramenta essencial, pois sem este recurso a elaboração de todas estas análises e iterações tornaria este trabalho mais moroso, chegando mesmo a poder inviabilizar alguns tipos de análise, como a de 2ª ordem ou a dinâmica.

De um modo geral o pavilhão é constituído por pórticos com pilares HE600B e vigas treliçadas constituídas por cordas superior e inferior HE220B e diagonais e montante em HE140B. As ligações entre a viga e o pilar foram consideradas articuladas.

O pórtico frontal devido a ser todo envidraçado é um pórtico reticulado simples, com pilares de extremidade HE600B e interiores HE200B, sendo a viga de cobertura em HE240B. O envidraçado apoiará através de apoios próprios nos pilares.

Já o armazém é constituído por pilares HE300B (exteriores), HE450A (interiores) e HE450B (comuns ao último pórtico do pavilhão) e vigas na cobertura em HE340A.

Existe nesta zona um piso intermédio apoiado num sistema de vigas principais em HE450B e vigas secundárias em HE180B. Este piso é em parte de madeira e em parte em laje mista aço-betão com chapa colaborante.

Foram considerados contraventamentos quer nas fachadas quer na cobertura através de barras com o diâmetro de 50 mm de modo a tornar a estrutura mais estável.

Tanto a cobertura, como as fachadas, quando estas não são envidraçadas, serão em painéis sandwich que por sua vez serão fixados através de madres constituídas por perfis enformados a frio do tipo Z. De modo a evitar efeitos de encurvadura as madres serão contraventadas entre si.

Nesta fase pode-se dizer que os objetivos propostos inicialmente foram cumpridos com sucesso.

Referências bibliográficas

- [1] RSA, *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*.
- [2] www.ftb.pt/sgc/Assets/Plugins/DocsUploader/UPLOADS/3d9e2487df913042861394f023f82eb7.pdf; consultado em dezembro 2016.
- [3] www.ftb.pt/sgc/Assets/Plugins/DocsUploader/UPLOADS/0ac587e43e3881d293009ef37c795df2.pdf; consultado em dezembro de 2016.
- [4] R. A. D. Simoes, *Manual de Dimensionamento de Estruturas metálicas*, 3ª. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2014.
- [5] NP EN 1993 - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de Aço, 2010
- [6] NP EN 1990 - Eurocódigo 0 - Bases para projecto de estruturas, 2010
- [7] NP EN 1991 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, 2009
- [8] NP EN 1992 - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, 2010

Anexos

Índice Anexos:

Anexo I - Memória Descritiva

Anexo II - Orçamentos

Anexo III - Cálculos Justificativos

Anexo IV - Peças Desenhadas

Anexo I- Memória Descritiva

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO.....	7
2.	MOVIMENTOS DE TERRAS	7
2.1.	Descrição dos trabalhos de escavação e aterro	7
3.	CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS	7
3.1.	Introdução	7
3.2.	Ações e combinações de ações.....	8
3.3.	Documentação técnica e regulamentação	8
3.4.	Aspetos gerais da conceção estrutural e fundações	8
3.4.1.	Fundações	8
3.4.2.	Materiais	8
4.	AÇÕES E COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	9
4.1.	Ações consideradas	9
4.2.	Combinações de Ações:	10
5.	DESCRIÇÃO DO PROJETO.....	11
6.	LEGISLAÇÃO	12
7.	ASPECTOS CONSTRUTIVOS	13

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

1. INTRODUÇÃO

No presente documento, apresenta-se a Memória Descritiva e Justificativa referente ao Projeto de Estabilidade para um Pavilhão Industrial pretendido pelo cliente para a zona industrial do Tortosendo, conselho da Covilhã.

No projeto apresentam-se a descrição do projeto, cálculos justificativos e elementos estruturais.

2. MOVIMENTOS DE TERRAS

2.1. Descrição dos trabalhos de escavação e aterro

A geologia do terreno foi analisada in situ pelo projetista e foram cruzados dados geológicos de construções vizinhas.

Apenas será necessário fazer escavação das terras superficiais, aproximadamente 0,25 metros e posteriormente escavação de fundações.

Não se prevê que seja necessário qualquer tipo de aterros.

3. CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS

3.1. Introdução

Neste documento serão referidos os parâmetros que foram considerados na conceção da estrutura e fundações das normas vigentes para o dimensionamento de betão armado.

Na presente memória é considerado as ações e combinações. São também definidos os materiais utilizados e são apresentados os modelos de cálculo e documentação técnica utilizada.

3.2. Ações e combinações de ações

Para a análise estrutural e dimensionamento foram consideradas as ações permanente e variáveis.

As ações permanentes aplicadas na estrutura durante a sua vida útil, são o peso próprio da estrutura e materiais de revestimento.

Para as ações variáveis foram consideradas a sobrecarga de utilização, a ação da neve, ação do vento e o sismo.

3.3. Documentação técnica e regulamentação

Na análise estrutural efetuada e no dimensionamento dos elementos estruturais foram consideradas as regulamentações em vigor em Portugal, sobretudo o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), a Norma Portuguesa do Eurocódigo 0, Eurocódigo 1, Eurocódigo 2 e Eurocódigo 3.

Todos os cálculos realizados provem de métodos e regras que garantem a segurança no dimensionamento de elementos estruturais.

3.4. Aspectos gerais da conceção estrutural e fundações

3.4.1. Fundações

A conceção geral das fundações foi efetuada de modo a transmitir ao terreno uma tensão máxima de 250 KPa.

Para o cálculo das fundações foi introduzida uma carga distribuída com 10kN/m^2 sobre o lintel. Essa carga visa assegurar que o lintel se mantém estável durante a construção devido ao movimento das máquinas sobre as fundações na fase de construção.

3.4.2. Materiais

Os materiais utilizados para a elaboração do edifício são definidos em função do elemento, dos esforços e da sua exposição.

Para as madres de cobertura e fachada teremos perfil em z com classe de resistência de S355.

Todos os restantes aços estruturais são da classe S275 (Vigas, pilares, diagonais).

O aço de armadura ordinária do piso 1 é o aço A400 NR SD, e para as fundações será o aço A500 NR SD.

A chapa perfilada para a laje de betão é a chapa da marca Arceralia PL59/150.

O betão utilizado será de classe C25/30.

O recobrimento nas fundações é de 5,0 cm e nas lajes é de 2,5 cm.

4. AÇÕES E COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Nesta secção é realizada uma descrição das atuantes nas estrutura e as combinações de ações.

4.1. Ações consideradas

Para o edifício foram consideradas as ações permanentes e ações variáveis.

a) Ações permanentes

As ações permanentes, como o seu nome indica, são ações que atuam durante toda a vida na estrutura. Neste projeto como ações permanentes foi considerado o peso próprio da estrutura, o peso dos painéis de fachada e painéis de cobertura.

A cobertura é materializada através de painéis sandwich FTB PC 1000 com a espessura de 50 mm cujo o peso é de 15 kg/m².

A fachadas serão constituídas por painéis sandwich FTB PF 1000 com a espessura de 50 mm cujo o peso é de 14 kg/m².

b) Ações do variáveis

Como ações variáveis considera-se todas as solicitações que não tenso um carácter permanente podem ocorrer com intensidade variável durante o período de vida útil da estrutura.

As ações variáveis consideradas neste projeto foram as ações da sobrecarga, a ação da neve, do vento e do sismo.

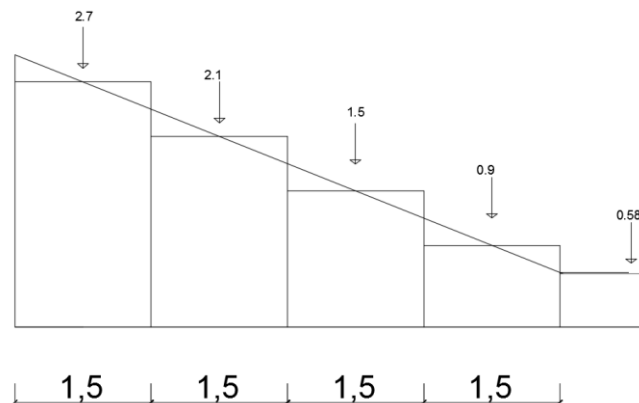
i. Sobrecarga

No caso da estrutura em causa consideraram-se duas sobrecargas distintas, uma para a cobertura (sobrecarga de manutenção) e outra para o piso 1 (sobrecarga de utilização). A sobrecarga de manutenção considerada tem o valor 0,4 kN/m², e a sobrecarga de utilização considerada tem o valor de 5 kN/m².

ii. Ação da neve

Uma vez que a cobertura contém uma platibanda em toda a volta e deverá ser contabilizada a possível acumulação da neve nessa zona.

Junto à platibanda são colocadas várias cargas espaçadas de 1,5 m, em 6 metros conforme ilustra a figura seguinte:



A restante cobertura foi-lhe atribuída o valor de 0,586 kN/m².

iii. Vento

O valor máximo que o vento terá na estrutura será de sucção, sendo o valor máximo igual para a cobertura e para as fachadas. O valor máximo calculado para a ação do vento foi de 0,999 kN/m², valor de sucção.

iv. Sismo

Devido às características da estrutura em estudo, estrutura relativamente baixa e flexível, prevê-se que o efeito da ação sísmica não seja significativo, no entanto foi tido em consideração.

Para o sismo foi considerado que a estrutura pertence à zona sísmica C, o tipo de solo considerado foi tipo II, solos coerentes muito duros, duros e de consistência média. O coeficiente de sismicidade relativo a zona C tem o valor de 0,5 e o coeficiente de amortecimento de 2%.

4.2. Combinações de Ações:

Após a definição das ações consideradas, foram definidas as combinações de ações regulamentares para verificar os Estados Limites de Utilização e para verificar os Estados Limites de Serviço.

Para a verificação aos E. L. de Serviço foram utilizadas as combinações frequentes de ações. Estas ações são as que a estrutura vai sofrer várias vezes ao longo da sua vida útil. A verificação é expressa pela seguinte equação:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Na verificação em E.L. Últimos a combinação de ações para situação de projeto persistente ou transitório é dada pela seguinte equação:

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

Para a verificação em E.L. Último a combinação de ações para o sismo é dada pela equação:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{EK} + \sum_{J=2}^N \Psi_{2J} S_{Qjk}$$

Para todas as combinações e dimensionamento do edifício considerou-se as seguintes normas:

- Betão: Eurocódigo 2;
- Aços: Eurocódigo 3;
- Madeira: Eurocódigo 5;
- Lajes mistas: Eurocódigo 4;
- Sismo: RSA.

5. DESCRIÇÃO DO PROJETO

O projeto é constituído por um pavilhão e um armazém ligados feitos em aço construídos à cota do terreno.

A estrutura é composta por sapatas e lintéis em betão armado, uma laje mista de aço e madeira, uma laje mista de aço e betão e os restantes elementos vigas, pilares, diagonais são constituídos por aço.

Para fundações optou-se por fundações diretas em betão armado, materializadas por sapatas isoladas centradas nos pilares

As dimensões serão conforme apresentado em quadro próprio, anexo à planta de fundações, nas peças desenhadas que fazem parte deste projeto.

A dimensão das vigas de fundação é também apresentada em quadro próprio, anexo à planta de fundações, nas peças desenhadas que fazem parte deste projeto.

Os pilares, vigas e diagonais do edifício serão em aço S275.

No piso que existe no armazém, será constituído por 4 lajes mistas aço betão com chapa perfilada, e o restante será misto de aço e madeira.

Todas as ligações feitas em fabrica serão soldadas, e todas as verificações realizadas em obra serão aparafusadas.

6. LEGISLAÇÃO

O presente projeto foi elaborado segundo as normas vigentes, nomeadamente:

RSA - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

EC0 - Base de projeto;

EC1 - Ações em estruturas:

EC2 - Projeto de Estruturas em Betão Armado;

EC3 - Projeto de Estruturas em Aço.

7. ASPECTOS CONSTRUTIVOS

Todos os aspetos construtivos são os definidos na regulamentação Portuguesa em vigor, nomeadamente Eurocódigo e RSA.

Em tudo o omissso no presente projeto seguir-se-ão as Normas Portuguesas relativas e específicas de cada matéria.

Covilhã, junho de 2017

O Eng. Civil;

(Eng. Mário Esteves)

Anexo II- Orçamento

ART.	DESIGNAÇÃO	UN.	QUANT.	P. UNIT.	TOTAL
	TOTAL GERAL				914 825,65 €
	Cap. I - Movimento de Terras				7 863,60 €
1.	Abertura de Fundações				
	Cap. II - Fundações e Estruturas				906 962,05 €
1.	Laje Piso Térreo				
2.	Betão e Armaduras				
3.	Estrutura Metálica				
4.	Madeiras				
5.	Cobertura e fachada				
	Cap. I - Movimento de Terras				
1.	Fundações				
1.1	Limpeza do terreno, remoção de 25cm de solo orgânico existente.	m ²	4500	0,70 €	3 150,00 €
1.2	Escavação em abertura de fundações gerais, sapatas, lajes e vigas de fundação,				
1.2.1	Solos semi rígidos	m ³	77,29	39,13 €	3 024,28 €
1.3	Colocação de cofragem	m ³	132,60	12,74 €	1 689,32 €
	Cap. II - Fundações e Estruturas				
1.	Laje Piso Térreo				
1.1	Laje terrir ventiladal, com aço A400 NR SD e uma espessura de 15cm.	m ²	3 470,00	33,59 €	116 557,30 €
2.	Betão e Armaduras				
2.1	Fornecimento e colocação de betão C12/15 incluindo vibração, aplicado em camadas de limpeza e/ou regularização de fundações com 0.10 m de espessura em diversos elementos de fundação.	m ³	7,73	139,18 €	1 075,69 €
2.2	Sapatas e Linteis				
2.2.1	Fornecimento e colocação de betão C25/30	m ³	100,94	100,94 €	10 188,88 €

2,2	Armaduras ordinárias A 500 NR SD para sapatas e linteis	kg	5 874,82	1,11 €	6 521,05 €
2.3.7	Lajes de betao com chapa colaborante com chapa, betao, aço A400	m ²	106,00	86,07 €	9 123,42 €
3.	Estrutura Metálica				
3.1	Aço utilizado na estrutura de classe S275, usado para pilares, treliça, vigas de piso e vigas cobertura armazem	kg	281 764,97	1,95 €	549 441,69 €
	Considera-se + 5% para chapas de ligação e parafusos	kg	14 088,25	1,95 €	27 472,08 €
3.2	Aço S355 utilizado nas madres para cobertura e fachadas	kg	766,59	2,72 €	2 085,12 €
					0,00 €
4.	Madeira				
4.1	Barrotes pinho (C18)	m ³	11,11	583,79 €	6 484,27 €
4.2	Soalho Pinho (C18)	m ²	330,00	29,94 €	9 880,20 €
5.	Paineis Sandwish				
5.1	Painel Sandwish para fachadas com 50 mm de espessura	m ²	1 406,00	52,50 €	73 815,00 €
5.2	Painel Sandwish para cobertura com 50 mm de espessura	m ²	3 527,20	26,74 €	94 317,33 €

Esta obra tem uma área de 3433,4 m², e sendo o custo de 915 964,87 €. O custo da obra por m² é aproximadamente 266,45€.

Anexo III- Cálculos Justificativos

Viga-Pilar Pórtico 1

Topo HE240B

Esforços		Ângulo
Axial	-30	2,67
	30	
Transverso	-30	
	30	

x+	31,36
x-	-31,36
y+	31,36
y-	-31,36

vz	75
	-75

Esforço de tração= 32,0

Esforço de corte= 81,3

Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γ_{m2}	As (mm ²)	M16 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
32,00	8 . 8	800	1,25	55,56	157	16	1	90,43	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}	
32,00	24	17	430	264,56	Ok

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γ_{m2}	α_v	As (mm ²)	M16 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
82,00	8 . 8	800	1,25	0,6	213,54	157	16	2	120,58	Ok

nº tot. de par. 4

Esforço de cada parafuso	Tração	8
	Corte	20,5

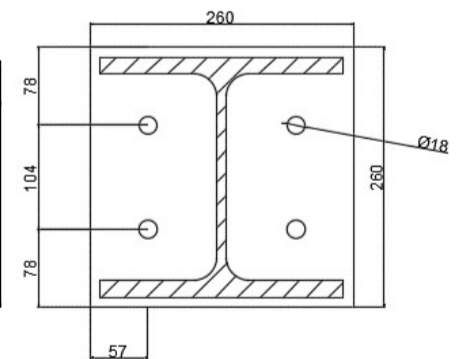
os parafusos são dispostos:

d0=	18
e1=e2=	27
p1=	45
p2=	48,6

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	1,44	αd
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	ab	1,68	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	16
e1=	78
e2=	57
p1=	104
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	7,17
			2,50
	parafusos interiores	k1	
			2,50

Parafusos de extremidade F_{b,Rd}= 233,92 Ok

Parafusos interiores F_{b,Rd}= 263,16 Ok

F_{v,Ed}/parafuso 20,50

Tração + Corte

Fv,Ed=	20,50
Fv,Rd=	60,20
Ft,Ed=	8,00
Ft,Rd=	90,20

0,40	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

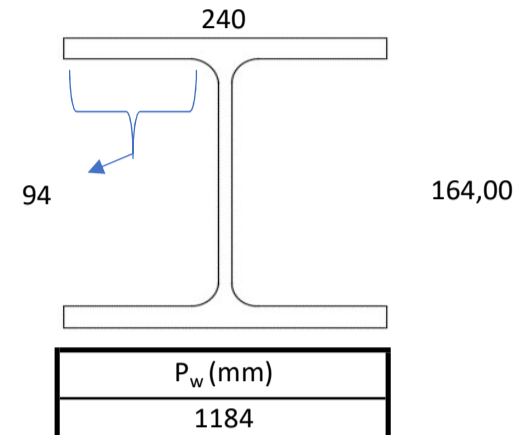
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
3,4	7,6

Fw,Ed	114,00
-------	--------

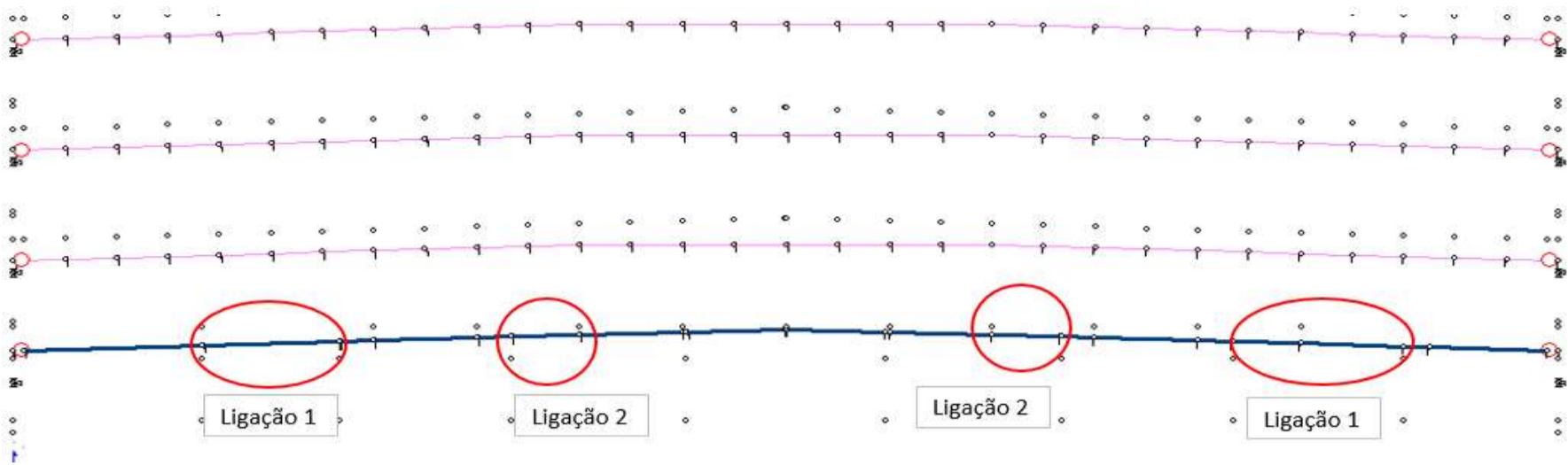
$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$	
f _{vw,d} =	233657,05
a=	5
A _w =	5920
F _{w,Rd} =	1383,25
	Ok



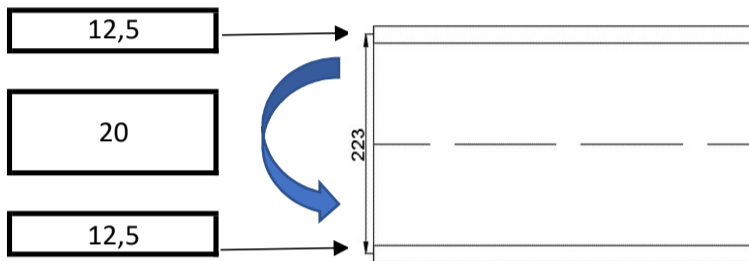
Viga-Viga Portico 1



1ª ligação HE240B

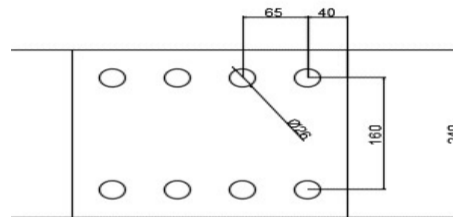
Esforços									
Axial		Transverso y		Transverso z		Momento z		Momento y	
-25	20	-14	8	21	-21	10	-20	60	-68

Ligação feita pelos banzos



Esforço axial máximo 102,19

Numero de Parafusos	M24 A _s (mm ²)	d(mm)
8	353	24



Parafuso mais esforçado é o superior esquerdo

$$\sum (x^2 + y^2) = 84882 \text{ mm}^2$$

f_x	68,85
f_y	80,73
F_{resul}	106,11

Banzo ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M24 (F _{v,Rd})	F _v ,Ed<F _v ,Rd
106,11	8 8	135,4	Ok

os parafusos são dispostos:

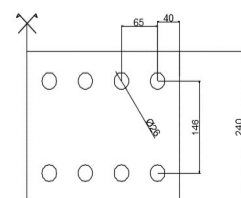
d0=	26
e1=e2=	39
p1=	65
p2=	70,2

Verificação ao esmagamento

fub	fu	Esp. Banzo	γ _{m2}
800	430	16	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	0,60	α _d
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	ab	0,58	α _d
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	24
e1=	40
e2=	47
p1=	65
p2=	146



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,36
			6,16
			2,50
	parafusos interiores	k1	6,16
			2,50

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	198,99	Ok
--------------------------	--------------	--------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	192,64	Ok
----------------------	--------------	--------	----

Chapa de ligação ao Corte

$F_{resul}/2$	Esp. Chapa
53,05	7

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	87,06	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	192,64	Ok
----------------------	--------------	--------	----

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M12 (Fv,Rd)	Fv,Ed < Fv,Rd
14,00	8 8	32,4	Ok

Numero de parafusos	2	M12 A _s (mm ²)
---------------------	---	---------------------------------------

os parafusos são dispostos:

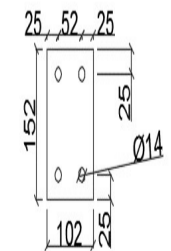
d0=	13
e1=e2=	19,5
p1=	32,5
p2=	35,1

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γm2
800	430	9,5	1,25

Direção transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	0,64	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	ab	2,37	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	12
e1=	25
e2=	25
p1=	102
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,68
			2,50
			parafusos interiores

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	62,85	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	98,04	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

Fresul/2	Esp. Chapa
7,00	6

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	39,69	Ok
--------------------------	--------	-------	----

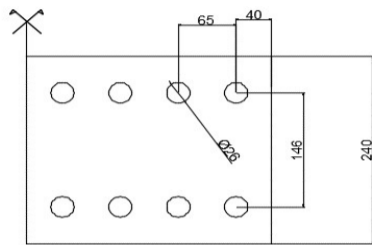
Parafusos interiores	Fb,Rd=	98,04	Ok
----------------------	--------	-------	----

Verificação à rotura das chapas ou banzo

Rotura em bloco da chapa superior

N_{ed} =	51,09
------------	-------

a força axial no banzo é de 203, mas metade vai pela chapa de cima do banzo e metade pela chapa debaixo do banzo



Esp. Chapa=	7
d_0 =	26
d_{corte} =	144
$d_{tração}$ =	120
A_{chapa} =	1540

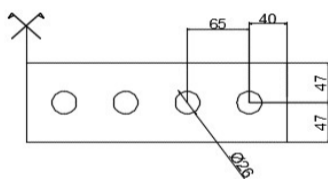
A_{nt}	A_{nv}
840	2016

$Ve_{ff,1,Rd}$ =	609,04	$\geq F_{res.} * n^{\circ}_{paraf.}$	51,09	Ok
------------------	--------	--------------------------------------	-------	----

$N_{u,Rd}$ =	364,09	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Rotura em bloco da chapa inferior banzo

N_{ed} =	25,55
------------	-------



Esp. Chapa=	7
d_0 =	26
d_{corte} =	144
$d_{tração}$ =	34
A_{chapa} =	602

A_{nt}	A_{nv}
238	1008

$Ve_{ff,1,Rd}$ =	241,91	$\geq F_{res.} * n^{\circ}_{paraf.}$	25,55	Ok
------------------	--------	--------------------------------------	-------	----

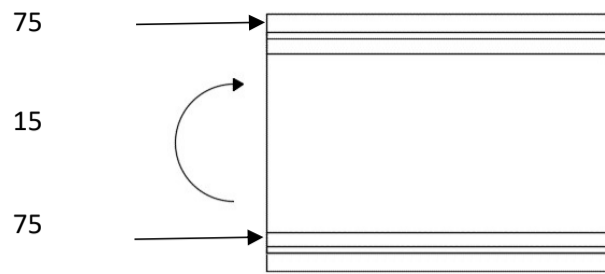
$N_{u,Rd}$ =	130,03	$> N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

2ª ligação

HE240B

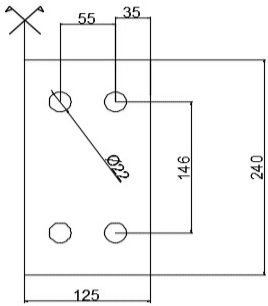
Esforços									
Axial		Transverso y		Transverso z		Momento z		Momento y	
-90	150	-12	12	-2	2	7	-15	25	-25

Ligação feita pelos banzos



Esforço axial máximo	78,35
----------------------	-------

Numero de Parafusos	M20 A _s (mm ²)	d(mm)
4	245	20



Parafuso mais esforçado é o da esquerda

$$\sum (x^2 + y^2) = 23341 \text{ mm}^2$$

f_x	63,50
f_y	10,96
F_{resul}	64,44

Banzo ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M20 ($F_{v,Rd}$)	$F_v, Ed < F_v, Rd$
64,44	8 8	94	Ok

os parafusos são dispostos:

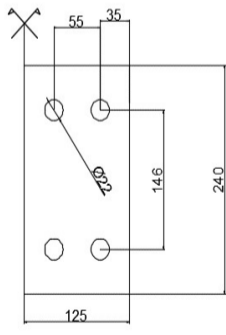
d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao Corte

f_{ub}	f_u	Esp. Banzo	γ_{m2}
800	430	16	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	0,71	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	ab	0,58	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	20
e1=	35
e2=	47
p1=	55
p2=	146



Direção de perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	4,28
			7,59
			2,50
	parafusos interiores	k1	7,59
			2,50

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	195,98	Ok
--------------------------	--------------	--------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	160,53	Ok
----------------------	--------------	--------	----

Chapa de ligação ao Corte

$F_{\text{resul}}/2$	Esp. Chapa
32,22	6

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	73,49	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	60,20	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M12 (Fv,Rd)	Fv,Ed < Fv,Rd
12,00	8 8	32,4	Ok

Numero de parafusos	2	M12 A _s (mm ²)
---------------------	---	---------------------------------------

os parafusos são dispostos:

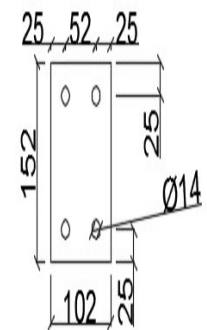
d0=	13
e1=e2=	19,5
p1=	32,5
p2=	35,1

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γm2
800	430	9,5	1,25

Direção transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,64	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	αb	2,37	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	12
e1=	25
e2=	25
p1=	102
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,68
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50
			2,50

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	62,85	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	98,04	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

Fresul/2	Esp. Chapa
6,00	6

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	39,69	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

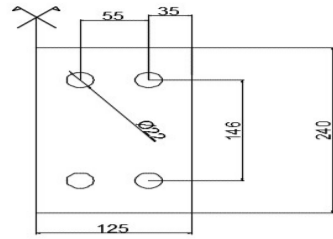
Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	98,04	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Verificação à rotura das chapas ou banzo

Rotura em bloco da chapa superior

$N_{ed} =$	39,17
------------	-------

a força axial no banzo é de 203, mas metade vai pela chapa de cima do banzo e metade pela chapa debaixo do banzo



Esp. Chapa=	6
$d_0 =$	22
$d_{corte} =$	57
$d_{tração} =$	124
$A_{chapa} =$	1320

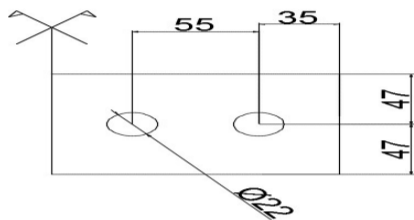
A_{nt}	A_{nv}
744	684

$V_{eff,1,Rd} =$	364,54	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	39,17	Ok
------------------	--------	--	-------	----

$N_{u,Rd} =$	326,94	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Rotura em bloco da chapa inferior banzo

$N_{ed} =$	19,59
------------	-------



Esp. Chapa=	6
$d_0 =$	22
$d_{corte} =$	57
$d_{tração} =$	36
$A_{chapa} =$	516

A_{nt}	A_{nv}
216	342

$V_{eff,1,Rd} =$	128,60	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	19,59	Ok
------------------	--------	--	-------	----

$N_{u,Rd} =$	118,89	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Viga pilar - Pórtico 2 a 10

Corda superior HE220B

Esforços		Ângulo
Axial	-610	2,67
	1230	
Transverso	-15	
	15	

x+	1229,36
x-	-610,04
y+	72,28
y-	-43,40

vz	65
	-65

Esforço de tração= 1230,0

Esforço de corte= 97,2

Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γ_{m2}	As (mm ²)	M24 A _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
1230,00	8 . 8	800	1,25	2135,42	353	24	7	1423,296	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}	
175,71	36	16	430	373,49	Ok

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γ_{m2}	α_v	As (mm ²)	M24 As(mm2)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
98,00	8 . 8	800	1,25	0,6	255,21	353	24	1	135,55	Ok

nº tot. de par. 8

Esforço de cada parafuso	Tração	153,75
	Corte	12,25

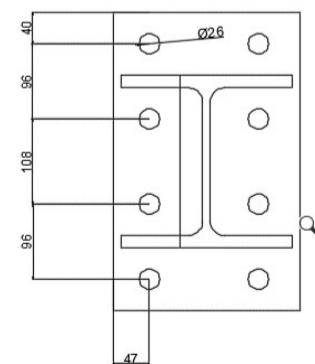
os parafusos são dispostos:

d0=	26
e1=e2=	39
p1=	65
p2=	70,2

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	0,51	α_d
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	ab	0,98	α_d
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	24
e1=	40
e2=	47
p1=	96
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,36
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50

Parafusos de extremidade F_{b,Rd}= 169,35 Ok

Parafusos interiores F_{b,Rd}= 350,88 Ok

F_{v,Ed}/parafuso 12,25

Tração + Corte

Fv,Ed=	12,25
Fv,Rd=	135,40
Ft,Ed=	153,75
Ft,Rd=	203,00

0,63	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

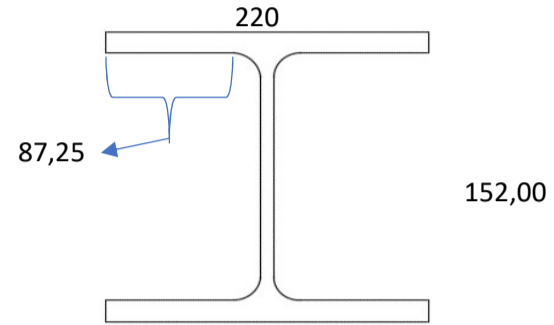
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
3,2	7,6

Fw,Ed	1328,00
-------	---------

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	7,5
A _w =	9487,5
F _{w,Rd} =	2216,82
	Ok



P _w (mm)
1265

Corda inferior HE220B

Esforços		Ângulo
Axial	-1062	2,67
	550	
Transverso	-10	
	10	

x+	549,87
x-	-1061,31
y+	35,61
y-	-59,46

vz	1
	1

Esforço de tração=	550,0
--------------------	-------

Esforço de corte=	59,5
-------------------	------

Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γ _{m2}	As (mm ²)	M20 As _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
550,00	8 . 8	800	1,25	954,86	245	20	4	564,48	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}	Ok
137,50	30	16	430	311,24	

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γ _{m2}	α _v	As (mm ²)	M20 As _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
60,00	8 . 8	800	1,25	0,6	156,25	245	20	1	94,08	Ok

nº tot. de par.	6
-----------------	---

Esforço de cada parafuso	Tração	91,67
	Corte	10

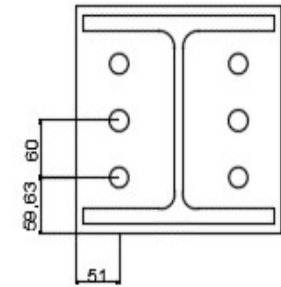
os parafusos são dispostos:

d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,89	αd
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	αb	0,66	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	20
e1=	59
e2=	51
p1=	60
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	4,79
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	246,01	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F _{v,Ed} /parafuso	10,00
-----------------------------	-------

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	199,52	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

Tração + Corte

F _{v,Ed} =	10,00
F _{v,Rd} =	94,00
F _{t,Ed} =	91,67
F _{t,Rd} =	141,00

0,57	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

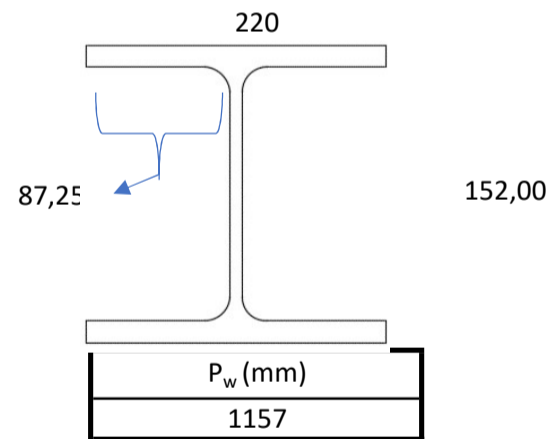
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
3,2	7,6

F _{w,Ed}	1122,00
-------------------	---------

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	7,5
A _w =	8677,5
F _{w,Rd} =	2027,56
	Ok



Diagonal HE1400B

Esforços		Ângulo
Axial	-472	2,67
	200	
Transverso	-10	
	10	

x+	200,25
x-	-471,95
y+	19,31
y-	-31,98

vz	0
	0

Esforço de tração=	201,0
--------------------	-------

Esforço de corte=	19,3
-------------------	------

Resistência à tração

F _{t,Ed}	Par.	f _{ub}	γ _{M2}	A _s (mm ²)	M20 A _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	F _{t,Rd}	F _{t,Ed} < F _{t,Rd}
201,00	8 . 8	800	1,25	348,96	245	20	2	282,24	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}	
100,50	30	16	430	311,24	Ok

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γ _{m2}	α _v	As (mm ²)	M20 As(mm2)	d (mm)	nº parafu.	F _{v,Rd}	F _{v,Ed} <F _{v,Rd}
20,00	8 8	800	1,25	0,6	52,08	245	20	1	94,08	Ok

nº tot. de par.	4
-----------------	---

Esforço de cada parafuso	Tração	50,25
	Corte	5

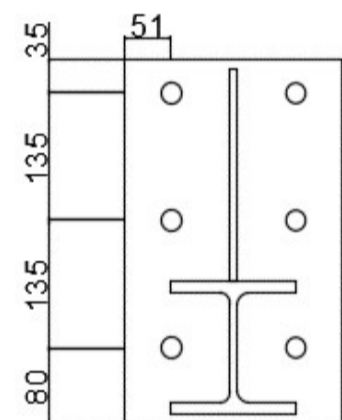
os parafusos são dispostos:

d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	α _b	1,21	α _d
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	α _b	1,80	α _d
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	20
e1=	80
e2=	51
p1=	135
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	4,79
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	275,20	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F _{v,Ed} /parafuso	5,00
-----------------------------	------

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	302,72	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

Tração + Corte

F _{v,Ed} =	5,00
F _{v,Rd} =	94,00
F _{t,Ed} =	50,25
F _{t,Rd} =	141,00

0,31	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

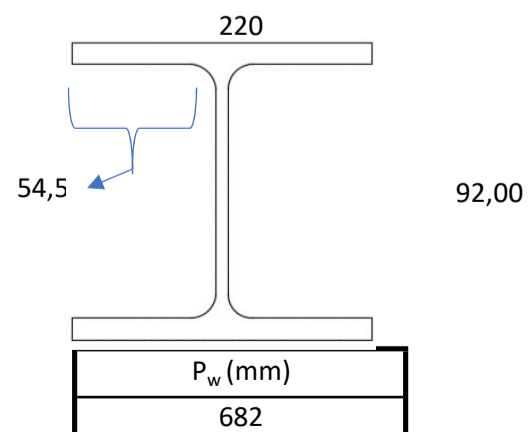
Espessura da Solda	
>0,2*t _{max}	<0,8*t _{min}
2,4	5,6

F _{w,Ed}	492,00
-------------------	--------

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	5
A _w =	3410
F _{w,Rd} =	796,77
	Ok



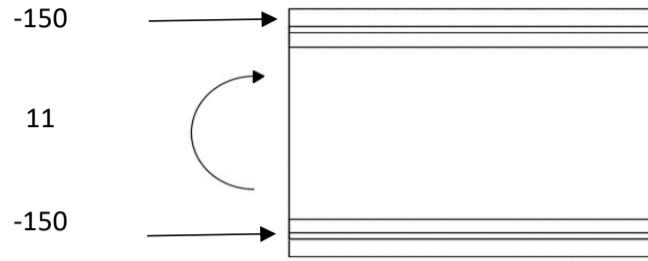
Viga-Viga Pórtico 2 a 10 - 1ª ligação

Corda Superior

HE220B

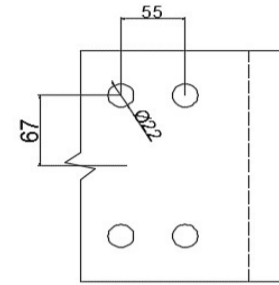
Esforços									
Axial		Transverso y		Transverso z		Momento z		Momento y	
-300	150	-16	16	5	-5	11	-6	7	-7

Ligação feita pelos banzos



Esforço axial máximo 203,92

Numero de Parafusos	M20 A _s (mm ²)	d(mm)
4	245	20



Parafuso mais esforçado é o superior esquerdo

$$\sum (x^2 + y^2) = 20981 \text{ mm}^2$$

f _x	76,00
f _y	10,42
F _{resul}	76,71

resultante ao corte com o momento em y

Banzo ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M20 (F _{v,Rd})	F _{v,Ed} <F _{v,Rd}
76,71	8 8	94	Ok

os parafusos são dispostos:

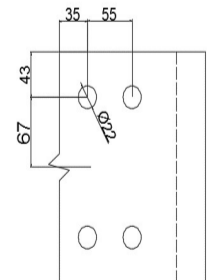
d0=	22
e1=e2=	35
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γ _{m2}
800	275	16	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	α _b	0,65	α _d
			2,91	
			1,00	
	parafusos interiores	α _b	0,58	α _d
			2,91	
			1,0	

Valores reais	
d=	20
e1=	35
e2=	43
p1=	55
p2=	134



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,77
			6,83
			2,50
	parafusos interiores	k1	6,83
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	114,67	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	102,67	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

Chapa de ligação ao Corte

$F_{resul}/2$	Esp. Chapa
38,36	6

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	43,00	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	102,67	Ok
----------------------	--------------	--------	----

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M12 (F_v, R_d)	$F_v, E_d < F_v, R_d$
16,00	8 8	32,4	Ok

Numero de parafusos	2	M12 A_s (mm ²)
---------------------	---	------------------------------

os parafusos são dispostos:

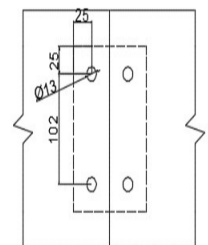
d0=	11
e1=e2=	16,5
p1=	27,5
p2=	29,7

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γ_m
800	430	9,5	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	0,76	α_d
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	ab	2,84	α_d
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	10
e1=	25
e2=	25
p1=	102
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	4,66
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50
			2,50

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	61,89	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	81,70	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

$F_{resul}/2$	Esp. Chapa
8,00	6

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	39,09	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

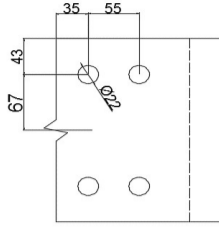
Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	81,70	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Verificação à rotura das chapas ou banzo

Rotura em bloco da chapa superior

$N_{ed} = 101,96$

a força axial no banzo é de 203, mas metade vai pela chapa de cima do banzo e metade pela chapa debaixo do banzo



Esp. Chapa=	6
d_0 =	22
d_{corte} =	57
$d_{tração}$ =	112
A_{chapa} =	1320

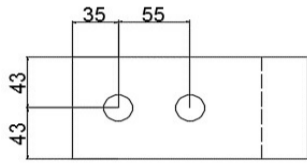
A_{nt}	A_{nv}
672	684

$V_{eff,1,Rd}$	256,44	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	101,96	Ok
----------------	--------	--	--------	----

$N_{u,Rd}$	326,94	$< N_{ed}$	Ok
------------	--------	------------	----

Rotura em bloco da chapa inferior banzo

$N_{ed} = 50,98$



Esp. Chapa=	6
d_0 =	22
d_{corte} =	57
$d_{tração}$ =	32
A_{chapa} =	516

A_{nt}	A_{nv}
192	342

$V_{eff,1,Rd}$	96,54	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	50,98	Ok
----------------	-------	--	-------	----

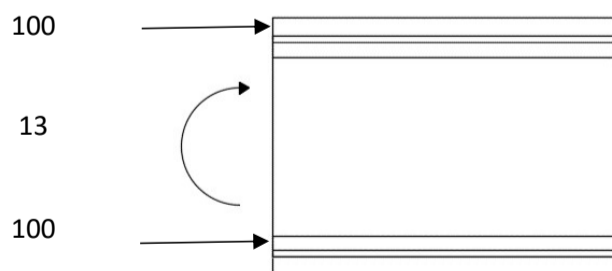
$N_{u,Rd}$	118,89	$< N_{ed}$	Ok
------------	--------	------------	----

Corda inferior

HE220B

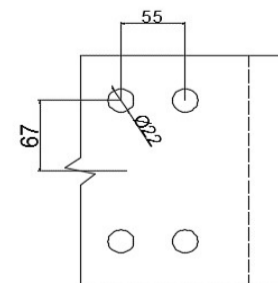
Esforços									
Axial		Transverso y		Transverso z		Momento z		Momento y	
-150	200	-12	12	-2	2	13	-7	6	-6

Ligação feita pelos banzos



Esforço axial máximo 163,73

Numero de Parafusos	M20 A_s (mm ²)	d (mm)
4	245	20



Parafuso mais esforçado é o da esquerda

$$\sum (x^2 + y^2) = 20981 \text{ mm}^2$$

f_x	52,66
f_y	6,74
F_{resul}	53,09

Banzo ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M20 (F _{v,Rd})	F _{v,Ed} <F _{v,Rd}
53,09	8 8	94	Ok

os parafusos são dispostos:

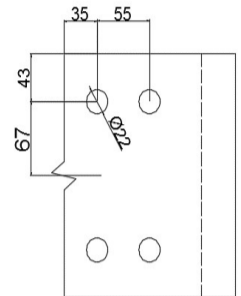
d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γm2
800	430	16	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,65	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	αb	0,58	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	20
e1=	35
e2=	43
p1=	55
p2=	134



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,77
			6,83
			2,50
	parafusos interiores	k1	6,83
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	179,30	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	160,53	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

Chapa de ligação ao Corte

F _{resul} /2	Esp. Chapa
26,54	6

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	67,24	Ok
--------------------------	---------------------	-------	----

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	60,20	Ok
----------------------	---------------------	-------	----

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M12 (F _{v,Rd})	F _{v,Ed} <F _{v,Rd}
12,00	8 8	32,4	Ok

Numero de parafusos	2	M12 A _s (mm ²)
---------------------	---	---------------------------------------

os parafusos são dispostos:

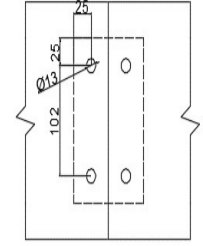
d0=	13
e1=e2=	19,5
p1=	32,5
p2=	35,1

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γ_{m2}
800	430	9,5	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,64	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	αb	2,37	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	12
e1=	25
e2=	25
p1=	102
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,68
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50
			2,50

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	62,85	Ok
--------------------------	--------	-------	----

Parafusos interiores	Fb,Rd=	98,04	Ok
----------------------	--------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

Fresul/2	Esp. Chapa
6,00	6

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	39,69	Ok
--------------------------	--------	-------	----

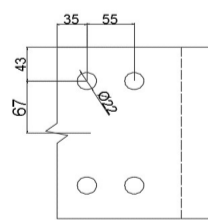
Parafusos interiores	Fb,Rd=	98,04	Ok
----------------------	--------	-------	----

Verificação à rotura das chapas ou banzo

Rotura em bloco da chapa superior

N_{ed}	81,86
----------	-------

a força axial no banzo é de 203, mas metade vai pela chapa de cima do banzo e metade pela chapa de baixo do banzo



Esp. Chapa=	6
d_0 =	22
d_{corte} =	57
$d_{tração}$ =	121
A_{chapa} =	1320

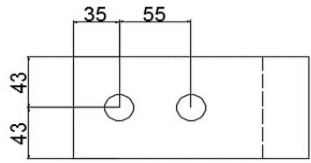
A_{nt}	A_{nv}
726	684

$V_{eff,1,Rd}$	358,34	$\geq F_{res.} \cdot n_{paraf.}$	81,86	Ok
----------------	--------	----------------------------------	-------	----

$N_{u,Rd}$	326,94	$< N_{ed}$	Ok
------------	--------	------------	----

Rotura em bloco da chapa inferior banzo

$N_{ed} =$	40,93
------------	-------



Esp. Chapa =	6
$d_0 =$	22
$d_{corte} =$	57
$d_{tração} =$	32
$A_{chapa} =$	516

A_{nt}	A_{nv}
192	342

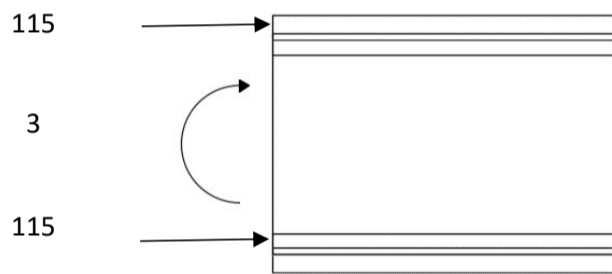
$V_{eff,1,Rd} =$	120,35	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	40,93	Ok
------------------	--------	--	-------	----

$N_{u,Rd} =$	118,89	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Diagonal HE140B

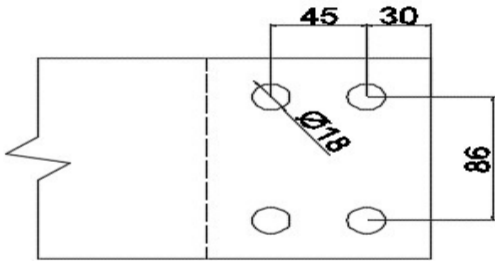
Esforços									
Axial		Transverso y		Transverso z		Momento z		Momento y	
-230	110	-5	5	-1	1	3	-2	1	-1

Ligação feita pelos banzos



Esforço axial máximo	138,44
----------------------	--------

Numero de Parafusos	M16 A_s (mm ²)	d (mm)
4	157	16



Parafuso mais esforçado é o da esquerda

$$\sum (x^2 + y^2) = 9421 \text{ mm}^2$$

f_x	38,96
f_y	6,09
F_{resul}	39,43

Banzo ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M16 ($F_{v,Rd}$)	$F_v, Ed < F_v, Rd$
39,43	8 8	60,2	Ok

os parafusos são dispostos:

$d_0 =$	18
$e_1 = e_2 =$	27
$p_1 =$	45
$p_2 =$	48,6

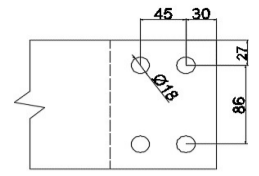
Verificação ao Corte

f_{ub}	f_u	Esp. Banzo	γ_{m2}
800	430	16	1,25

Dimensionamento de um Pavilhão Metálico

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	0,50	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	ab	0,58	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	16
e1=	30
e2=	27
p1=	45
p2=	86



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	2,50
			4,99
			2,50
	parafusos interiores	k1	4,99
			2,50

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	110,08	Ok
--------------------------	--------------	--------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	128,43	Ok
----------------------	--------------	--------	----

Chapa de ligação ao Corte

$F_{resul}/2$	Esp. Chapa
19,72	5

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	34,40	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	40,13	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M12 (Fv,Rd)	Fv,Ed < Fv,Rd
5,00	8 8	32,4	Ok

Numero de parafusos	2	M12 A _s (mm ²)
---------------------	---	---------------------------------------

os parafusos são dispostos:

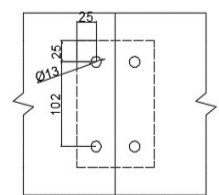
d0=	13
e1=e2=	19,5
p1=	32,5
p2=	35,1

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γ_{m2}
800	430	9,5	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	0,64	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	ab	0,83	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	12
e1=	25
e2=	25
p1=	42
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,68
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	62,85	Ok
--------------------------	--------	-------	----

Parafusos interiores	Fb,Rd=	81,07	Ok
----------------------	--------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

Fresul/2	Esp. Chapa
2,50	5

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	33,08	Ok
--------------------------	--------	-------	----

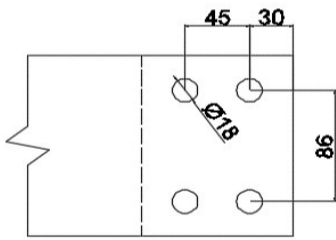
Parafusos interiores	Fb,Rd=	81,07	Ok
----------------------	--------	-------	----

Verificação à rotura das chapas ou banzo

Rotura em bloco da chapa superior

N_{ed} =	69,22
------------	-------

a força axial no banzo é de 203, mas metade vai pela chapa de cima do banzo e metade pela chapa de baixo do banzo



Esp. Chapa=	5
d_0 =	18
d_{corte} =	48
$d_{tração}$ =	68
A_{chapa} =	700

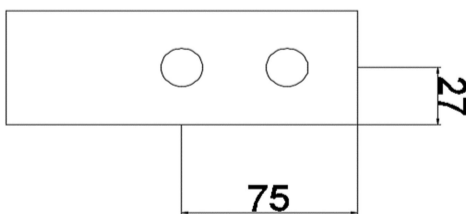
A_{nt}	A_{nv}
340	480

$V_{eff,1,Rd}$ =	193,17	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	69,22	Ok
------------------	--------	--	-------	----

$N_{u,Rd}$ =	160,99	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Rotura em bloco da chapa inferior banzo

N_{ed} =	34,61
------------	-------



Esp. Chapa=	5
d_0 =	18
d_{corte} =	48
$d_{tração}$ =	18
A_{chapa} =	270

A_{nt}	A_{nv}
90	240

$V_{eff,1,Rd}$ =	69,07	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	34,61	Ok
------------------	-------	--	-------	----

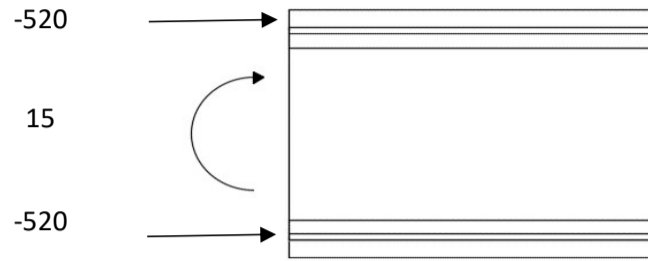
$N_{u,Rd}$ =	55,73	$< N_{ed}$	Ok
--------------	-------	------------	----

Viga-Viga Pórtico 2 a 10 - 1ª ligação

Corda superior HE220B

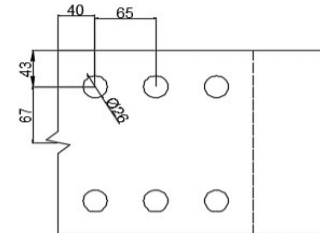
Esforços									
Axial		Transverso y		Transverso z		Momento z		Momento y	
-1040	500	-10	10	2	-2	15	-10	10	-10

Ligação feita pelos banzos



Esforço axial máximo 593,53

Numero de Parafusos	M24 A _s (mm ²)	d(mm)
6	353	24



Parafuso mais esforçado é o superior esquerdo devido ao momento y

$$\sum (x^2 + y^2) = 43834 \text{ mm}^2$$

f _x	114,89
f _y	15,16
F _{resul}	115,89

Banzo ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M24 (F _{v,Rd})	F _{v,Ed} <F _{v,Rd}
115,89	8 . 8	135,4	Ok

os parafusos são dispostos:

d0=	26
e1=e2=	39
p1=	65
p2=	70,2

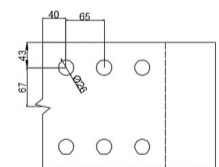
Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γ _{m2}
800	430	16	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,55	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	αb	0,58	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais

d=	24
e1=	40
e2=	43
p1=	65
p2=	134



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	2,93
			5,52
			2,50
	parafusos interiores	k1	5,52
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	182,06	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	192,64	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

Chapa de ligação ao Corte

F_{resul}	Esp. Chapa
57,94	9

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	102,41	Ok
--------------------------	--------------	--------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	108,36	Ok
----------------------	--------------	--------	----

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M12 (Fv,Rd)	$F_v, Ed < F_v, Rd$
10,00	8 8	32,4	Ok

Numero de parafusos	2	M12 A _s (mm ²)
---------------------	---	---------------------------------------

os parafusos são dispostos:

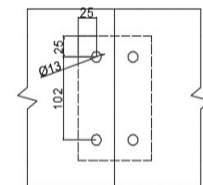
d0=	13
e1=e2=	19,5
p1=	32,5
p2=	35,1

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γ_{m2}
800	430	9,5	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	α_b	0,64	α_d
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	α_b	2,37	α_d
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	11
e1=	25
e2=	25
p1=	102
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,68
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50
			2,50

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	57,61	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	89,87	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

Fresul/2	Esp. Chapa
5,00	9

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	54,58	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

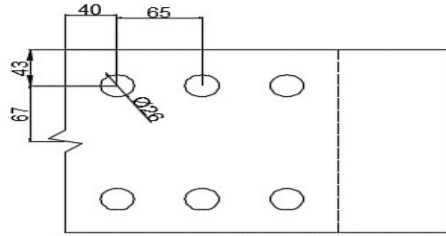
Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	89,87	Ok
----------------------	--------------	-------	----

Verificação à rotura das chapas ou banzo

Rotura em bloco da chapa superior

$N_{ed} = 296,76$

a força axial no banzo é de 203, mas metade vai pela chapa de cima do banzo e metade pela chapa debaixo do banzo



Esp. Chapa=	9
$d_0 =$	26
$d_{corte} =$	105
$d_{tração} =$	1108
$A_{chapa} =$	1980

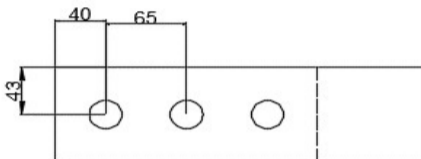
A_{nt}	A_{nv}
9972	1890

$Ve_{ff,1,Rd} =$	3730,45	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	296,76	Ok
------------------	---------	--	--------	----

$N_{u,Rd} =$	468,12	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Rotura em bloco da chapa inferior banzo

$N_{ed} = 148,38$



Esp. Chapa=	9
$d_0 =$	26
$d_{corte} =$	105
$d_{tração} =$	30
$A_{chapa} =$	774

A_{nt}	A_{nv}
270	945

$Ve_{ff,1,Rd} =$	242,92	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	148,38	Ok
------------------	--------	--	--------	----

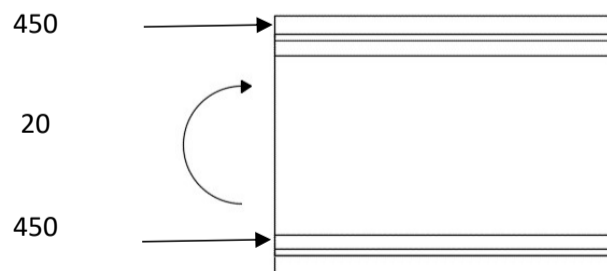
$N_{u,Rd} =$	167,18	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Corda inferior

HE220B

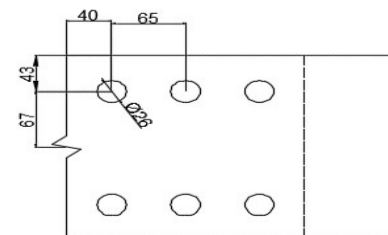
Esforços									
Axial		Transverso y		Transverso z		Momento z		Momento y	
-450	900	-5	5	-1	1	20	-10	10	-10

Ligação feita pelos banzos



Esforço axial máximo = 548,04

Numero de Parafusos	M24 A_s (mm ²)	d(mm)
6	353	24



Parafuso mais esforçado é o da esquerda

$$\sum (x^2 + y^2) = 43834 \text{ mm}^2$$

f_x	100,69
f_y	2,92
F_{resul}	100,74

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M24 (F _{v,Rd})	F _{v,Ed} <F _{v,Rd}
100,74	8 8	135,4	Ok

os parafusos são dispostos:

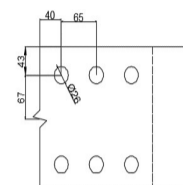
d0=	26
e1=e2=	39
p1=	65
p2=	70,2

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γm2
800	430	16	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,55	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	αb	0,58	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	24
e1=	40
e2=	43
p1=	65
p2=	134



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	2,93
			5,52
			2,50
	parafusos interiores	k1	5,52
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	182,06	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	192,64	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

Chapa de ligação ao Corte

F _{resul} /2	Esp. Chapa
50,37	9

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	102,41	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	108,36	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M12 (F _{v,Rd})	F _{v,Ed} <F _{v,Rd}
5,00	8 8	32,4	Ok

Numero de parafusos	2	M12 A _s (mm ²)
---------------------	---	---------------------------------------

os parafusos são dispostos:

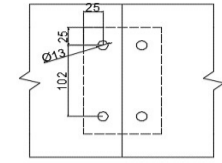
d0=	13
e1=e2=	19,5
p1=	32,5
p2=	35,1

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γ_{m2}
800	430	9,5	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	α_b	0,64	α_d
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	α_b	2,37	α_d
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	12
e1=	25
e2=	25
p1=	102
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,68
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50
			2,50

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	62,85	Ok
--------------------------	--------	-------	----

Parafusos interiores	Fb,Rd=	98,04	Ok
----------------------	--------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

Fresul/2	Esp. Chapa
2,50	5

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	33,08	Ok
--------------------------	--------	-------	----

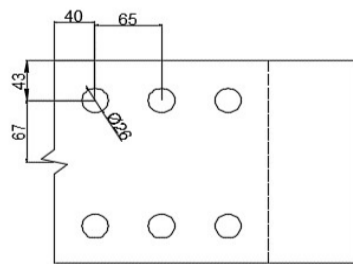
Parafusos interiores	Fb,Rd=	98,04	Ok
----------------------	--------	-------	----

Verificação à rotura das chapas ou banzo

Rotura em bloco da chapa superior

N_{ed} =	274,02
------------	--------

a força axial no banzo é de 203, mas metade vai pela chapa de cima do banzo e metade pela chapa debaixo do banzo



Esp. Chapa=	9
d_0 =	26
d_{corte} =	105
$d_{tração}$ =	108
A_{chapa} =	1980

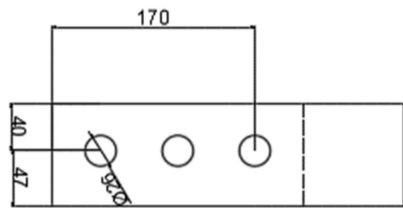
A_{nt}	A_{nv}
972	1890

$V_{eff,1,Rd}$ =	634,45	$\geq F_{res.} \cdot n_{paraf.}$	274,02	Ok
------------------	--------	----------------------------------	--------	----

$N_{u,Rd}$ =	468,12	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Rotura em bloco da chapa inferior banzo

$N_{ed} =$	137,01
------------	--------



Esp. Chapa =	9
$d_0 =$	26
$d_{corte} =$	105
$d_{tração} =$	27
$A_{chapa} =$	774

A_{nt}	A_{nv}
243	945

$V_{eff,1,Rd} =$	233,63	$\geq F_{res.} \cdot n_{paraf.}$	137,01	Ok
------------------	--------	----------------------------------	--------	----

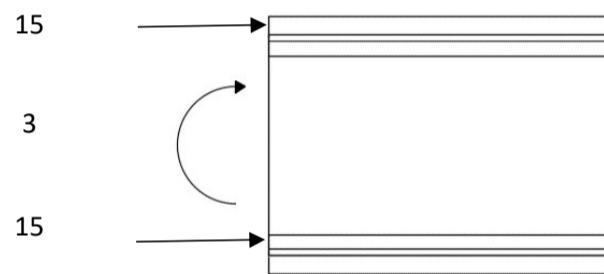
$N_{u,Rd} =$	167,18	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Diagonal

HE140B

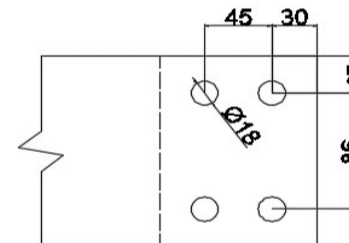
Esforços									
Axial		Transverso y		Transverso z		Momento z		Momento y	
-30	20	-1	1	-1	1	3	-2	2	-2

Ligação feita pelos banzos



Esforço axial máximo	38,44
----------------------	-------

Numero de Parafusos	M16 A_s (mm ²)	d (mm)
4	157	16



Parafuso mais esforçado é o da esquerda

$$\sum (x^2 + y^2) = 9421 \text{ mm}^2$$

f_x	18,31
f_y	6,34
F_{resul}	19,38

Banzo ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M16 ($F_{v,Rd}$)	$F_v, Ed < F_v, Rd$
19,38	8 8	60,2	Ok

os parafusos são dispostos:

$d_0 =$	18
$e_1 = e_2 =$	27
$p_1 =$	45
$p_2 =$	48,6

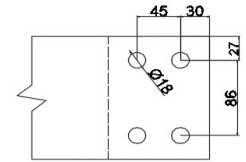
Verificação ao Corte

f_{ub}	f_u	Esp. Banzo	γ_{m2}
800	275	16	1,25

Dimensionamento de um Pavilhão Metálico

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,50	αd
			2,91	
			1,00	
	parafusos interiores	αb	0,58	αd
			2,91	
			1,0	

Valores reais	
d=	16
e1=	30
e2=	27
p1=	45
p2=	86



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	2,50
			4,99
			2,50
	parafusos interiores	k1	4,99
			2,50

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd}$	70,40	Ok
--------------------------	------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd}$	82,13	Ok
----------------------	------------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

$F_{resul}/2$	Esp. Chapa
9,69	5

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd}$	22,00	Ok
--------------------------	------------	-------	----

Parafusos interiores	$F_{b,Rd}$	25,67	Ok
----------------------	------------	-------	----

Alma ao Corte

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	M12 (Fv,Rd)	Fv,Ed < Fv,Rd
1,00	8 . 8	32,4	Ok

Numero de parafusos	2	M12 A_s (mm ²)
---------------------	---	------------------------------

os parafusos são dispostos:

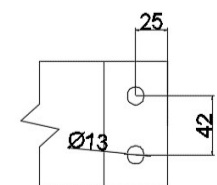
d0=	13
e1=e2=	19,5
p1=	32,5
p2=	35,1

Verificação ao Corte

fub	fu	Esp. Banzo	γ_m
800	430	9,5	1,25

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,60	αd
			1,86	
			1,00	
	parafusos interiores	αb	0,93	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	12
e1=	25
e2=	23,47
p1=	46
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	3,36
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	59,00	Ok
--------------------------	--------	-------	----

Parafusos interiores	Fb,Rd=	91,13	Ok
----------------------	--------	-------	----

Chapa de ligação ao Corte

Fresul/2	Esp. Chapa
0,50	5

Verificação ao Corte

Parafusos de extremidade	Fb,Rd=	31,05	Ok
--------------------------	--------	-------	----

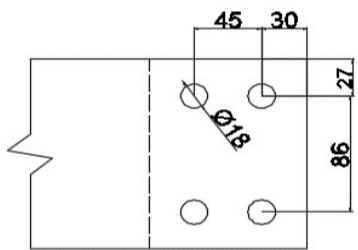
Parafusos interiores	Fb,Rd=	91,13	Ok
----------------------	--------	-------	----

Verificação à rotura das chapas ou banzo

Rotura em bloco da chapa superior

N_{ed} =	19,22
------------	-------

a força axial no banzo é de 203, mas metade vai pela chapa de cima do banzo e metade pela chapa debaixo do banzo



Esp. Chapa=	5
d_0 =	18
d_{corte} =	48
$d_{tração}$ =	68
A_{chapa} =	700

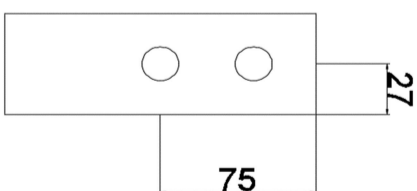
A_{nt}	A_{nv}
340	480

$V_{eff,1,Rd}$ =	151,01	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	19,22	Ok
------------------	--------	--	-------	----

$N_{u,Rd}$ =	160,99	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Rotura em bloco da chapa inferior banzo

N_{ed} =	9,61
------------	------



Esp. Chapa=	5
d_0 =	18
d_{corte} =	48
$d_{tração}$ =	18
A_{chapa} =	270

A_{nt}	A_{nv}
90	240

$V_{eff,1,Rd}$ =	57,91	$\geq F_{res.} \cdot n^{\circ}_{paraf.}$	9,61	Ok
------------------	-------	--	------	----

$N_{u,Rd}$ =	55,73	$< N_{ed}$	Ok
--------------	-------	------------	----

Soldas Montante e Diagonal treliça

Montante HE140B

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
200	-90	35	-35	16	-16

Esforço axial Máximo é o momento 214,29

F _{w,Ed}	f _u	γ _{m2}
214,29	275	1,25

Momento / a altura da peça da a carga neste lado da peça e o resultado ve-se se a solda resiste à tração, esforço máximo

Solda zona comprimida

Espessura da Solda	
>0,2*t _{max}	<0,8*t _{min}
2,4	5,6

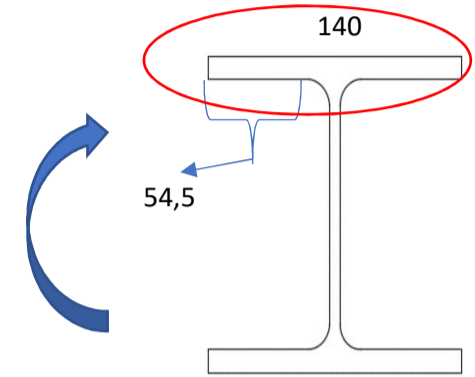
$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

β _w	0,85
f _{vwd}	149431,8
t (mm)	4
A _w (mm)	1680
F _{w,Rd}	251,05

Ok

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



A _w (mm)
420

Solda ao corte

Espessura da Solda	
>0,2*t _{max}	<0,8*t _{min}
2,4	5,6

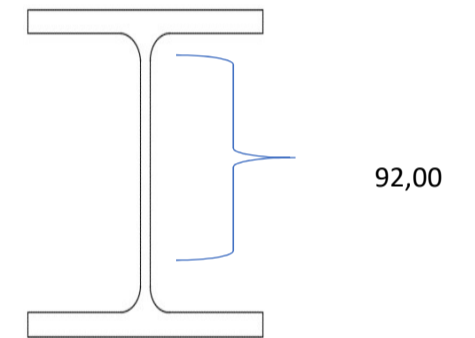
$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

β _w	0,85
f _{vwd}	149431,8
t (mm)	5
A _w (mm)	920
F _{w,Rd}	137,48

Ok

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



P _w (mm)
184

Diagonal HE140B

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
200	-500	15	-15	2	-2

Esforço axial Máximo é o momento 264,29

F _{w,Ed}	f _u	γ _{m2}
264,29	430	1,25

Momento / a altura da peça da a carga neste lado da peça e o resultado ve-se se a solda resiste à tração, esforço máximo

Solda zona comprimida

Espessura da Solda	
>0,2*t _{max}	<0,8*t _{min}
2,4	5,6

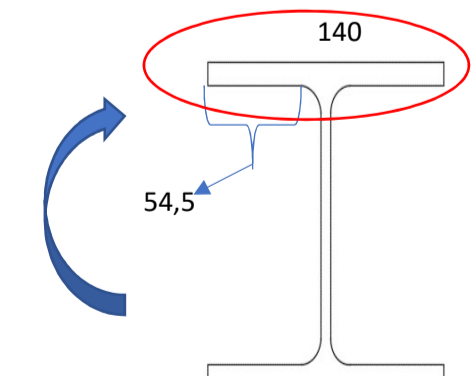
$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

β _w	0,85
f _{vwd}	233657,1
t (mm)	5
A _w (mm)	2100
F _{w,Rd}	490,68

Ok

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



P _w (mm)
420

Solda ao corte

Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
2,4	5,6

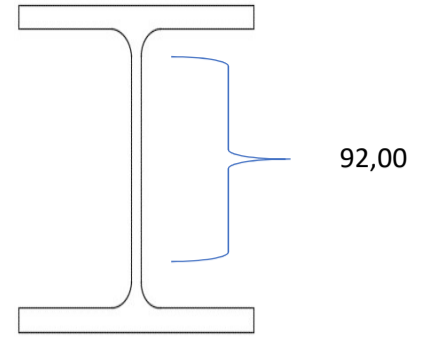
$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

β_w	0,85
$f_{vw,d}$	233657,1
t (mm)=	5
A_w (mm)=	920
$F_{w,Rd}$ =	214,96

Ok

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



P_w (mm)
184

Solda pilar da platibanda

Pendural	HE140A
----------	--------

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
0	-2	15	-15	8	-8

Esforço axial Máximo é o momento	62,15
----------------------------------	-------

F _{w,Ed}	f _u	γ _{m2}
62,15	430	1,25

Momento / a altura da peça da a carga neste lado da peça e o resultado ve-se se a solda resiste à tração, esforço máximo

Solda zona comprimida

Espessura da Solda	
>0,2*t _{max}	<0,8*t _{min}
1,7	4,4

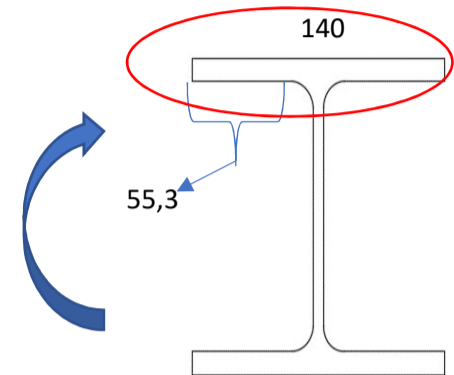
$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

β _w	0,85
f _{vw,d}	233657,1
t (mm)=	4
A _w (mm)=	1680
F _{w,Rd} =	392,54

Ok

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



P _w (mm)
420

Solda ao corte

Espessura da Solda	
>0,2*t _{max}	<0,8*t _{min}
2,4	5,6

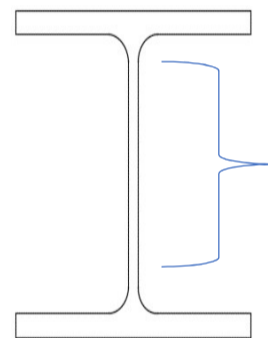
$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

β _w	0,85
f _{vw,d}	233657,1
t (mm)=	4
A _w (mm)=	736
F _{w,Rd} =	171,97

Ok

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



P _w (mm)
184

Travamentos usados para a cobertura e lateral

Ligação pela Alma

HE140B

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
130	-130	5	0,5	10	-10

Esforço de tração=	130,0
Esforço de compressão=	130,0

Esforço de corte=	5,0
-------------------	-----

Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γm2	As (mm ²)	M16 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
130,00	8 . 8	800	1,25	225,69	157	16	2	180,864	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}
65,00	24	12	430	186,75

Ok

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γm2	αv	As (mm ²)	M16 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
5,00	8 . 8	800	1,25	0,6	13,02	157	16	1	60,29	Ok

nº tot. de par.	4
-----------------	---

Esforço de cada parafuso	Tração	32,50
	Corte	1,25

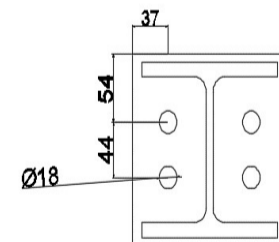
os parafusos são dispostos:

d0=	18
e1=e2=	27
p1=	45
p2=	48,6

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	1,00	αd
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	ab	0,56	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	16
e1=	54
e2=	37
p1=	44
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	4,06
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	165,12	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	104,9	Ok
----------------------	---------------------	-------	----

F _{v,Ed} /parafuso	1,25
-----------------------------	------

Tração + Corte

Fv,Ed=	1,25
Fv,Rd=	60,20
Ft,Ed=	32,50
Ft,Rd=	90,20

0,28	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

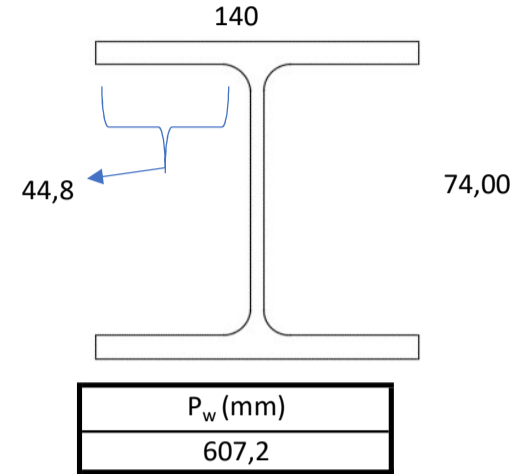
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
2,2	5,2

Fw,Ed	200,00
-------	--------

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	3
A _w =	1821,6
F _{w,Rd} =	425,63
	Ok



Sapatas Pilares pavilhão

Sapatas Pavilhão

HE600B

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
250	-250	350	-150	0	0

Esforço de tração=	250,0
Esforço de compressão=	250,0

Esforço de corte=	350,0
-------------------	-------

Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γ_m	As (mm ²)	M24 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
250,00	8 . 8	800	1,25	434,03	353	24	2	406,656	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}	
125,00	36	30	430	700,30	Ok

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γ_m	α_v	As (mm ²)	M24 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
350,00	8 . 8	800	1,25	0,6	911,46	353	24	3	406,66	Ok

nº tot. de par.	6
-----------------	---

Esforço de cada parafuso	Tração	41,67
	Corte	58,33

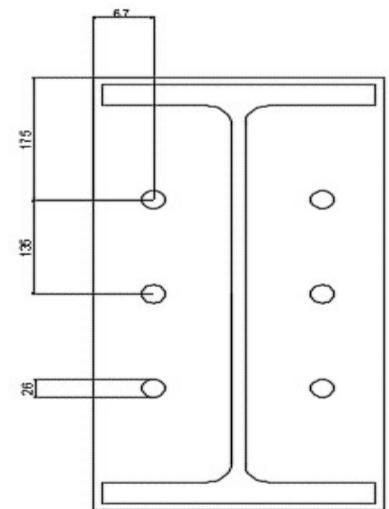
os parafusos são dispostos:

d0=	26
e1=e2=	39
p1=	65
p2=	70,2

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	α_b	0,86	α_d
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	α_b	1,86	α_d
1,0				

Valores reais	
d=	24
e1=	67
e2=	175
p1=	-
p2=	135



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	17,15
			5,57
			2,50
	parafusos interiores	k1	7,27
2,50			

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	531,88	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F _{v,Ed} /parafuso	58,33
-----------------------------	-------

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	670,8	Ok
----------------------	---------------------	-------	----

Tração + Corte

Fv,Ed=	58,33
Fv,Rd=	135,40
Ft,Ed=	41,67
Ft,Rd=	203,00

0,58	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

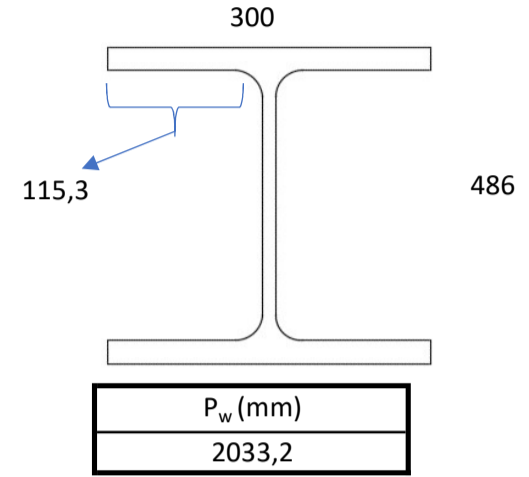
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
6	12,4

Fw,Ed	600,00
-------	--------

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	6
A _w =	12199,2
F _{w,Rd} =	2850,43
	Ok

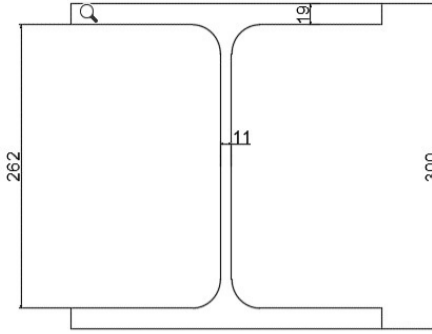
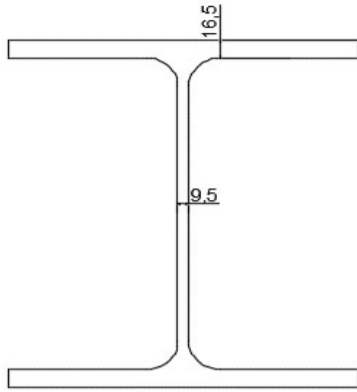


Ligação Viga pilar Armazem - Método das Componentes

Esforços	
Transverso	Momento
120	135

Aço	275
fu	430
E	210
ap	6
Tp	20

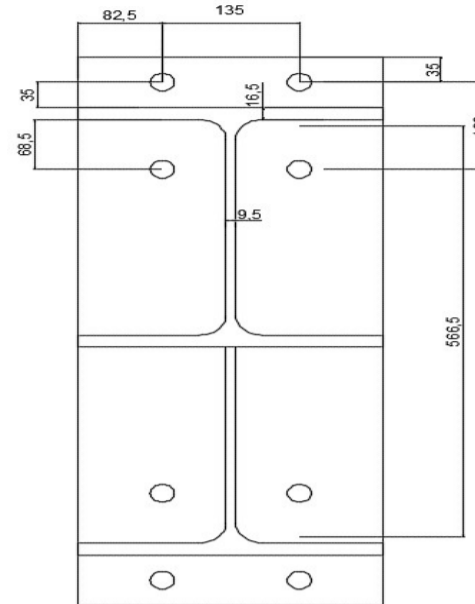
γ_{M0}	1
γ_{M1}	1
γ_{M2}	1,25
M20	245
d0	22



HE340A	
tf=	16,5
tw=	9,5
h=	330
b=	300
r=	27
A=	13347,279
$W_{el,y}$	1678

HE300B	
tf=	19
tw=	11
h=	300
b=	300
r=	27
A=	14907,78
$W_{el,y,c}$	1678

Ligação



Verificação ao momento resistente

Identificação das componentes:

- 1) Alma do pilar ao corte
- 2) Alma do pilar à compressão
- 3) Alma do pilar à tração
- 4) Banzo do pilar à flexão
- 5) Banzo de extremidade à flexão
- 7) Banzo da viga à compressão
- 8) Alma da viga à tração
- 11) Patrafuso à tração
- 19) Soldadura

e=	82
w=	136
m=	40,9
p=	120
e1=	35
n=	35
z=	578,64

1) Alma do pilar ao corte (6.2.6.1)

$dc/tw \leq 69\epsilon$

$\epsilon = 0,92441628$

18,909091	\leq	63,78472316	Ok
-----------	--------	-------------	----

(3) A área resistente ao esforço transversal A_v poderá ser calculada do seguinte modo:

a) secções laminadas em I e H, carga paralela à alma $A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ mas não inferior a $\eta h_w t_w$

A_{vc}	4742,779
----------	----------

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$V_{wp,Rd}$	677,716	kN
-------------	---------	----

2) Alma à compressão (6.2.6.2)

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \text{ mas } F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

$b_{eff,c,wc}$

para uma ligação aparafusada com chapa de extremidade:

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

s=r

sp=2Tp	40
--------	----

b _{eff,c,wc} =	303,4705627
-------------------------	-------------

K_{wc}

quando $\sigma_{\text{com,Ed}} \leq 0,7f_{y,wc}$: $k_{wc} = 1$;

quando $\sigma_{\text{com,Ed}} > 0,7f_{y,wc}$: $k_{wc} = 1,7 - \sigma_{\text{com,Ed}} / f_{y,wc}$.

$\bar{\sigma}_{\text{com,ed}}=M/W_{\text{ely,c}}$	80452,920	<0,7f _{y,wc}	192500	Ok
---	-----------	-----------------------	--------	----

K _{wc} =	1
-------------------	---

ρ

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}}$$

$$: d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) ; \quad 208$$

$$\lambda_p = 0,77$$

$$- \text{ se } \bar{\lambda}_p > 0,72 : \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 ;$$

ρ=	0,9611188
----	-----------

w

β=1 tabela 5.4 pg. 54 EC 1993-1-8

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}} \quad \text{tabela 6.3}$$

$$w = 0,7799147$$

F _{c,wc,Rd} =	715,96	≤	688,12	FALSO
------------------------	--------	---	--------	-------

então:

F _{c,wc,Rd} =	688,12	kN
------------------------	--------	----

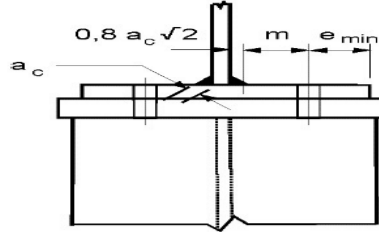
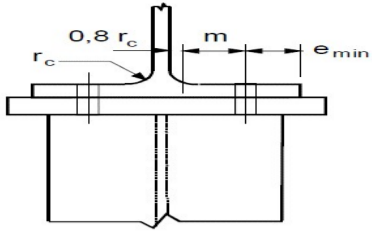
3) Alma à compressão (6.2.6.3)

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

calculo do b_{eff,t,wc} (6.2.6.4)

tabela 6.4

Fiada de parafusos isolados -> parafusos exteriores



Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Com troços circulares $\ell_{eff,cp}$	Sem troços circulares $\ell_{eff,nc}$	Com troços circulares $\ell_{eff,cp}$	Sem troços circulares $\ell_{eff,nc}$
Linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Linha de parafusos de extremidade	O menor dos valores: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	O menor dos valores: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	O menor dos valores: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	O menor dos valores: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Modo 1:	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ mas $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ mas $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$	
Modo 2:	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Com troços circulares	Sem troços circulares	Com troços circulares	Sem troços circulares
Linha de parafusos interior	256,98	266,10	240,00	120,00
Linha de parafusos de extremidade	256,98	266,10	248,49	193,05
	198,49	168,05	190,00	95,00

Modo 1	$\ell_{eff,1} =$	168,05	215,00
Modo 2	$\ell_{eff,2} =$	168,05	430,00

$b_{eff,b,wc} =$	168,05
------------------	--------

Calculo do ω

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}} \quad \text{tabela 6.3}$$

$\omega =$	0,91
------------	------

$F_{t,wc,Rd} =$	464,55
-----------------	--------

4) Banzo do pilar a flexão (6.2.6,4)

A ligação é similar à do t-stub calculado de acordo com 6.2.4

$$\left| \begin{aligned} M_{pl,1,Rd} &= 0,25 \sum \ell_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} ; \\ M_{pl,2,Rd} &= 0,25 \sum \ell_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} ; \end{aligned} \right.$$

Como $\ell_{eff,1} = \ell_{eff,2}$

$M_{pl,1,Rd} =$	4,171	$= M_{pl,2,Rd}$
-----------------	-------	-----------------

	Possibilidade de ocorrerem forças de alavanca, ou seja $L_b \leq L_b^*$		Sem forças de alavanca
Modo 1	Método 1	Método 2 (método alternativo)	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
sem contra-chapas	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n-2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn-e_w(m+n)}$	
com contra-chapas	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n-2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn-e_w(m+n)}$	
Modo 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n}$		
Modo 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$		

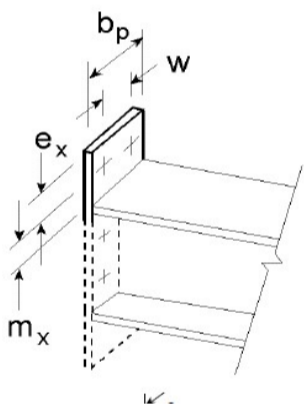
Modo 1	Método 1
sem contra-chapas	407,901
Modo 2	370,203
Modo 3	564,480

Logo: $F_{T,2c,Rd} = 370,203$

5) Placa de extremidade a flexão (6.2.6.5)

A ligação é similar à do t-stub calculado de acordo com 6.2.4

Calculo do l_{eff}



$m_x =$	28,21
$e_x =$	35
$m =$	56,46
$e =$	82
$m_2 =$	65,11

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Com troços circulares $l_{eff,cp}$	Sem troços circulares $l_{eff,nc}$	Com troços circulares $l_{eff,cp}$	Sem troços circulares $l_{eff,nc}$
Linha de parafusos na parte saliente do banzo traccionado da viga	O menor dos valores: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	O menor dos valores: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Primeira linha de parafusos sob o banzo traccionado da viga	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Outra linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Outra linha de parafusos, de extremidade	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Modo 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

α deverá ser obtido da Figura 6.11.

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente	
	Com troços circulares	Sem troços circulares
Linha de parafusos na parte saliente do banzo	177,26	156,60
	224,63	160,30
	252,63	150,00
		146,30
Primeira linha de parafusos sob o banzo tracionado	177,26	344,42

Modo 1	leff,1=	146,30
Modo 2	leff,2=	146,30

λ1=	0,4077788	} α=	6,1
λ2=	0,4702685		

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} ;$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} ;$$

M _{pl,1,Rd} =	4,02	=M _{pl,2,Rd}
------------------------	------	-----------------------

Modo 1	Método 1
sem contra-chapas	285,02
Modo 2	303,99
Modo 3	564,48

Logo:

F _{T,2c,Rd} =	285,022
------------------------	---------

7) Banzo e alma da viga à compressão (6.2.6.7)

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb})$$

HE340A	M _{c,Rd} =W _{el,y} *f _y /γ _{m0} =	461,45
	t _f =	16,5
	h=	616,5

F _{c,fb,Rd} =	769,08
------------------------	--------

8) Alma da viga à tração (6.2.6.8)

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0}$$

b _{eff,wb} =	146,30	calculado em 5)
-----------------------	--------	-----------------

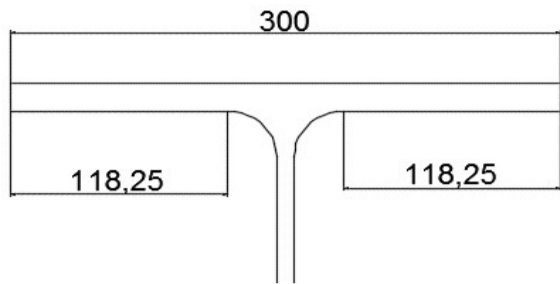
F _{T,wb,Rd} =	382,20
------------------------	--------

10) Parafusos à tração (6.2.6.5)

$\Sigma F_{t,Rd} =$	564,48
---------------------	--------

19) Verificação à solda(4)

Banzo a resistir ao momento



Usa-se o método simplificado

$f_{vw,d} =$	233,66
--------------	--------

536,5

$F_{w,Rd} =$	1401,94
--------------	---------

$F_{Rd,w} =$	752,14
--------------	--------

20) Verificação ao esquadro(6.2.6.7)

A viga reforçada com esquadros tem de ser dispostos:

- Classe do aço idêntica ao elemento (vai ser o mesmo perfil cortado na diagonal)
- As dimensões da alma e banzo não inferiores á do elemento
- O ângulo ente o esquadro e alma menor que 45º
- O comprimento rígido....

2: o valor de cálculo da resistência de cálculo da alma comprimida é o mesmo pq o perfil é o mesmo

Resumo das forças

$$M = F_{t,Ed} \cdot d$$

$F_{t,Ed} =$	233,31
--------------	--------

$$F_{t,Rd} \geq F_{t,Ed}$$

$F_{t,Rd} 1)$	677,72	Ok
$F_{t,Rd} 2)$	688,12	Ok
$F_{t,Rd} 3)$	464,55	Ok
$F_{t,Rd} 4)$	370,20	Ok
$F_{t,Rd} 5)$	285,02	Ok
$F_{t,Rd} 7)$	769,08	Ok
$F_{t,Rd} 8)$	382,20	Ok
$F_{t,Rd} 10)$	564,48	Ok
$F_{t,Rd} 19)$	752,14	Ok

Verificação ao Corte

11) Verificação do parafuso ao corte(3.6)

Resistência ao corte por plano de corte	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ <p>– quando o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso (A é a área da secção resistente do parafuso A_s):</p> <p>– para as classes 4.6, 5.6 e 8.8: $\alpha_v = 0,6$</p> <p>– para as classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9: $\alpha_v = 0,5$</p> <p>– quando o plano de corte atravessa a parte não roscada do parafuso (A é a área da secção transversal bruta do parafuso): $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_0}{\gamma_{M2}}$
---	--	---

$F_{v,Rd} = 94,08$ como são 4 parafusos:

$F_{v,Rd} =$	376,32
--------------	--------

12) Verificação ao corte da chapa de extremidade(3.6)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \text{ em que } \alpha_b \text{ é o menor dos valores } \alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ e } 1,0;$$

na direcção de transmissão dos esforços:

– para parafusos de extremidade: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$

– para parafusos interiores: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$

perpendicularmente à direcção de transmissão dos esforços:

– para parafusos de extremidade: k_1 é o menor dos valores

$$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; \quad 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \quad \text{e} \quad 2,5$$

– para parafusos interiores: k_1 é o menor dos valores $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ e $2,5$

só tem parafusos de extremidade

$$\alpha_b = \begin{cases} \alpha_d = & 0,53 \\ f_{ub}/f_u = & 1,86 \\ 1 & 1 \end{cases}$$

$$k_1 = \begin{cases} 8,7363636 \\ 2,5 \end{cases}$$

$F_{b,Rd} = 200,67$ como são 4 parafusos:

$F_{v,Rd} =$	802,67
--------------	--------

12) Verificação ao corte do banzo do pilar(3.6)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \text{ em que } \alpha_b \text{ é o menor dos valores } \alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ e } 1,0;$$

na direcção de transmissão dos esforços:

– para parafusos de extremidade: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$

– para parafusos interiores: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$

perpendicularmente à direcção de transmissão dos esforços:

– para parafusos de extremidade: k_1 é o menor dos valores

$$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; \quad 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \quad \text{e} \quad 2,5$$

– para parafusos interiores: k_1 é o menor dos valores $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ e $2,5$

só tem parafusos de extremidade

$$\alpha_b = \begin{cases} \alpha_d = & \infty & \text{é a altura do pilar, considera-se infinito} \\ f_{ub}/f_u = & 1,86 \\ 1 & 1 \end{cases}$$

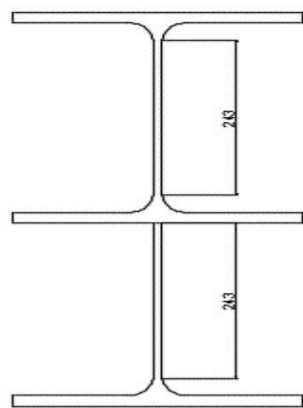
$$k_1 = \begin{cases} 8,7363636 \\ 2,5 \end{cases}$$

$F_{b,Rd} = 378,40$ como são 4 parafusos:

$F_{v,Rd} =$	1513,60
--------------	---------

19) Verificação à solda(4)

Alma a resistir ao corte



perimetro
972

Usa-se o método simplificado

$f_{vw,d}$	233,66
------------	--------

$F_{w,Rd}$	1401,94
------------	---------

$F_{Rd,w}$	1362,69
------------	---------

Resumo das forças

$F_{v,Ed}$	120,00
------------	--------

$$F_{v,Rd} \geq F_{v,Ed}$$

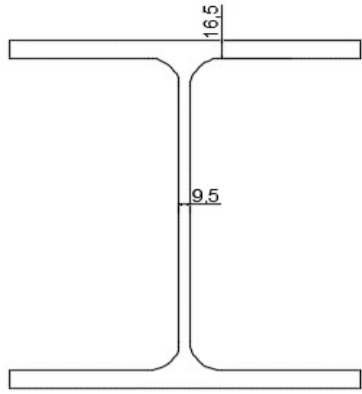
$F_{t,Rd}$ 11)	376,32	Ok
$F_{t,Rd}$ 12)	802,67	Ok
$F_{t,Rd}$ 12)	1513,60	Ok
$F_{t,Rd}$ 19)	1362,69	Ok

Ligação Viga Viga Armazem - Método das Componentes

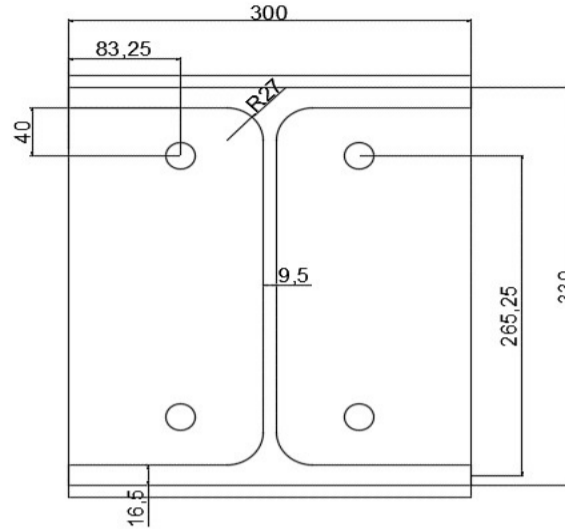
Esforços	
Transverso	Momento
65	90

Aço	275
fu	430
E	210
ap	6
Tp	21

γ_{M0}	1
γ_{M1}	1
γ_{M2}	1,25
M24	353
d0	26



HE340A	
tf	16,5
tw	9,5
h	330
b	300
r	27
A	13347,279
$W_{el,y}$	1678



e	78
m	60,46
m_2	33,21
e_{min}	40
z	265,25
e1	56,5

Verificação ao momento resistente

5) Placa de extremidade a flexão (6.2.6.5)

Calculo do l_{eff} para chapa de extremidade

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente		Linha de parafusos considerada como parte de um grupo de linhas	
	Com troços circulares $l_{eff,cp}$	Sem troços circulares $l_{eff,nc}$	Com troços circulares $l_{eff,cp}$	Sem troços circulares $l_{eff,nc}$
Linha de parafusos na parte saliente do banzo traccionado da viga	O menor dos valores: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	O menor dos valores: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Primeira linha de parafusos sob o banzo traccionado da viga	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Outra linha de parafusos interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Outra linha de parafusos, de extremidade	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Modo 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ mas $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ mas $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Modo 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

α deverá ser obtido da Figura 6.11.

Localização da linha de parafusos	Linha de parafusos considerada isoladamente	
	Com troços circulares	Sem troços circulares
Primeira linha de parafusos sob o banzo traccionado	379,89	423,23

Modo 1	$l_{eff,1} =$	379,89
Modo 2	$l_{eff,2} =$	423,23

$\lambda_1 =$	0,4366676	} $\alpha =$	7
$\lambda_2 =$	0,2398624		

$l_{eff} =$	379,89
-------------	--------

$M_{pl,1,Rd} =$	11,52
-----------------	-------

$M_{pl,2,Rd} =$	12,83
-----------------	-------

Modo 1	Método 1
sem contra- chapas	761,99
Modo 2	417,37
Modo 3	406,66

Logo: $F_{T,2c,Rd} = 406,66$

7) Banzo e alma da viga à compressão (6.2.6.7)

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb})$$

HE340A

$M_{c,rd} = W_{el,y} * f_y / \gamma_{m0} =$	461,45
$t_f =$	16,5
$h =$	330

$F_{c,fb,Rd} = 1471,93$

8) Alma da viga à tração (6.2.6.8)

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M0}$$

$b_{eff,wb} = 379,89$ calculado em 5)

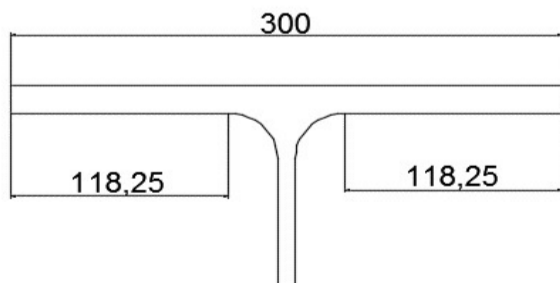
$F_{T,wb,Rd} = 992,47$

10) Parafusos à tração (6.2.6.10)

$\Sigma F_{T,Rd} = 406,66$

19) Verificação à solda (6.2.6.19)

Banzo a resistir ao momento



Usa-se o método simplificado

$f_{vw,d} = 233,66$

$F_{w,Rd} = 1401,94$

$F_{Rd,w} = 752,14$

Resumo das forças

$M = F_{t,Ed} \cdot d$

$F_{t,Ed} =$	339,30
--------------	--------

$F_{t,Rd} \geq F_{t,Ed}$

$F_{t,Rd}$ 5)	406,66	Ok
$F_{t,Rd}$ 7)	1471,93	Ok
$F_{t,Rd}$ 8)	992,47	Ok
$F_{t,Rd}$ 10)	406,66	Ok
$F_{t,Rd}$ 19)	752,14	Ok

Verificação ao Corte

11) Verificação do parafuso ao corte(3.6)

Resistência ao corte por plano de corte	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>– quando o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso (A é a área da secção resistente do parafuso A_s): – para as classes 4.6, 5.6 e 8.8: $\alpha_v = 0,6$ – para as classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9: $\alpha_v = 0,5$ – quando o plano de corte atravessa a parte não roscada do parafuso (A é a área da secção transversal bruta do parafuso): $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
---	--	---

$F_{v,Rd} = 135,552$ como são 2 parafusos:

$F_{v,Rd} =$	271,104
--------------	---------

12) Verificação ao corte da chapa de extremidade(3.6)

$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ em que α_b é o menor dos valores α_d , $\frac{f_{ub}}{f_u}$ e 1,0;

na direcção de transmissão dos esforços:

– para parafusos de extremidade: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$

– para parafusos interiores: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$

perpendicularmente à direcção de transmissão dos esforços:

– para parafusos de extremidade: k_1 é o menor dos valores

$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$; $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ e $2,5$

– para parafusos interiores: k_1 é o menor dos valores $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ e $2,5$

só tem parafusos de extremidade

$\alpha_b = \begin{cases} \alpha_d = & 0,72 \\ f_{ub}/f_u = & 1,86 \\ 1 & 1 \end{cases}$

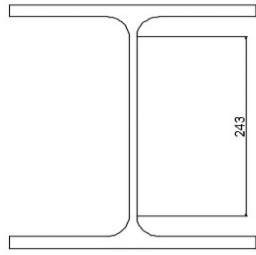
$k_1 = \begin{cases} 6,7 \\ 2,5 \end{cases}$

$F_{b,Rd} = 340,13$ como são 2 parafusos:

$F_{v,Rd} =$	680,26
--------------	--------

19) Verificação à solda(4)

Alma a resistir ao corte



perimetro
486

Usa-se o método simplificado

$f_{vw,d}$	233,66
------------	--------

$F_{w,Rd}$	1401,94
------------	---------

$F_{Rd,w}$	681,34
------------	--------

Resumo das forças

$F_{v,Ed}$	65,00
------------	-------

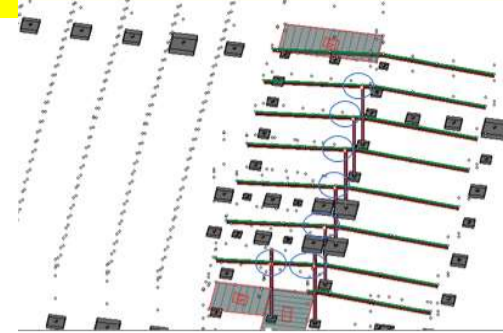
$F_{v,Rd} \geq F_{v,Ed}$

$F_{t,Rd}$ 11)	271,10	Ok
$F_{t,Rd}$ 12)	680,26	Ok
$F_{t,Rd}$ 19)	681,34	Ok

Ligação pilar viga cobertura armazém

Pilar_viga_cobertura HE450A

Esforços	
Axial	Corte
160,0	15,0



Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γ_{m2}	As (mm ²)	M16 A _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
160,00	8 . 8	800	1,25	277,78	157	16	2	180,864	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}
80,00	24	12	430	186,75

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γ_{m2}	α_v	As (mm ²)	M16 As(mm2)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
15,00	8 . 8	800	1,25	0,6	39,06	157	16	1	60,29	Ok

nº tot. de p 4

Esforço de cada	Tração	40
	Corte	3,75

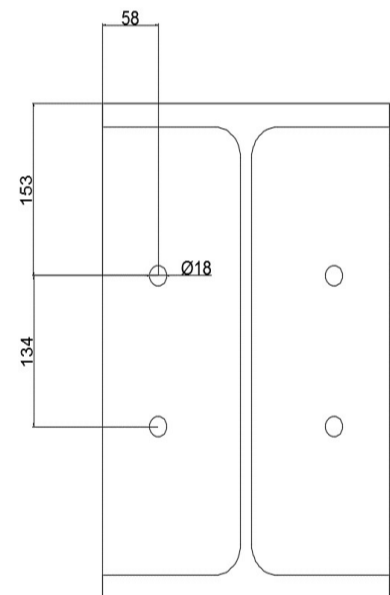
os parafusos são dispostos:

d0=	18
e1=e2=	27
p1=	45
p2=	48,6

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	3,20	αd
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	ab	2,23	αd
1,86				
1,0				

Valores reais	
d=	16
e1=	173
e2=	58
p1=	134
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	7,32
			2,50
			parafusos interiores
	2,50		

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	165,12	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F_{v,Ed}/parafuso
3,75

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	185,76	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

Tração + Corte

Fv,Ed=	3,75
Fv,Rd=	60,20
Ft,Ed=	40,00
Ft,Rd=	90,20

0,38 ≤ 1 Ok

Soldas

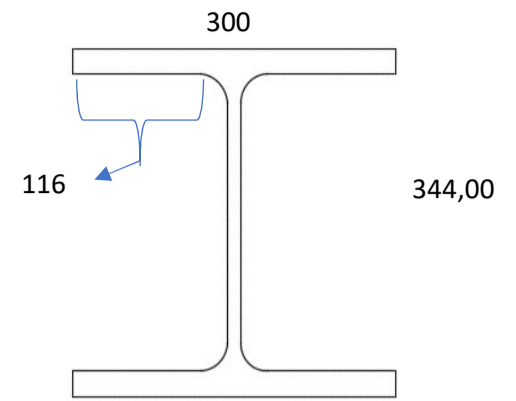
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
5,2	11,2

Fw,Ed	175,00
-------	--------

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	6
A _w =	10512
F _{w,Rd} =	2456,20
Ok	

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



P _w (mm)
1752

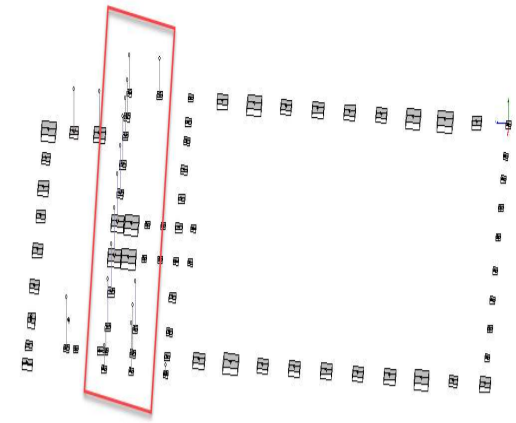
Sapatas pilares piso intemédio

Ligação pela Alma HE450B

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
90	-400	20	-20	0	0

Esforço de tração=	90,0
Esforço de compressão=	400,0

Esforço de corte=	20,0
-------------------	------



Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γ_{m2}	As (mm ²)	M20 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
90,00	8 . 8	800	1,25	156,25	245	20	1	141,12	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}
90,00	30	20	430	389,05

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γ_{m2}	α_v	As (mm ²)	M20 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
20,00	8 . 8	800	1,25	0,6	52,08	245	20	1	94,08	Ok

nº tot. de p = 2

Esforço de cada parafuso	Tração	45,00
	Corte	10,00

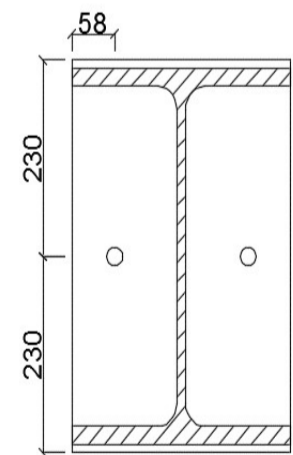
os parafusos são dispostos:

d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	ab	3,48	α_d
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	ab		α_d
		1,86		
		1,0		

Valores reais	
d=	20
e1=	230
e2=	58
p1=	-
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	5,68
			2,50
			parafusos interiores
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	344,00	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F _{v,Ed} /parafuso	10,00
-----------------------------	-------

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	378,4	Ok
----------------------	---------------------	-------	----

Tração + Corte

Fv,Ed=	10,00
Fv,Rd=	94,00
Ft,Ed=	45,00
Ft,Rd=	141,00

0,33	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

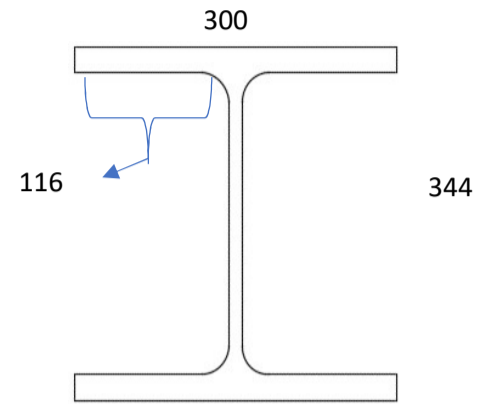
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
5,2	11,2

Fw,Ed	420,00
-------	--------

Fw,Ed ≤ Fw,Rd	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	6
A _w =	10512
F _{w,Rd} =	2456,20
Ok	

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



P _w (mm)
1752

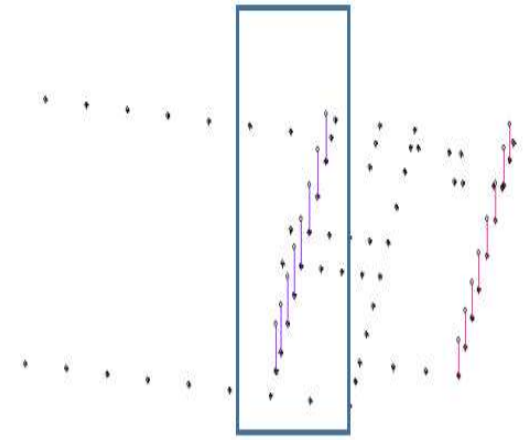
Sapatas pilares 2 armazens

Sapatas HE450B

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
1	-400	20	-20	0	0

Esforço de tração=	1,0
Esforço de compressão=	400,0

Esforço de corte=	20,0
-------------------	------



Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γm2	As (mm ²)	M20 As _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
1,00	8 . 8	800	1,25	1,74	245	20	1	141,12	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}
1,00	30	26	430	505,77

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γm2	αv	As (mm ²)	M20 As(mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
20,00	8 . 8	800	1,25	0,6	52,08	245	20	1	94,08	Ok

nº tot. de p = 2

Esforço de cada parafuso	Tração	0,50
	Corte	10,00

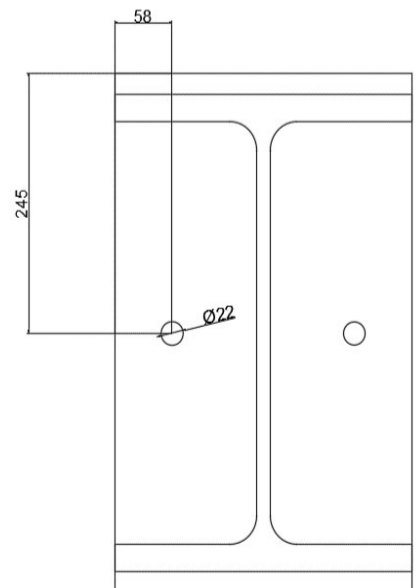
os parafusos são dispostos:

d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	3,71	αd
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	αb		αd
1,86				
1,0				

Valores reais	
d=	20
e1=	245
e2=	58
p1=	-
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	5,68
			2,50
	parafusos interiores	k1	
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	447,20	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F _{v,Ed} /parafuso	10,00
-----------------------------	-------

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	491,9	Ok
----------------------	---------------------	-------	----

Tração + Corte

Fv,Ed=	10,00
Fv,Rd=	94,00
Ft,Ed=	0,50
Ft,Rd=	141,00

0,11	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

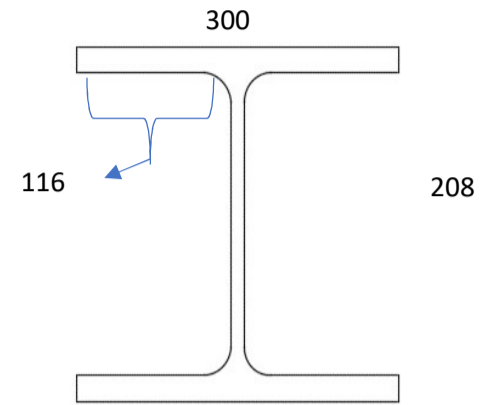
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
5,2	11,2

Fw,Ed	420,00
-------	--------

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	6
A _w =	8880
F _{w,Rd} =	2074,87
Ok	

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



A _w (mm)
1480

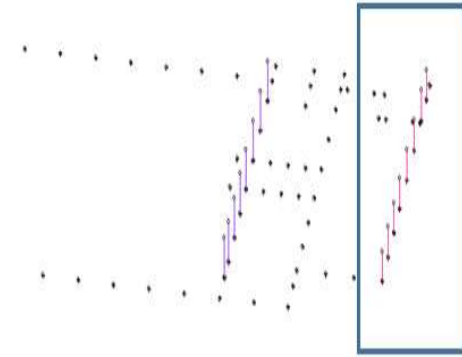
Sapatas pilares tardoz

Ligação pela Alma HE300B

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
60	-150	30	-30	0	0

Esforço de tração=	60,0
Esforço de compressão=	150,0

Esforço de corte=	30,0
-------------------	------



Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γ_{m2}	As (mm ²)	M20 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
60,00	8 . 8	800	1,25	104,17	245	20	1	141,12	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}
60,00	30	15	430	291,79

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γ_{m2}	α_v	As (mm ²)	M20 As (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
30,00	8 . 8	800	1,25	0,6	78,13	245	20	1	94,08	Ok

nº tot. de p = 2

Esforço de cada parafuso	Tração	30,00
	Corte	15,00

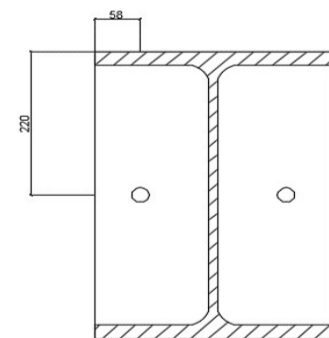
os parafusos são dispostos:

d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	α_b	3,33	α_d
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	α_b	#VALOR!	α_d
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	20
e1=	220
e2=	58
p1=	-
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	5,68
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	258,00	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F_{v,Ed}/parafuso
15,00

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	283,8	Ok
----------------------	---------------------	-------	----

Tração + Corte

Fv,Ed=	15,00
Fv,Rd=	94,00
Ft,Ed=	30,00
Ft,Rd=	141,00

0,31	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

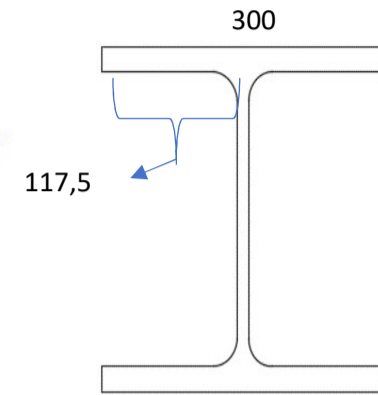
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
5,2	11,2

Fw,Ed	180,00
-------	--------

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	6
A _w =	8916
F _{w,Rd} =	2083,29
Ok	

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



A _w (mm)
1486

Sapatas pilares entrada

Sapatas

HE450A

Esforços					
Axial		Corte		Momento	
30	-300	30	-30	0	0

Esforço de tração=	30,0
Esforço de compressão=	300,0

Esforço de corte=	30,0
-------------------	------

Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γm2	As (mm ²)	M20 As _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
30,00	8 . 8	800	1,25	52,08	245	20	1	141,12	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}
30,00	30	15	430	291,79

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γm2	αv	As (mm ²)	M20 As(mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
30,00	8 . 8	800	1,25	0,6	78,13	245	20	1	94,08	Ok

nº tot. de p = 2

Esforço de cada parafuso	Tração	15,00
	Corte	15,00

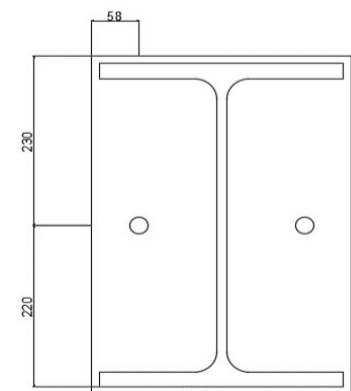
os parafusos são dispostos:

d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,88	αd
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	αb		αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	20
e1=	58
e2=	230
p1=	-
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	27,57
			2,50
	parafusos interiores	k1	
			2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	226,73	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F _{v,Ed} /parafuso	15,00
-----------------------------	-------

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	283,8	Ok
----------------------	---------------------	-------	----

Tração + Corte

Fv,Ed=	15,00
Fv,Rd=	94,00
Ft,Ed=	15,00
Ft,Rd=	141,00

0,24	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

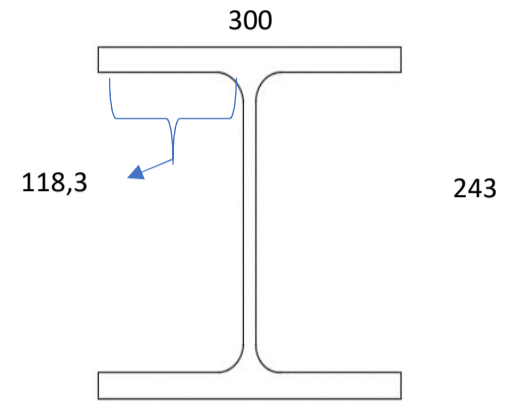
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
3,3	7,6

Fw,Ed	330,00
-------	--------

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	6
A _w =	9355,2
F _{w,Rd} =	2185,91
Ok	

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



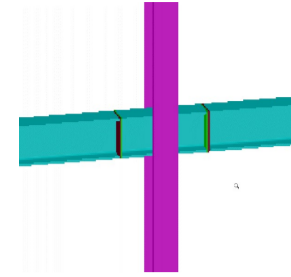
A _w (mm)	1559,2
---------------------	--------

Vigas principais Piso 1

Viga-Pilar-Alma e banzo HE450B

o pilar leva o perfil soldado com um comprimento de 300mm para não aparfusar na alma do pilar, assim para se montar é mais simples

Esforços	
Axial	Corte
50,0	250,0



Resistencia à tração

Ft,Ed	Par.	fub	γm2	As (mm ²)	M20 As _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Ft,Rd	Ft,Ed<Ft,Rd
50,00	8 . 8	800	1,25	86,81	245	20	1	141,12	Ok

Verificação ao punçoamento

kN/Paraf.	dm	tp	fu	B _{p,Rd}
50,00	30	26	430	505,77

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	γm2	αv	As (mm ²)	M20 As _s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
250,00	8 . 8	800	1,25	0,6	651,04	245	20	3	282,24	Ok

nº tot. de par. 4

Esforço de cada parafuso	Tração	12,5
	Corte	62,5

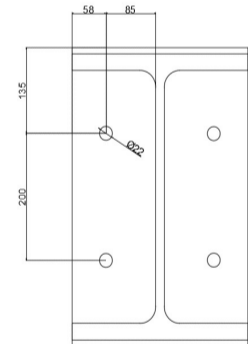
os parafusos são dispostos:

d0=	22
e1=e2=	33
p1=	55
p2=	59,4

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	2,05	αd
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	αb	2,78	αd
			1,86	
			1,0	

Valores reais	
d=	20
e1=	135
e2=	58
p1=	200
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	5,68
			#VALOR!
			2,50
	parafusos interiores	k1	#VALOR!
2,50			

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	447,20	Ok
--------------------------	---------------------	--------	----

F _{v,Ed} /parafuso	62,50
-----------------------------	-------

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	491,92	Ok
----------------------	---------------------	--------	----

o parafuso ao esmagamento ao ver na chapa de teste já verifica a alma do pilar porque a chapa de testa é da mesma espessura que a alma do pilar

Tração + Corte

Fv,Ed=	62,50
Fv,Rd=	94,00
Ft,Ed=	12,50
Ft,Rd=	141,00

0,73	≤	1	Ok
------	---	---	----

Soldas

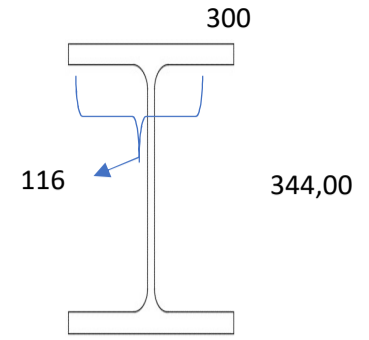
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
5,2	11,2

Fw,Ed	300,00
-------	--------

$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$	
$f_{vw,d} =$	233657,05
t=	6
$A_w =$	10512
$F_{w,Rd} =$	2456,20
Ok	

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$



P_w (mm)
1752

Vigas secundárias Piso 1

Viga-viga_Alma HE450B

Esforços	
Axial	Corte
15,0	55,0

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	fu	γ_{m2}	α_v	A_s (mm ²)	M16 A_s (mm ²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed < Fv,Rd
70,00	8	800	430	1,25	0,6	182,29	157	16	2	120,58	Ok

nº tot. de p 2

Esforço de cada parafuso	Corte	35
--------------------------	-------	----

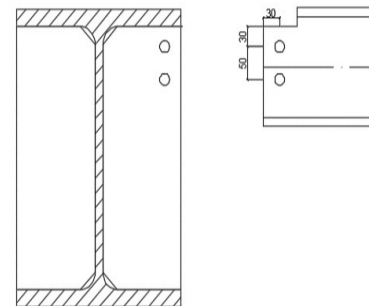
os parafusos são dispostos:

Chapa	8,5
d0=	18
e1=e2=	27
p1=	45
p2=	48,6

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	α_b	0,56	α_d
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	α_b	0,68	α_d
1,86				
1,0				

Valores reais	
d=	16
e1=	30
e2=	50
p1=	50
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	6,08
			2,50
			parafusos interiores

Parafusos de extremidade	$F_{b,Rd} =$	64,98	Ok
--------------------------	--------------	-------	----

$F_{v,Ed}/parafuso$
35,00

Parafusos interiores	$F_{b,Rd} =$	79,0563	Ok
----------------------	--------------	---------	----

Soldas

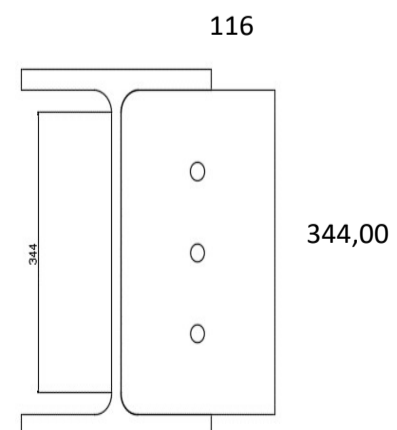
Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
2,8	6,8

$F_{w,Ed}$	70,00
------------	-------

$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$	
$f_{vw,d} =$	233657,05
t=	6
$A_w =$	3456
$F_{w,Rd} =$	807,52
	Ok

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

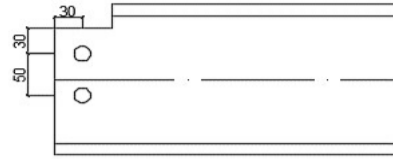


P_w (mm)	576,00
------------	--------

Verificação à rotura das chapas de ligação

Rotura em bloco da chapa

$N_{ed} =$	70,00
------------	-------



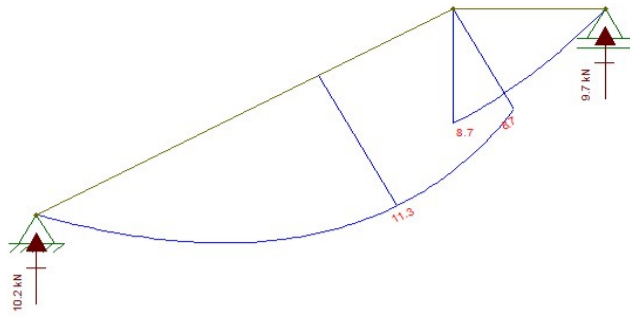
Esp. Chapa=	8,5
$d_0 =$	18
$d_{corte} =$	53
$d_{tração} =$	21
$A_{chapa} =$	1164,5

A_{nt}	A_{nv}
178,5	451

$V_{eff,1,Rd} =$	132,93	$\geq F_{res.} \cdot n_{paraf.}$	70,00	Ok
------------------	--------	----------------------------------	-------	----

$N_{u,Rd} =$	313,16	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Escadas



Viga-viga_Alma HE450B

Esforços	
Axial	Corte
0,0	11,0

Corte na rosca (4,6;5,6;8,8)

Esforço	par.	fub	fu	γm2	αv	As (mm²)	M12 As (mm²)	d (mm)	nº parafu.	Fv,Rd	Fv,Ed<Fv,Rd
11,00	8	800	430	1,25	0,6	28,65	84,3	12	1	32,37	Ok

nº tot. de p 2

Esforço de cada parafuso	Corte	5,5
--------------------------	-------	-----

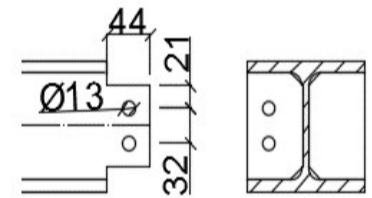
os parafusos são dispostos:

Chapa	8,5
d0=	13
e1=e2=	19,5
p1=	32,5
p2=	35,1

Verificação ao esmagamento

Direção de transmissão de esforços	parafusos de extremidade	αb	0,54	αd
			1,86	
			1,0	
	parafusos interiores	αb	1,86	αd
1,0				

Valores reais	
d=	12
e1=	21
e2=	30
p1=	-
p2=	-



Direção perpendicular aos esforços	parafusos de extremidade	k1	4,76
			2,50
	parafusos interiores	k1	2,50

Parafusos de extremidade	F _{b,Rd} =	47,23	Ok
--------------------------	---------------------	-------	----

F_{v,Ed}/parafuso 5,50

Parafusos interiores	F _{b,Rd} =	87,72	Ok
----------------------	---------------------	-------	----

Soldas

Espessura da Solda	
>0,2*tmax	<0,8*tmin
2,2	5,2

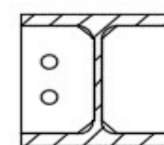
F _{w,Ed}	11,00
-------------------	-------

F _{w,Ed} ≤ F _{w,Rd}	
f _{vw,d} =	233657,05
t=	5
A _w =	810
F _{w,Rd} =	189,26
	Ok

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} A_w$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Aw (mm)	162,00
---------	--------

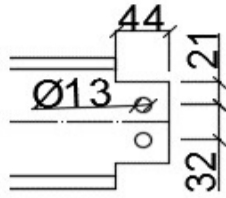


74,00

Verificação à rotura das chapas de ligação

Rotura em bloco da chapa

$N_{ed} =$	11,00
------------	-------



Esp. Chapa =	8,5
$d_o =$	13
$d_{corte} =$	33,5
$d_{tração} =$	14,5
$A_{chapa} =$	1164,5

A_{nt}	A_{nv}
123,25	285

$V_{e_{ff,1,Rd}} =$	87,61	$\geq F_{res.} * n^{\circ}_{paraf}$	11,00	Ok
---------------------	-------	-------------------------------------	-------	----

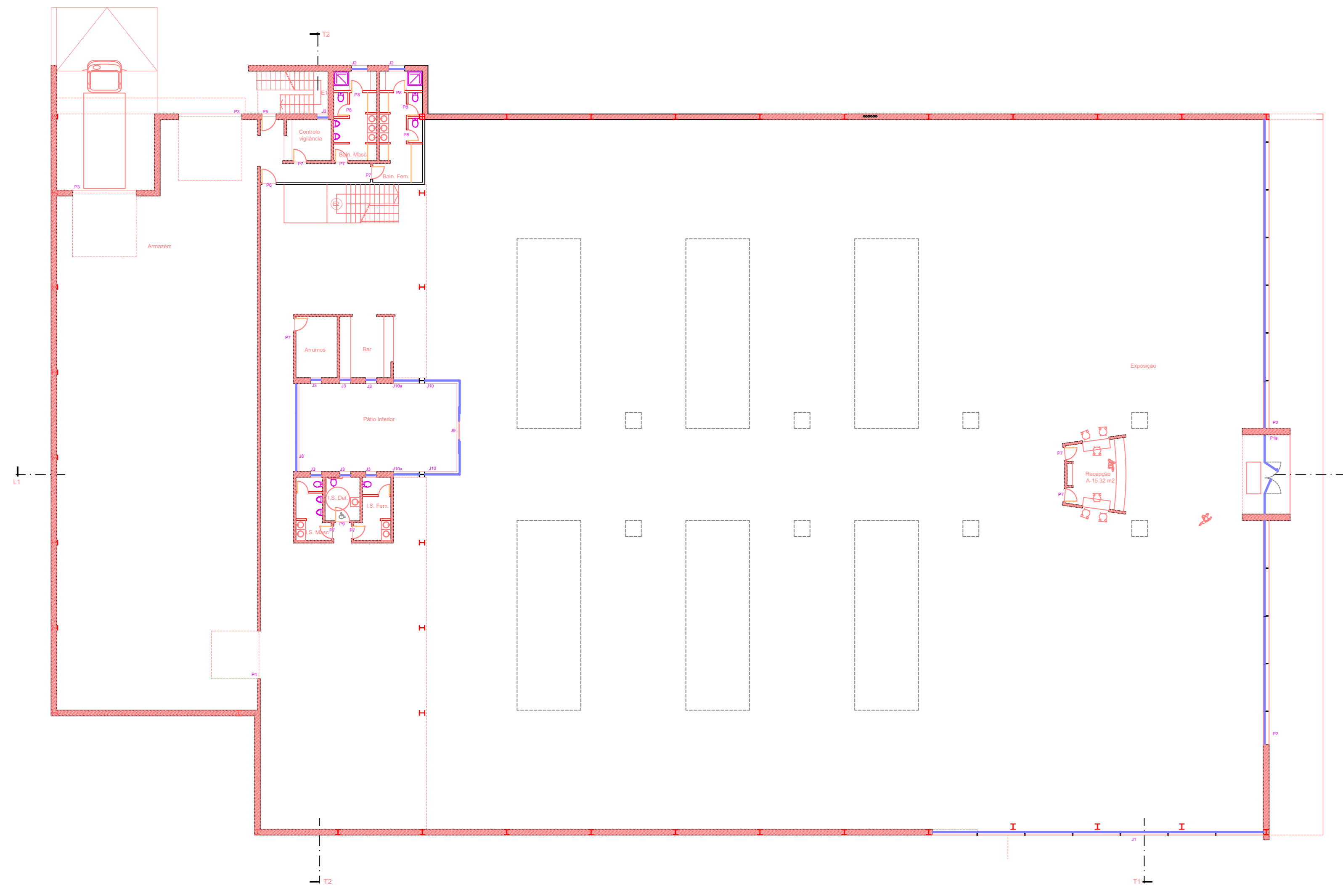
$N_{u,Rd} =$	326,32	$< N_{ed}$	Ok
--------------	--------	------------	----

Anexo IV- Peças Desenhadas

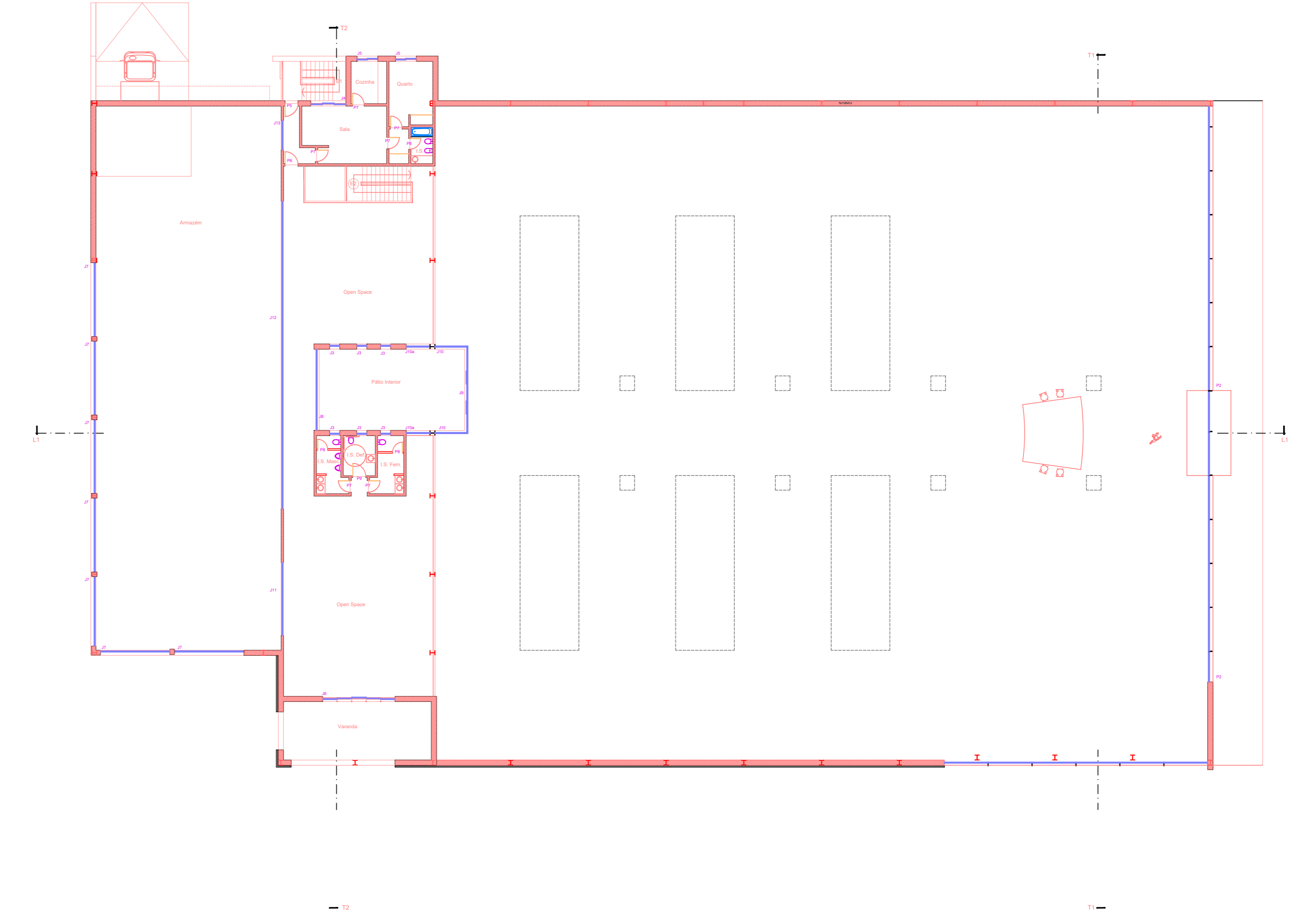
Índice de desenhos

Nº Desenho	Designação	Folha
1.	Plantas de Arquitetura	A0
2.	Alçados e Cortes	A1
3.	Lintéis de fundações, sapatas, pórticos.	A0
4.	Lintéis de fundações, sapatas, pórticos.	A0
5.	Fundações	A1
6.	Fundações	A1
7.	Fundações	A1
8.	Fundações	A1
9.	Fundações	A1
10.	Pórtico 1	A3
11.	Pórtico 1 - Elementos	A3
12.	Pórtico 1 – Elementos	A3
13.	Pórtico 1 - Elementos	A3
14.	Pórtico 1 – Montagem	A3
15.	Pórtico 1 – Pormenores	A3
16.	Pórtico 2 a 10	A3
17.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
18.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
19.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
20.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
21.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
22.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
23.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
24.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
25.	Pórtico 2 a 10 – Elementos	A3
26.	Pórtico 2 a 10 – Montagem	A3
27.	Piso	A3
28.	Piso - Elementos	A3
29.	Piso - Elementos	A3
30.	Piso - Elementos	A3
31.	Piso - Elementos	A3
32.	Piso - Elementos	A3
33.	Piso-Elemento	A3
34.	Piso Montagem	A3
35.	Piso Pormenor	A3
36.	Pórtico14	A3
37.	Pórtico 14 elementos	A3
38.	Pórtico 14 elementos	A3
39.	Pórtico 14 elementos	A3
40.	Pórtico 14 Montagem	A3
41.	Escadas suporte	A3
42.	Escadas elementos	A3
43.	Escadas elementos	A3
44.	Escadas montagem	A3
45.	Piso pormenores	A3
46.	Quadro de chapas	A3
47.	Quadro de chapas	A3

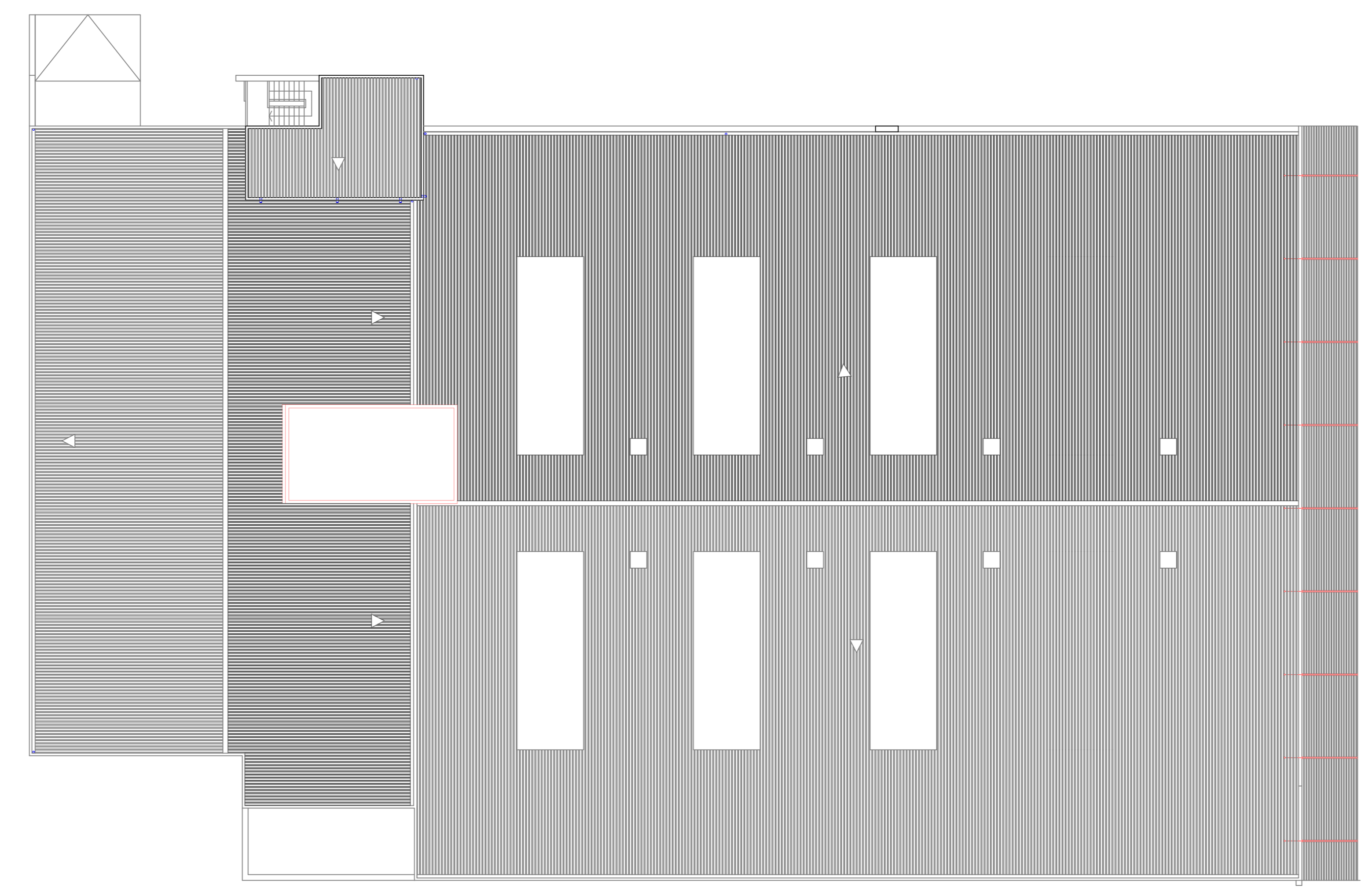
Piso 0



Piso 1

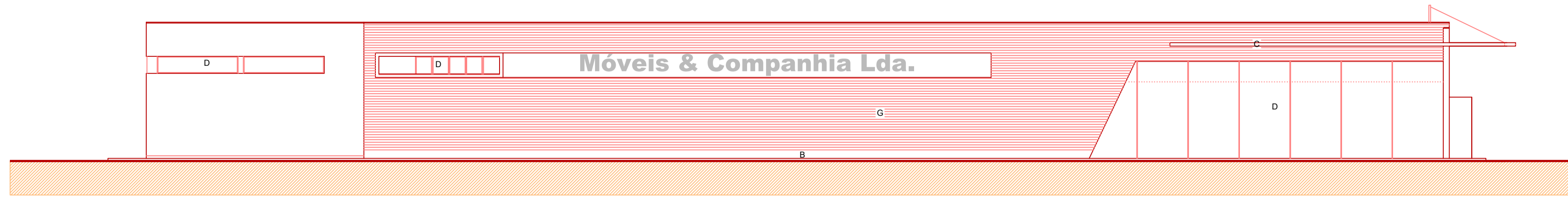


Cobertura

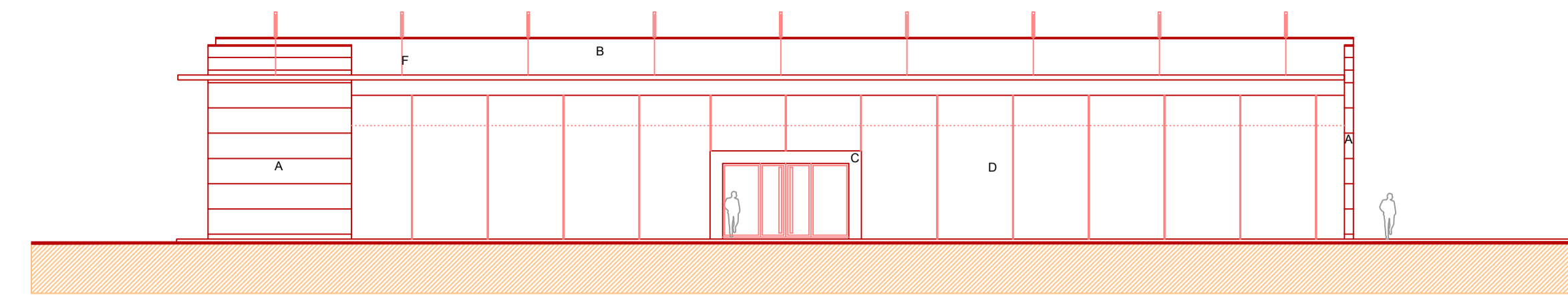


Plantas arquitetura

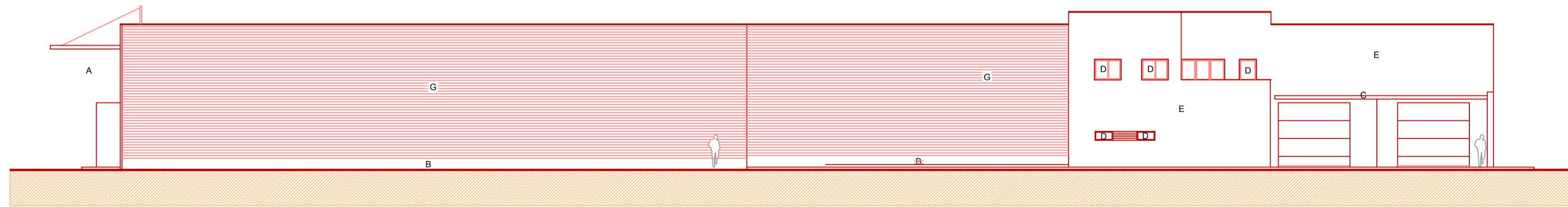
Alçado Esquerdo



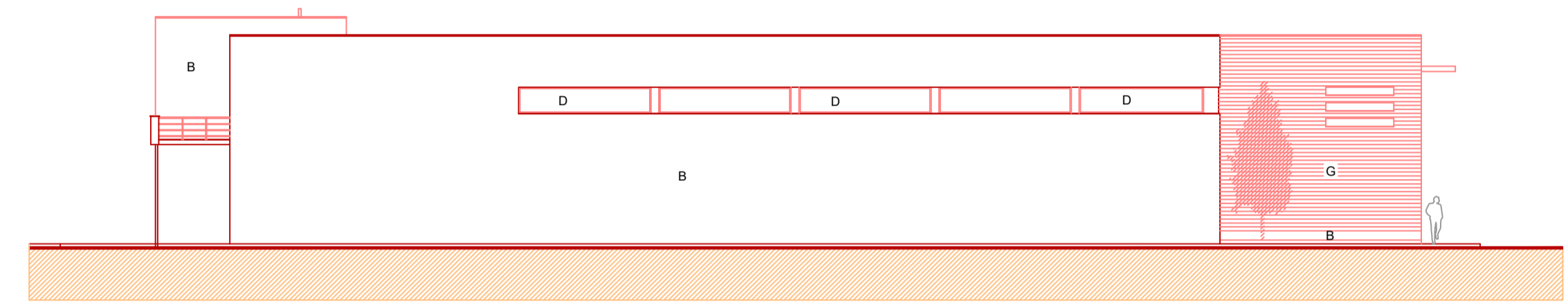
Alçado Principal



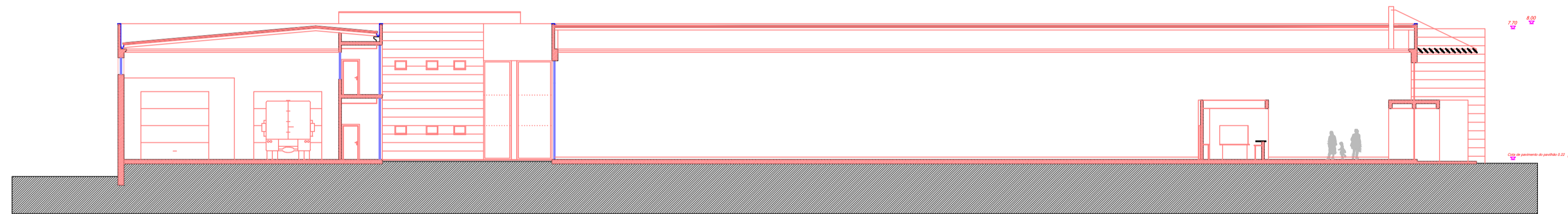
Alçado Direito



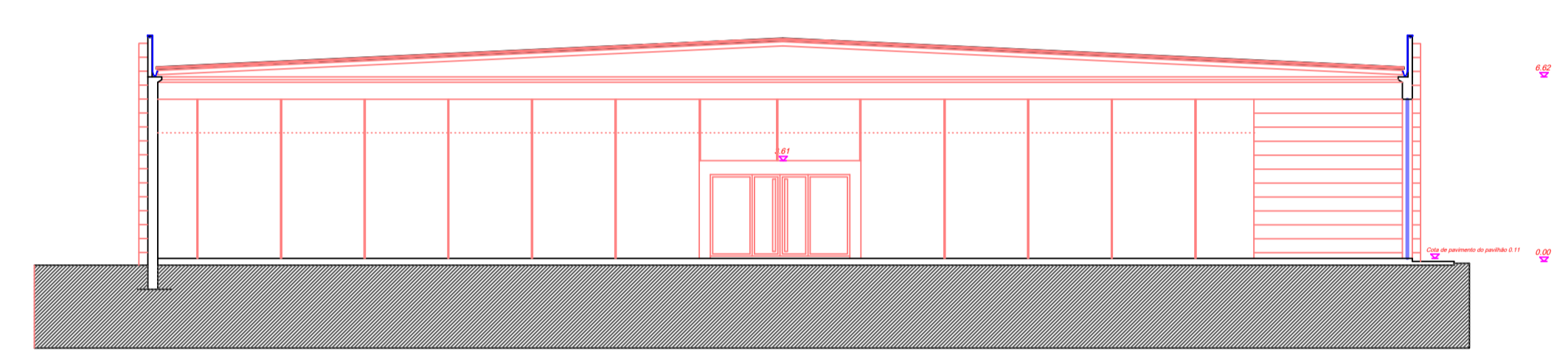
Alçado tardoz



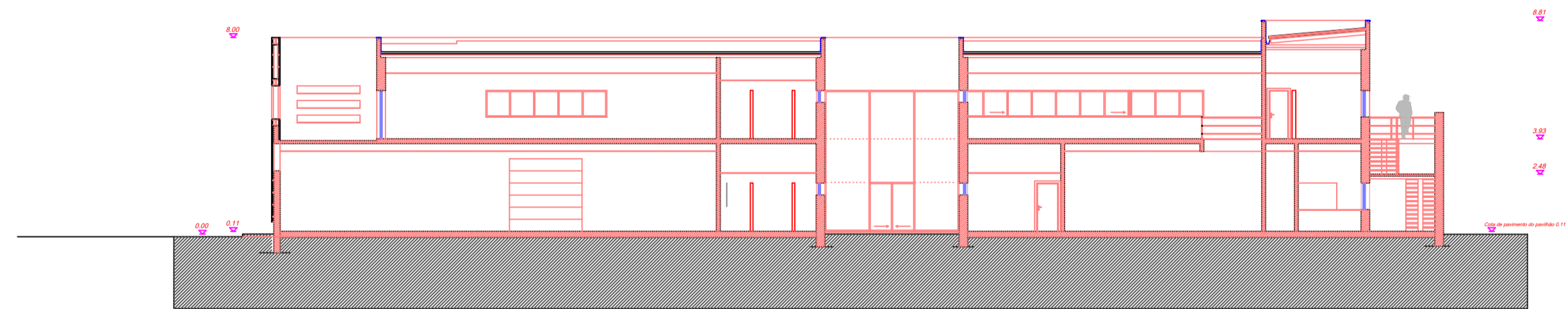
Corte L1



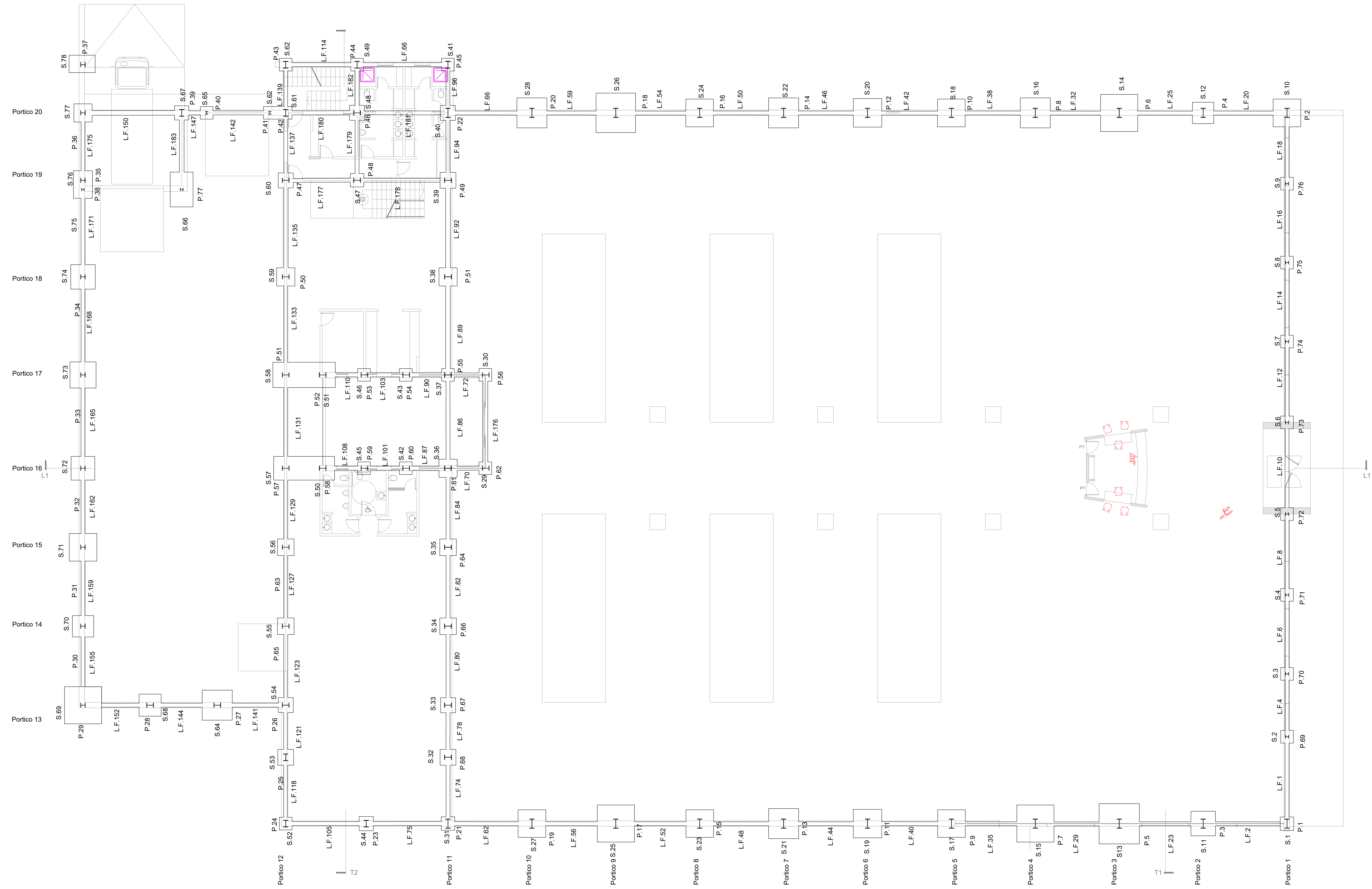
Corte T1



Corte T2



Planta Fundações Piso 0

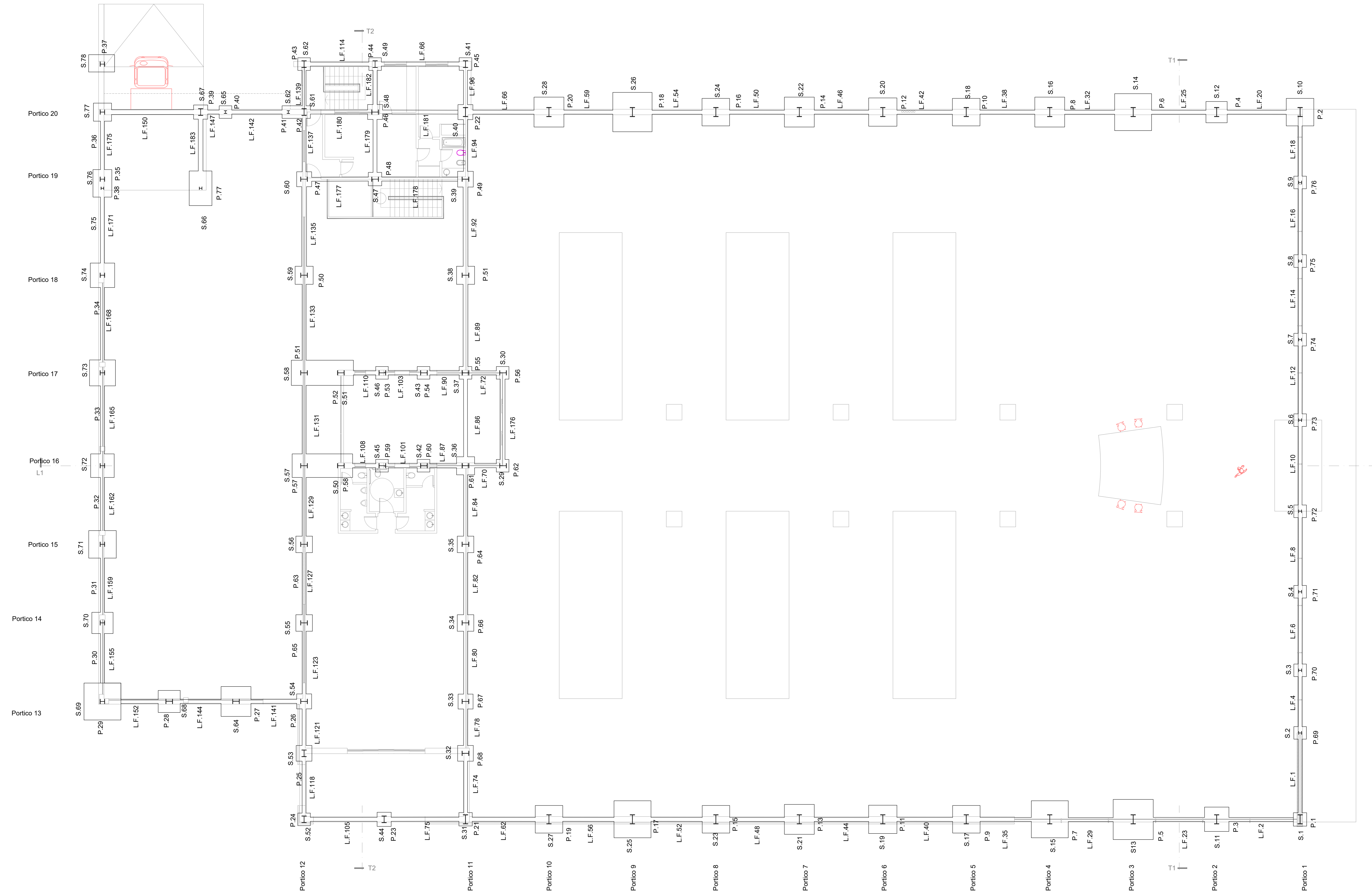


Legendas:
 S1 - Sapata
 P1 - Pilar
 L.F.1 - Limel fundação

Materiais:
 Aço A500 NR SD
 Betão C25/30
 Recobrimento
 Sapatas e linteis - 5.0 cm

<p>Junho 2017</p> <p>Escala: 1/100</p>	<p>Universidade da Beira Interior</p> <p>Faculdade de Engenharia</p>	<p>Nome: Mário Jorge Gonçalves Esteves</p> <p>Título: Licenciado em Engenharia de Estruturas e Construção</p> <p>Designação: 3</p>
	<p>Linteis de Fundação, Sapatas e Porticos</p>	<p>3</p>

Planta Fundações Piso 1



Legendas:
 S1 - Sapata
 P1 - Pilar
 L.F.1 - Lintel fundação

Materiais:
 Aço A500 NR SD
 Betão C25/30
 Recobrimento
 Sapatas e linteis - 5.0 cm

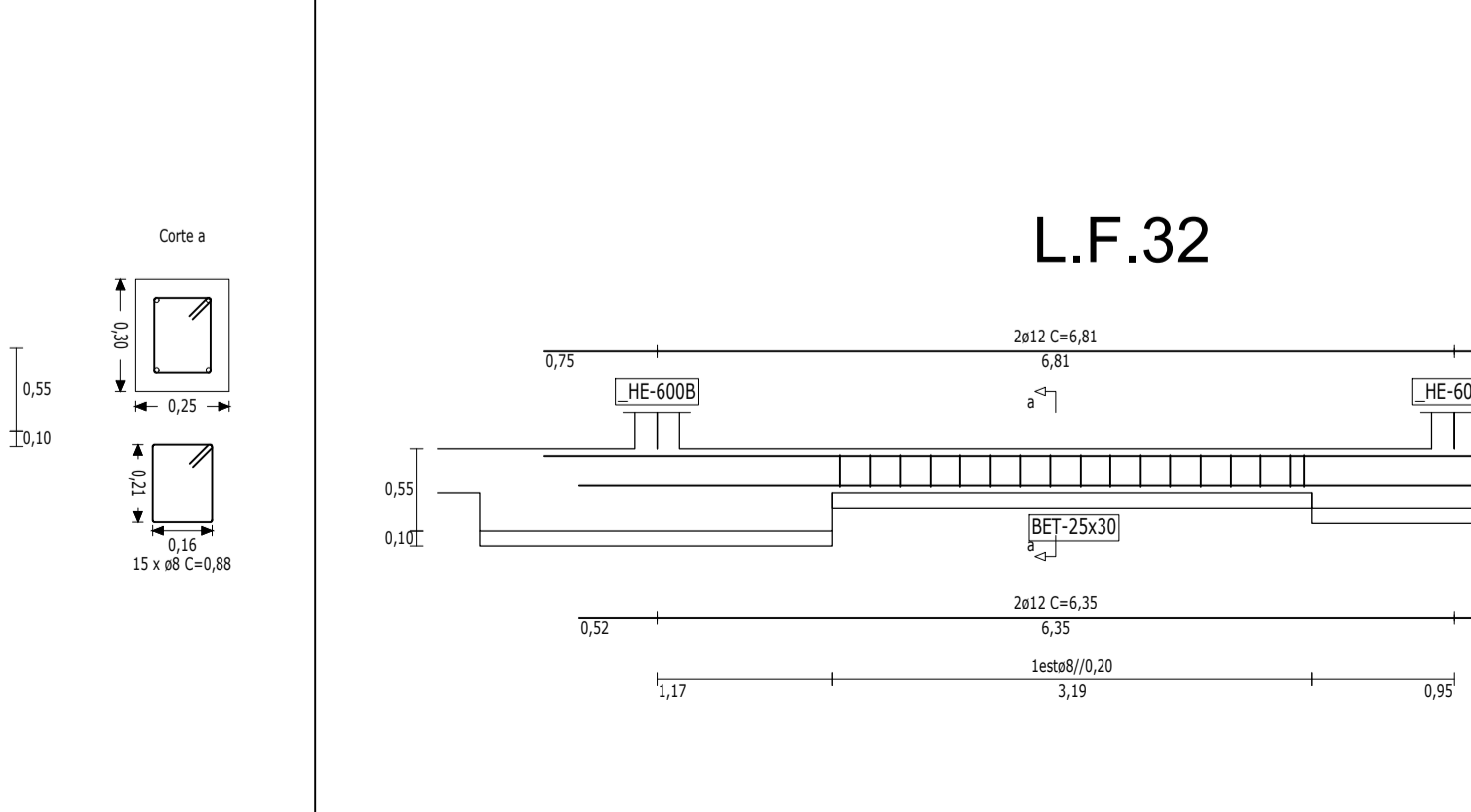
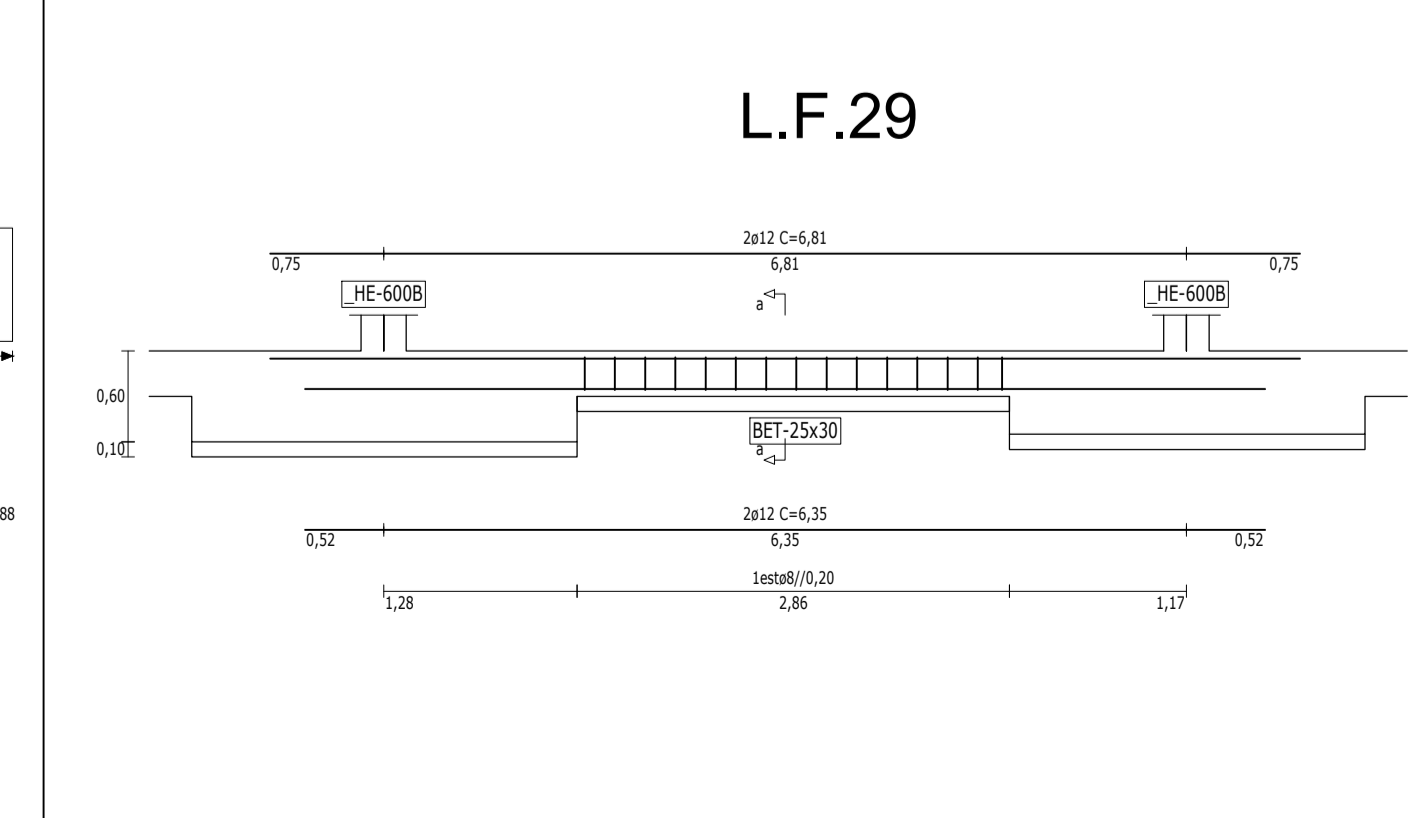
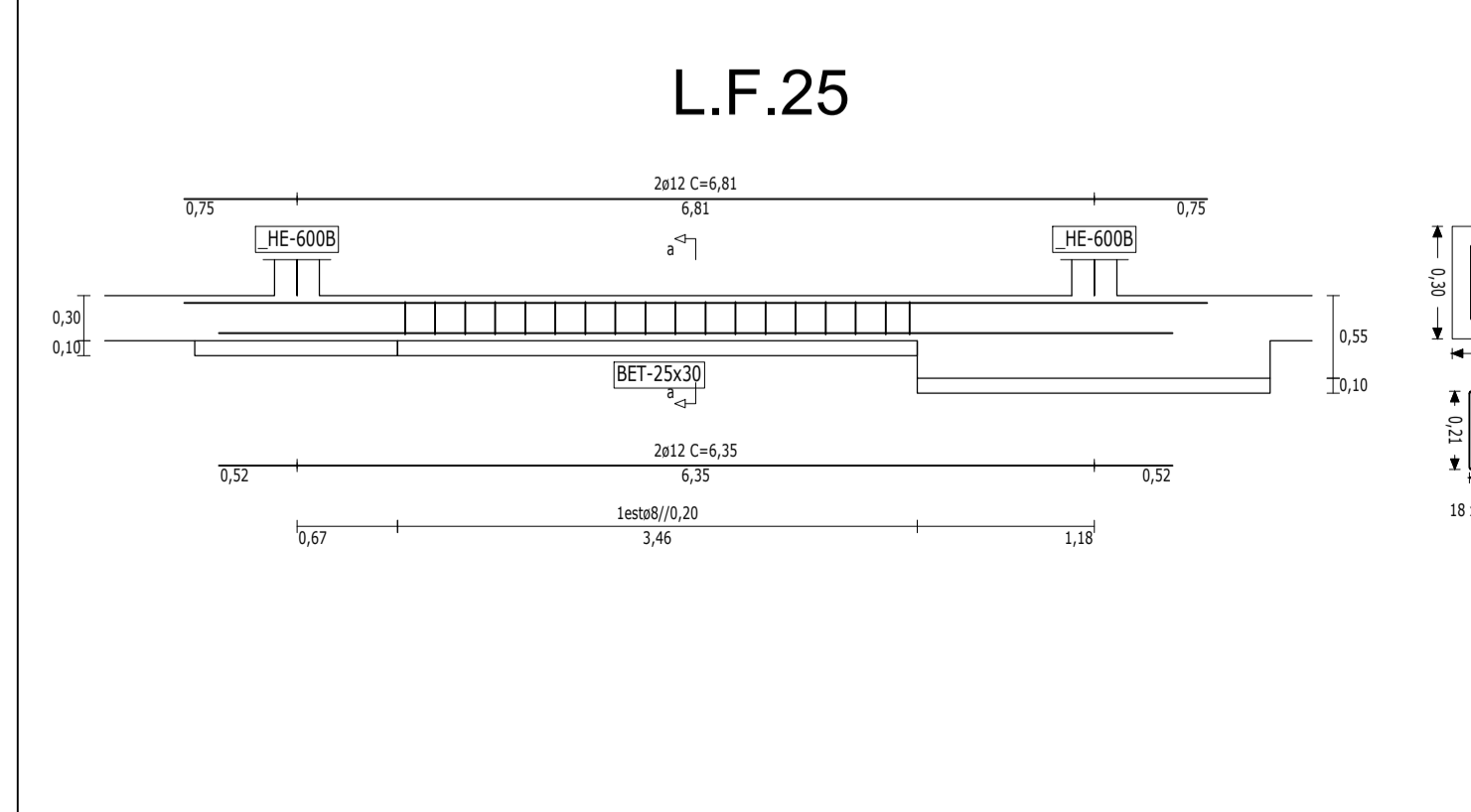
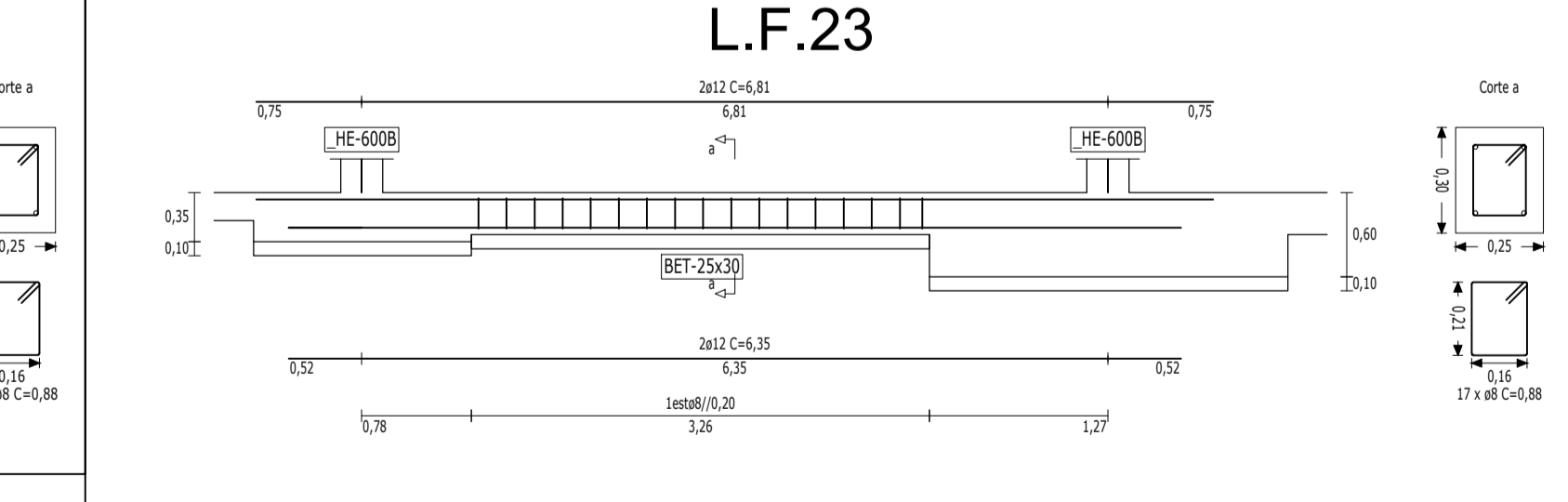
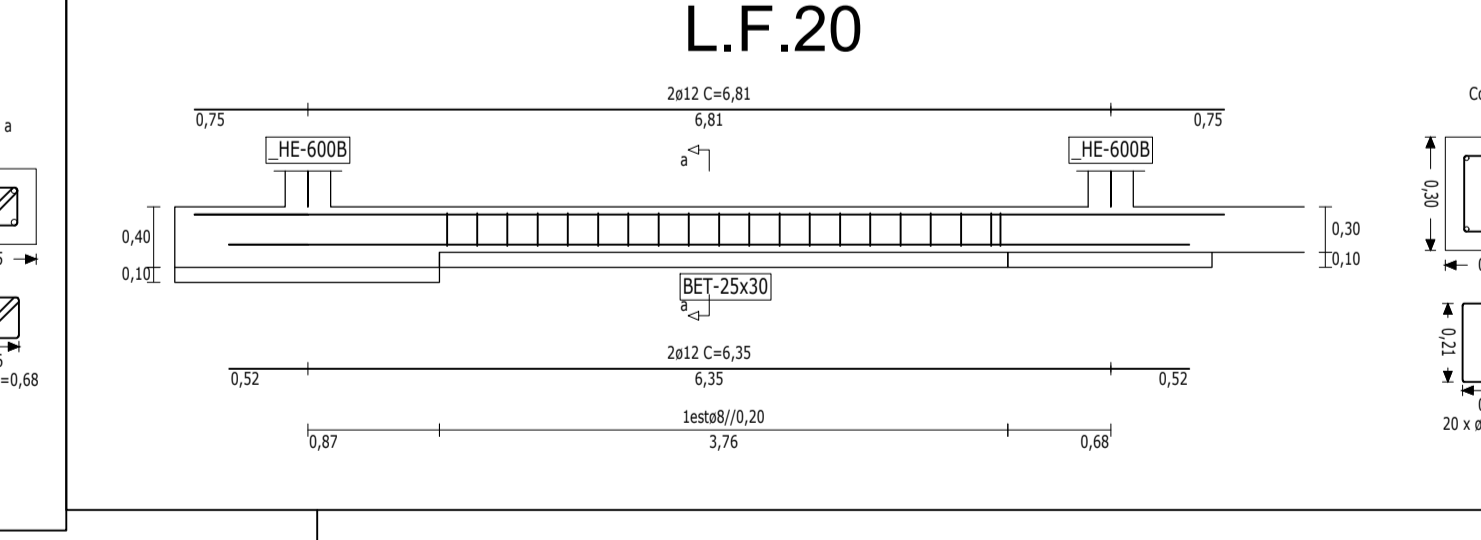
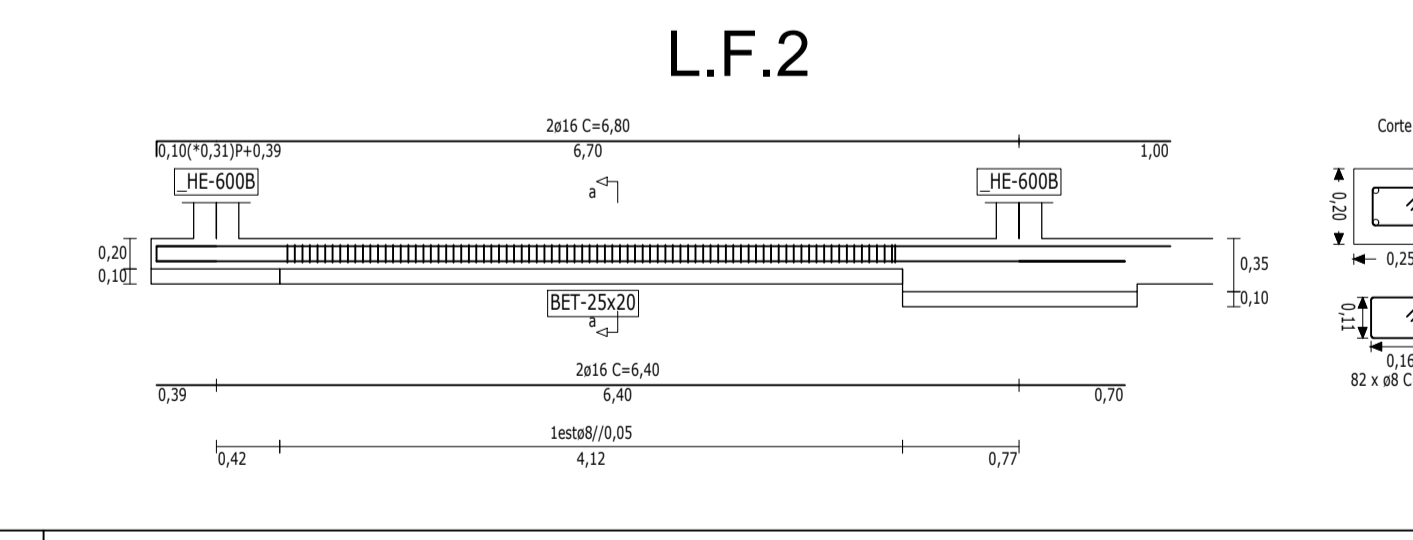
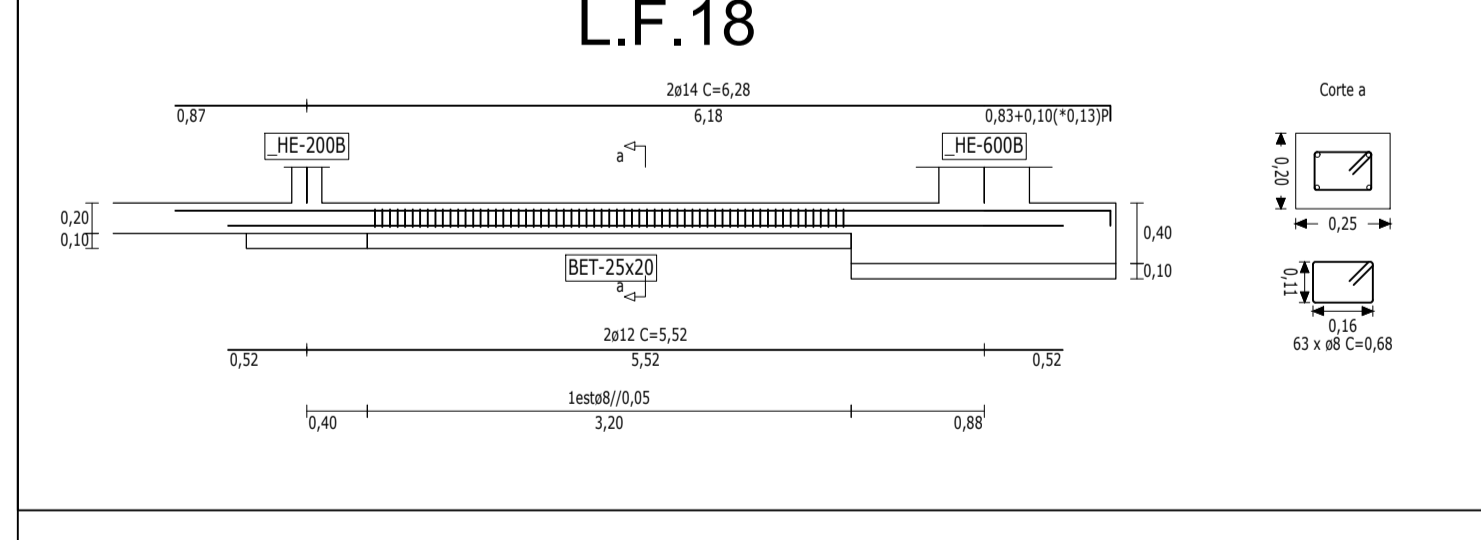
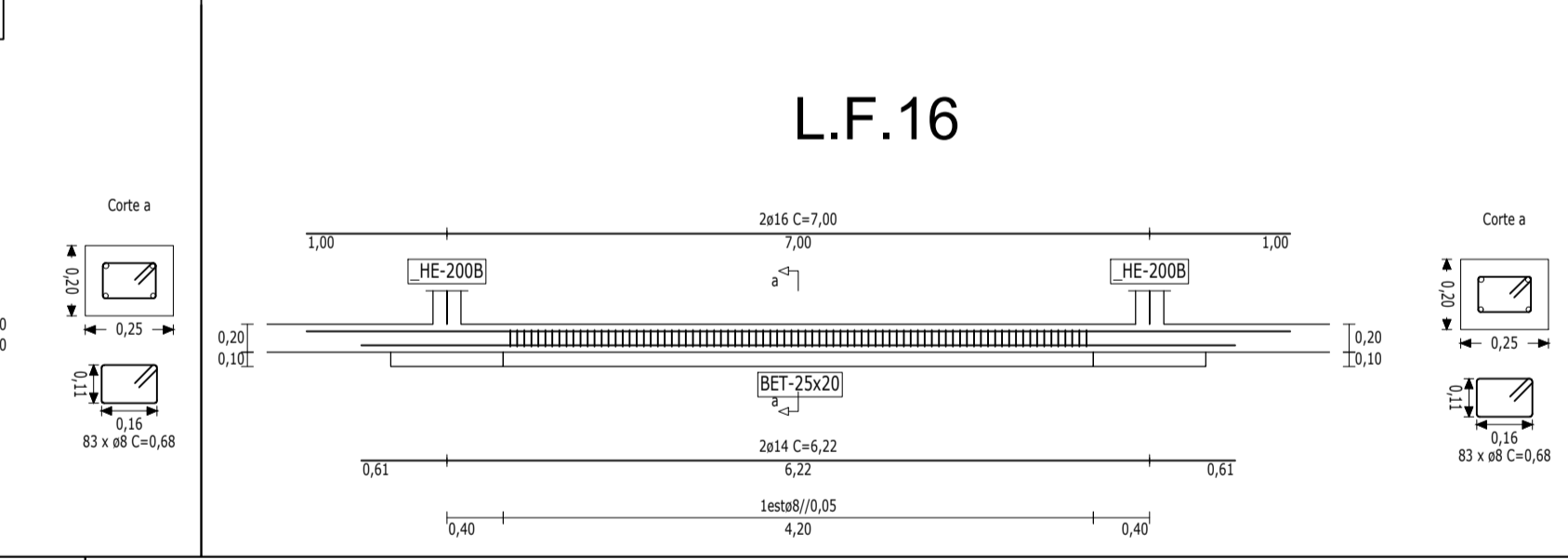
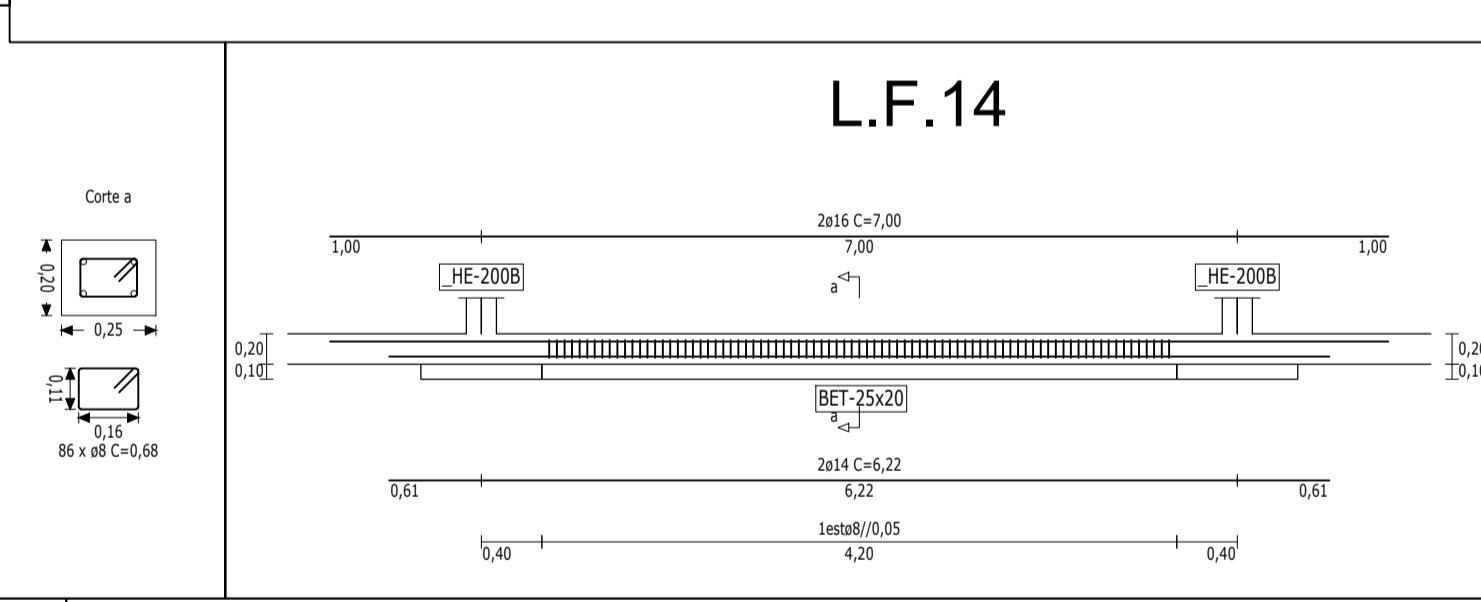
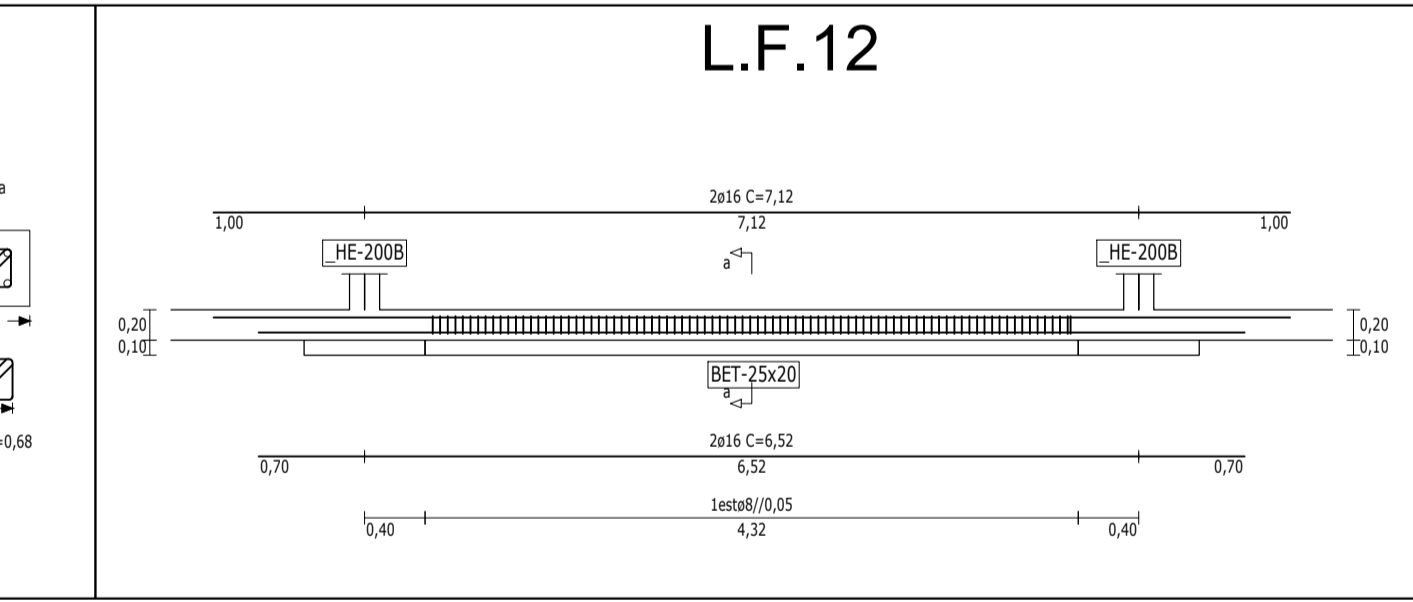
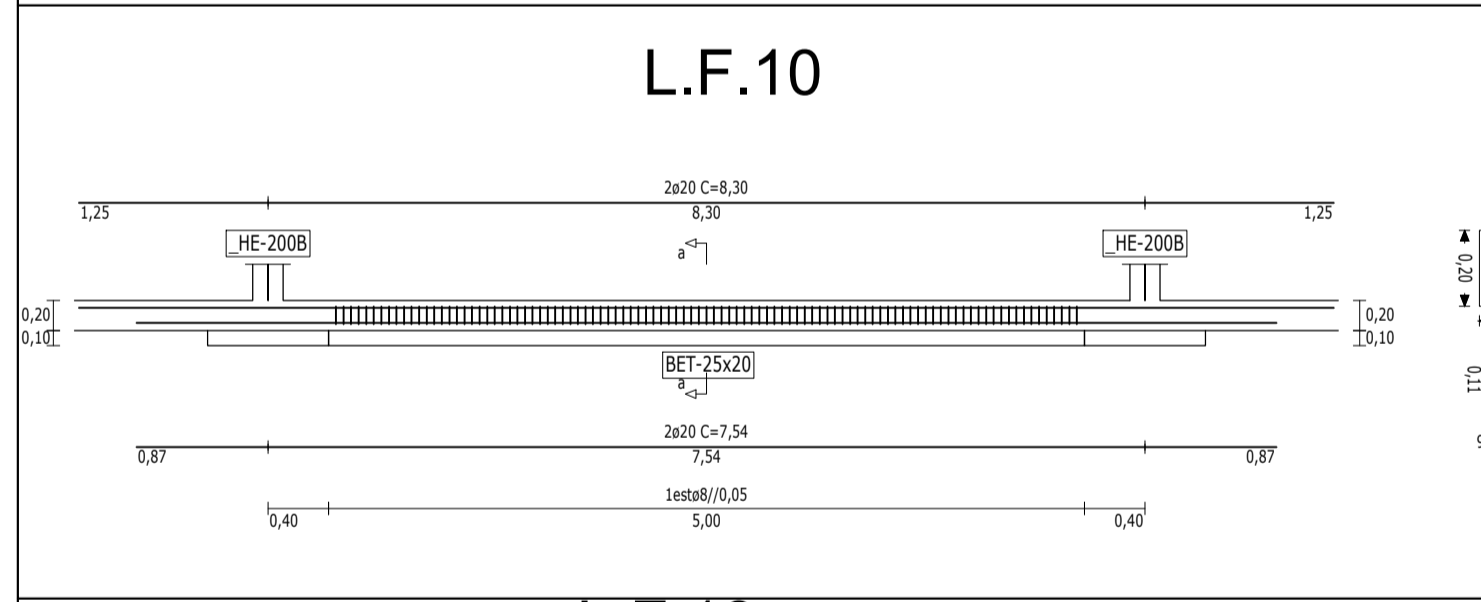
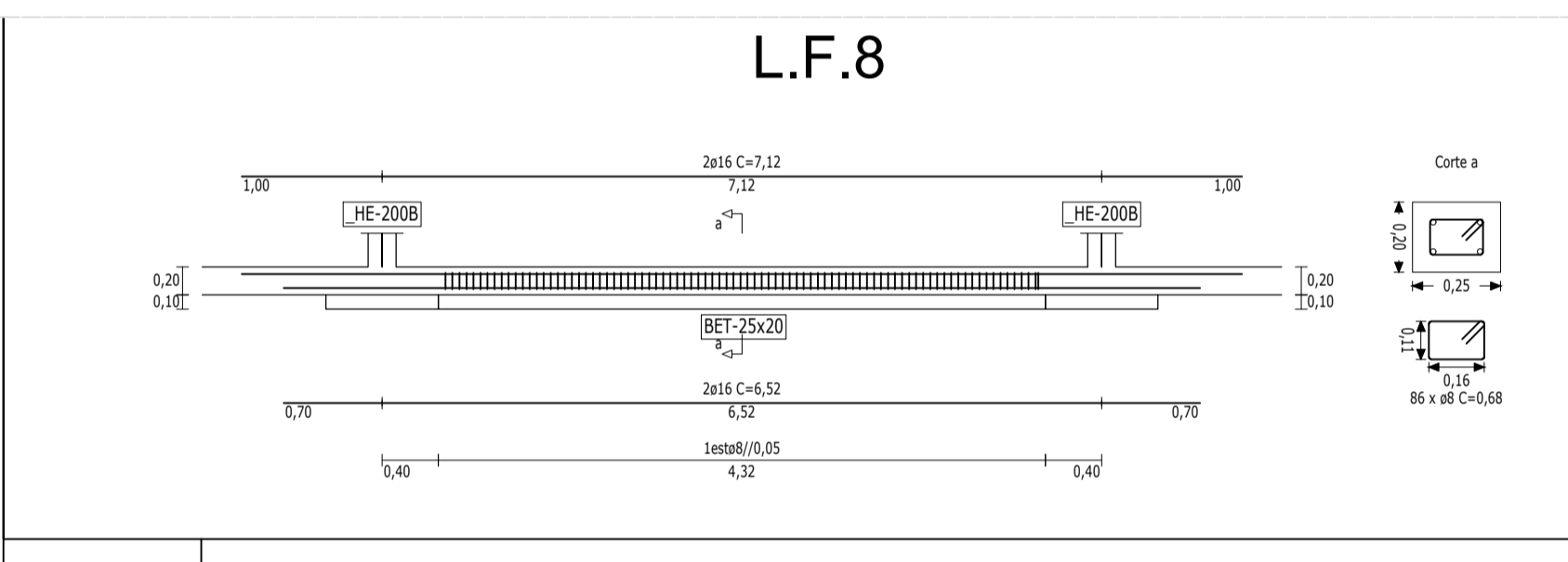
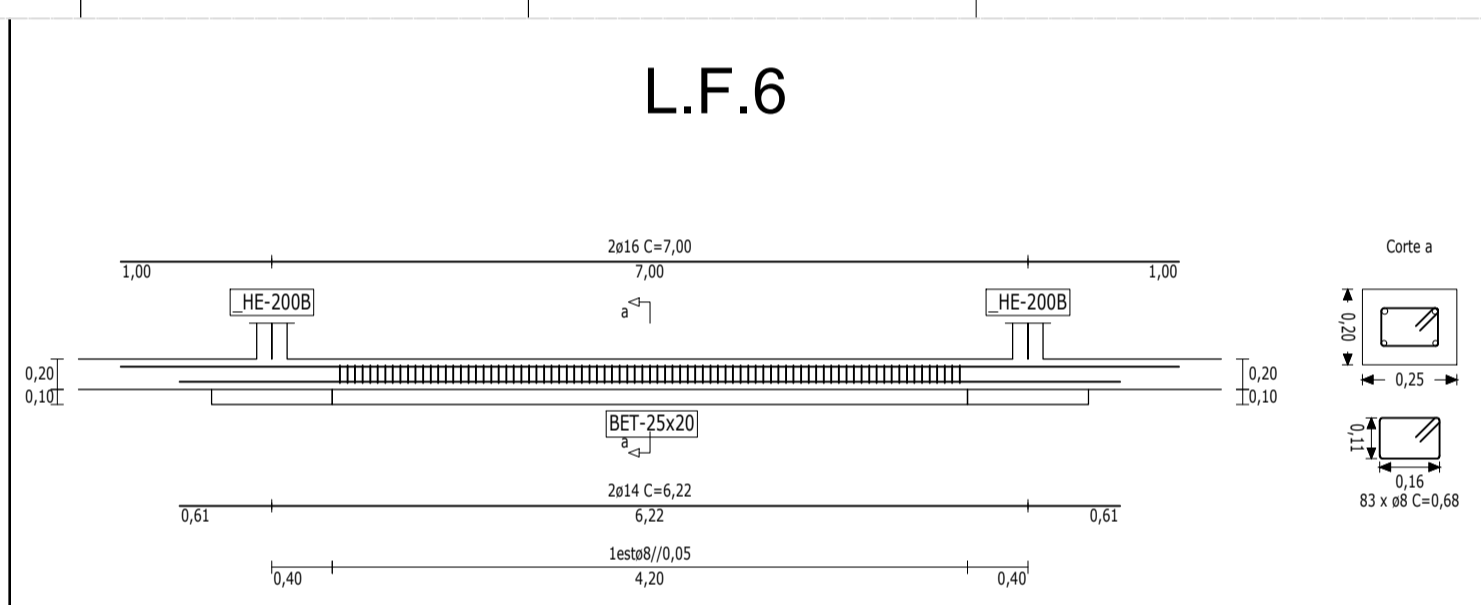
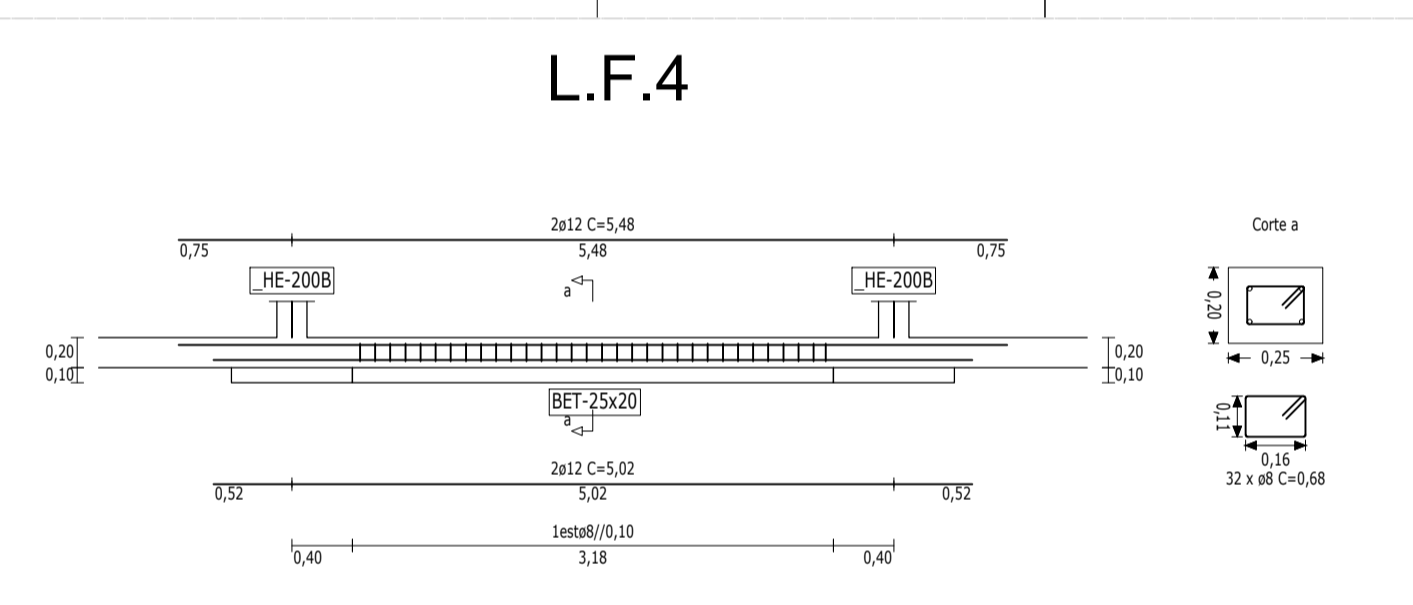
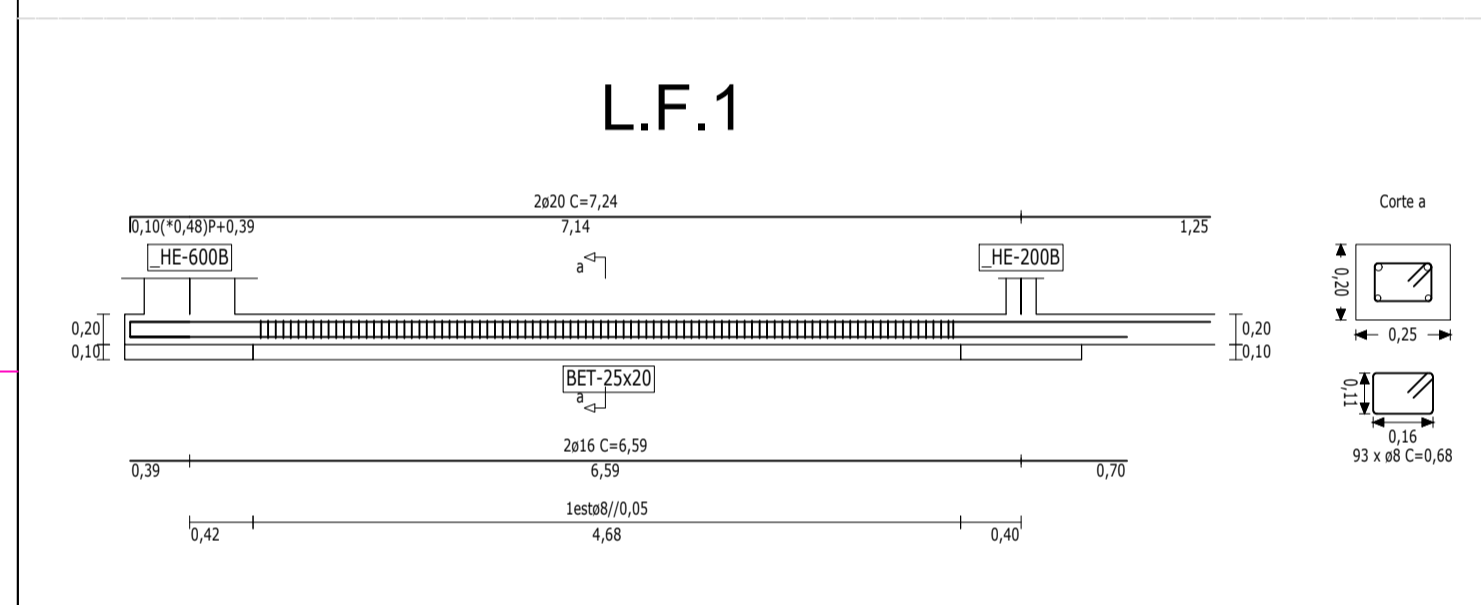
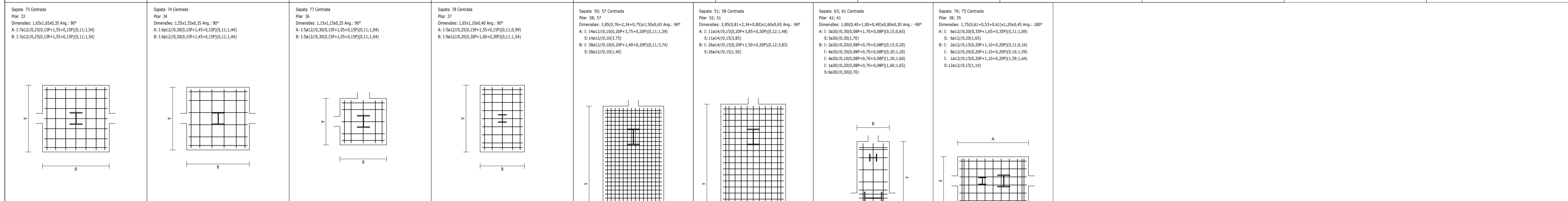
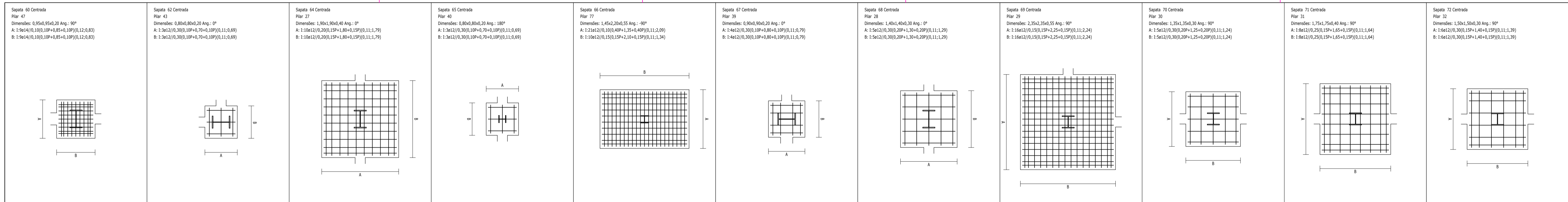
Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia Junho 2017 Escala: 1/100	Designação: 1 Linteis de Fundação, Sapatas e Porticos	Nome: Mário Jorge Gonçalves Esteves Titular do curso: Licenciatura em Engenharia de Estruturas e Construção Número nº:
		4

<p>Sapata 1 Centrada Pilar 1 Dimensões: 0,85x0,85x0,20 Ang.: 180° A: 1:3x12/0,300,10x+0,75+0,10P(0,11;0,74) B: 1:3x12/0,300,10x+0,75+0,10P(0,11;0,74)</p>	<p>Sapata 2 Centrada Pilar 49 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 3 Centrada Pilar 70 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 4 Centrada Pilar 31 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 5 Centrada Pilar 72 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 6 Centrada Pilar 23 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 7 Centrada Pilar 74 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 8 Centrada Pilar 75 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 9 Centrada Pilar 76 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 10 Centrada Pilar 2 Dimensões: 1,75x1,75x0,40 Ang.: 180° A: 1:8x12/0,250,15x+1,65+0,15P(0,11;1,64) B: 1:8x12/0,250,15x+1,65+0,15P(0,11;1,64)</p>	<p>Sapata 11 Centrada Pilar 3 Dimensões: 1,55x1,55x0,35 Ang.: 0° A: 1:6x12/0,300,25x+1,45+0,25P(0,11;1,44) B: 1:6x12/0,300,25x+1,45+0,25P(0,11;1,44)</p>
<p>Sapata 12 Centrada Pilar 4 Dimensões: 1,35x1,35x0,30 Ang.: 180° A: 1:5x12/0,300,20x+1,25+0,20P(0,11;1,24) B: 1:5x12/0,200,20x+1,25+0,20P(0,11;1,24)</p>	<p>Sapata 13 Centrada Pilar 5 Dimensões: 2,55x2,55x0,60 Ang.: 0° A: 1:17x12/0,150,15x+2,45+0,15P(0,11;2,44) B: 1:17x12/0,150,45 (0,11;2,44)</p>	<p>Sapata 14 Centrada Pilar 6 Dimensões: 2,35x2,35x0,55 Ang.: 180° A: 1:16x12/0,150,15x+2,25+0,15P(0,11;2,24) B: 1:16x12/0,150,15x+2,25+0,15P(0,11;2,24)</p>	<p>Sapata 15 Centrada Pilar 7 Dimensões: 2,35x2,35x0,55 Ang.: 0° A: 1:16x12/0,150,15x+2,25+0,15P(0,11;2,24) B: 1:16x12/0,150,15x+2,25+0,15P(0,11;2,24)</p>	<p>Sapata 16 Centrada Pilar 8 Dimensões: 1,90x1,90x0,40 Ang.: 180° A: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,79) B: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,79)</p>	<p>Sapata 17 Centrada Pilar 9 Dimensões: 1,75x1,75x0,40 Ang.: 0° A: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,79) B: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,79)</p>	<p>Sapata 18 Centrada Pilar 10 Dimensões: 1,75x1,75x0,40 Ang.: 180° A: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,79) B: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,79)</p>	<p>Sapata 19 Centrada Pilar 11 Dimensões: 1,80x1,80x0,40 Ang.: 0° A: 1:10x12/0,250,25x+1,70+0,25P(0,11;1,69) B: 1:10x12/0,250,25x+1,70+0,25P(0,11;1,69)</p>	<p>Sapata 20 Centrada Pilar 12 Dimensões: 1,80x1,80x0,40 Ang.: 180° A: 1:10x12/0,250,25x+1,70+0,25P(0,11;1,69) B: 1:10x12/0,250,25x+1,70+0,25P(0,11;1,69)</p>	<p>Sapata 21 Centrada Pilar 13 Dimensões: 1,90x1,90x0,40 Ang.: 0° A: 1:10x12/0,200,20x+1,80+0,20P(0,11;1,79) B: 1:10x12/0,200,20x+1,80+0,20P(0,11;1,79)</p>	<p>Sapata 22 Centrada Pilar 14 Dimensões: 1,90x1,90x0,40 Ang.: 180° A: 1:10x12/0,200,20x+1,80+0,20P(0,11;1,79) B: 1:10x12/0,200,20x+1,80+0,20P(0,11;1,79)</p>
<p>Sapata 23 Centrada Pilar 15 Dimensões: 1,75x1,75x0,40 Ang.: 0° A: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,64) B: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,64)</p>	<p>Sapata 24 Centrada Pilar 16 Dimensões: 1,75x1,75x0,40 Ang.: 180° A: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,64) B: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,64)</p>	<p>Sapata 25 Centrada Pilar 17 Dimensões: 2,35x2,35x0,55 Ang.: 0° A: 1:16x12/0,150,15x+2,25+0,15P(0,11;2,24) B: 1:16x12/0,150,15x+2,25+0,15P(0,11;2,24)</p>	<p>Sapata 26 Centrada Pilar 18 Dimensões: 2,50x2,50x0,55 Ang.: 180° A: 1:17x12/0,150,15x+2,40+0,15P(0,11;2,39) B: 1:17x12/0,150,40 (0,11;2,39)</p>	<p>Sapata 27 Centrada Pilar 19 Dimensões: 1,75x1,75x0,40 Ang.: 0° A: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,64) B: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,64)</p>	<p>Sapata 28 Centrada Pilar 20 Dimensões: 1,75x1,75x0,40 Ang.: 180° A: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,64) B: 1:10x12/0,250,20x+1,65+0,20P(0,11;1,64)</p>	<p>Sapata 29 Centrada Pilar 21 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 180° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 30 Centrada Pilar 56 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 31 Centrada Pilar 22 Dimensões: 0,85x0,85x0,20 Ang.: 0° A: 1:4x12/0,300,10x+0,75+0,10P(0,11;0,74) B: 1:4x12/0,150,10x+0,75+0,10P(0,11;0,74)</p>	<p>Sapata 32 Centrada Pilar 68 Dimensões: 1,00x1,00x0,20 Ang.: 90° A: 1:7x12/0,150,10x+0,90+0,10P(0,12;0,88) B: 1:7x12/0,150,10x+0,90+0,10P(0,12;0,88)</p>	<p>Sapata 33 Centrada Pilar 67 Dimensões: 0,95x0,95x0,20 Ang.: 90° A: 1:9x14/0,100,10x+0,85+0,10P(0,12;0,83) B: 1:9x14/0,100,10x+0,85+0,10P(0,12;0,83)</p>
<p>Sapata 34 Centrada Pilar 66 Dimensões: 1,05x1,05x0,25 Ang.: 90° A: 1:7x12/0,150,10x+0,85+0,10P(0,11;0,94) B: 1:10x12/0,100,10x+0,85+0,10P(0,11;0,94)</p>	<p>Sapata 35 Centrada Pilar 64 Dimensões: 1,05x1,05x0,25 Ang.: 90° A: 1:7x12/0,150,10x+0,85+0,10P(0,11;0,94) B: 1:10x12/0,100,10x+0,85+0,10P(0,11;0,94)</p>	<p>Sapata 36 Centrada Pilar 61 Dimensões: 1,15x1,15x0,25 Ang.: 90° A: 1:11x14/0,100,10x+0,95+0,10P(0,12;1,04) B: 1:15x12/0,300,10x+0,95+0,10P(0,11;0,94)</p>	<p>Sapata 37 Centrada Pilar 55 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:4x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 38 Centrada Pilar 51 Dimensões: 1,15x1,15x0,25 Ang.: 90° A: 1:11x14/0,100,10x+0,95+0,10P(0,12;1,03) B: 1:11x14/0,100,10x+0,95+0,10P(0,12;1,03)</p>	<p>Sapata 39 Centrada Pilar 49 Dimensões: 1,00x1,00x0,20 Ang.: 90° A: 1:6x12/0,300,10x+0,90+0,10P(0,13;0,87) B: 1:6x12/0,100,10x+0,90+0,10P(0,13;0,87)</p>	<p>Sapata 40 Centrada Pilar 22 Dimensões: 0,95x0,95x0,20 Ang.: 180° A: 1:9x14/0,100,10x+0,85+0,10P(0,12;0,83) B: 1:9x14/0,100,10x+0,85+0,10P(0,12;0,83)</p>	<p>Sapata 41 Centrada Pilar 45 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 42 Centrada Pilar 60 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 43 Centrada Pilar 64 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	
<p>Sapata 45 Centrada Pilar 53 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 90° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 46 Centrada Pilar 53 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 47 Centrada Pilar 48 Dimensões: 0,85x0,85x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,75+0,10P(0,11;0,74) B: 1:3x12/0,300,10x+0,75+0,10P(0,11;0,74)</p>	<p>Sapata 48 Centrada Pilar 53 Dimensões: 0,95x0,95x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,85+0,10P(0,12;0,83) B: 1:3x12/0,300,10x+0,85+0,10P(0,12;0,83)</p>	<p>Sapata 49 Centrada Pilar 44 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:4x12/0,250,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 53 Centrada Pilar 24 Dimensões: 0,80x0,80x0,20 Ang.: 0° A: 1:3x12/0,300,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69) B: 1:4x12/0,250,10x+0,70+0,10P(0,11;0,69)</p>	<p>Sapata 54 Centrada Pilar 25 Dimensões: 1,00x1,00x0,20 Ang.: 0° A: 1:7x12/0,150,10x+0,95+0,10P(0,12;0,88) B: 1:9x14/0,100,10x+0,95+0,10P(0,12;0,88)</p>	<p>Sapata 55 Centrada Pilar 65 Dimensões: 1,05x1,05x0,25 Ang.: 90° A: 1:7x12/0,150,10x+0,95+0,10P(0,12;0,94) B: 1:10x12/0,100,10x+0,95+0,10P(0,12;0,94)</p>	<p>Sapata 56 Centrada Pilar 63 Dimensões: 1,05x1,05x0,25 Ang.: 90° A: 1:7x12/0,150,10x+0,95+0,10P(0,12;0,94) B: 1:10x12/0,100,10x+0,95+0,10P(0,12;0,94)</p>	<p>Sapata 59 Centrada Pilar 50 Dimensões: 1,15x1,15x0,25 Ang.: 90° A: 1:11x14/0,100,10x+1,05+0,10P(0,12;1,03) B: 1:11x14/0,100,10x+1,05+0,10P(0,12;1,03)</p>	

Nome :

Materiais:
Aço A500 NR S355
Betão C25/30

	<p>Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia</p>	<p>Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção Mário Jorge Gonçalves Esteves</p>
	<p>Junho 2017</p>	<p>Designação : Sapatas isoladas</p>
<p>Escala : 1/50</p>		

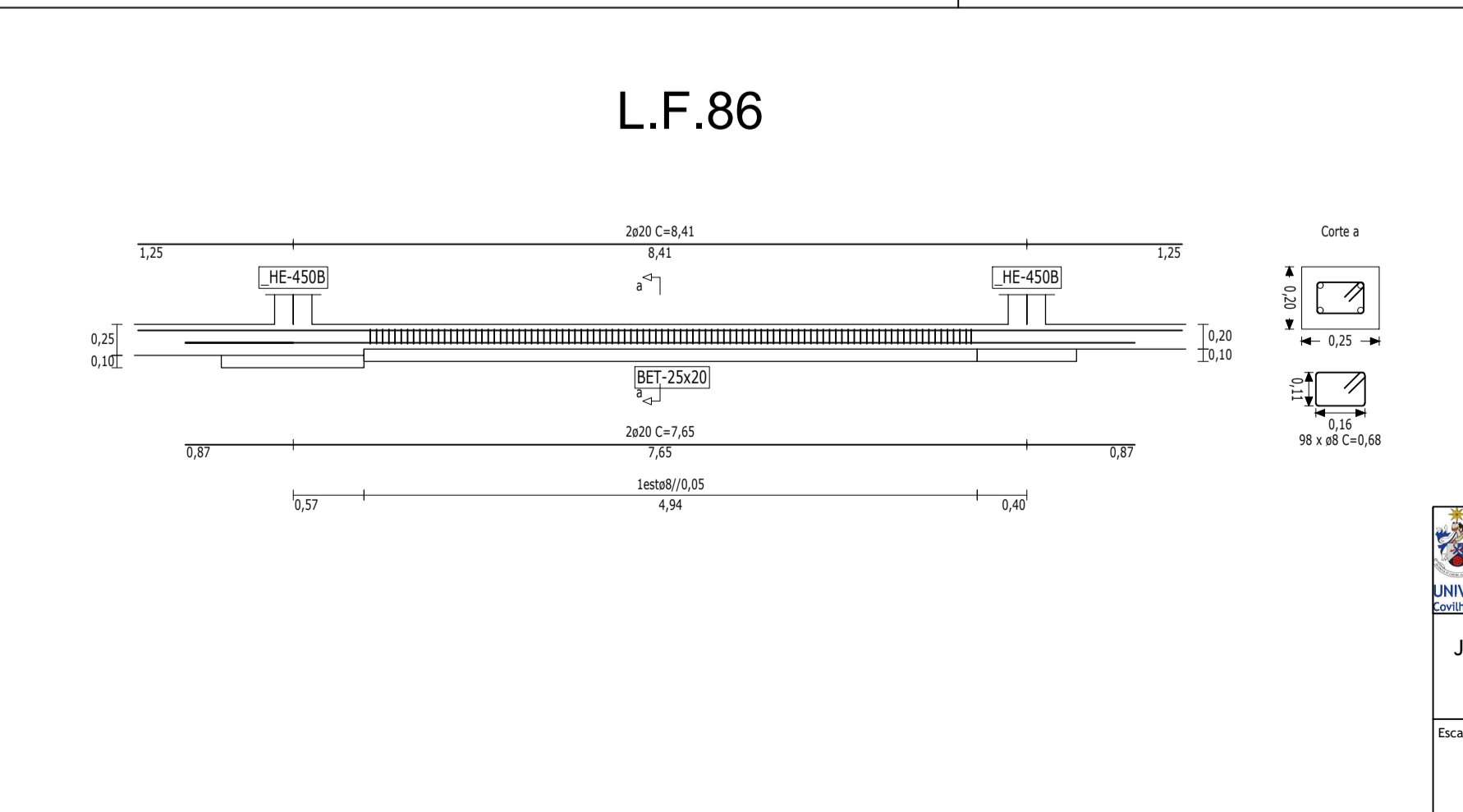
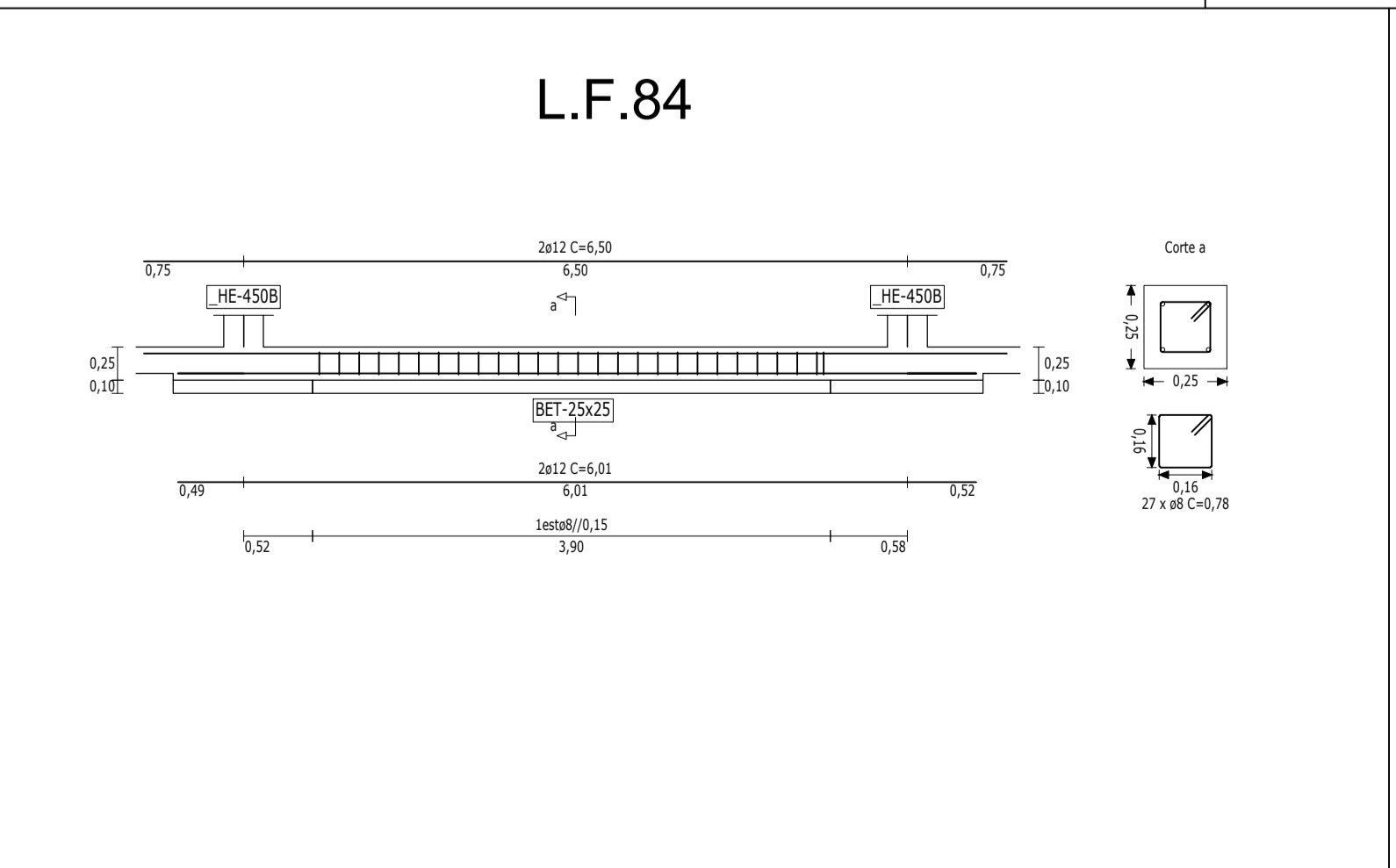
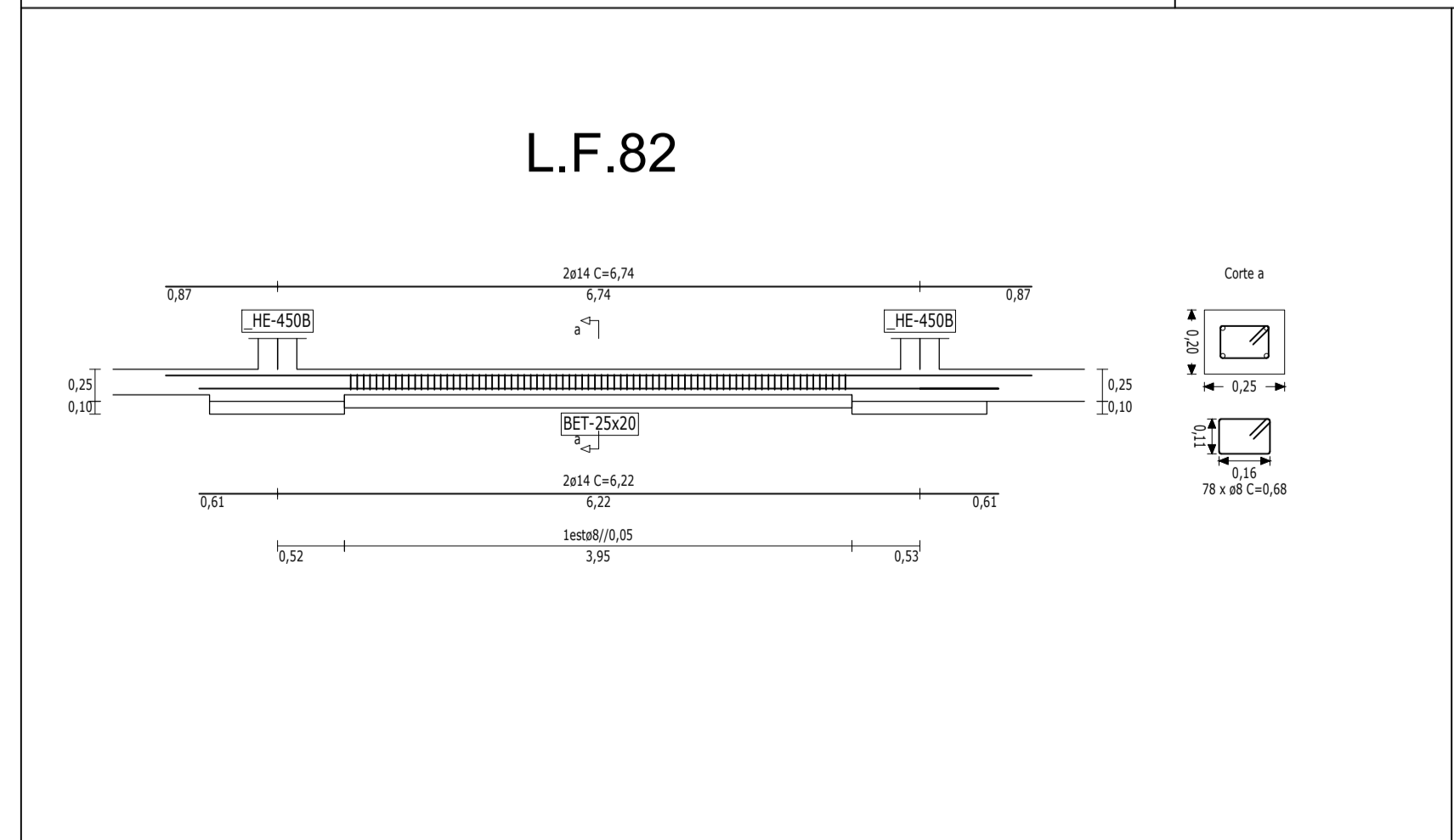
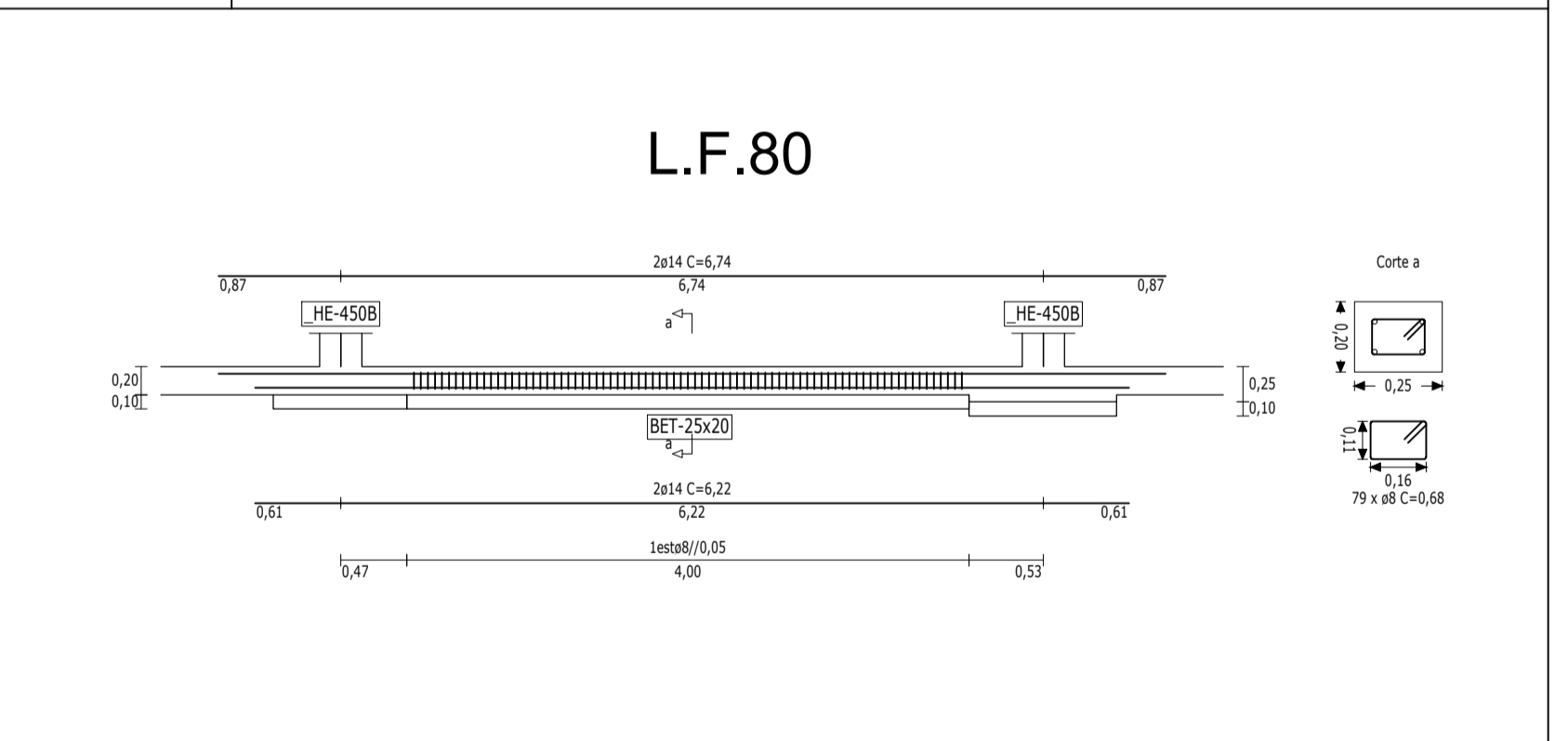
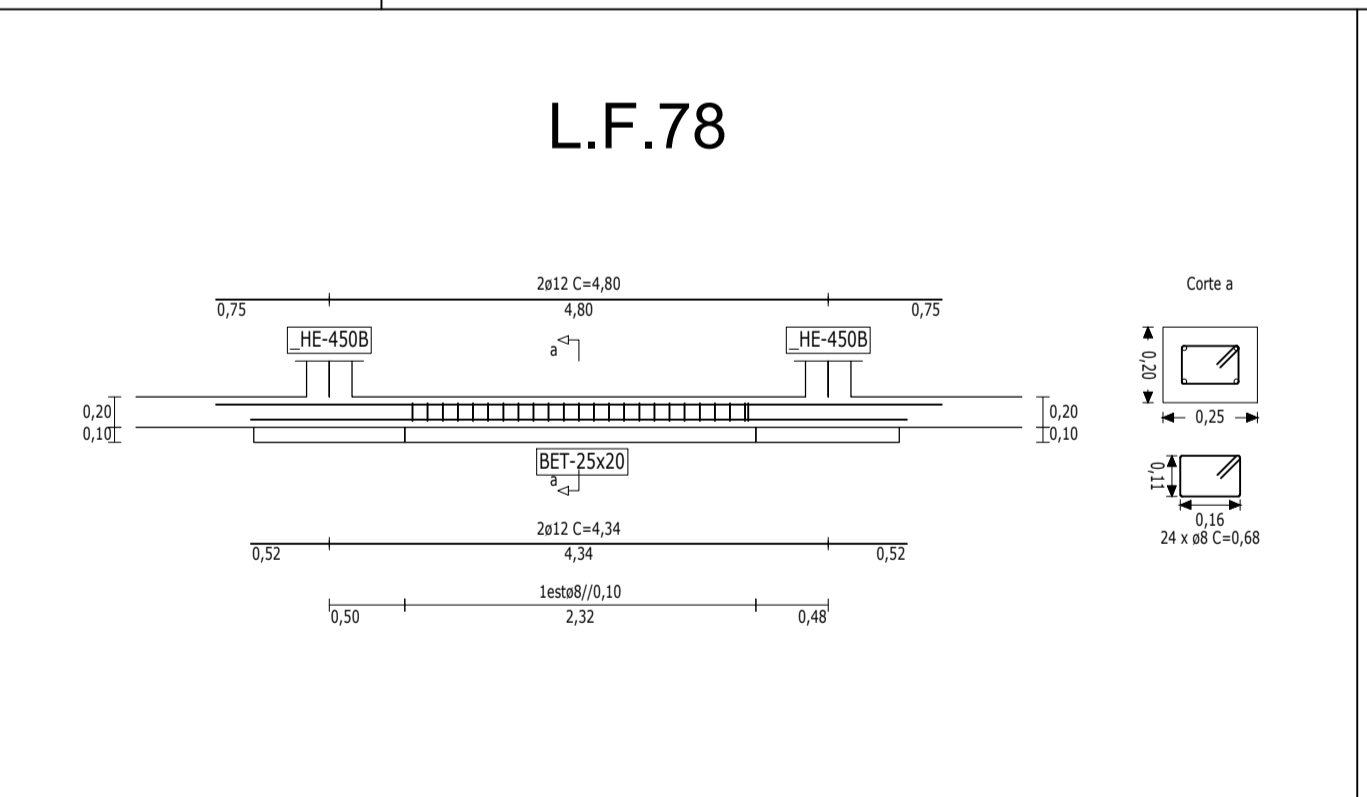
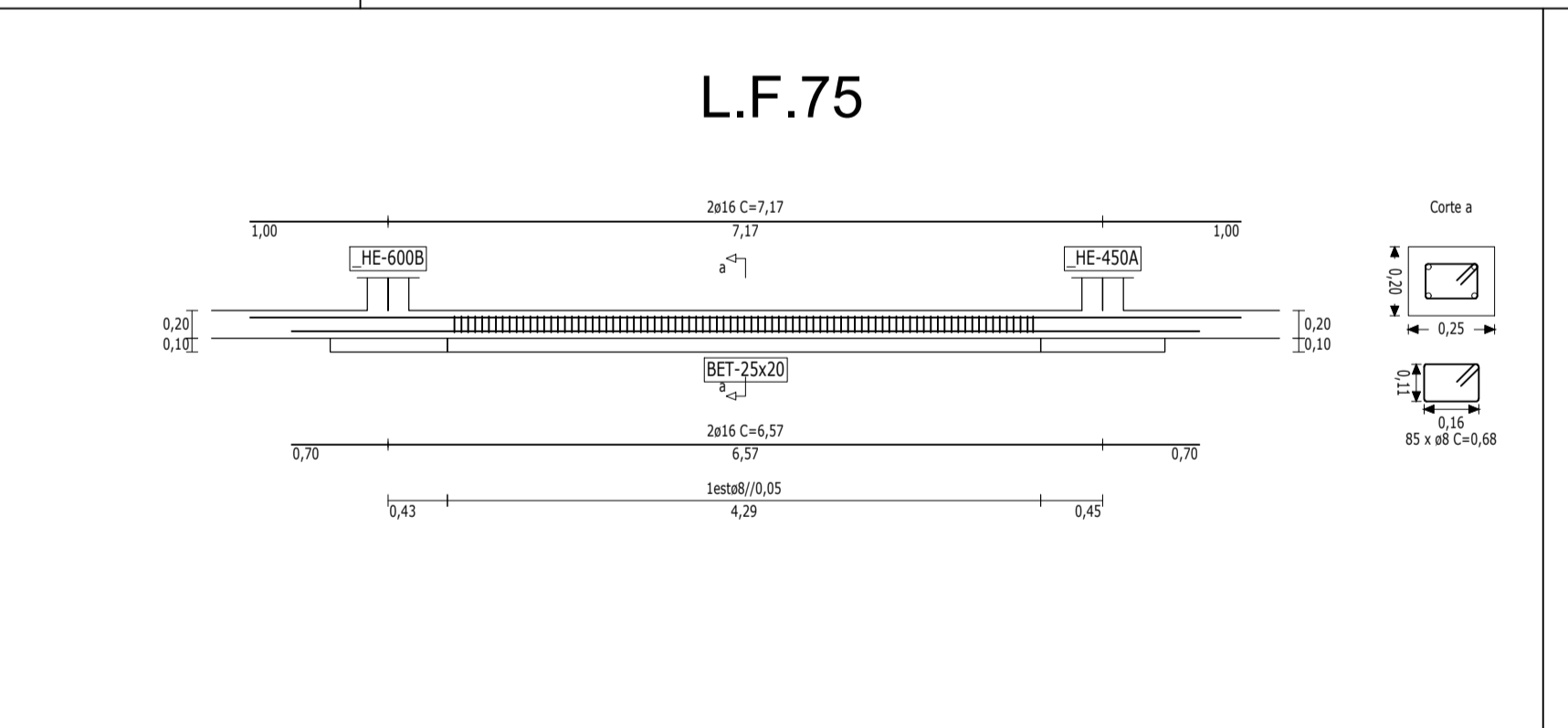
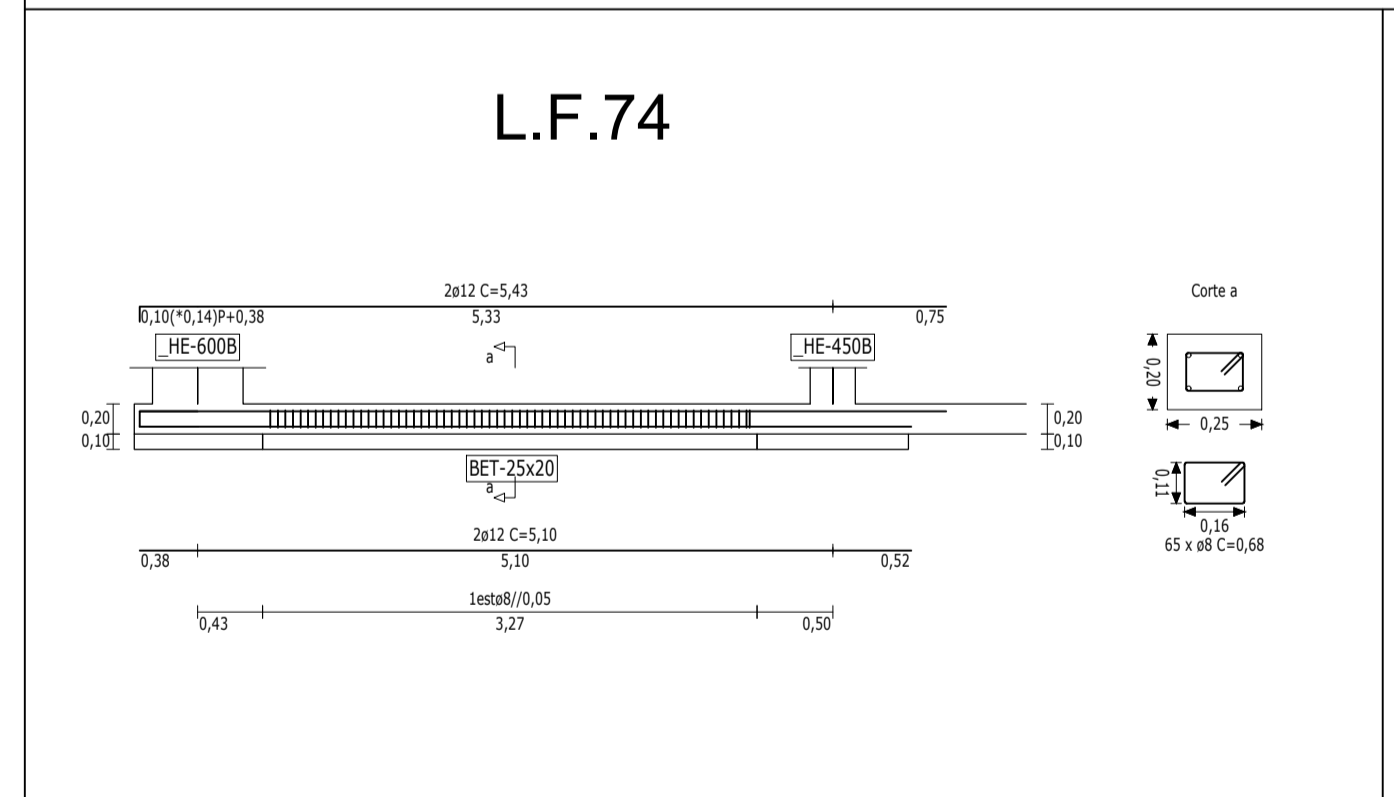
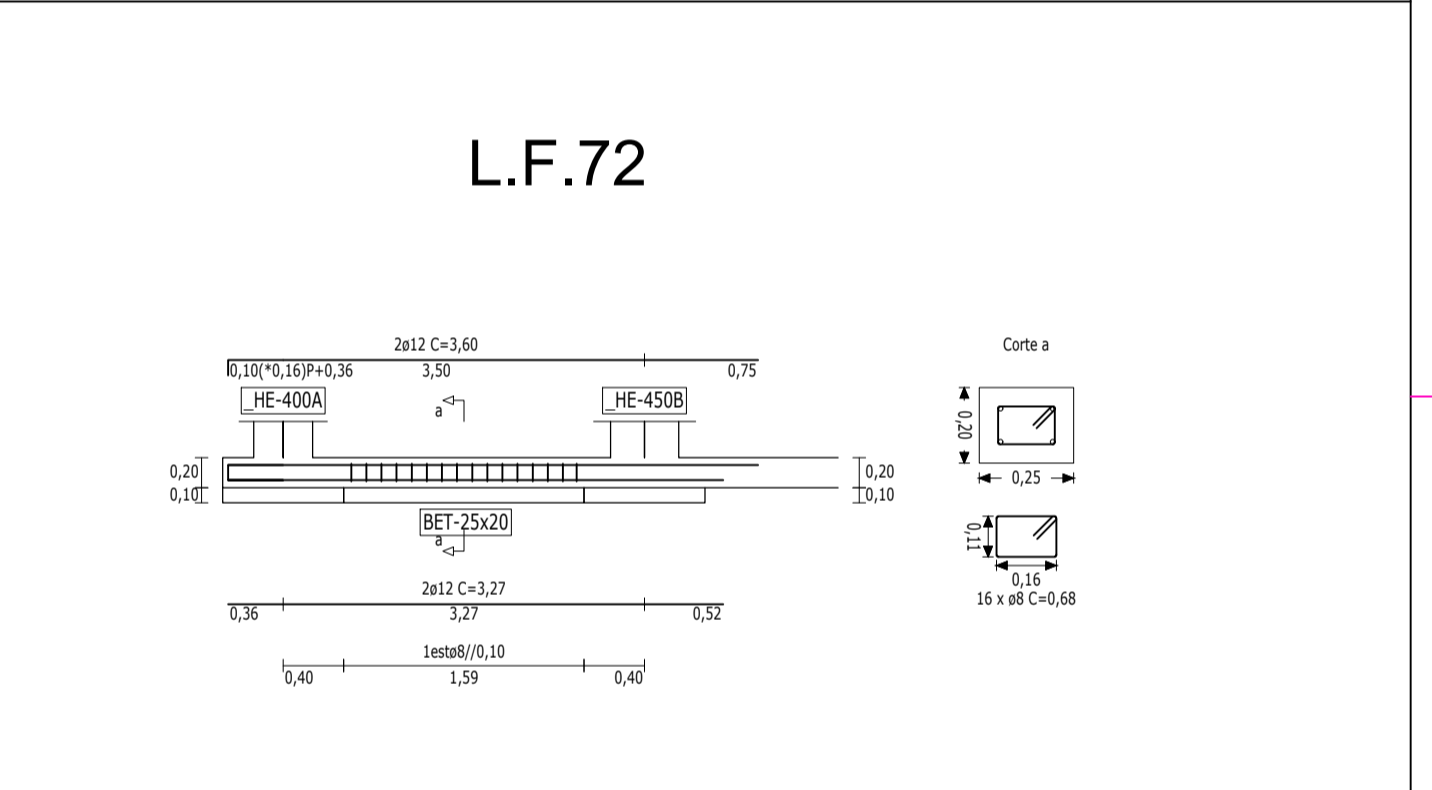
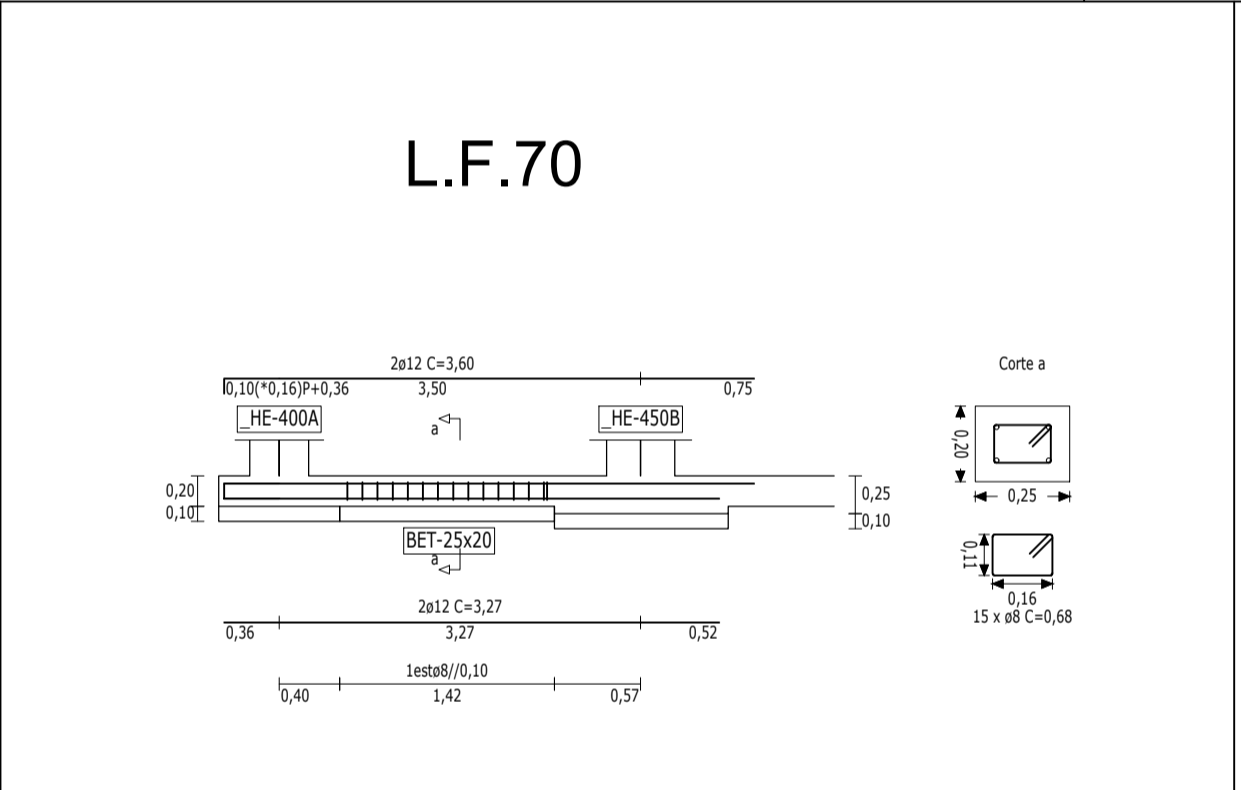
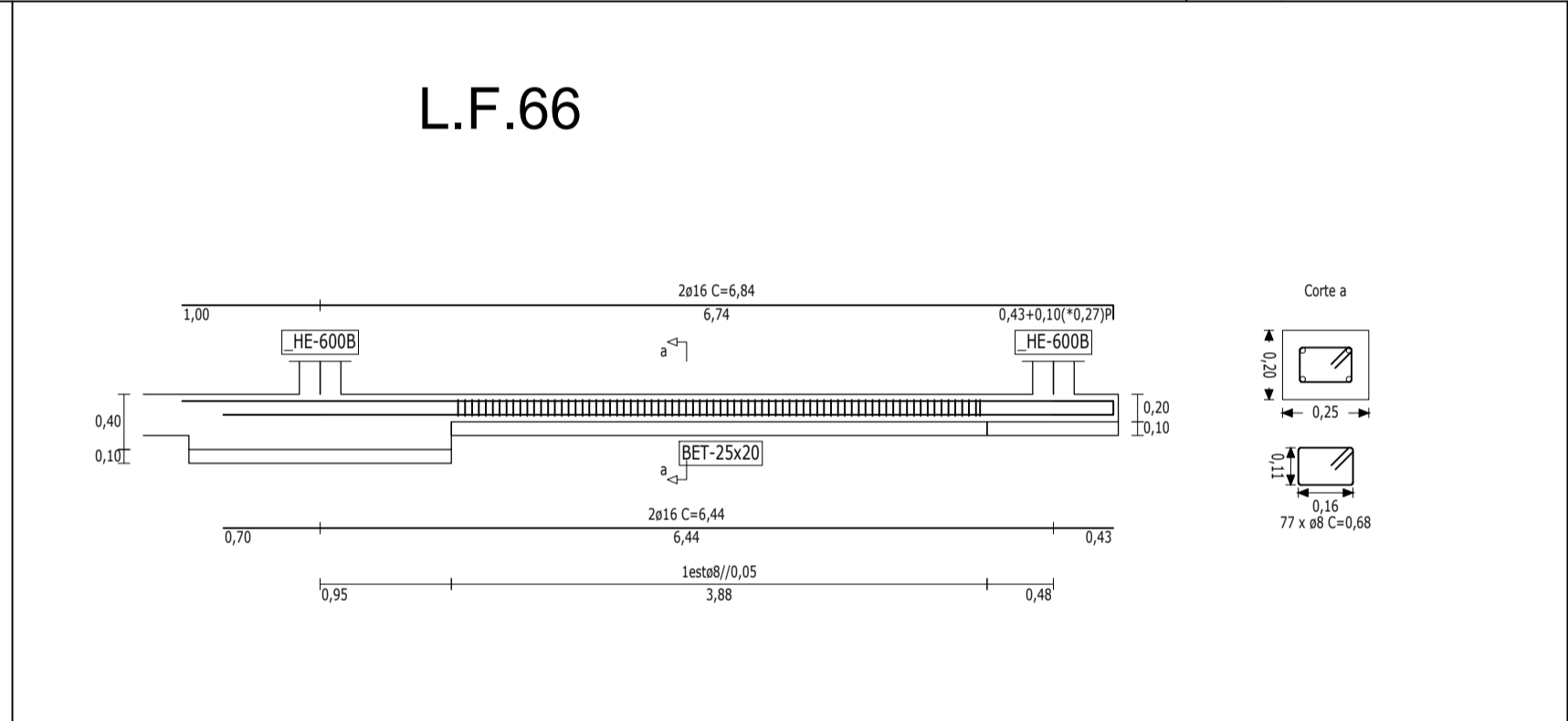
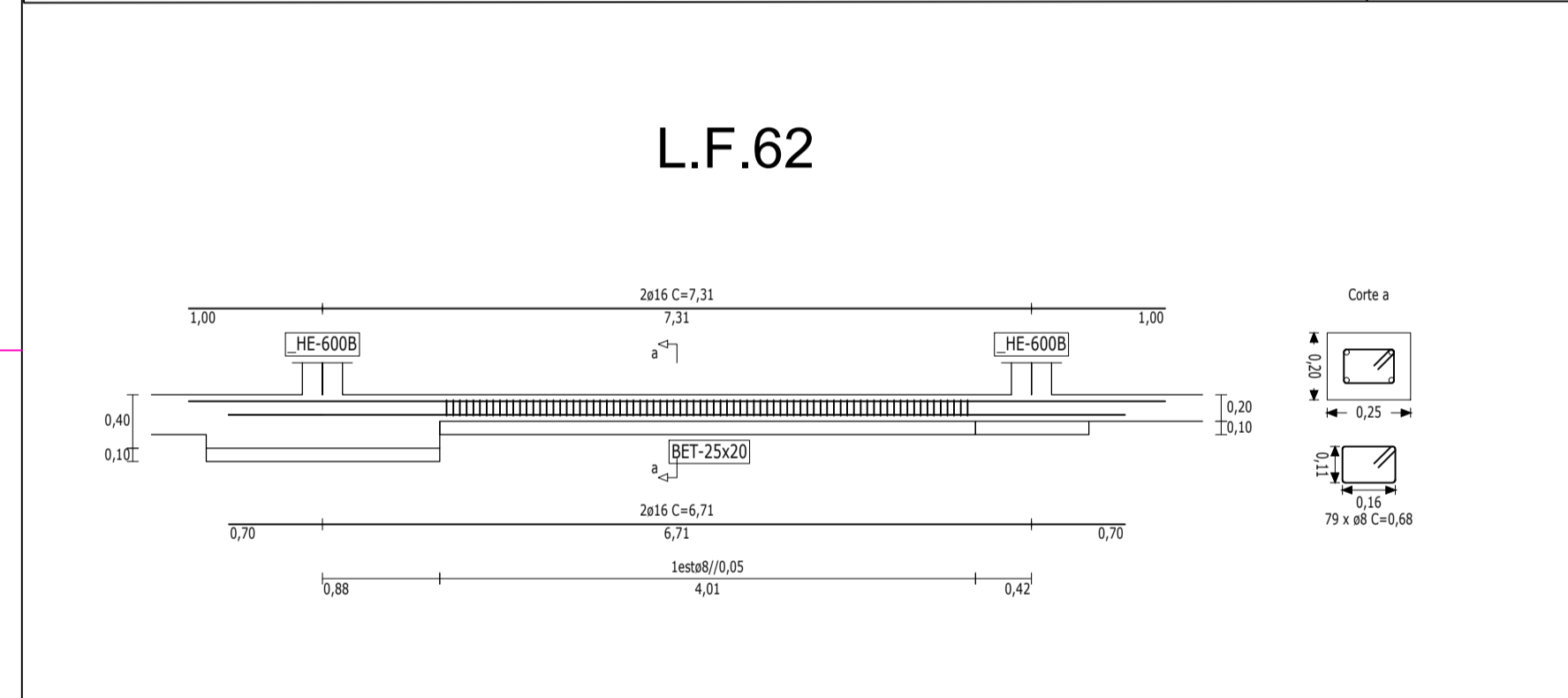
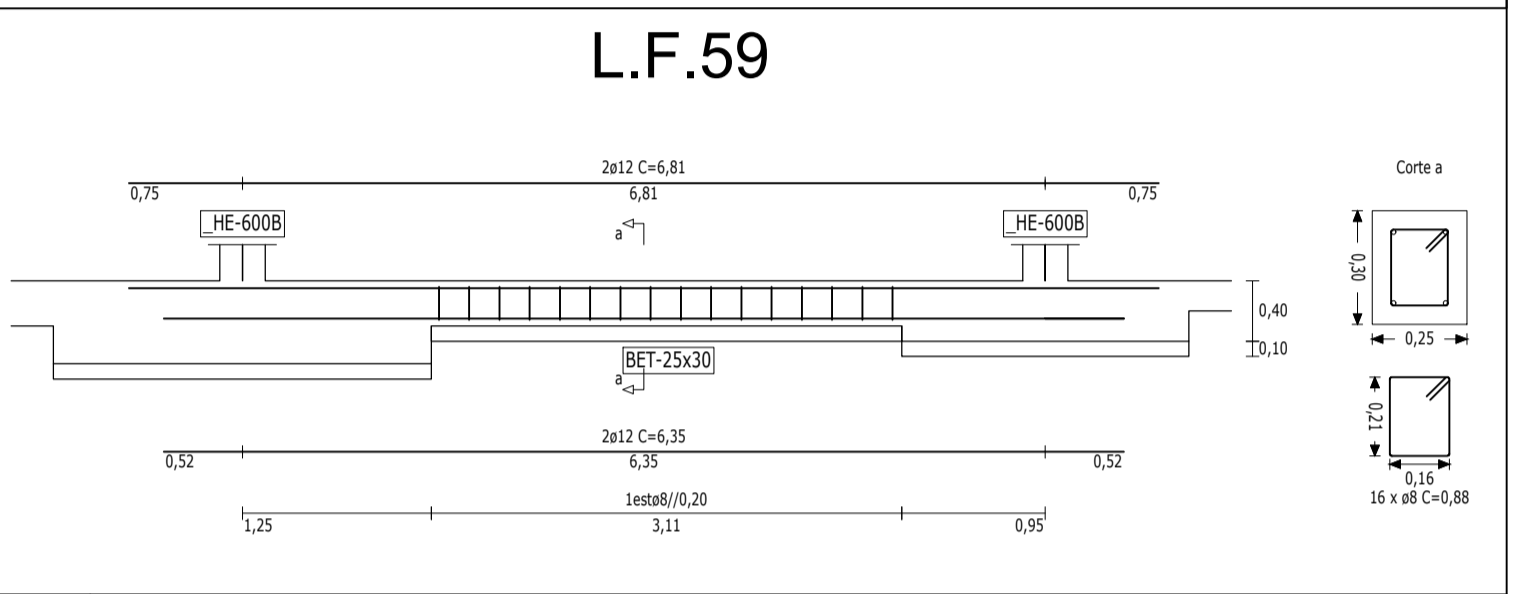
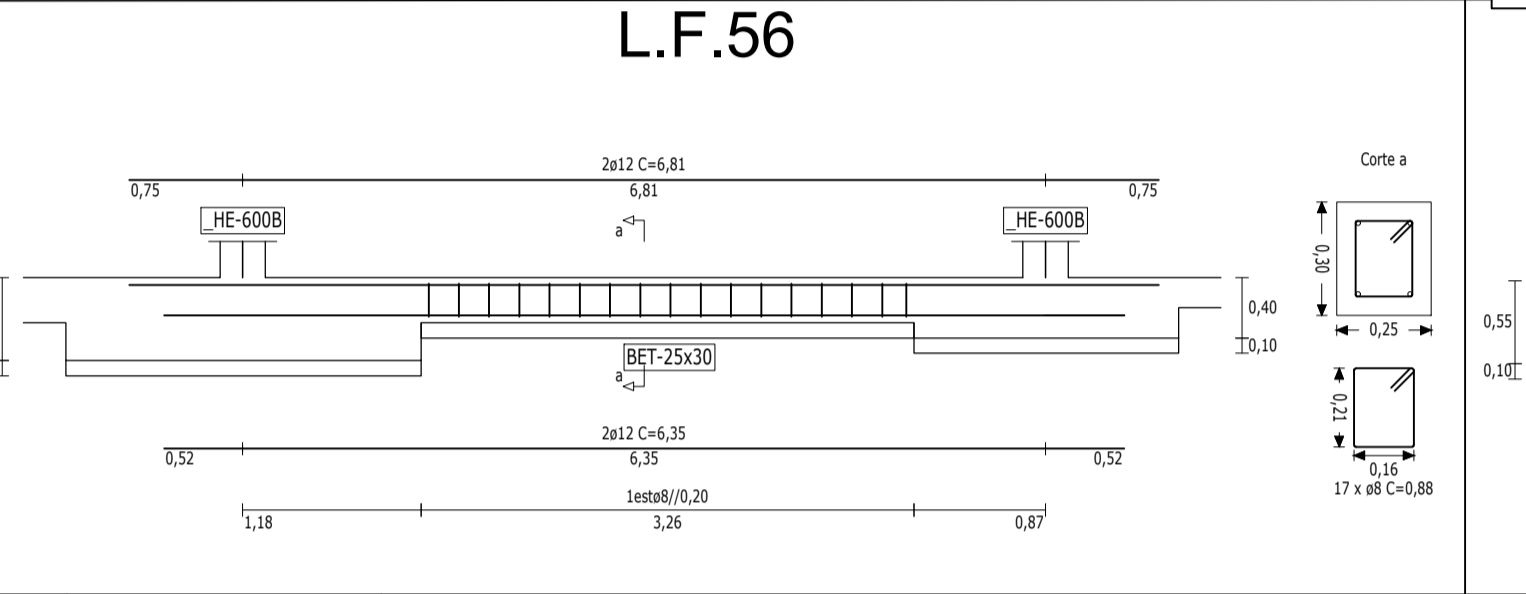
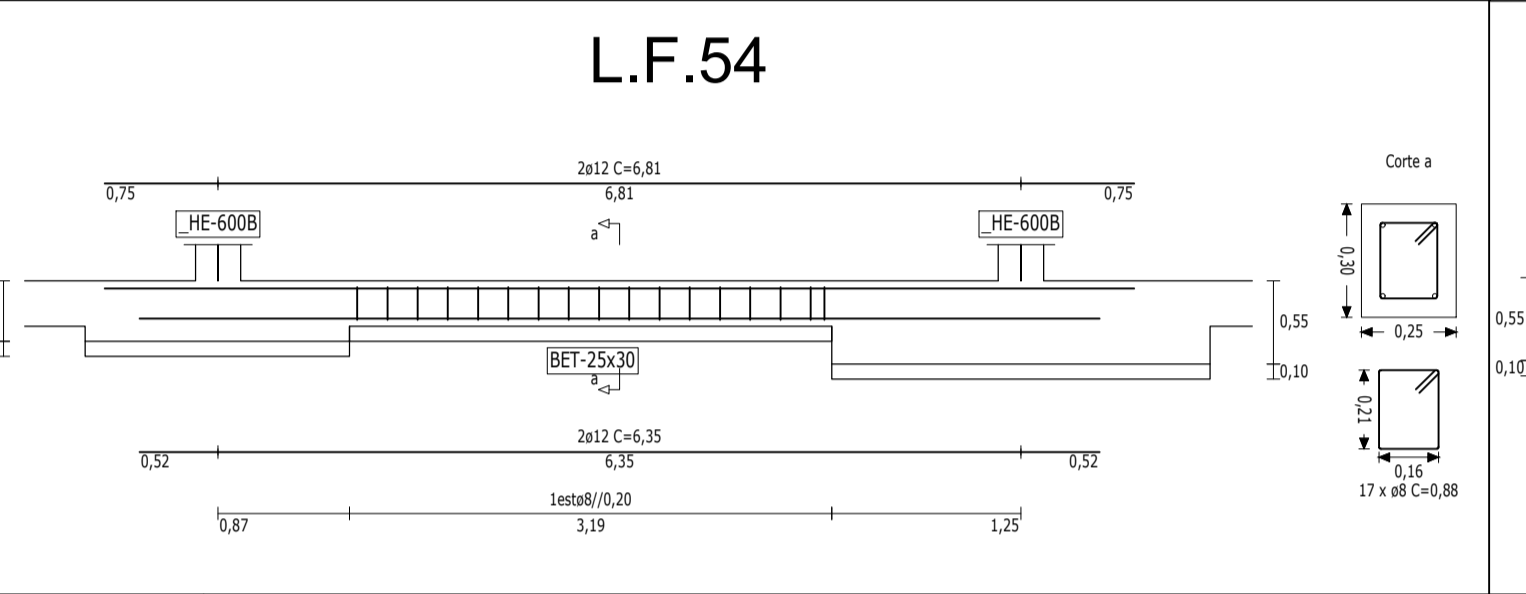
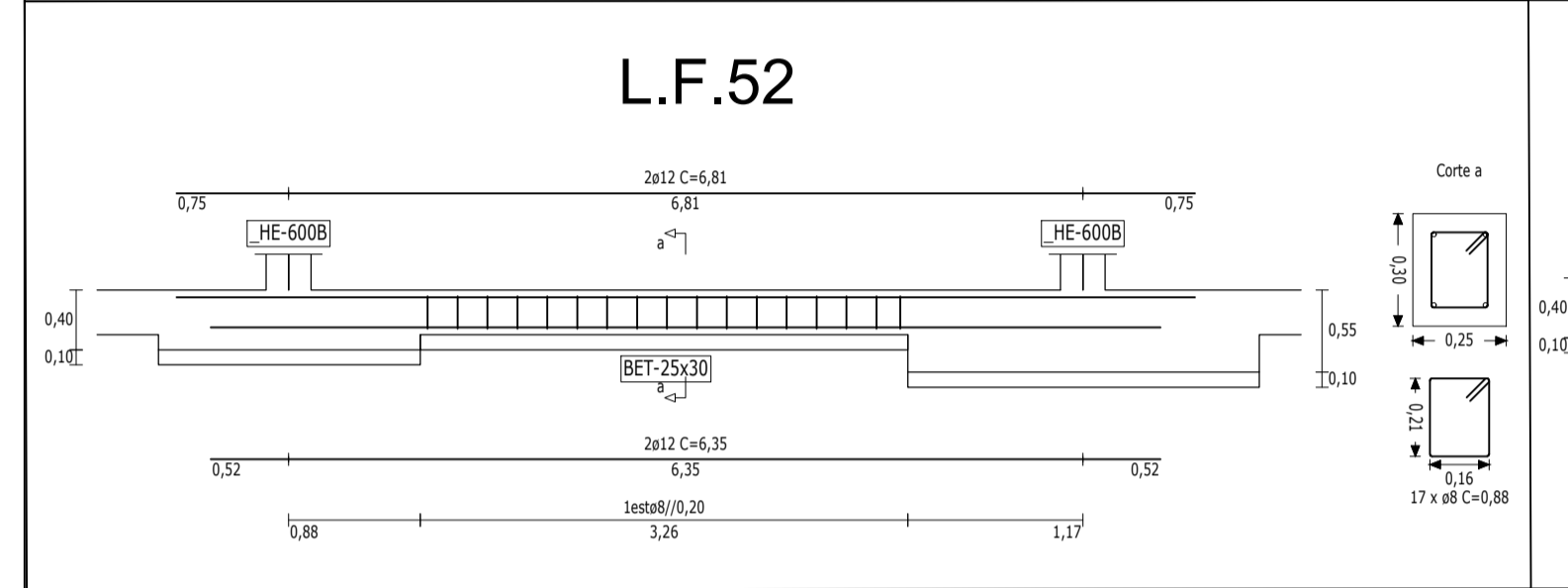
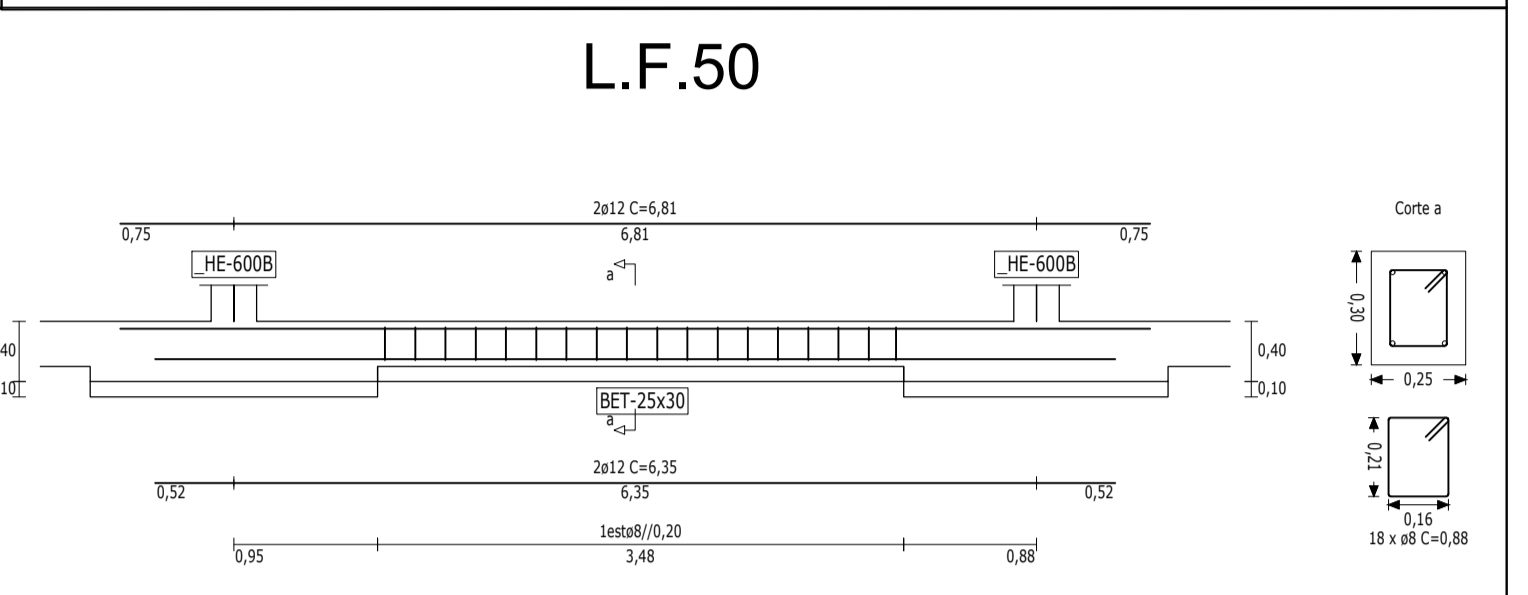
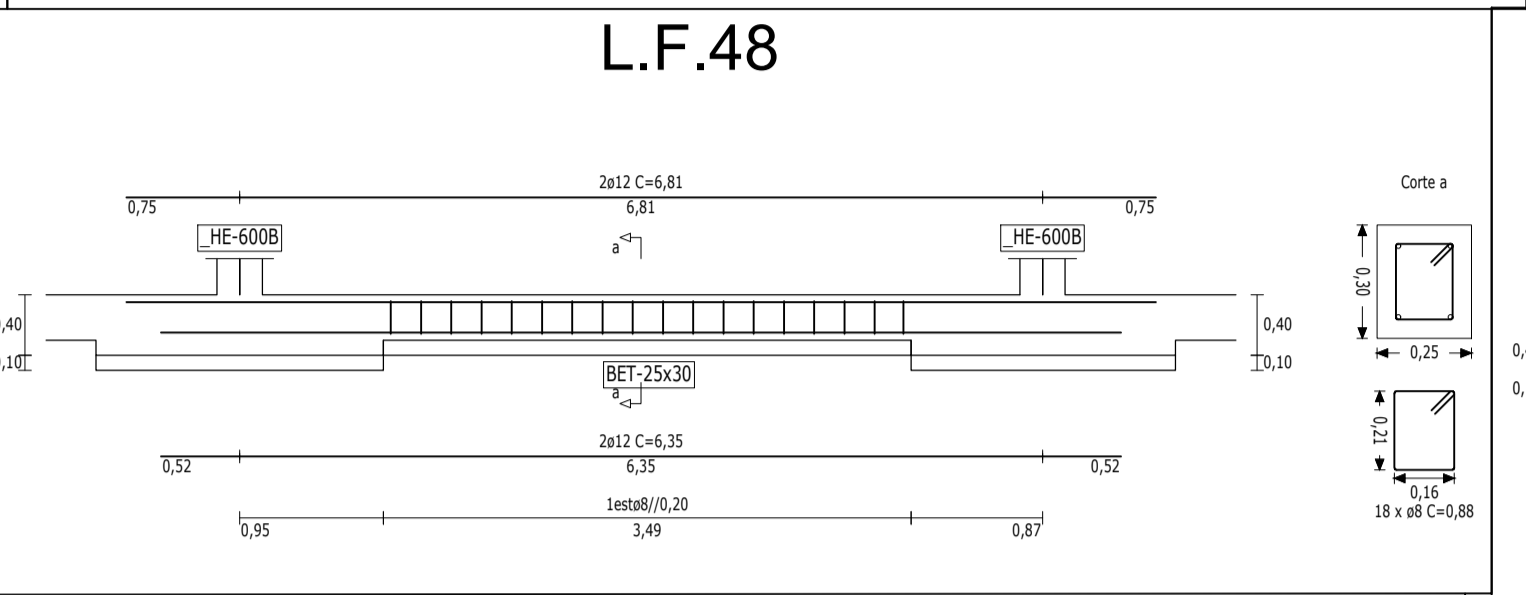
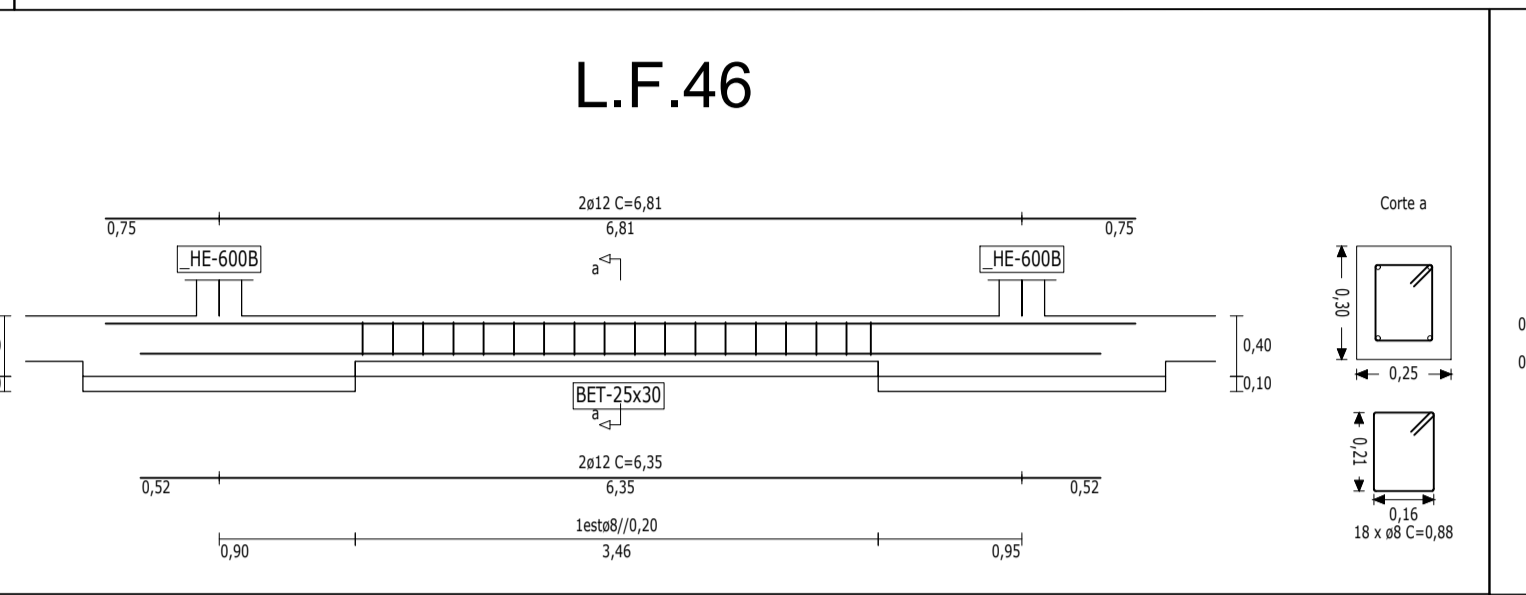
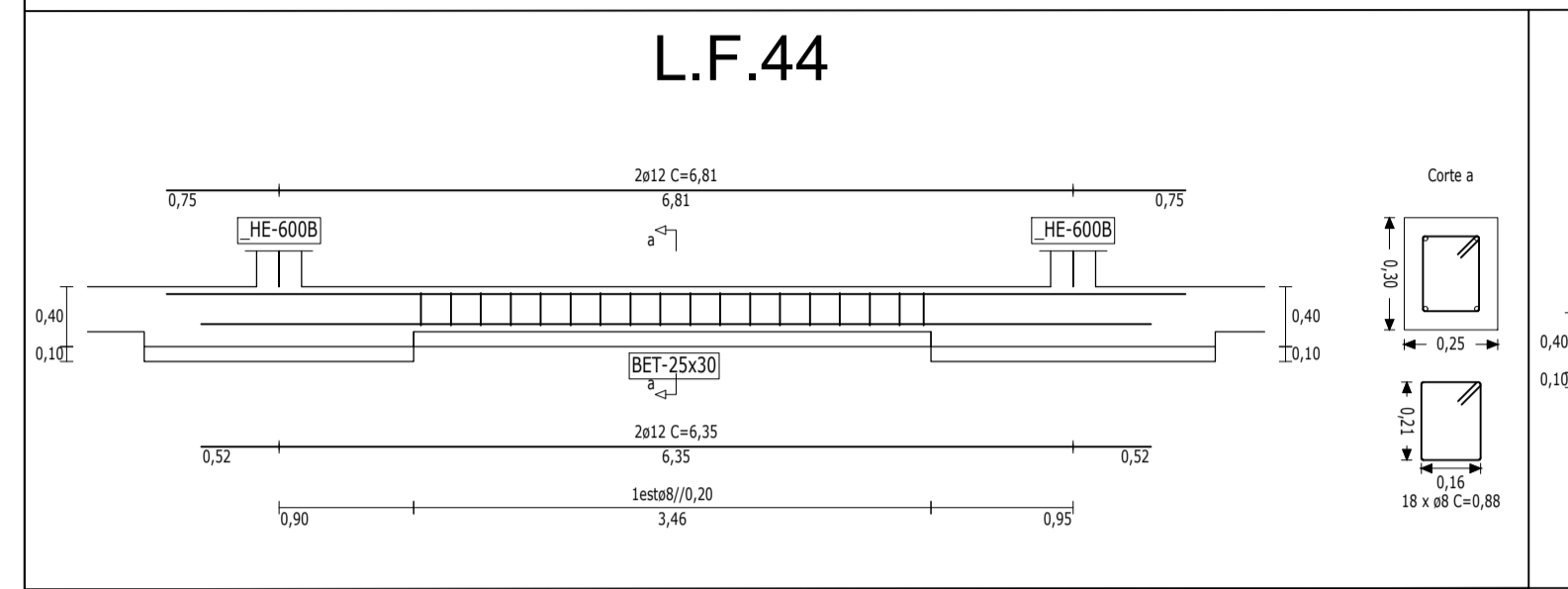
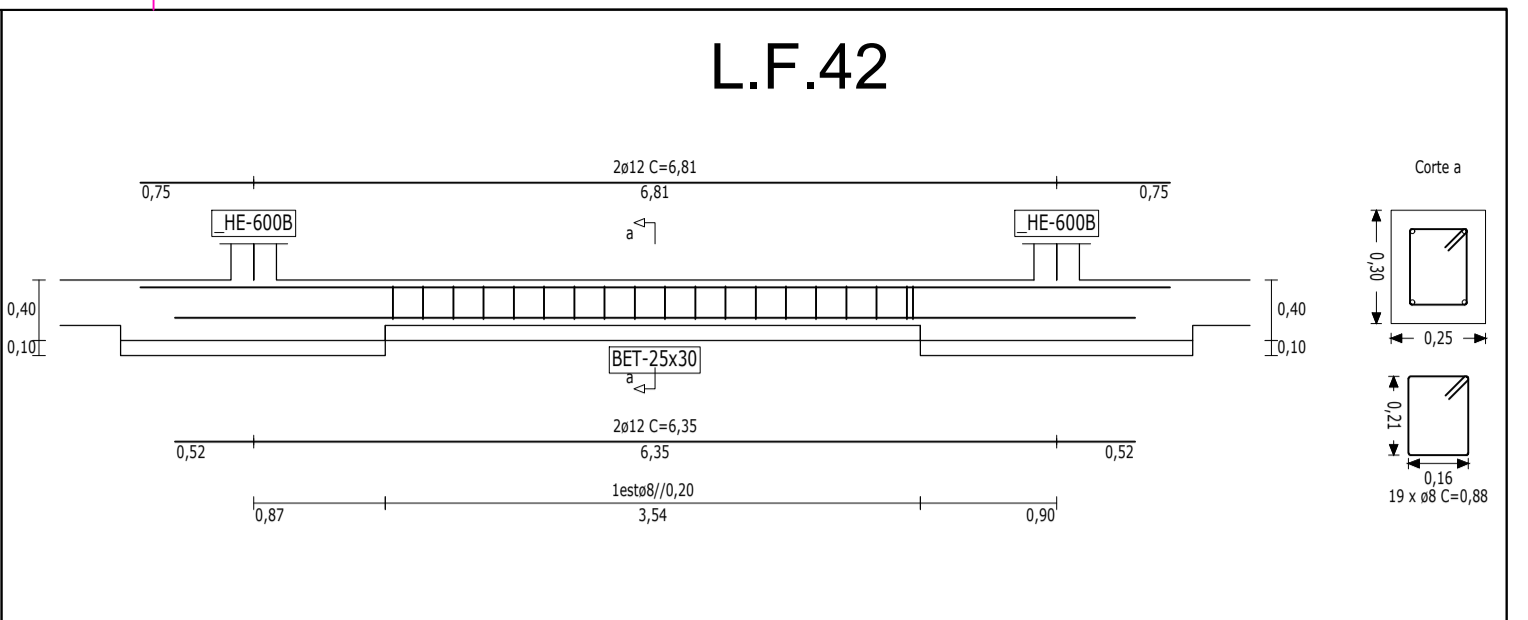
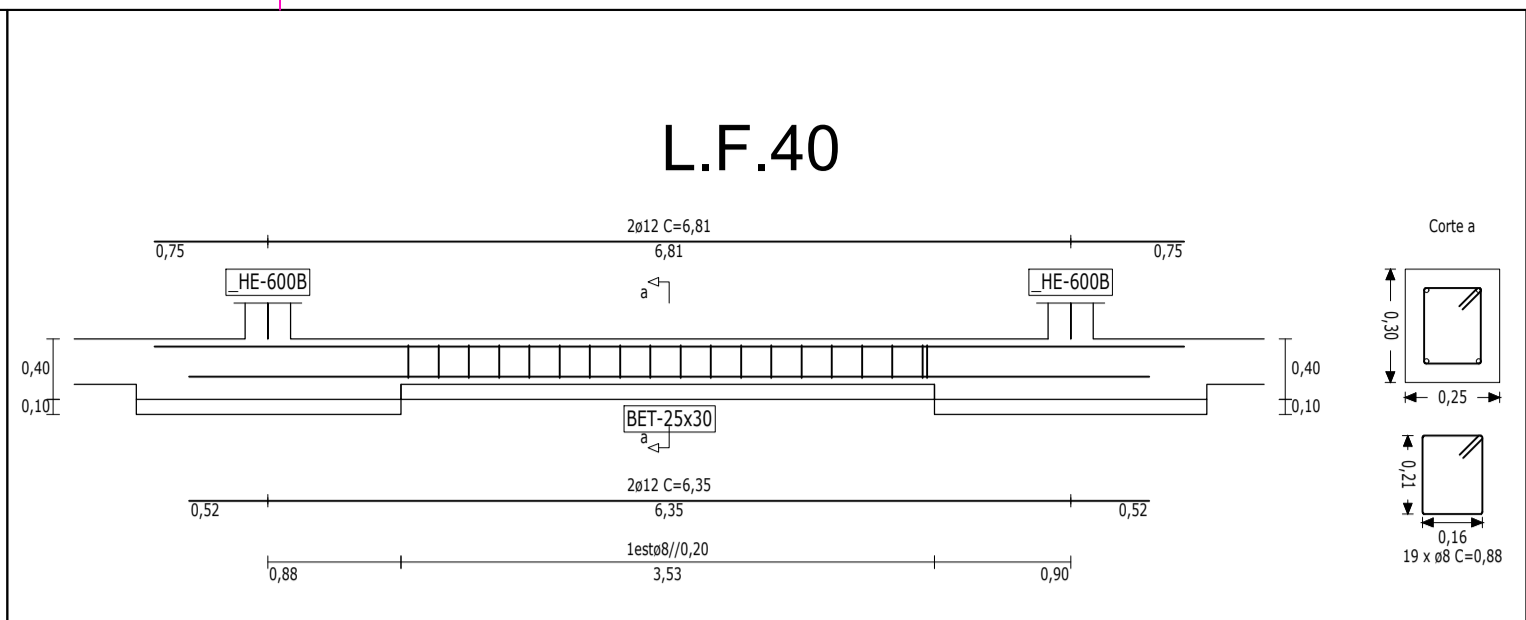
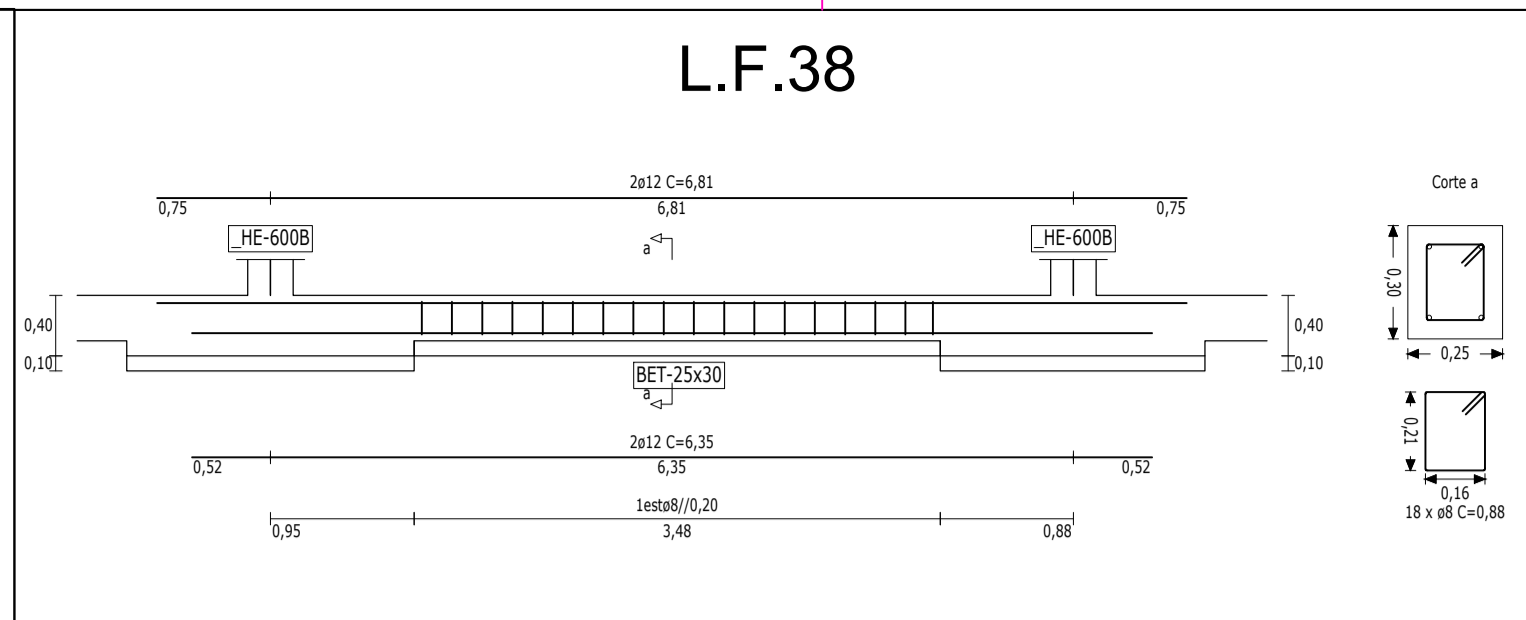
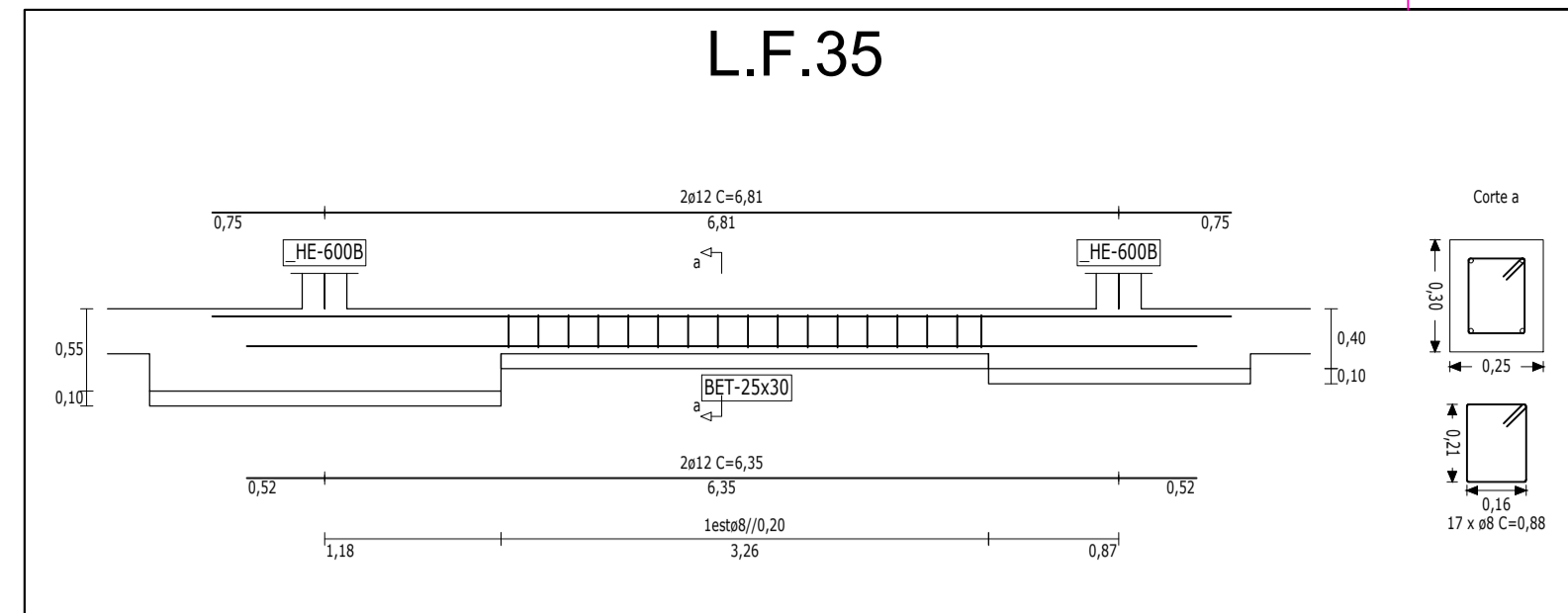


Materiais:
Aço A500 NR SD
Betão C25/30

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Faculdade de Engenharia

Nome: **Mário Jorge Gonçalves Esteves**
Designação: **Fundações**
Desenho nº: **6**

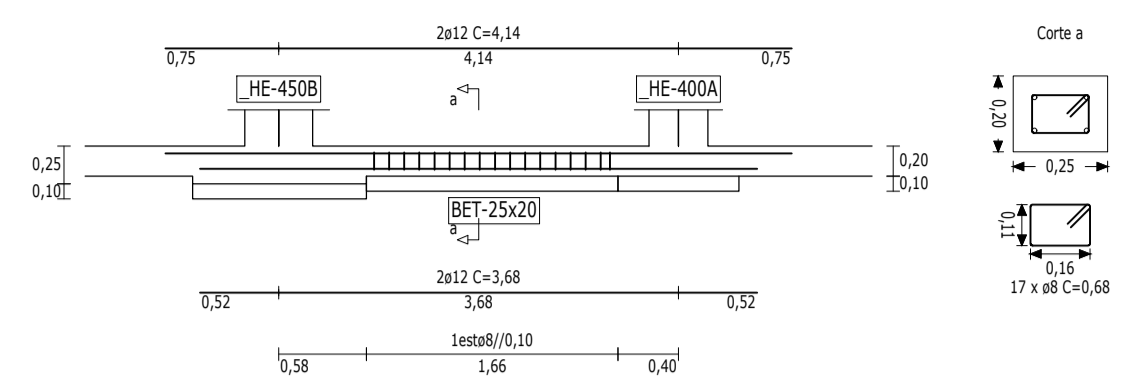
Junho 2017
Escala: **1/50**



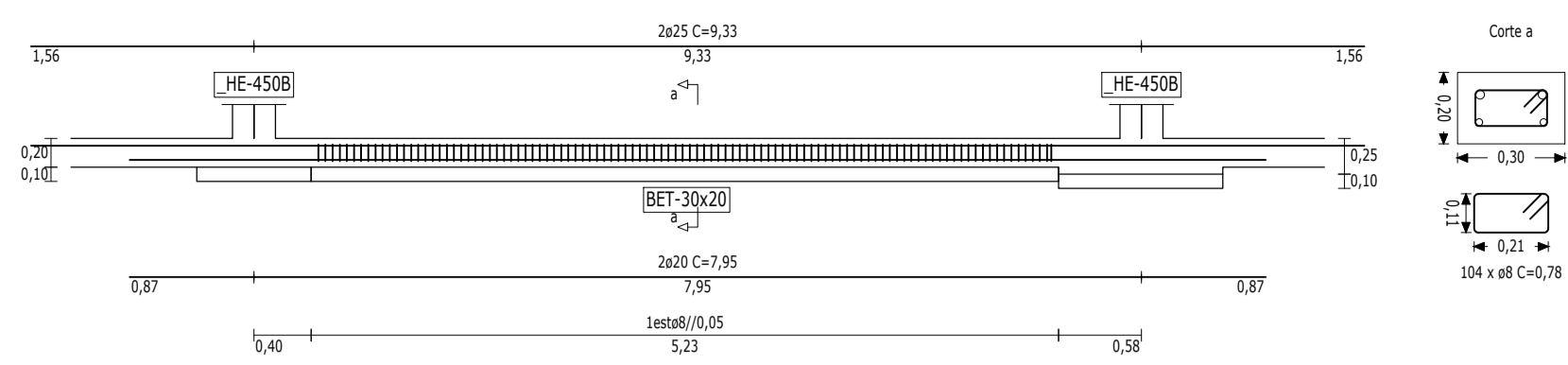
		Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia		Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
Junho 2017		Designação : Linteis		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil (Estruturas e Construção)
Escala : 1/50				Desenho nº : 7

Materiais:
 Aço A500 NR SD
 Betão C25/30

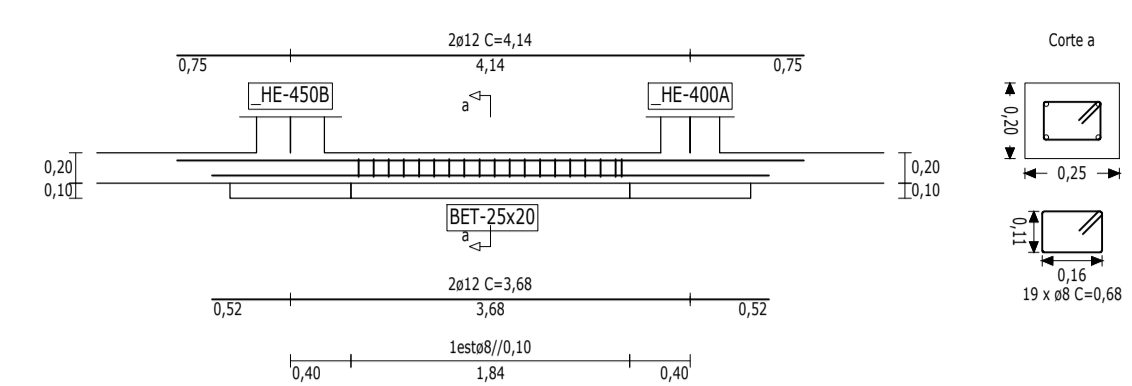
L.F.87



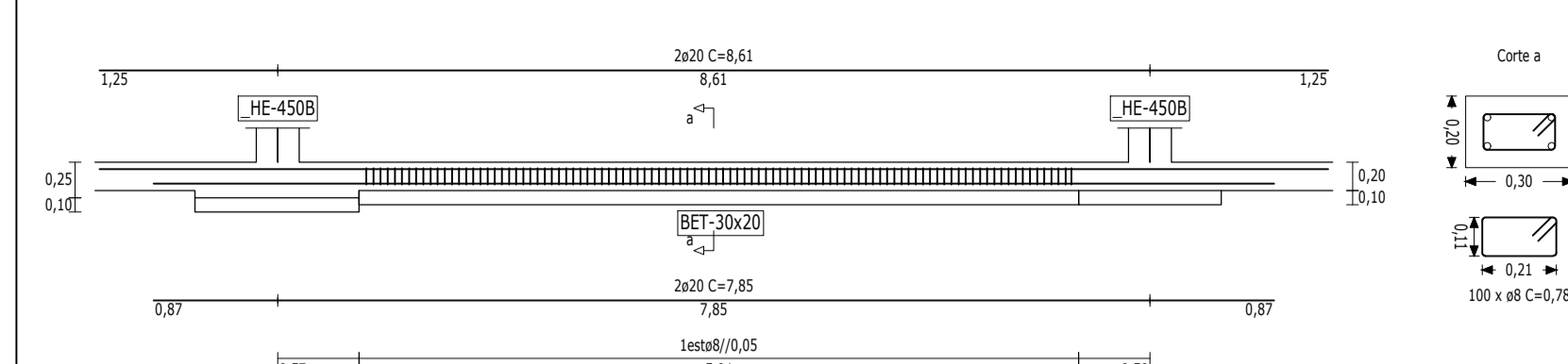
L.F.89



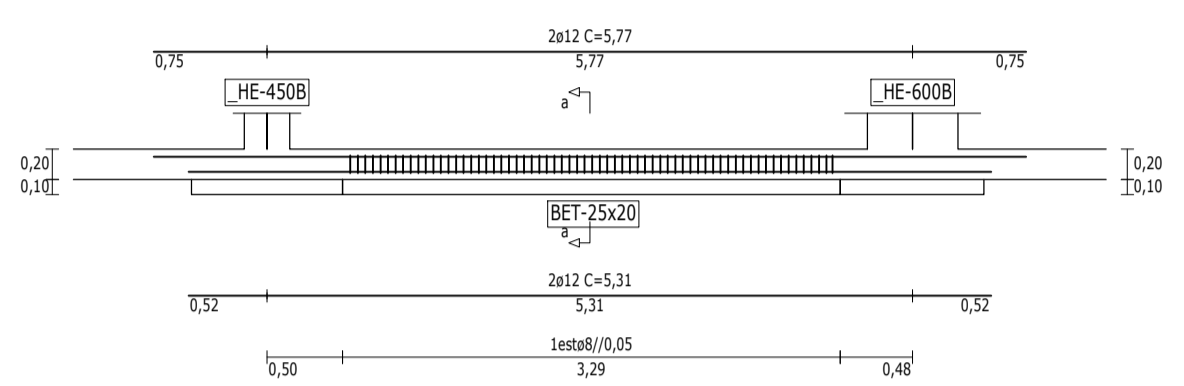
L.F.90



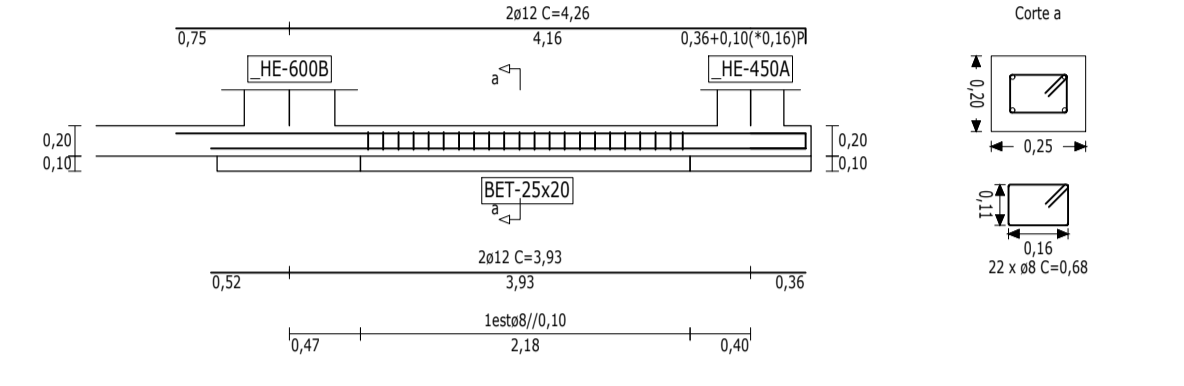
L.F.92



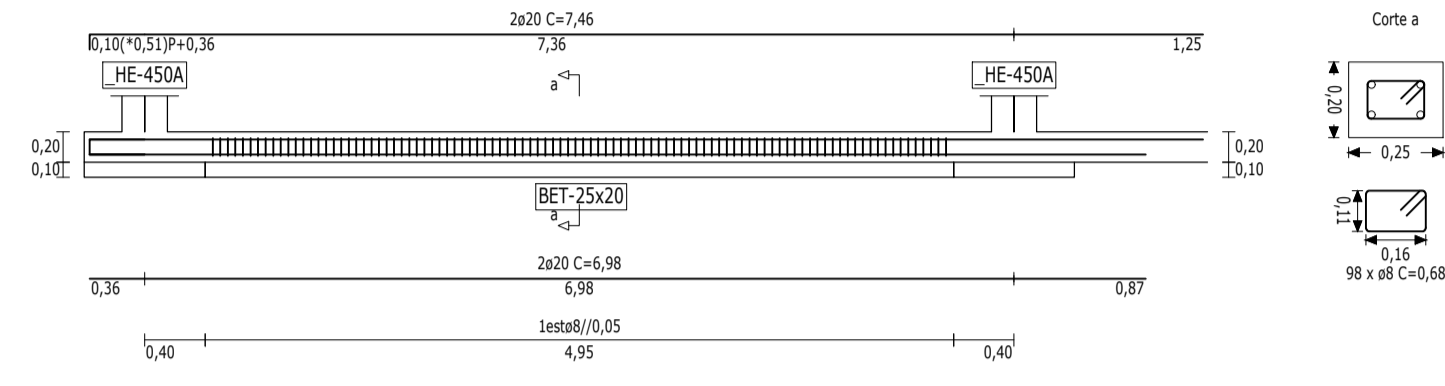
L.F.94



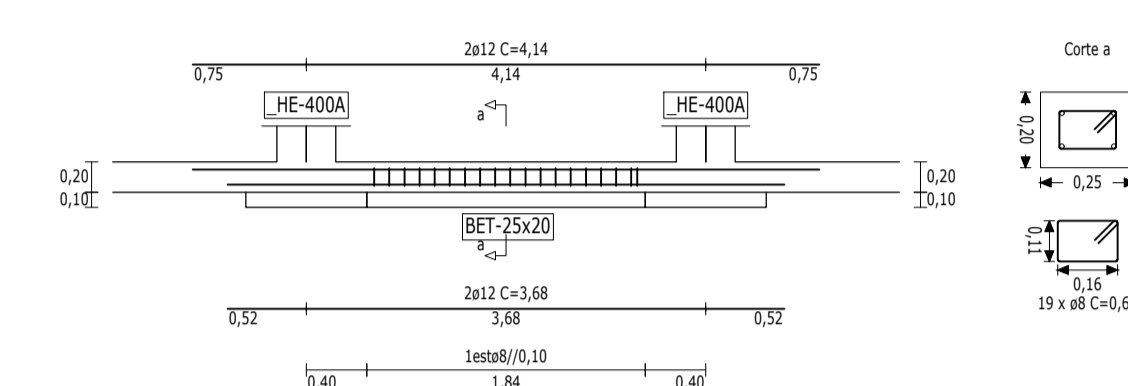
L.F.96



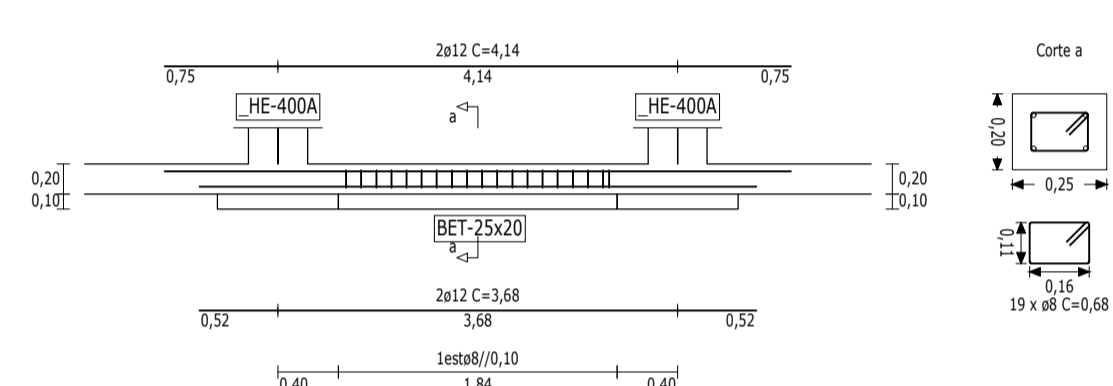
L.F.99



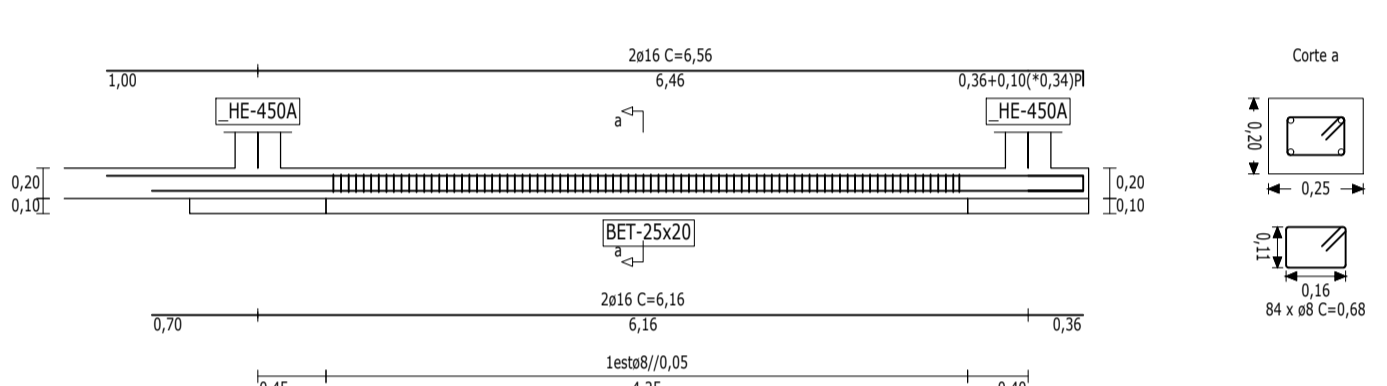
L.F.101



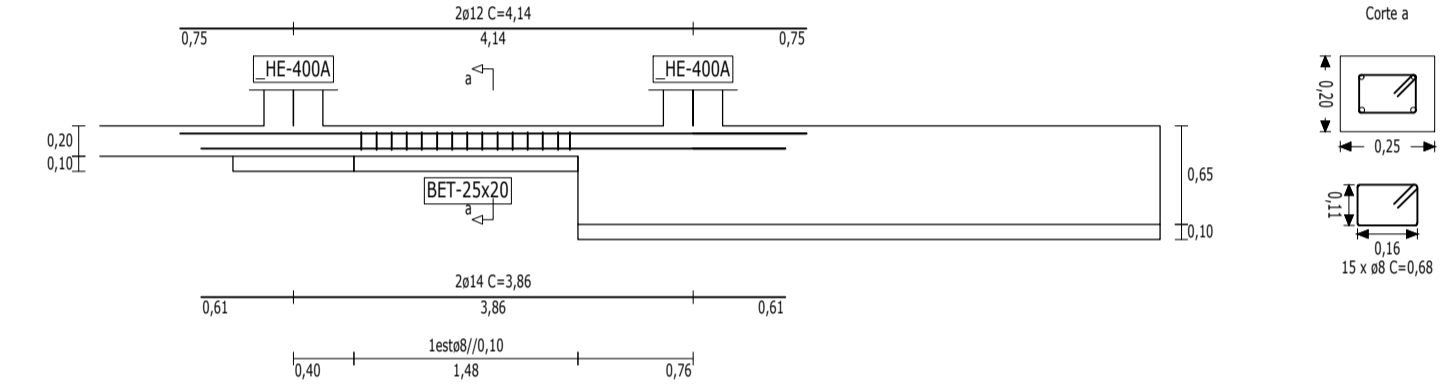
L.F.103



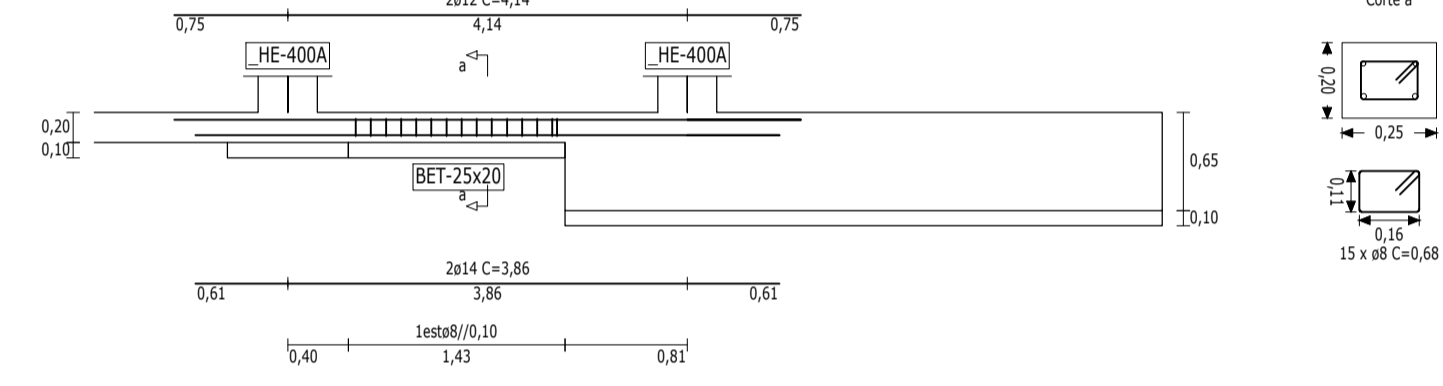
L.F.105



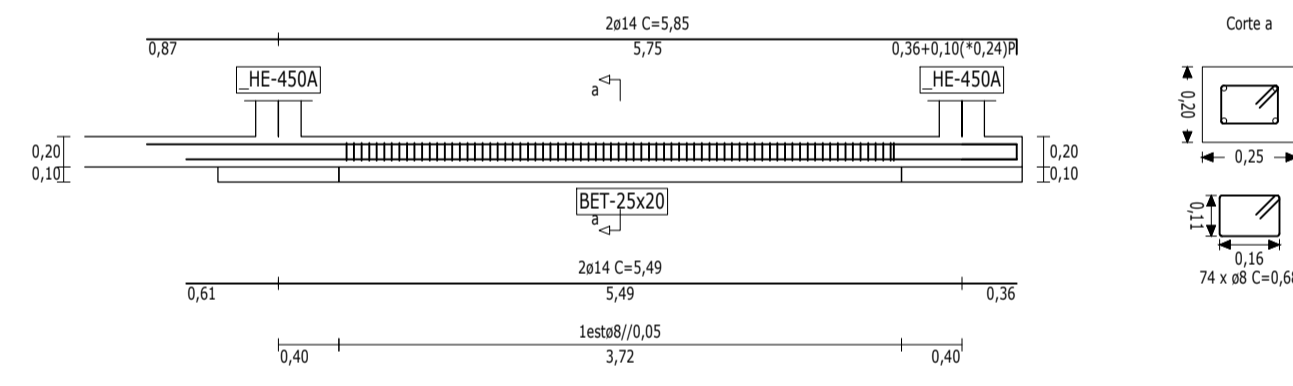
L.F.108



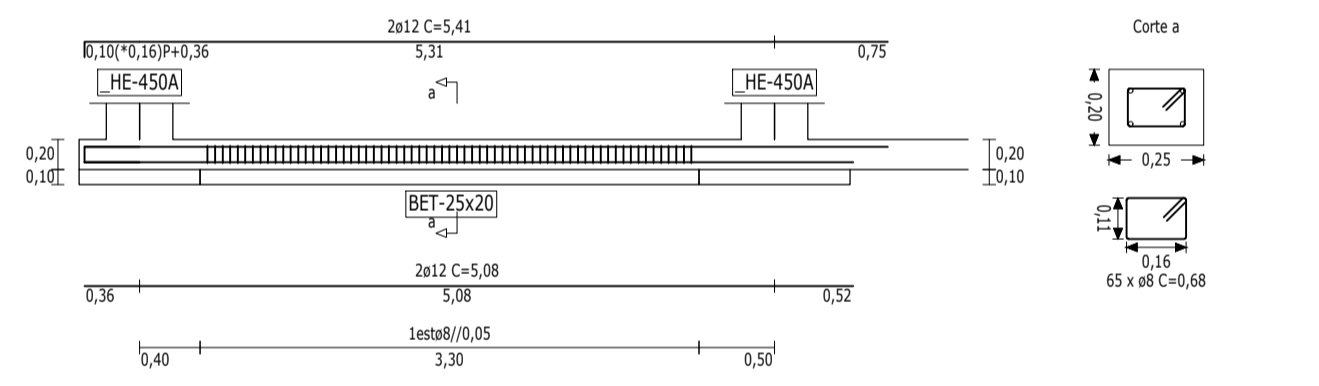
L.F.110



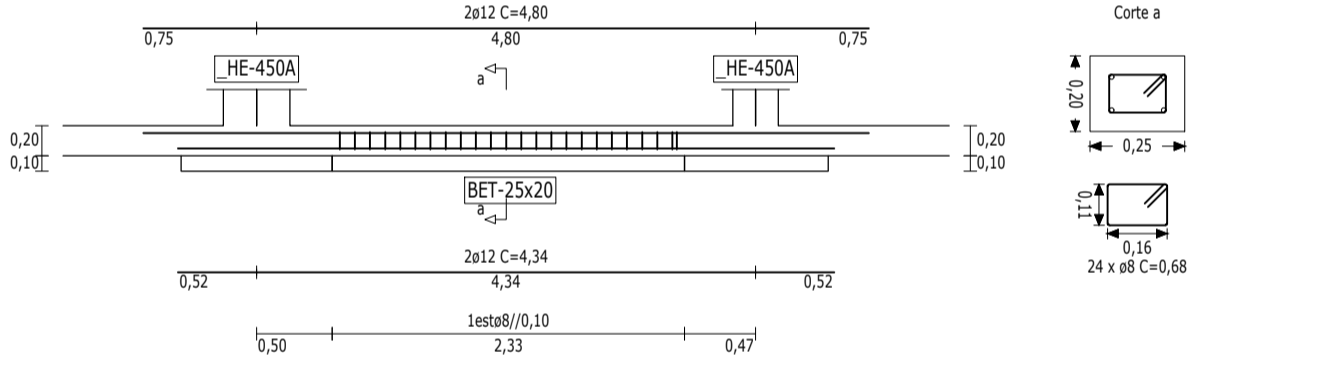
L.F.114



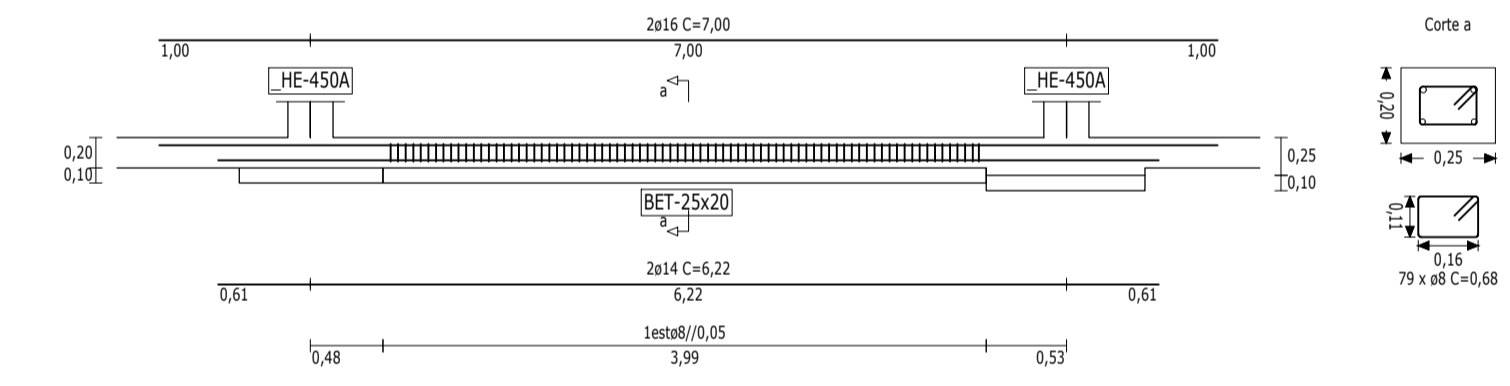
L.F.118



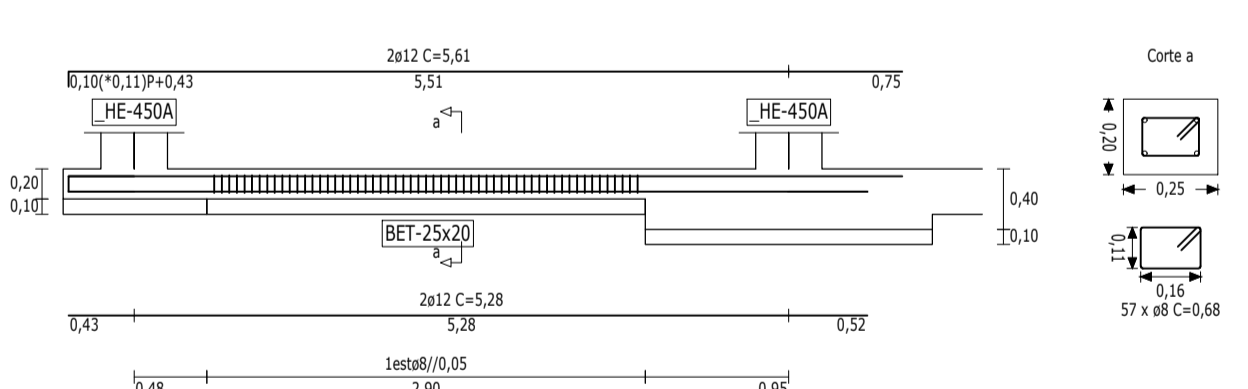
L.F.121



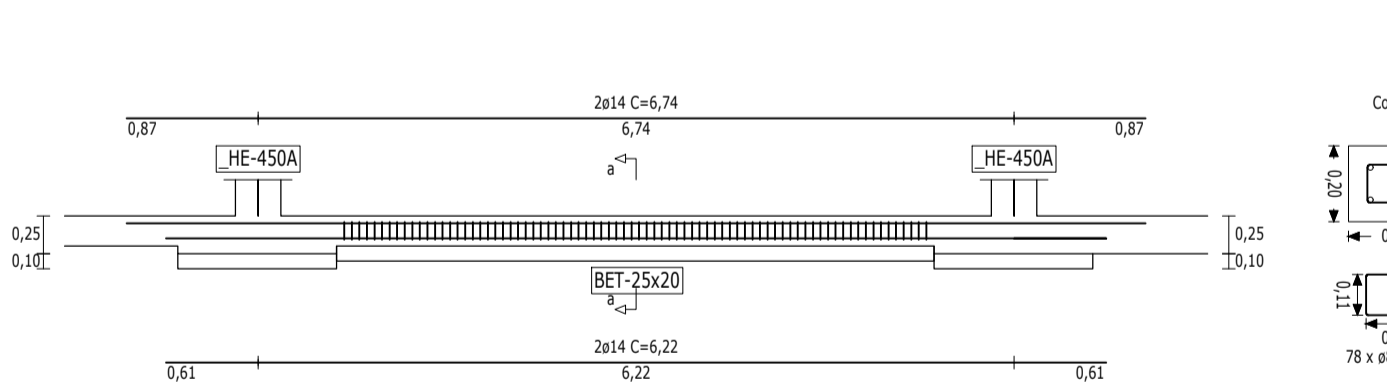
L.F.123



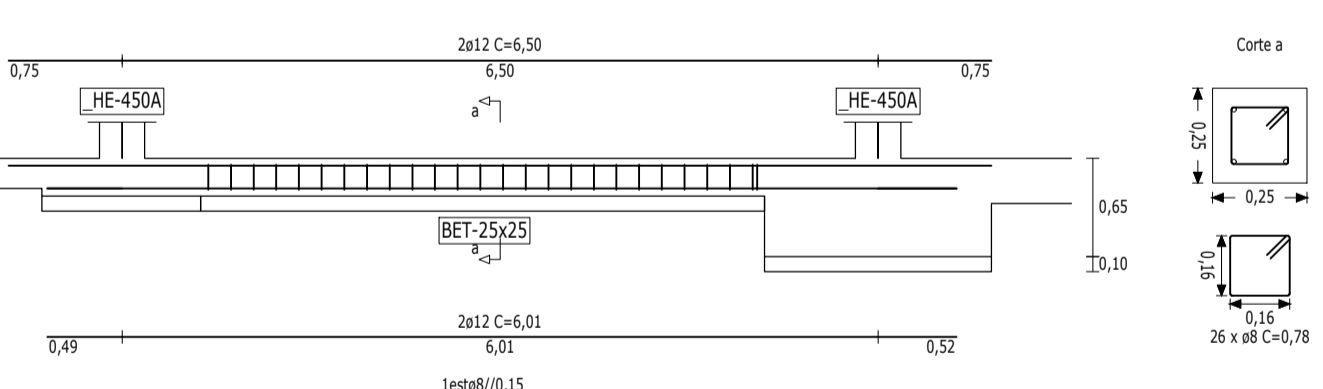
L.F.124



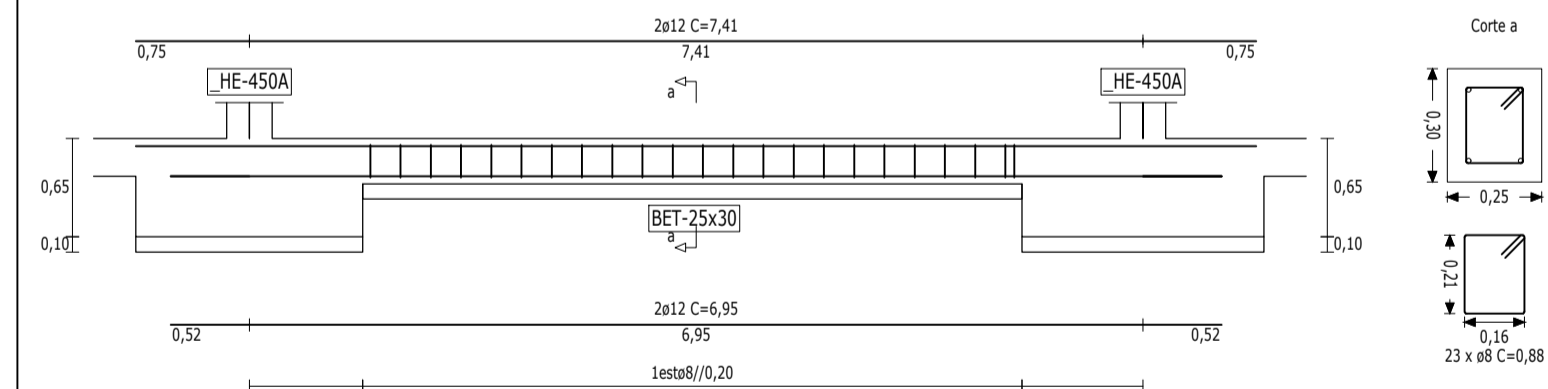
L.F.127



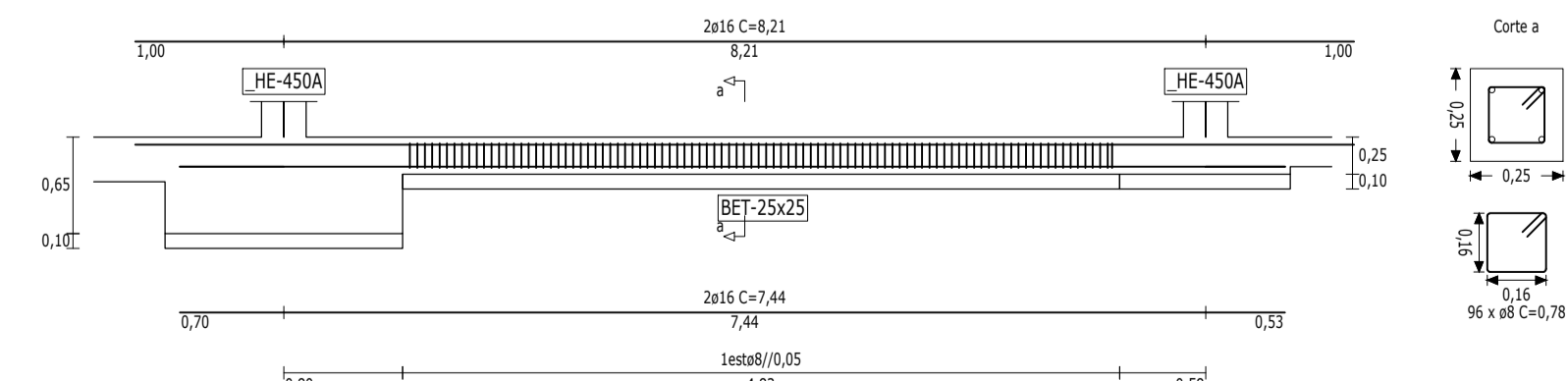
L.F.129



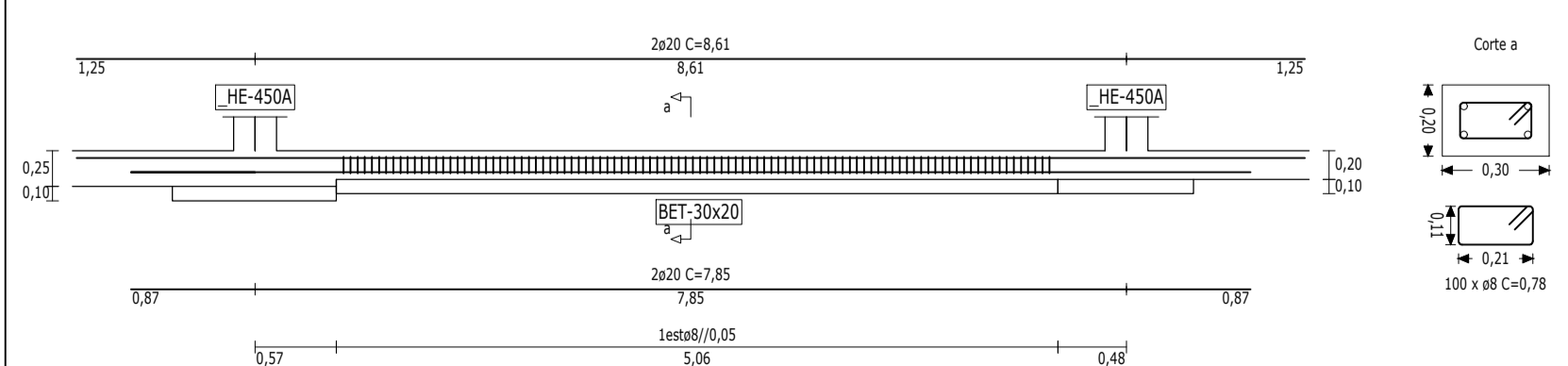
L.F.131



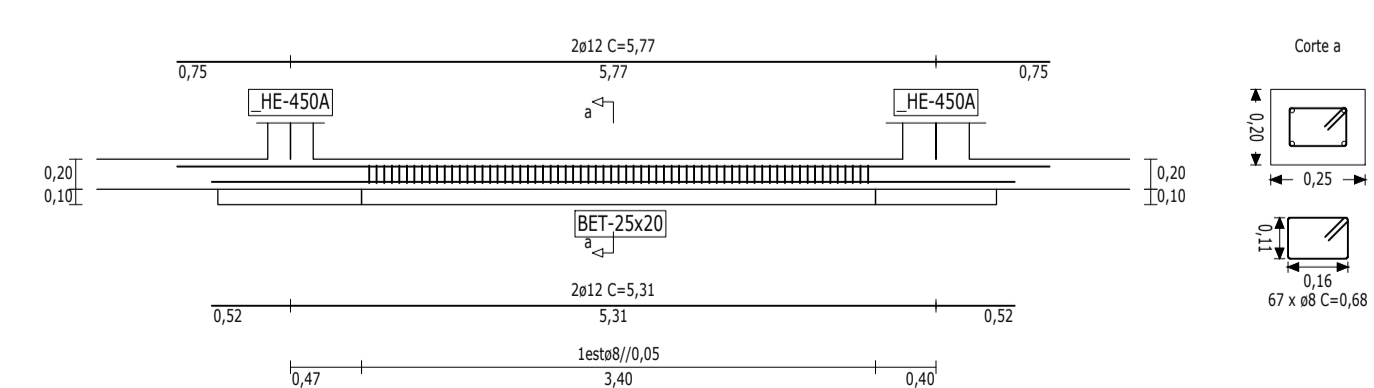
L.F.133



L.F.135

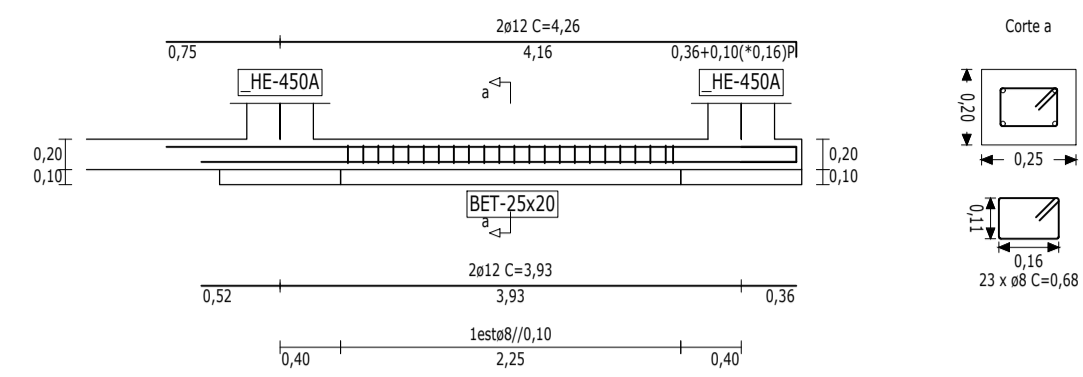


L.F.137

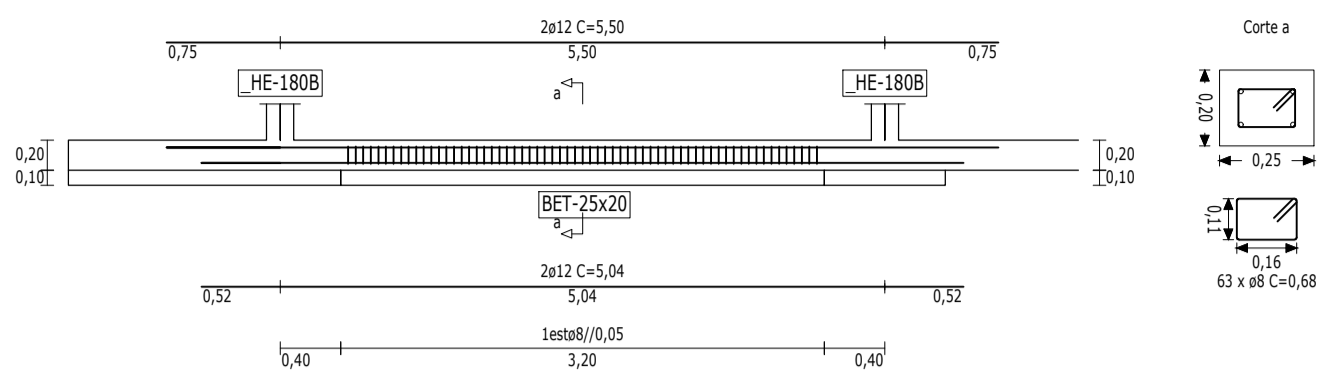


Materiais:
Aço A500 NR SD
Betão C25/30

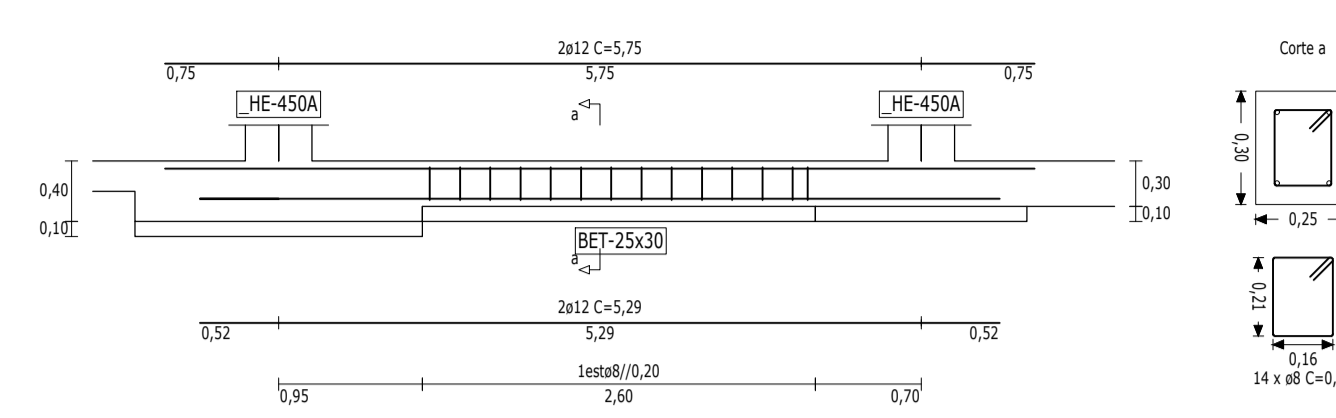
L.F.139



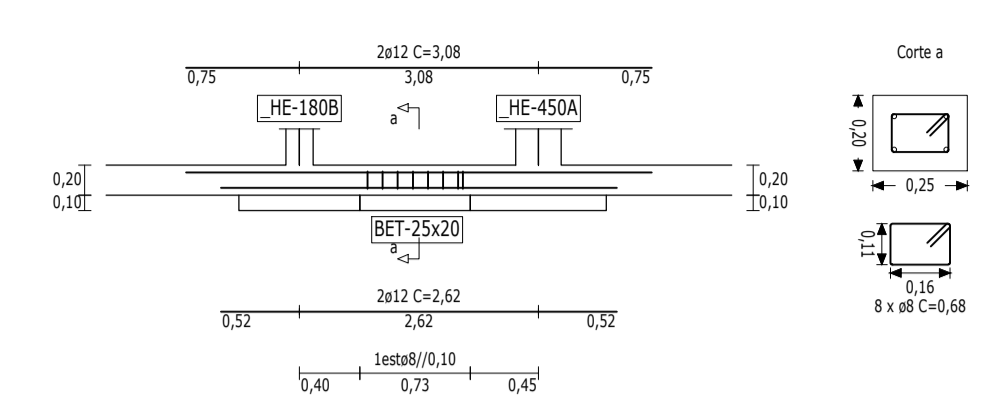
L.F.142



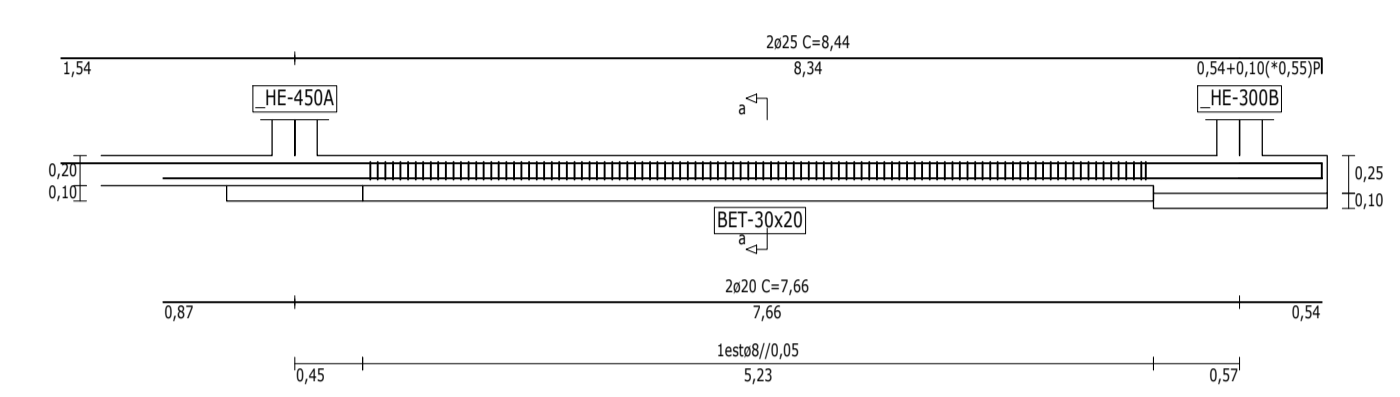
L.F.144



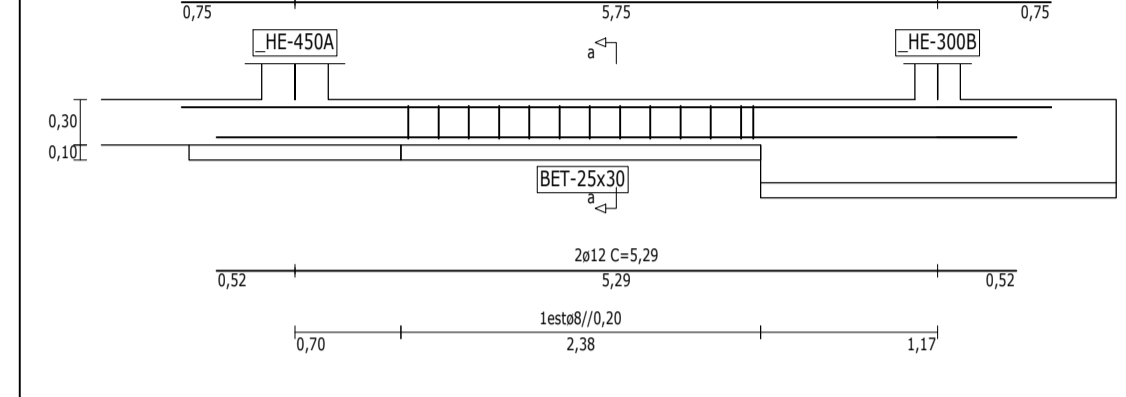
L.F.147



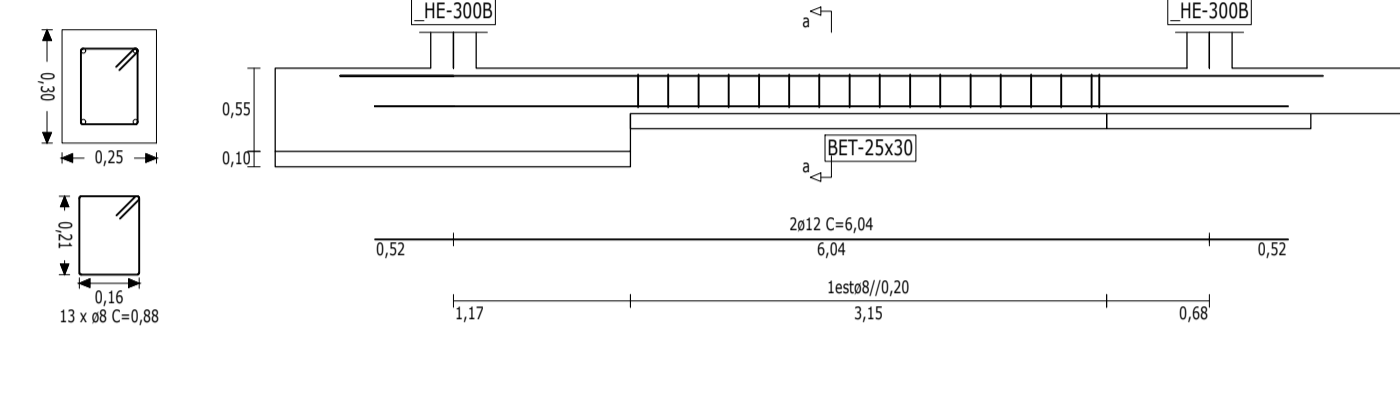
L.F.150



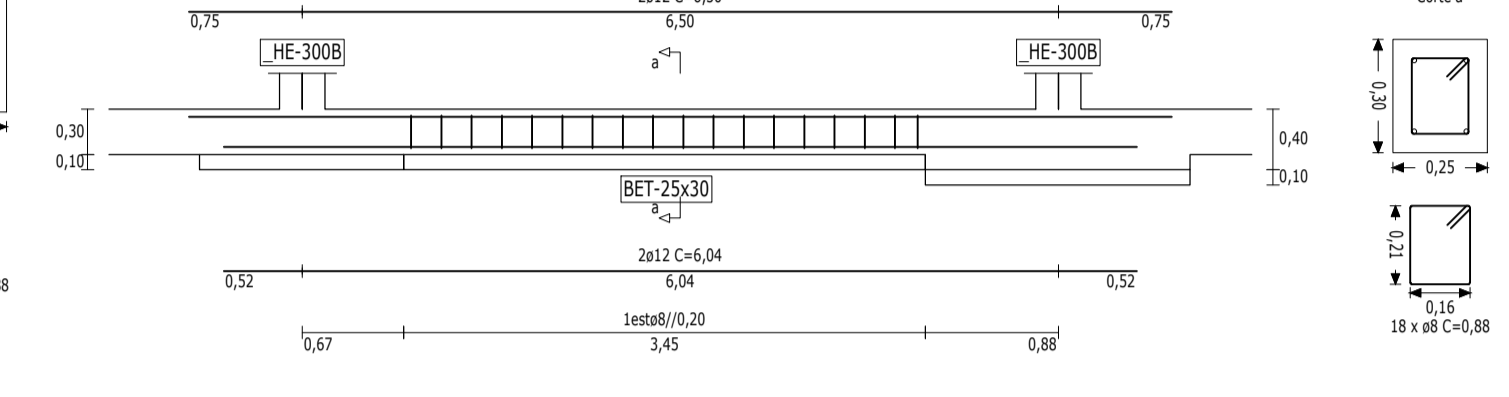
L.F.152



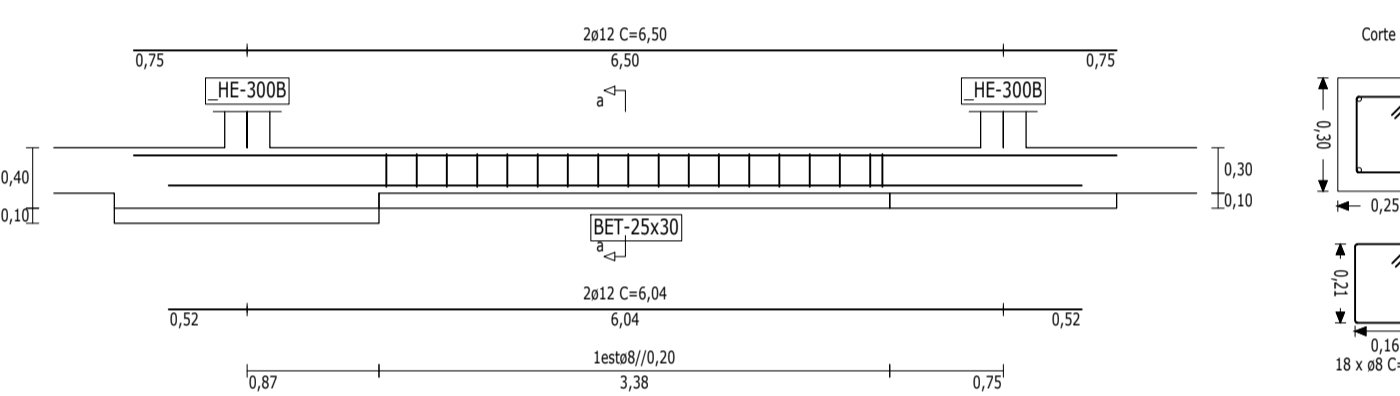
L.F.155



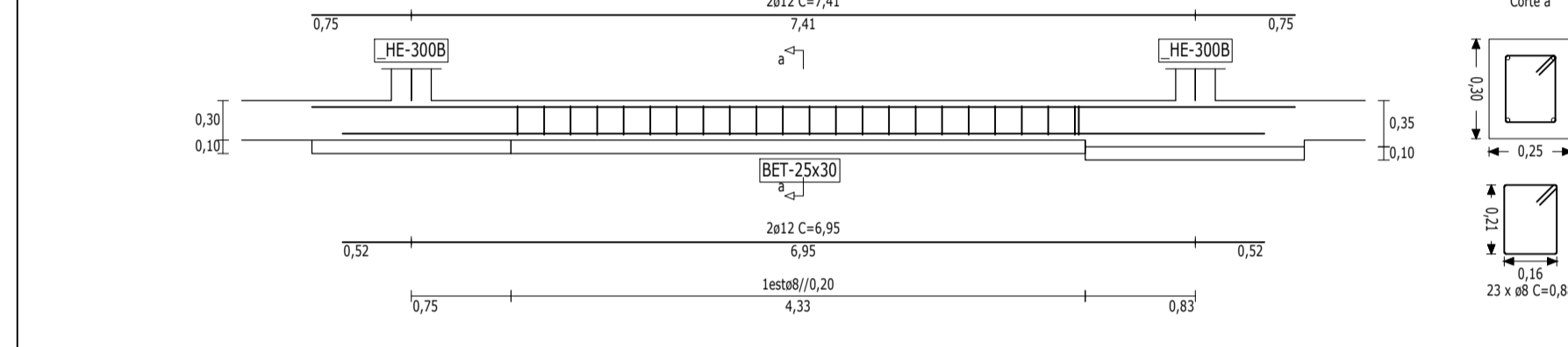
L.F.159



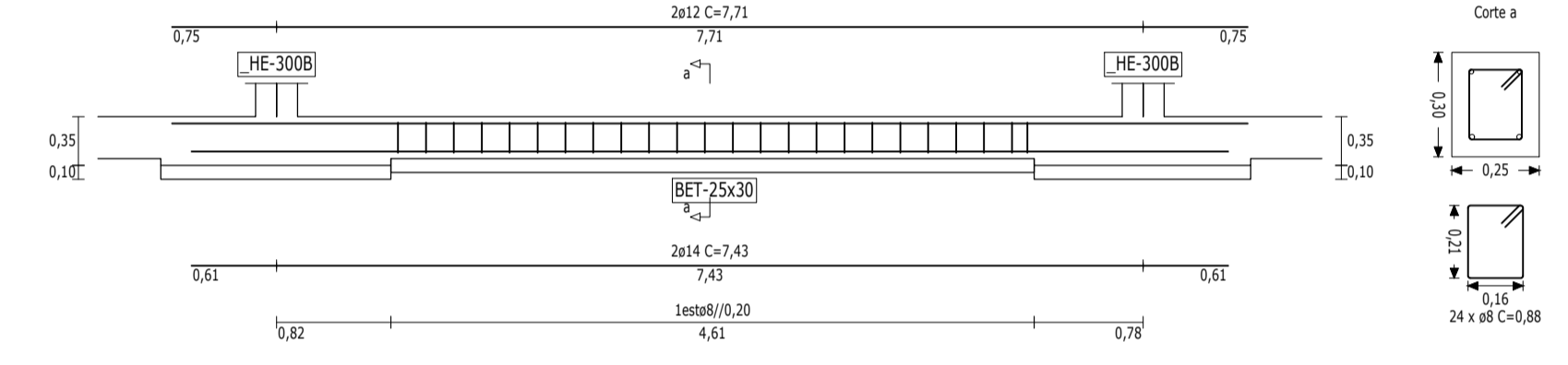
L.F.162



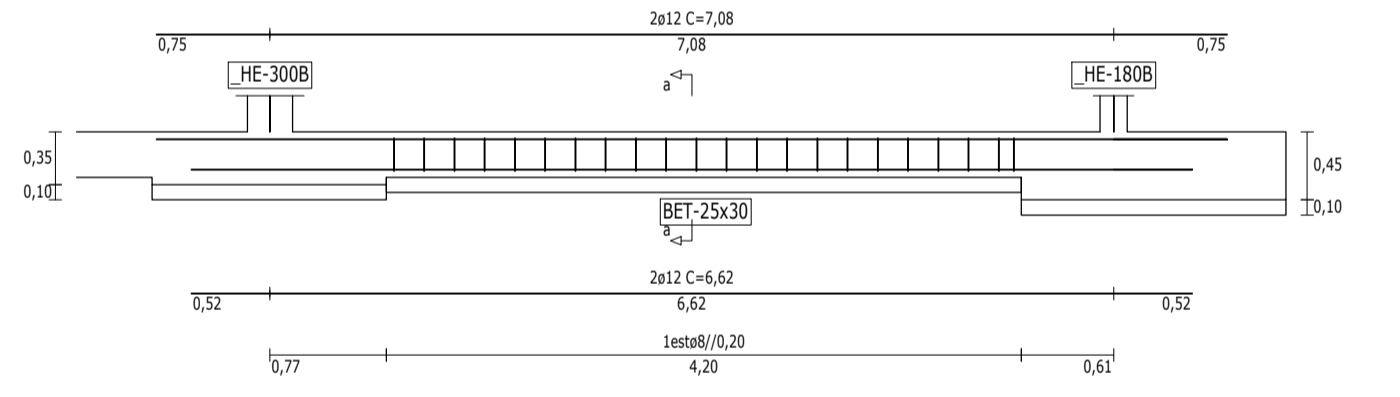
L.F.165



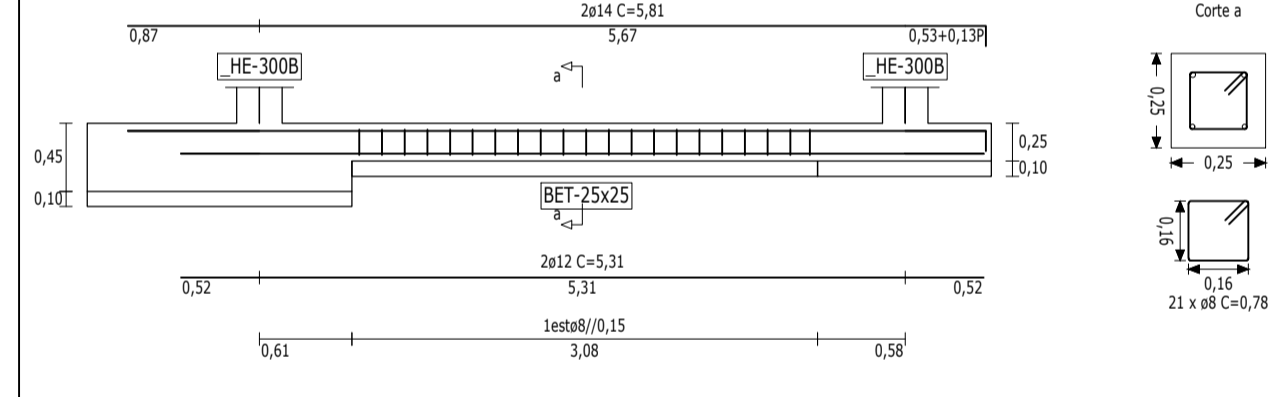
L.F.168



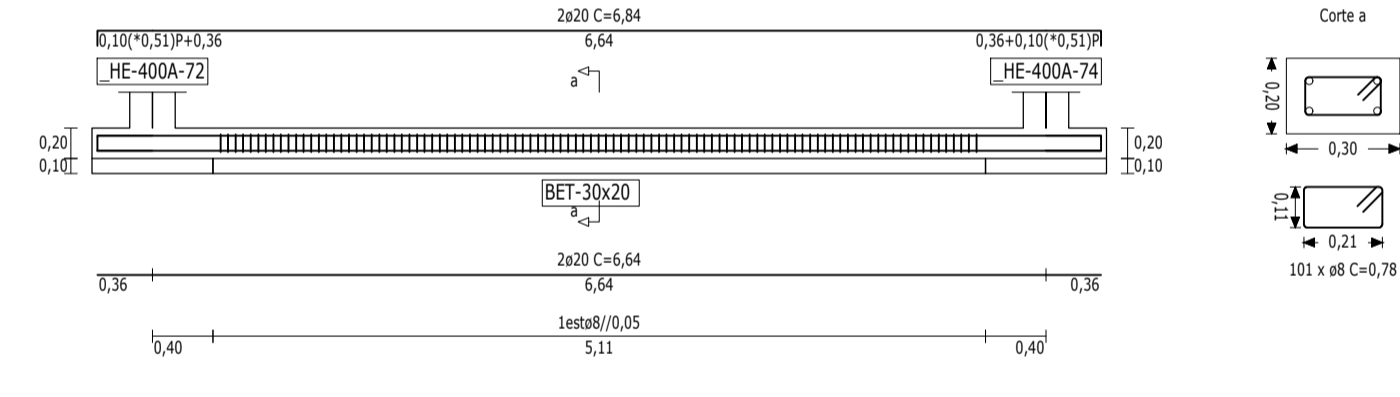
L.F.171



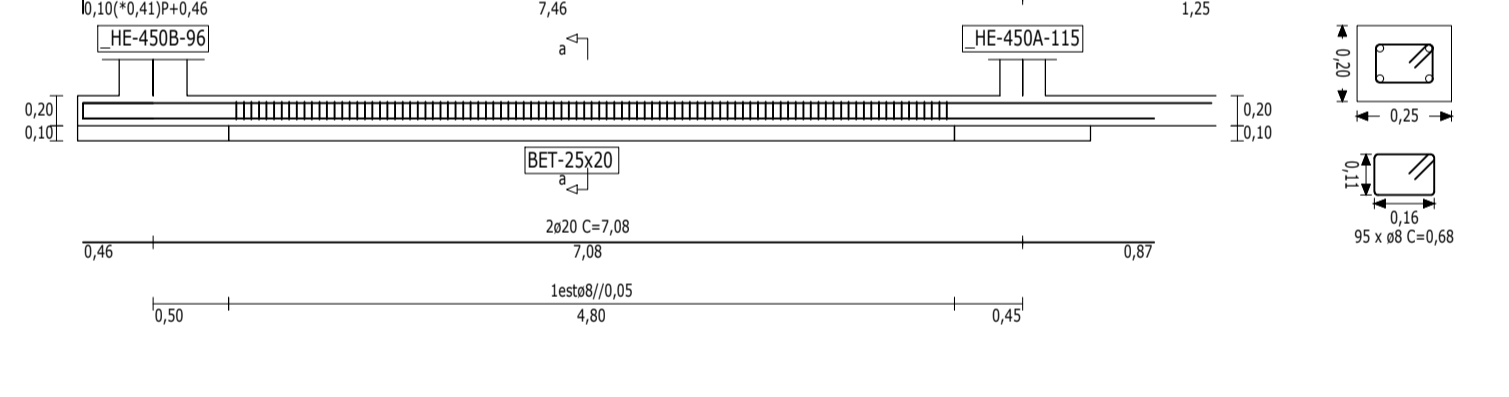
L.F.175



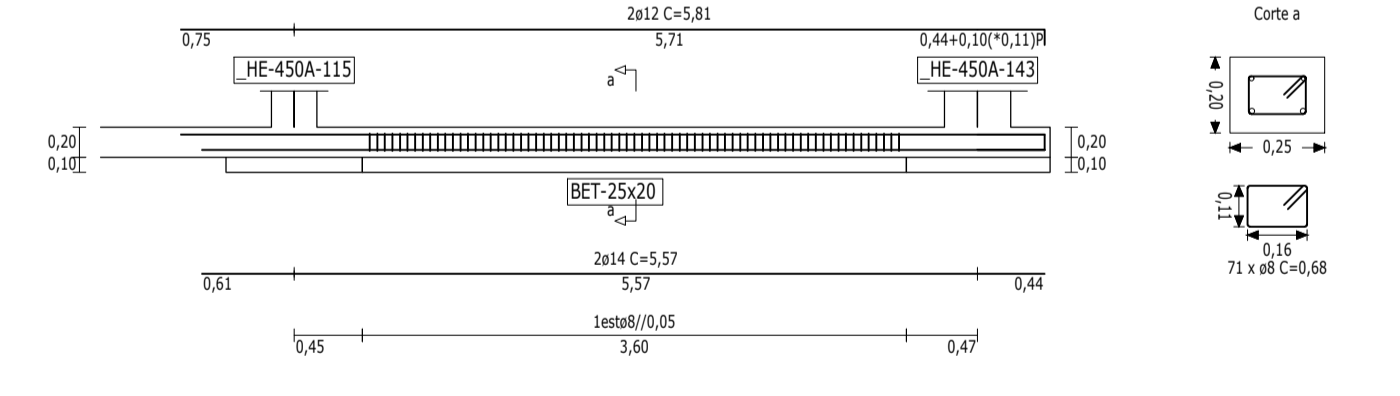
L.F.176



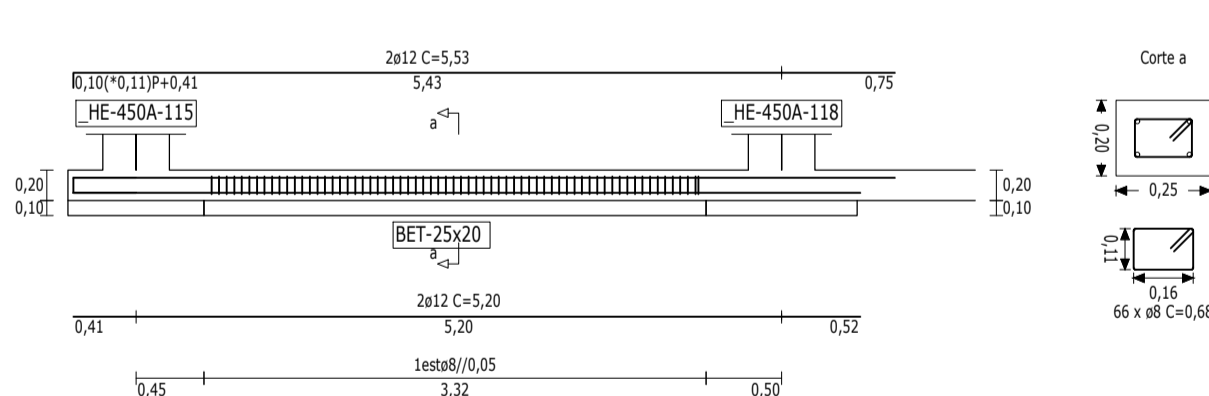
L.F.177



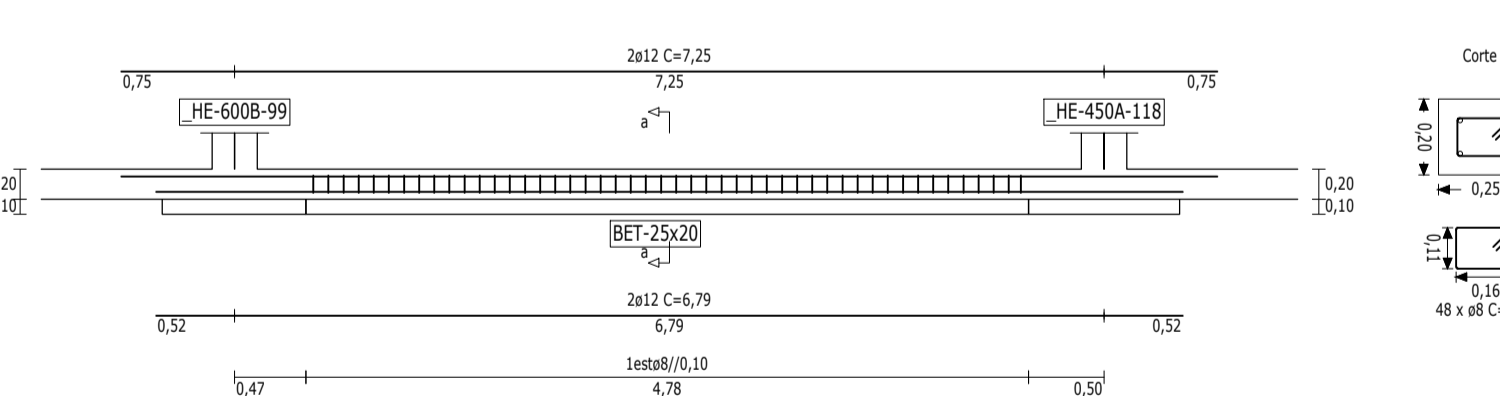
L.F.178



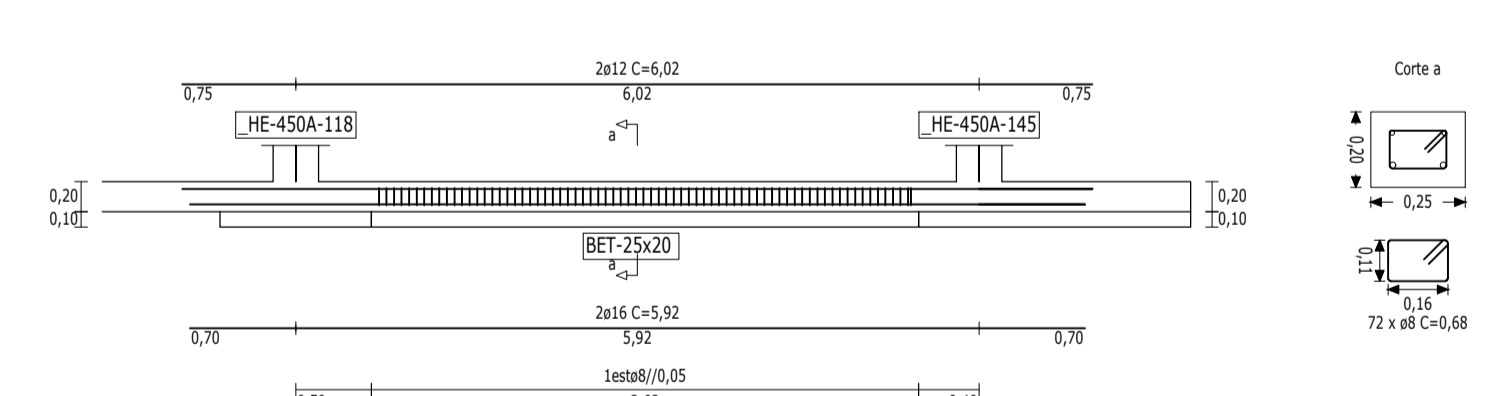
L.F.179



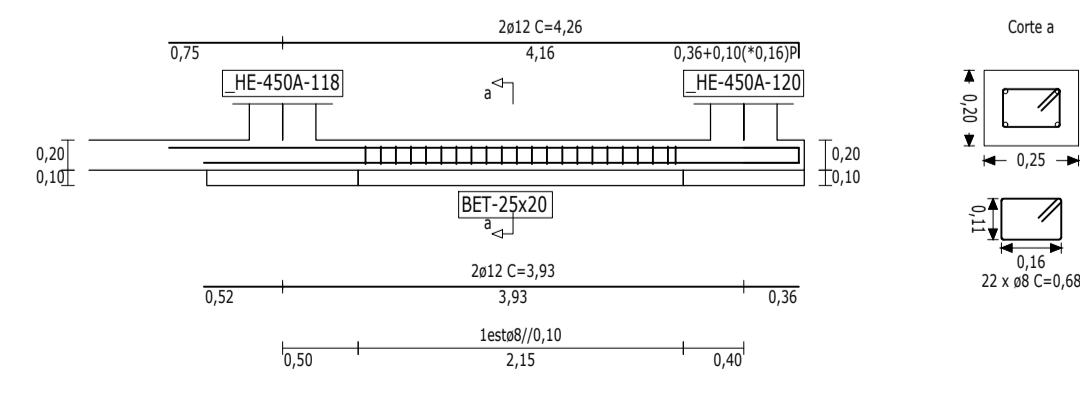
L.F.180



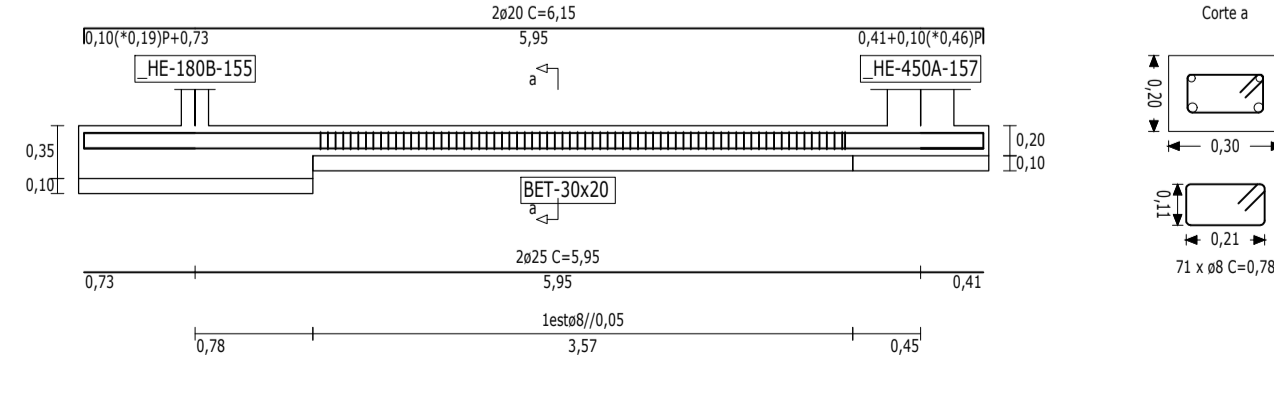
L.F.181



L.F.182



L.F.183



Legendas:

L.F. i - Lintel fundação

Materiais:

Aço A500 NR SD

Betão C25/30



Universidade da Beira Interior
Faculdade de Engenharia

Nome: Mário Jorge Gonçalves Esteves
Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017

Designação:

Desenho nº:

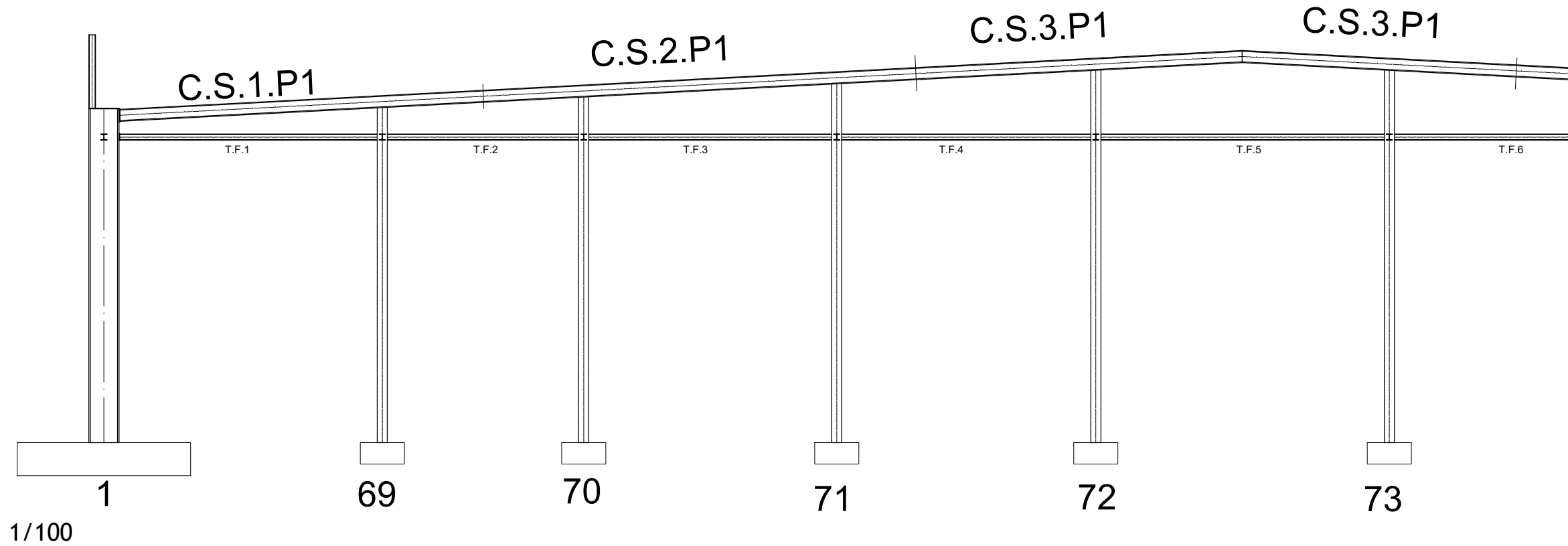
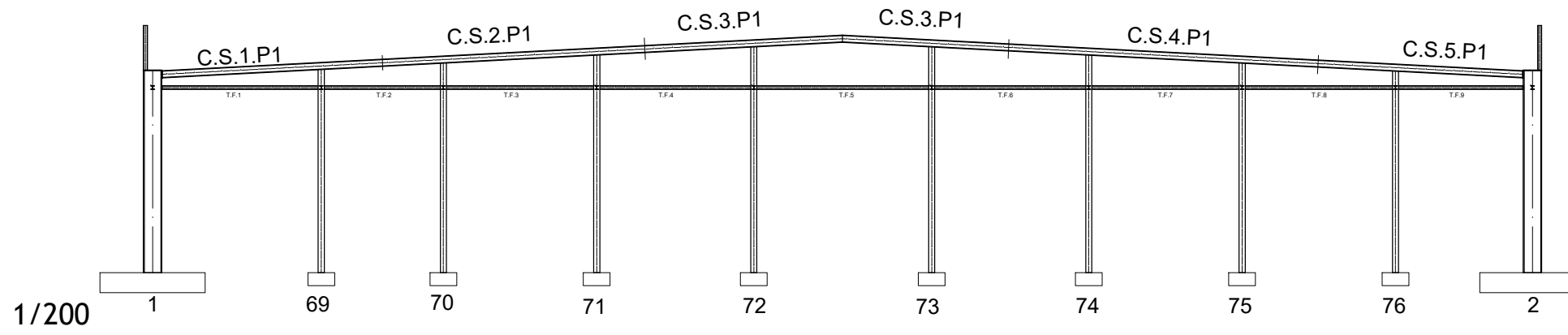
Escala:

Linteis


9

1/50

Pórtico 1

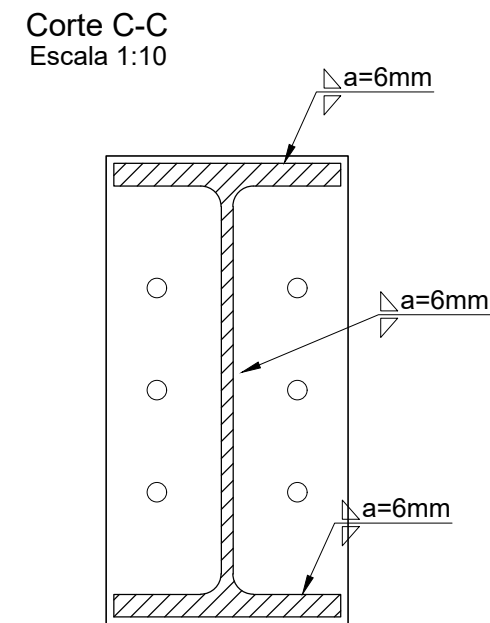
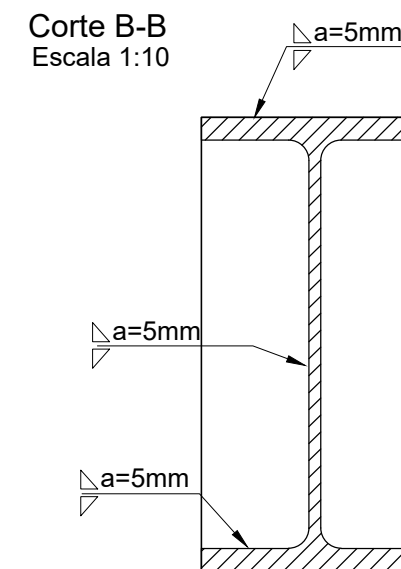
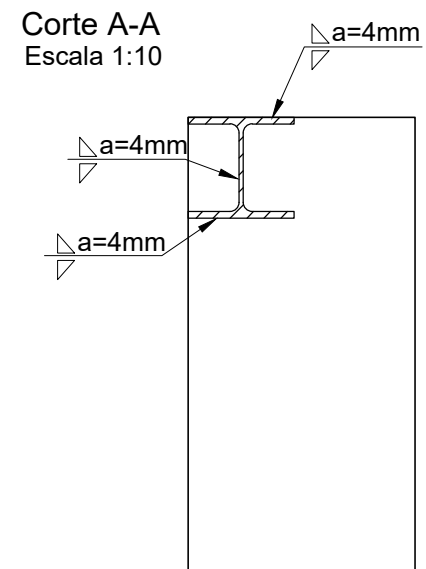
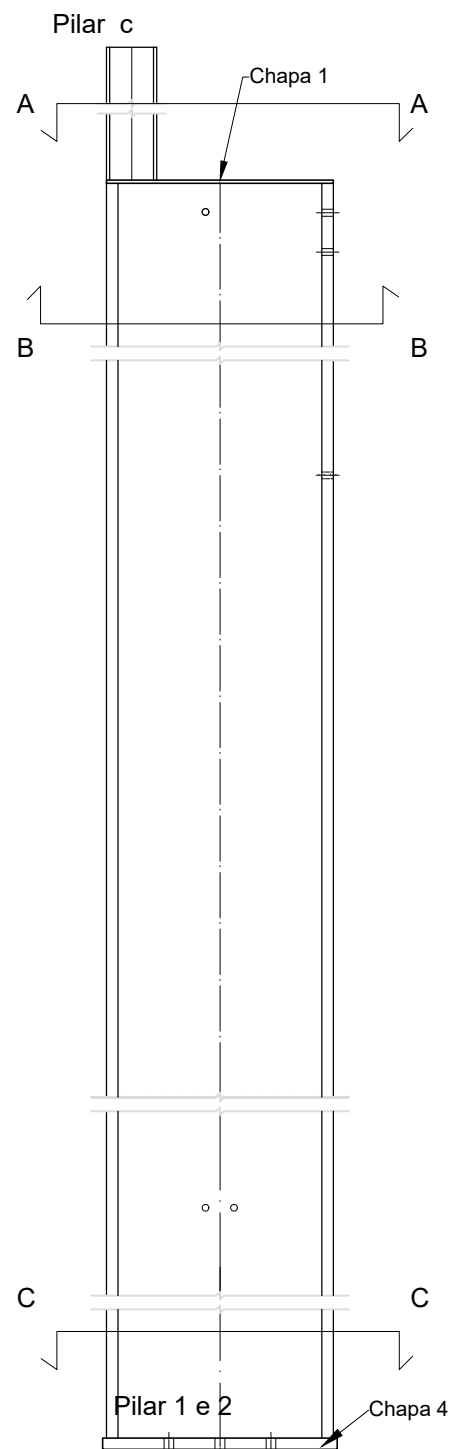
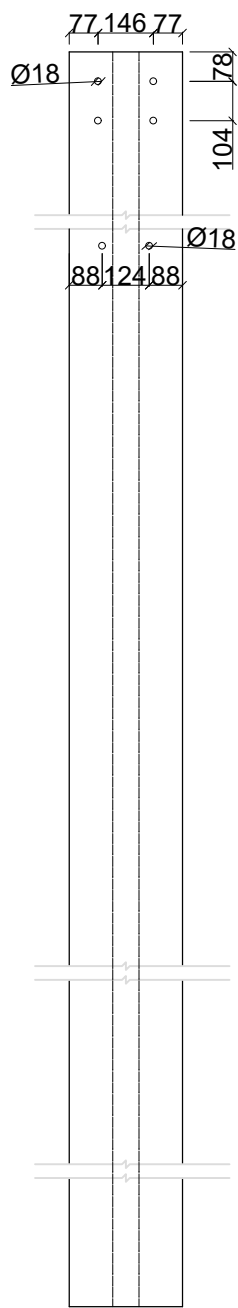
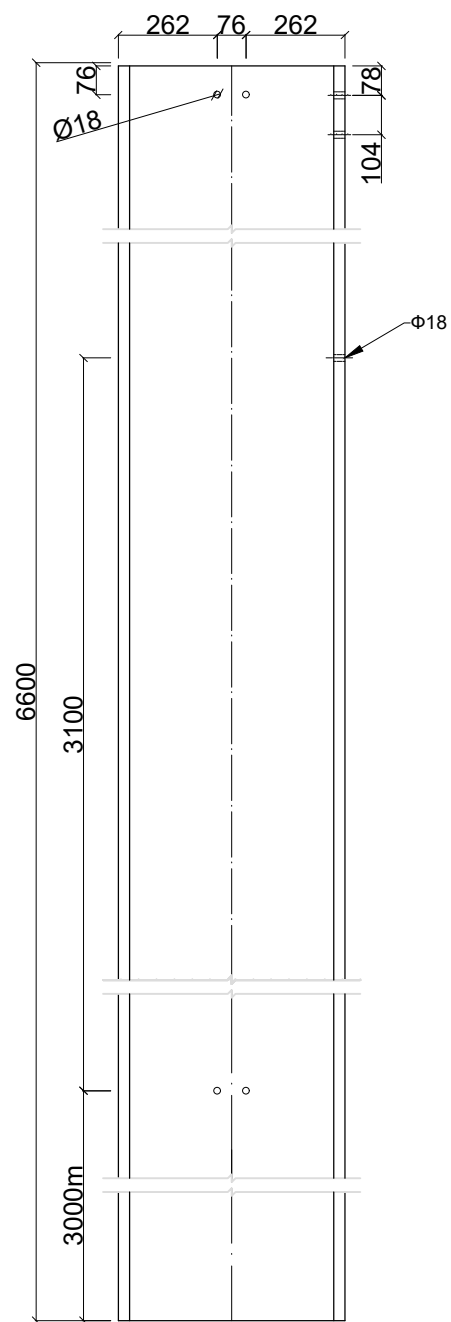


Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm

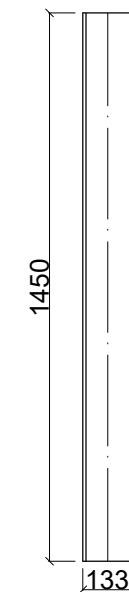
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Data : Junho 2017	Designação : Pórtico 1
Escala : Desenho		Desenho nº : 10

Pilar 1 e 2 (HE600B)

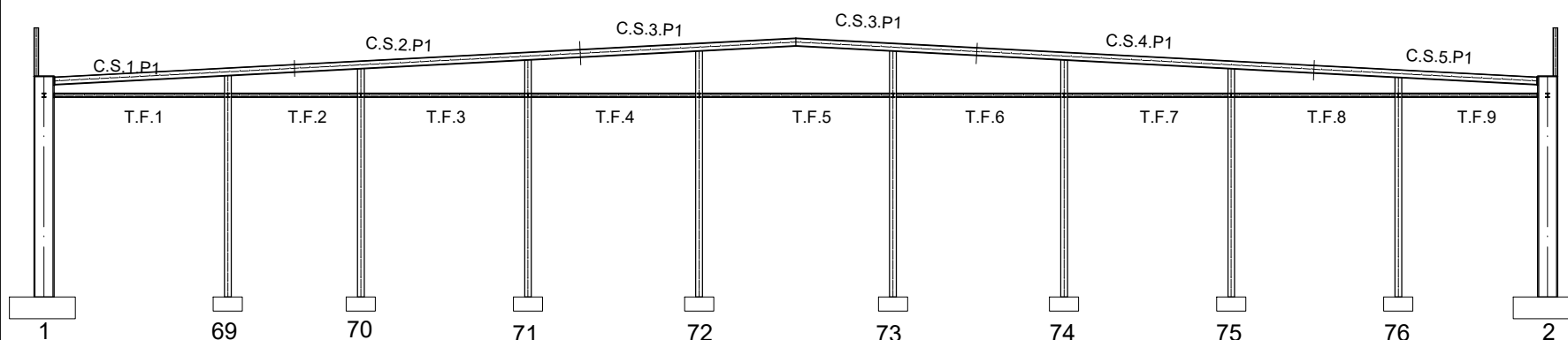
Escala 1:20



Pilar C
Escala 1:20



Materiais:
Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
Faculdade de Engenharia

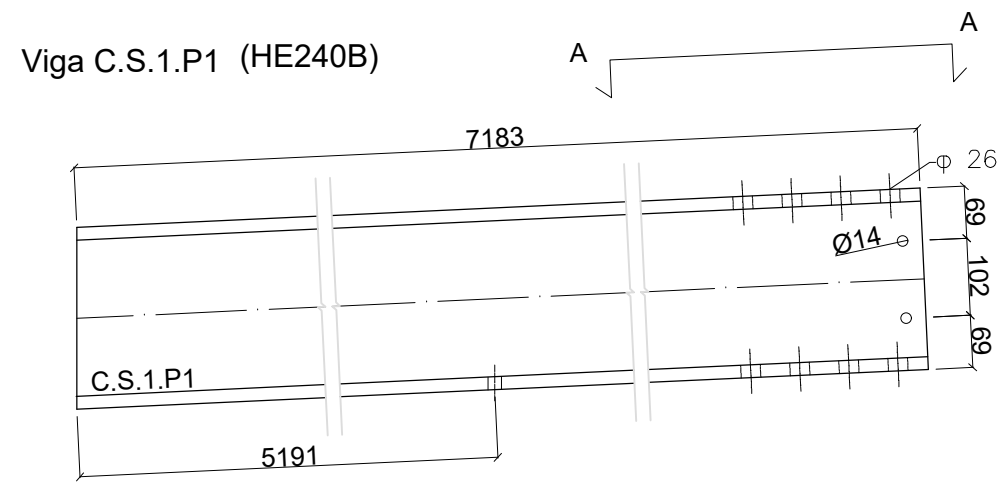
Nome :
Mário Jorge Gonçalves Esteves
Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Data :
Junho 2017

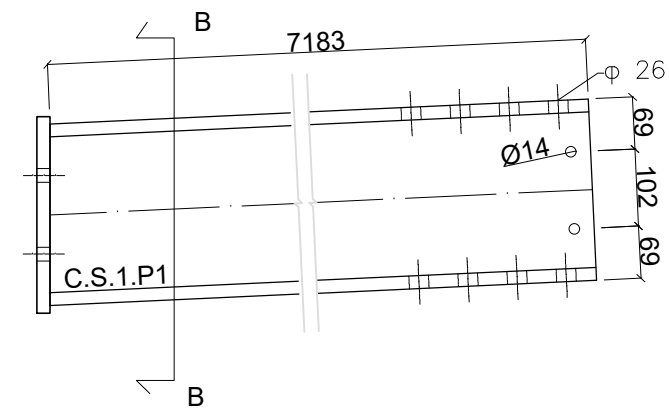
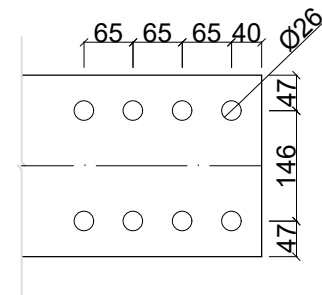
Designação :
Elemento pilar 1 e 2 - 2x

Desenho nº :
11

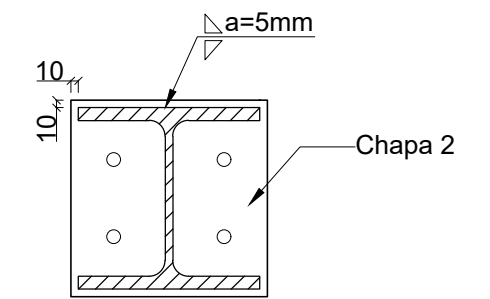
Escala :
Desenho



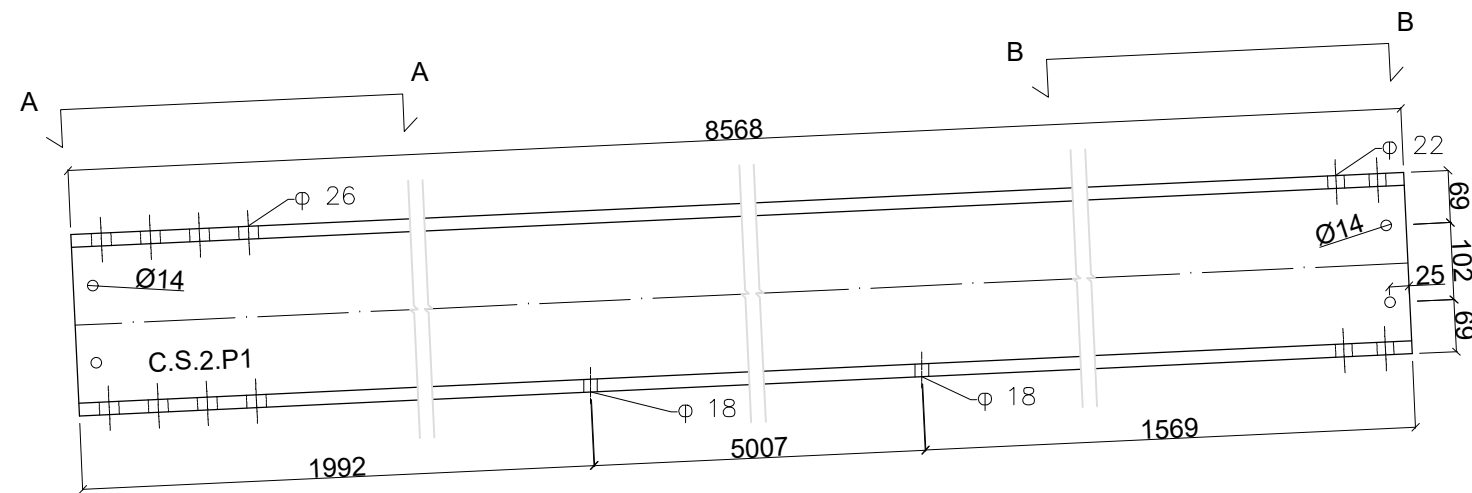
Plano A-A



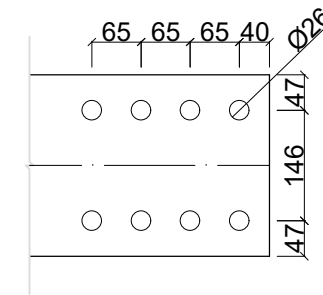
Corte B-B



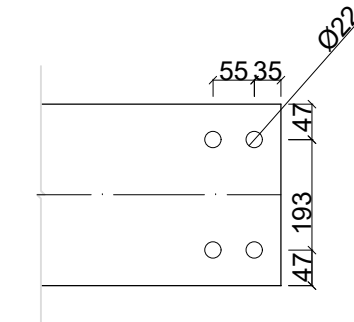
Viga C.S.2.P1 (HE240B)



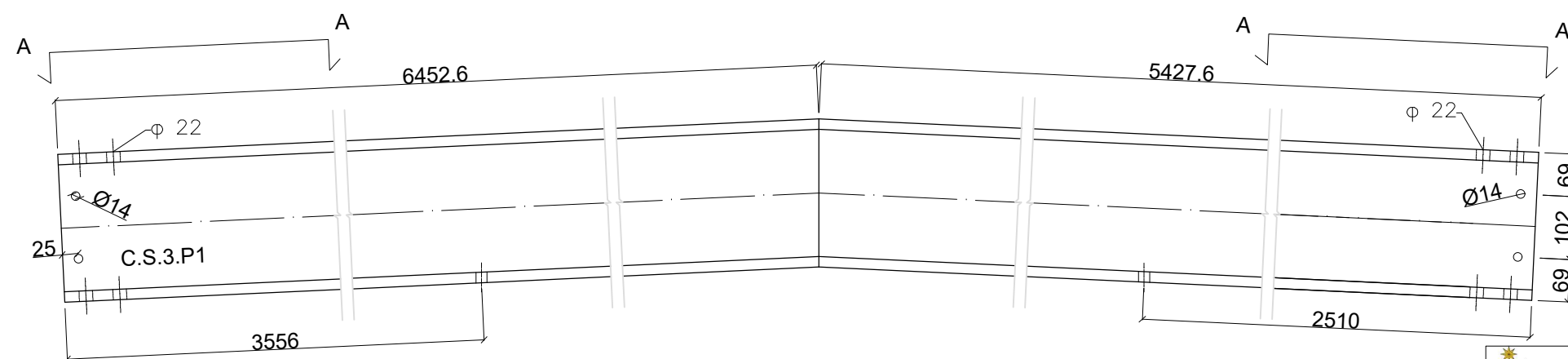
Plano A-A



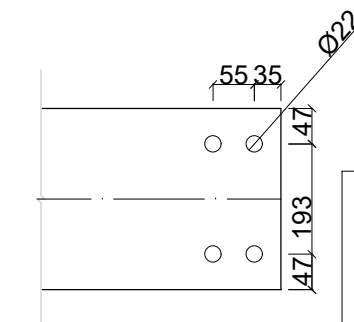
Plano B-B



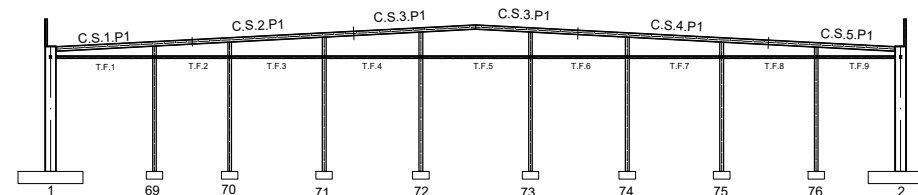
Viga C.S.3.P1 (HE240B)



Plano A-A



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves

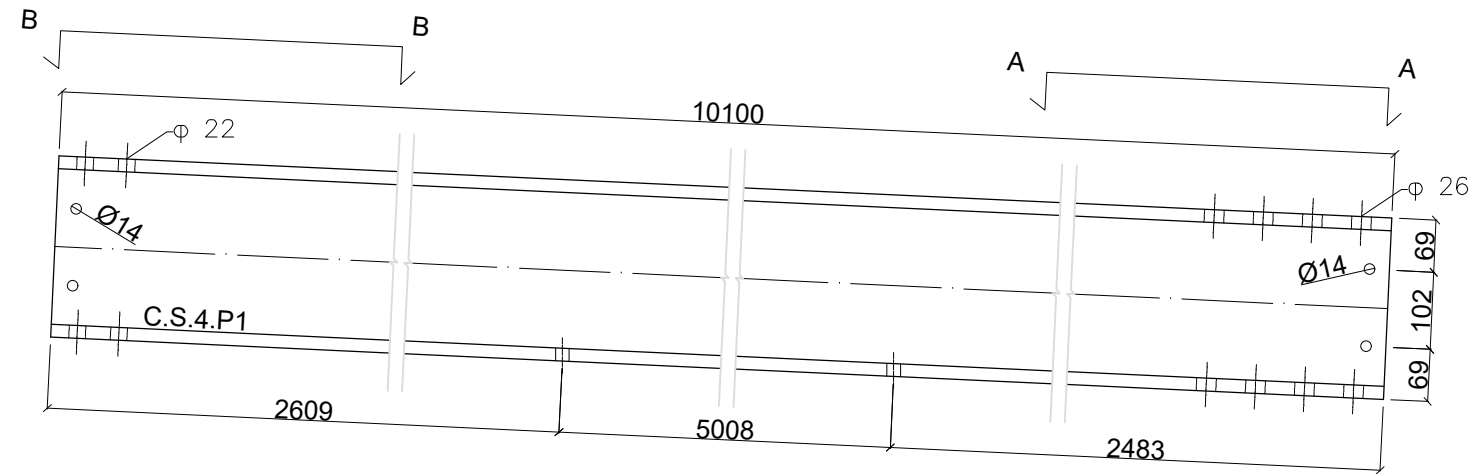
Data :
 Junho 2017

Designação :
 Elemento Viga

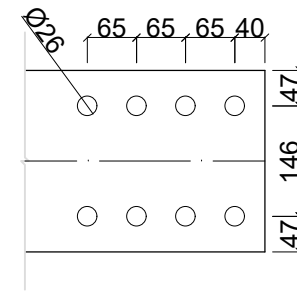
Desenho nº :
 12

Escala :
 1/10

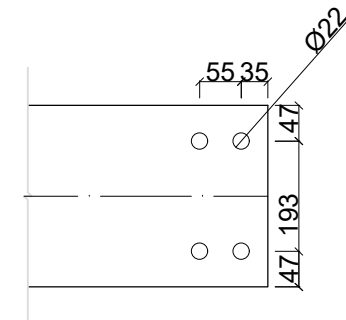
Viga C.S.4.P1 (HE240B)



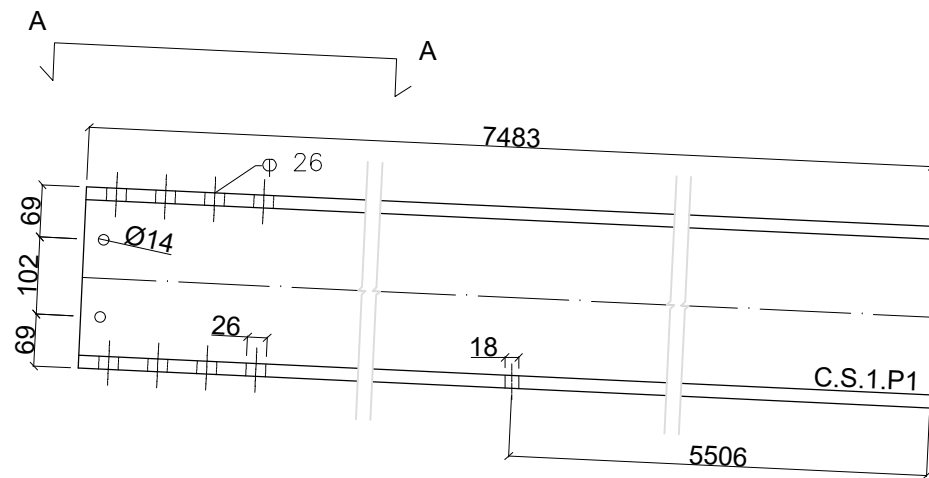
Plano A-A



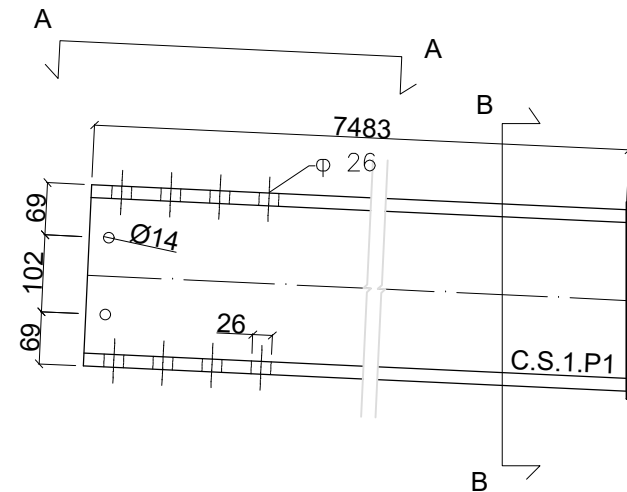
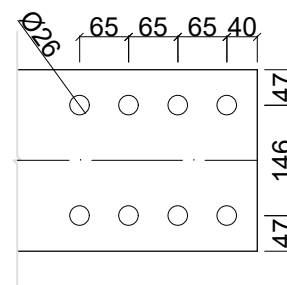
Plano B-B



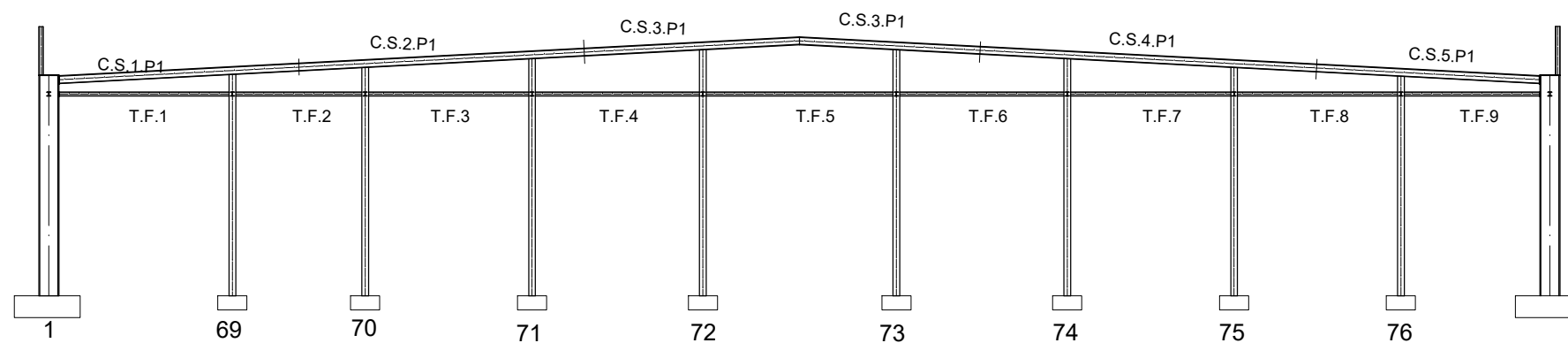
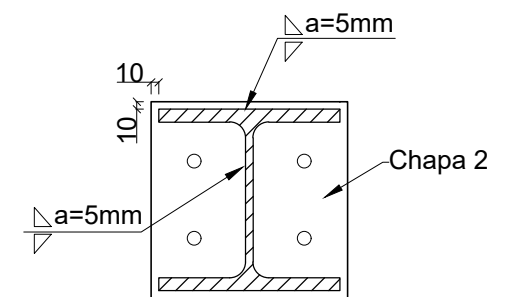
Viga C.S.5.P1 (HE240B)



Plano A-A



Corte B-B



Materiais:

Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
Faculdade de Engenharia

Nome :
Mário Jorge Gonçalves Esteves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Data :
Junho 2017

Designação :
Elemento viga

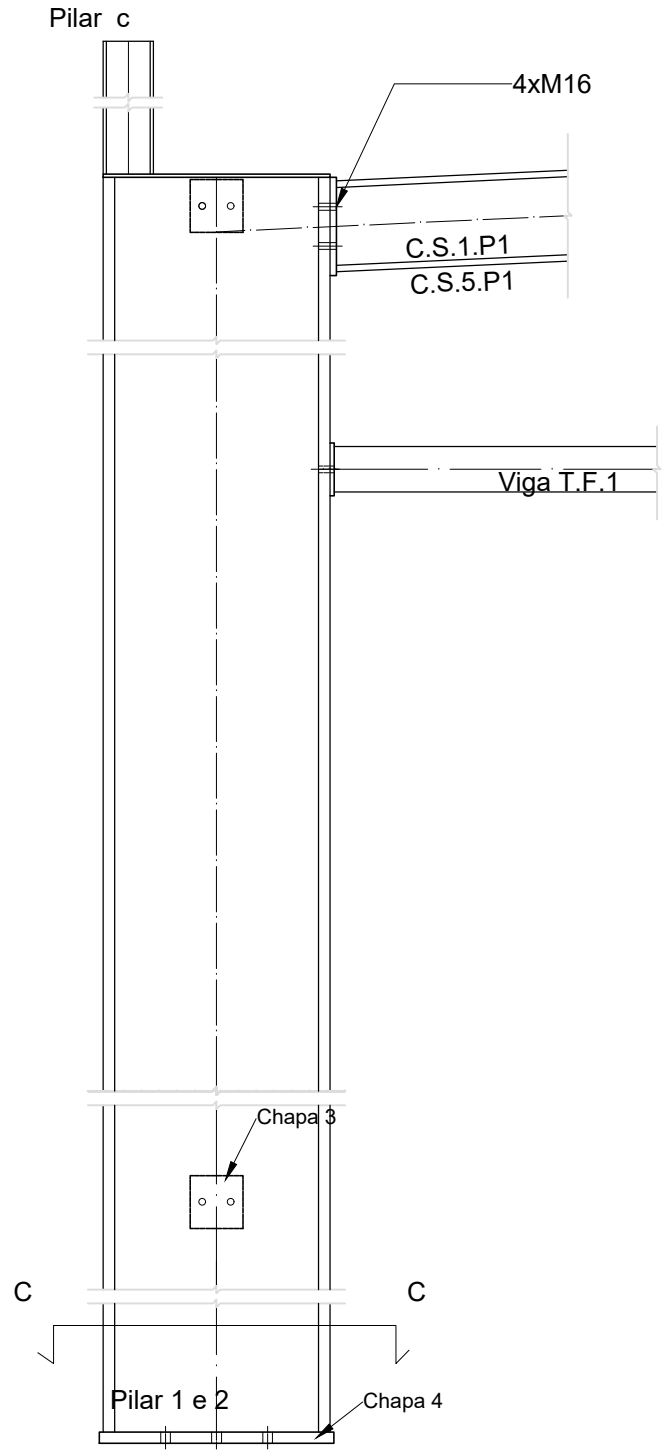
Desenho nº :

13

Escala :
1/10

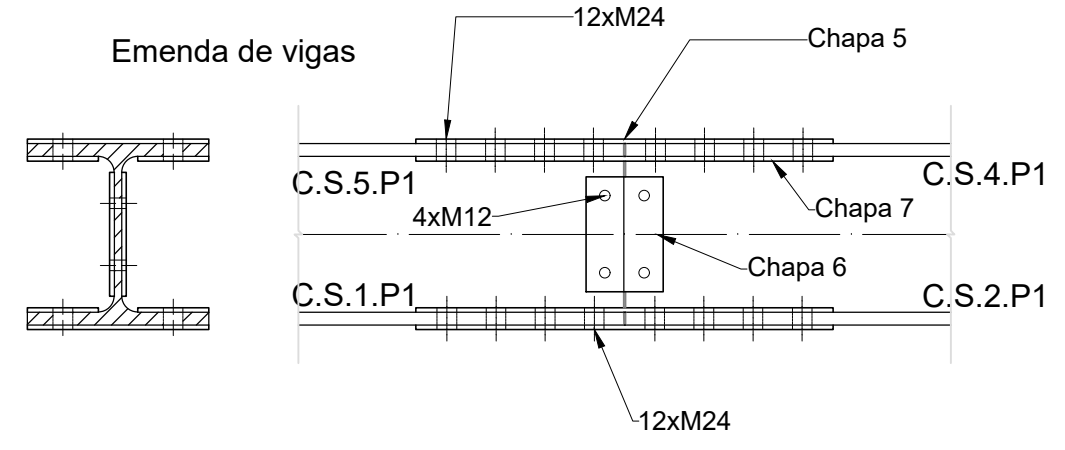
Pilar 1 e 2 (HE600B)

Escala 1:20



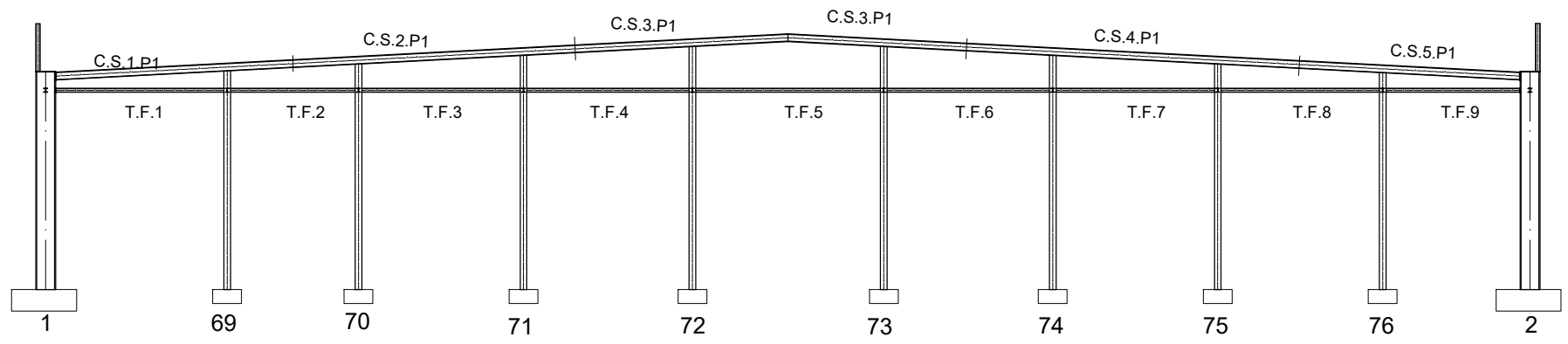
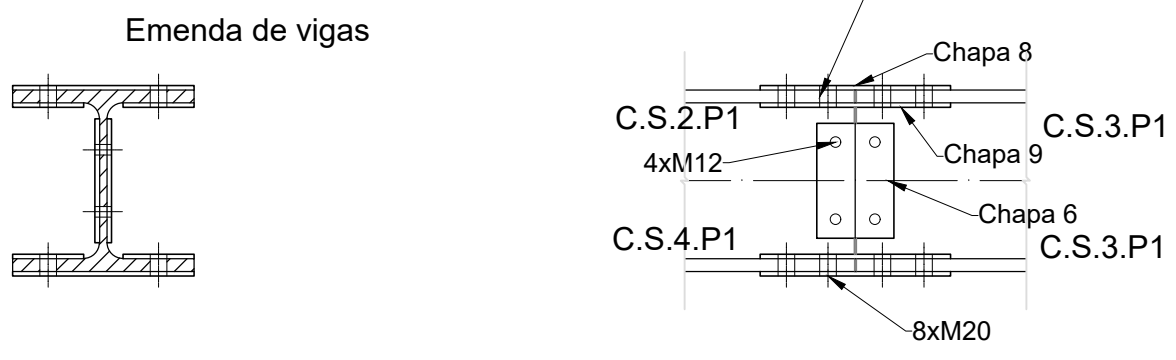
Ligação Viga C.S.1.P1 - C.S.2.P1 e C.S.5.P1 - C.S.4.P1 (HE240B)

Escala 1:10




Ligação Viga C.S.2.P1 - C.S.3.P1 e C.S.4.P1 - C.S.3.P1 (HE240B)

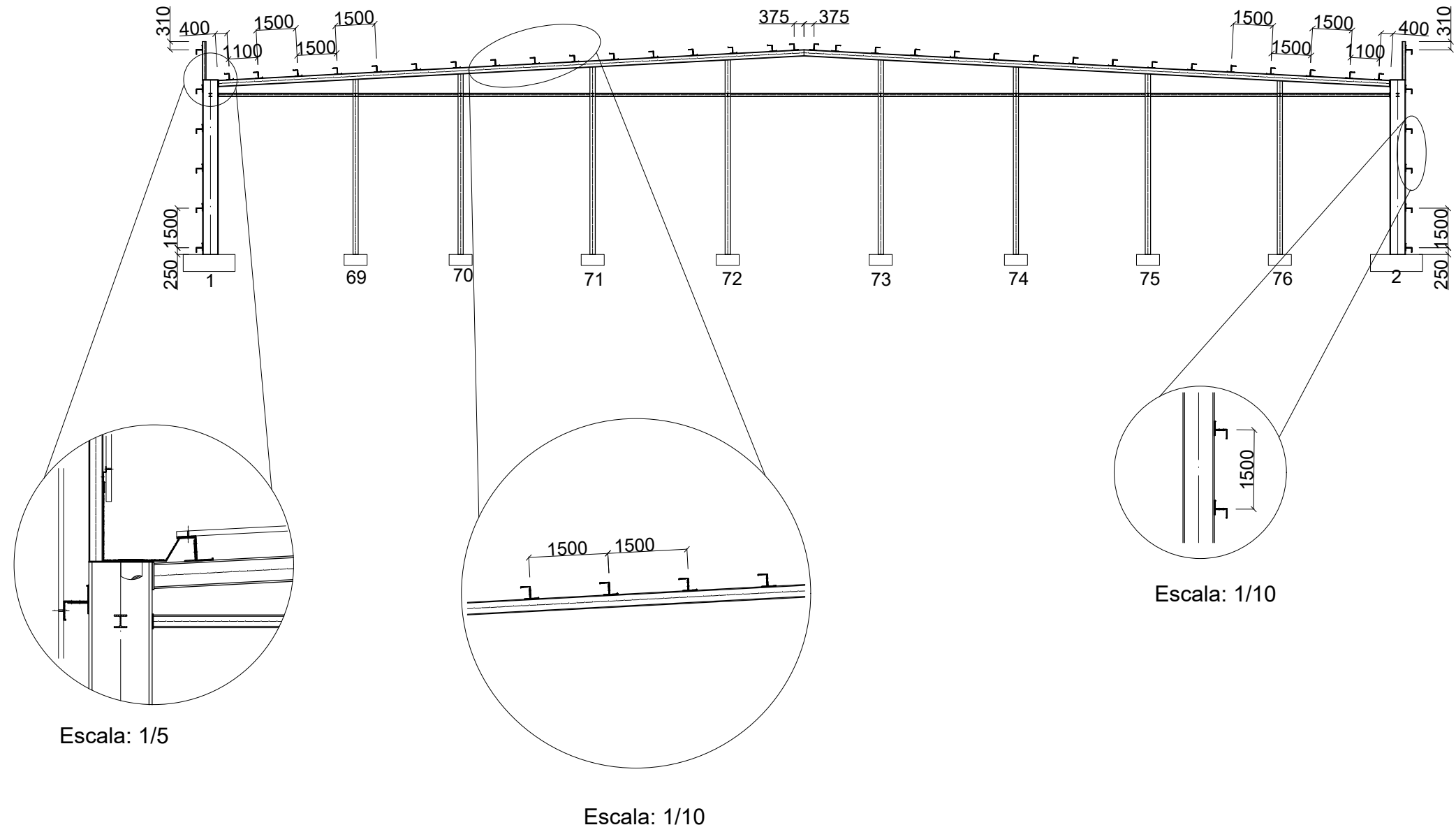
Escala 1:10




Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Data : Junho 2017	Designação : Montagem da estrutura
Escala : Desenho		Desenho nº : 14

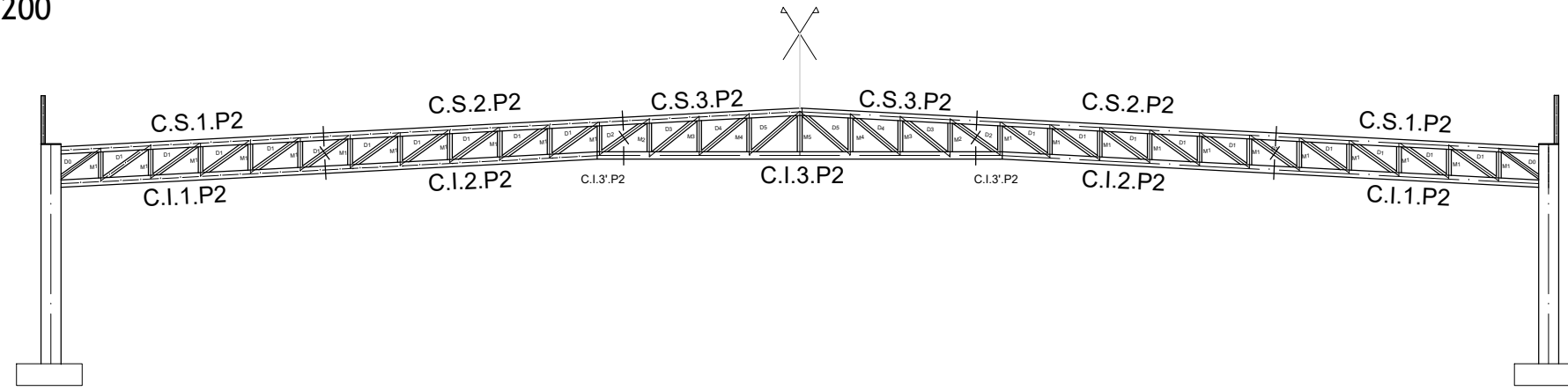
Madres cobertura e fachada



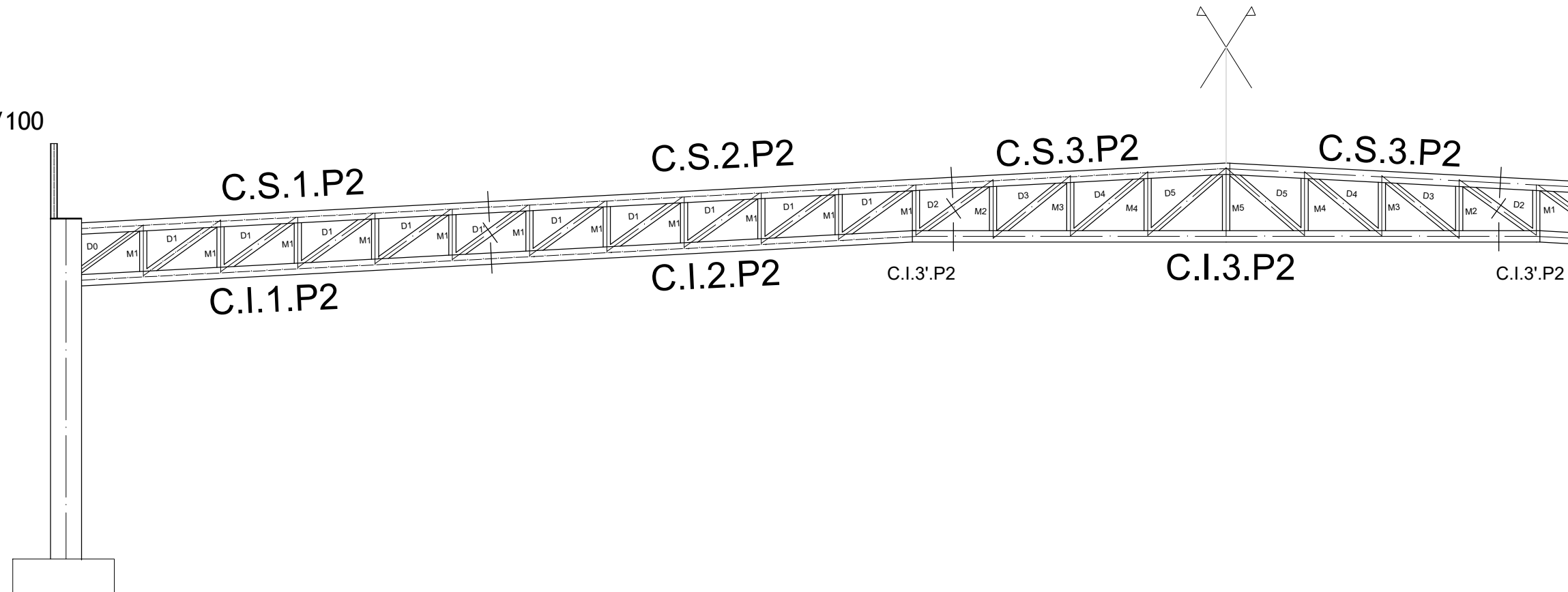
Materiais:
 Aço estrutura S275
 Parafusos de classe 8.8
 Aço perfis Z S355
 Perfil Z 229-10
 Cantoneira 200-100-10 S275
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome :	Mário Jorge Gonçalves Esteves
		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	
Data :	Junho 2017	Designação :	Pormenores
Escala :	Desenho	Desenho nº :	

1/200



1/100



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

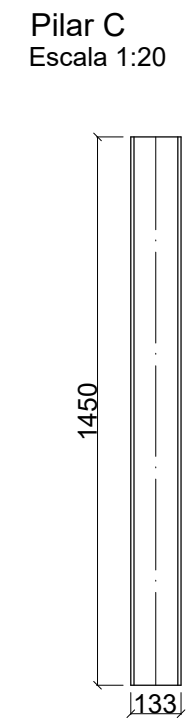
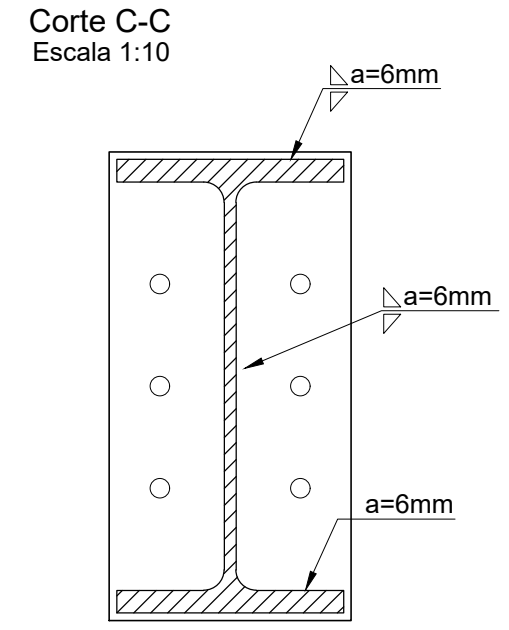
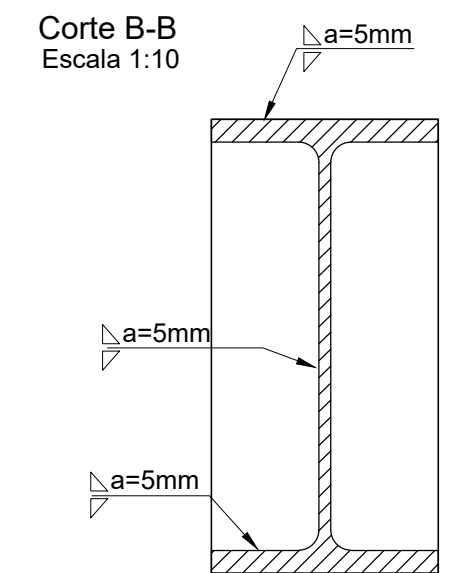
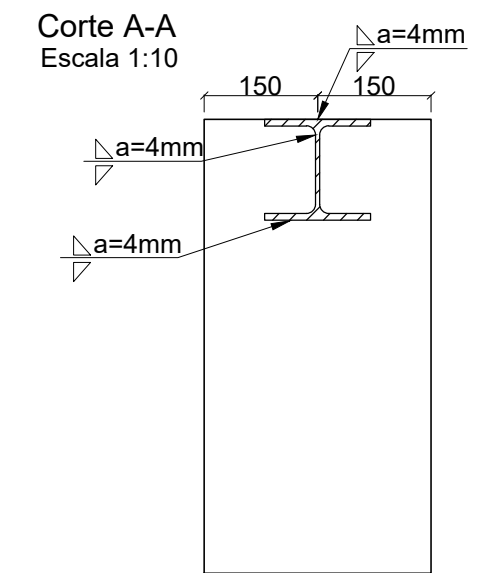
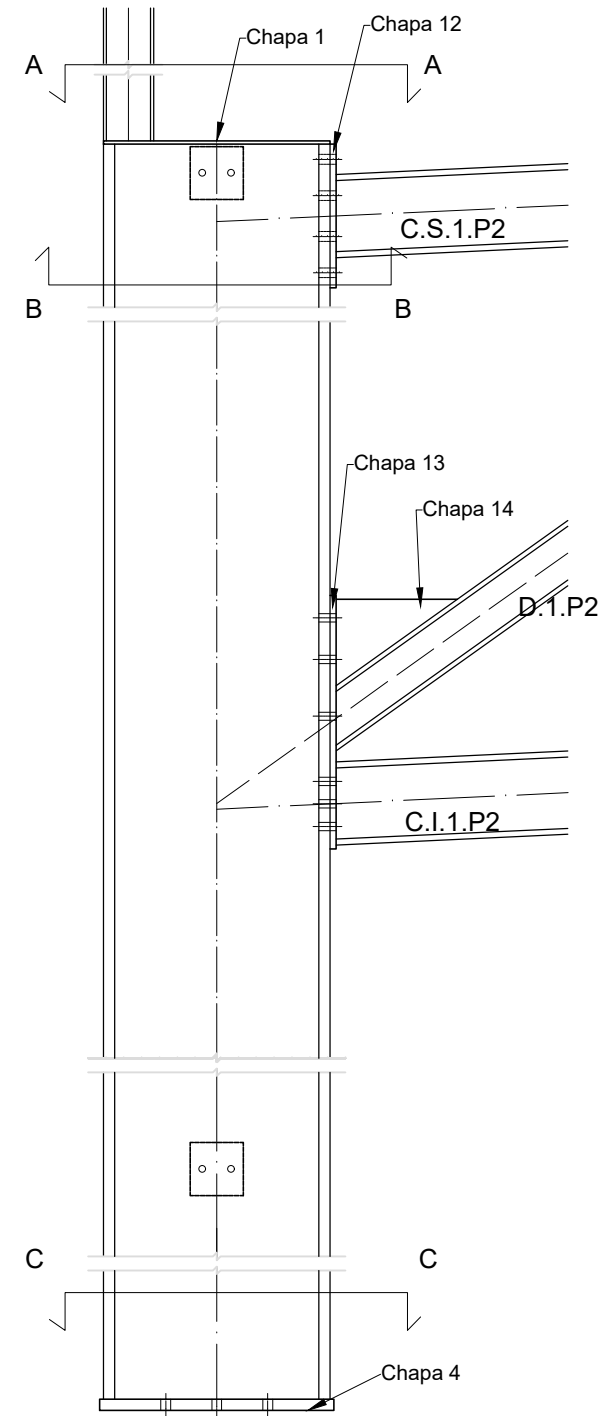
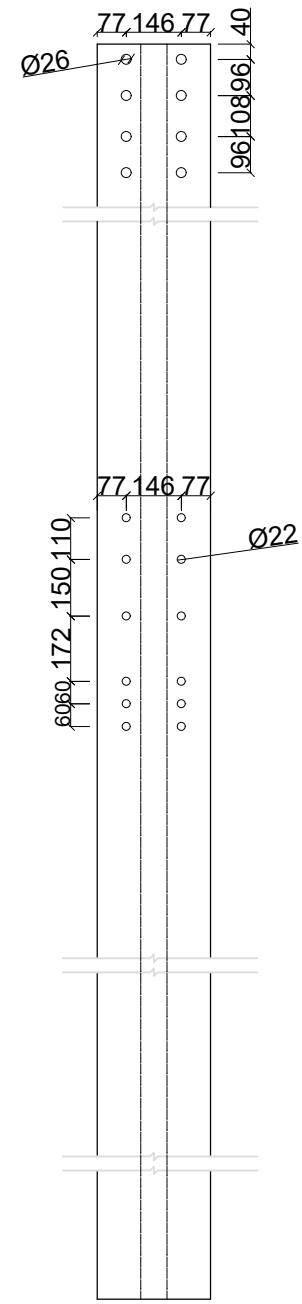
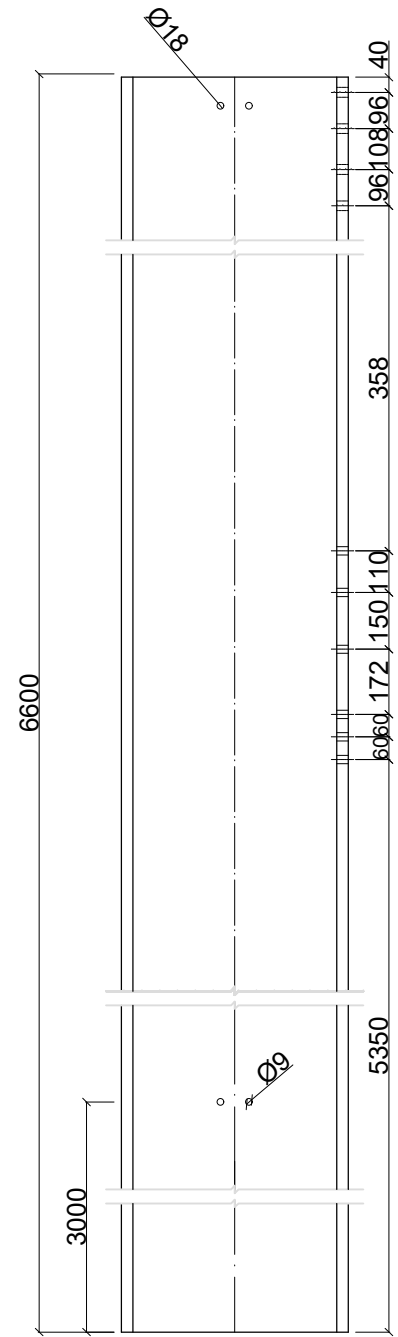
Junho 2017

Designação :
 Pórtico 2 a 10

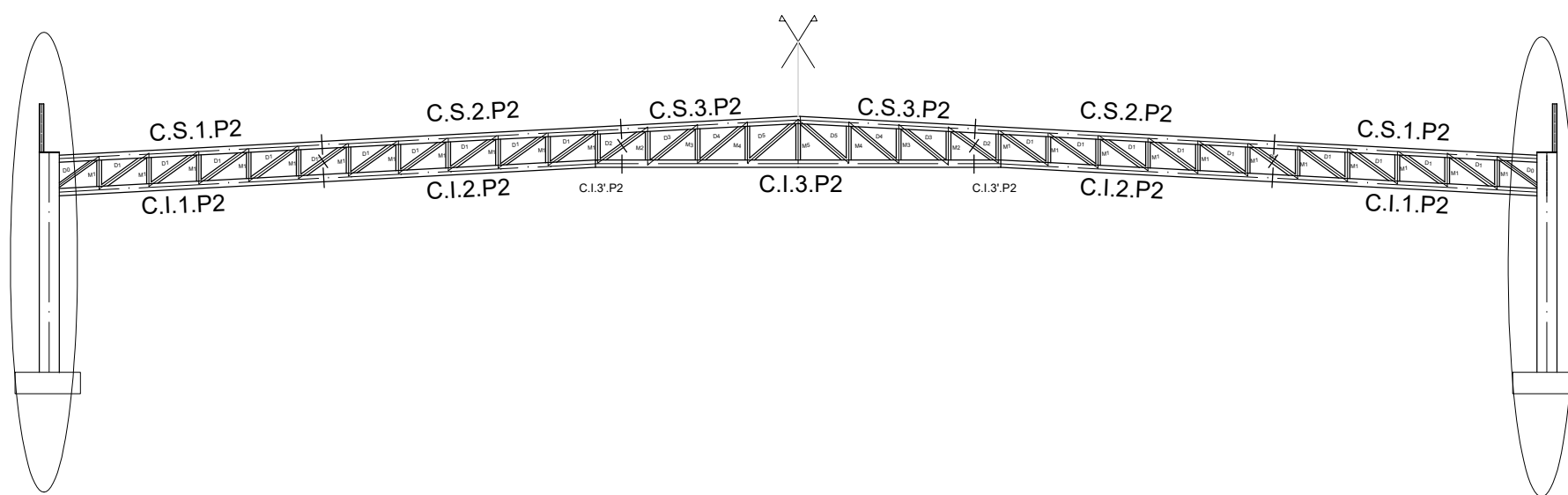
Desenho nº :
16

Escala :

Pilar 3 a 20 (HE600B)
Escala 1:20

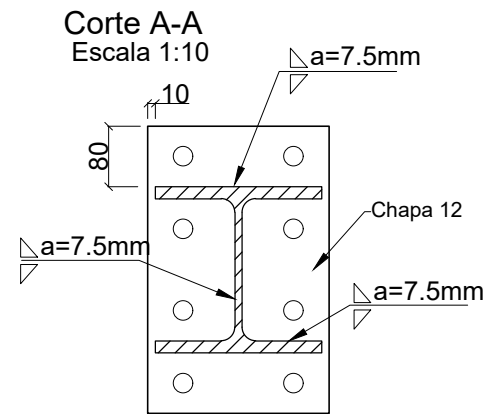
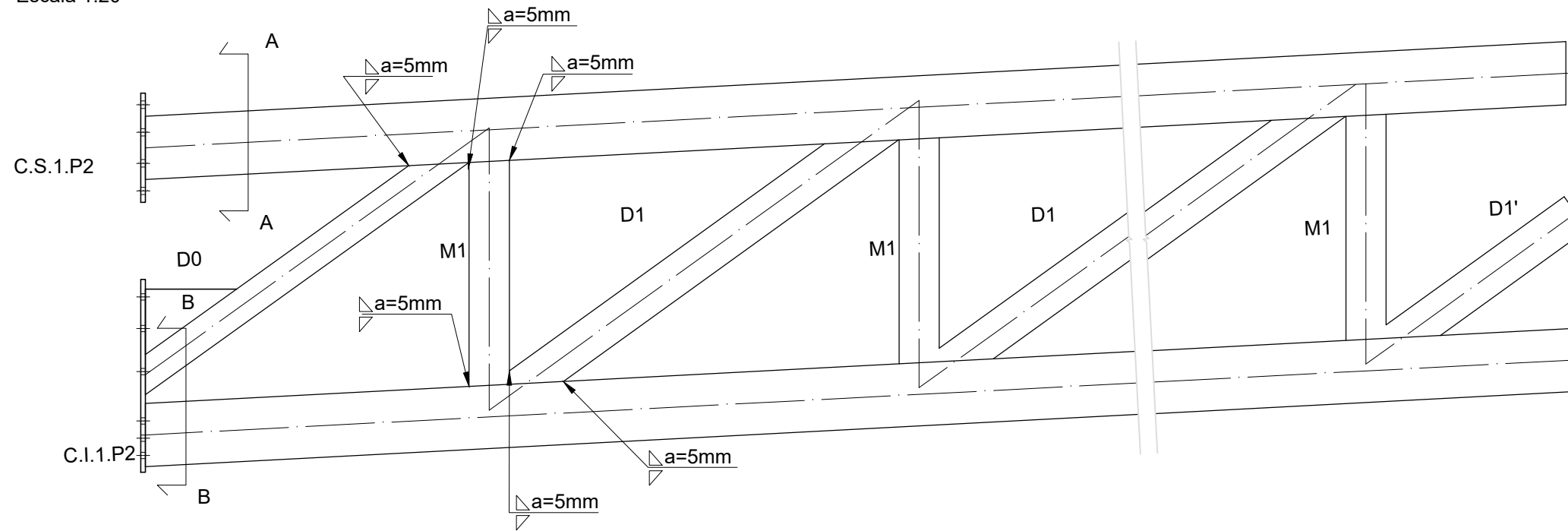


Materiais:
Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm

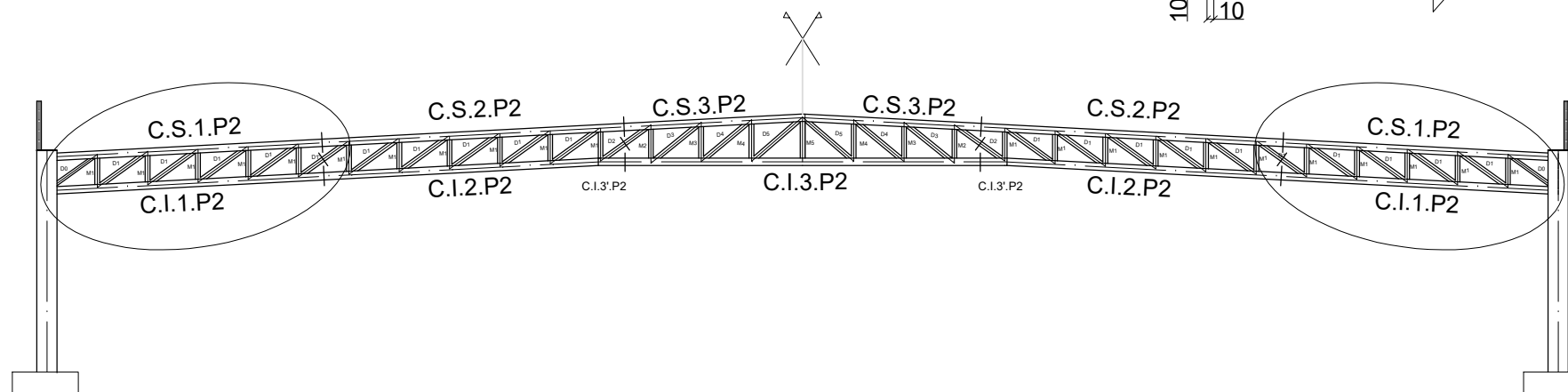
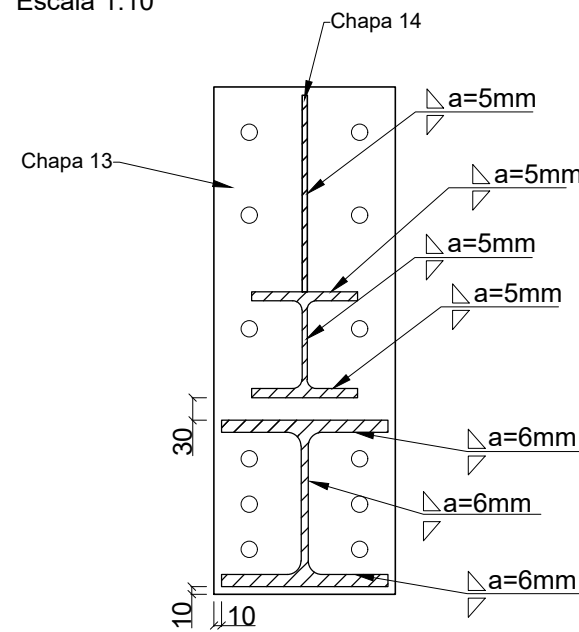


 Universidade da Beira Interior Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Designação : Elemento Pilares 3 a 20	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Junho 2017		Desenho nº : 17
Escala : Desenho		


Peça 1
Escala 1:20



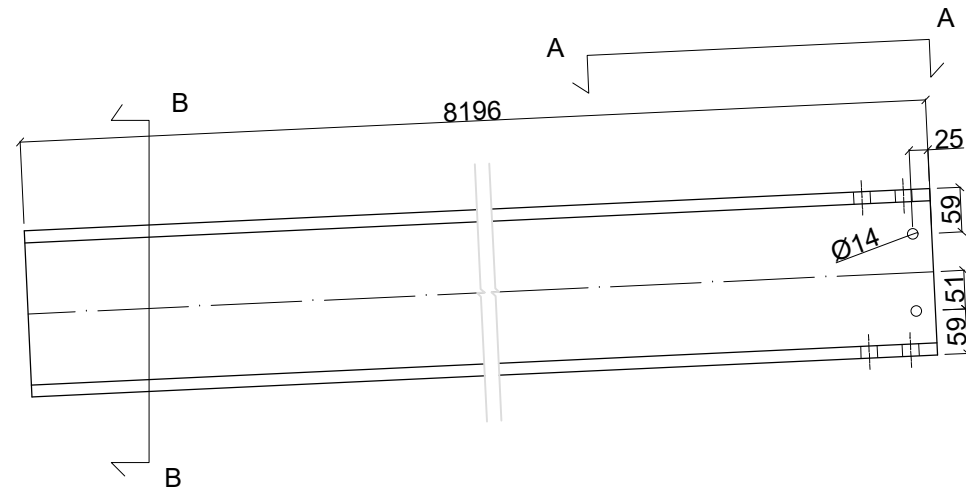
Corte B-B
Escala 1:10



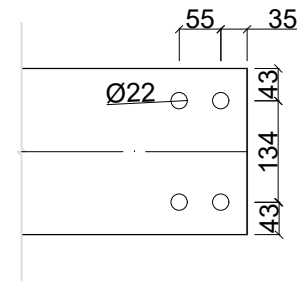
Materiais:
Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Designação : Montagem da estrutura Peça 1	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção Desenho nº : <div style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">18</div>
Junho 2017 Escala : Desenho		

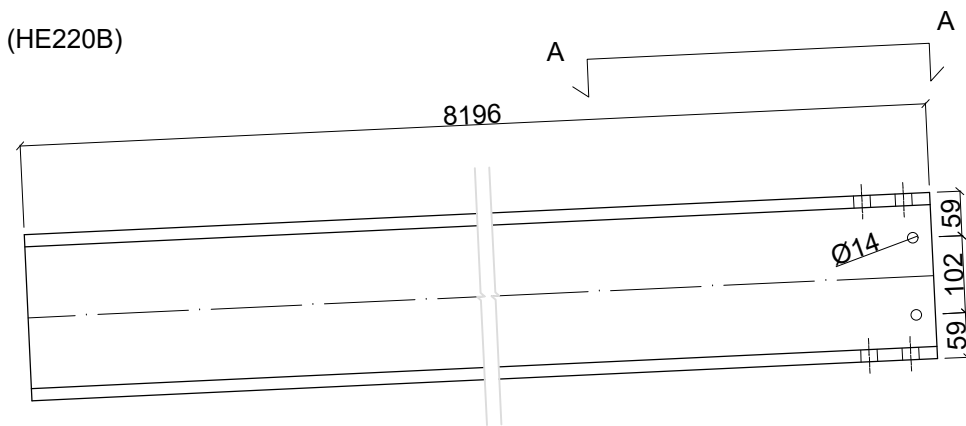
Peça 1
Viga C.S.1.P2 (HE220B)



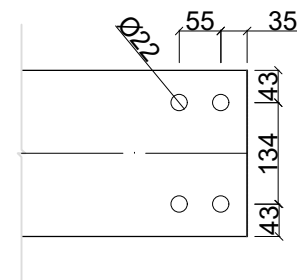
Plano A-A



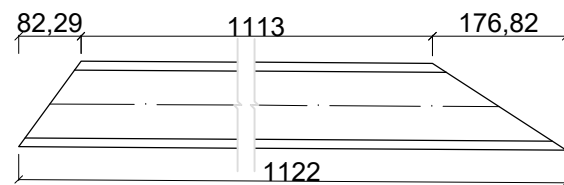
Viga C.I.1.P2 (HE220B)



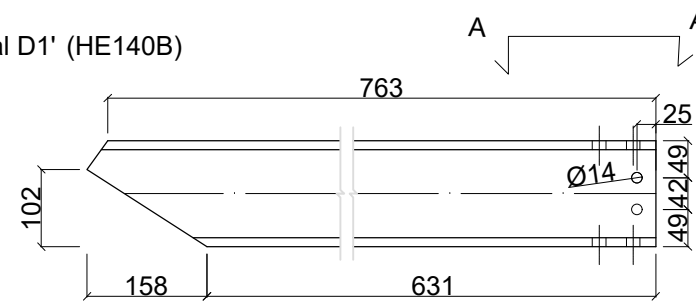
Plano A-A



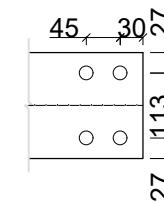
Viga D0 (HE140B)



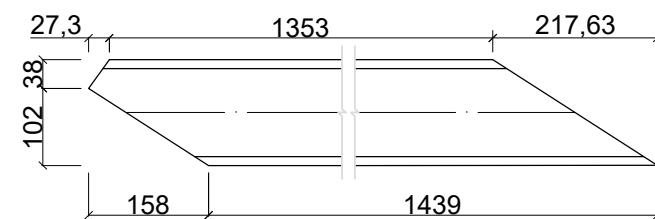
Diagonal D1' (HE140B)



Plano A-A



Diagonal D1 (HE140B)



Montante M1



Materiais:
Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
Faculdade de Engenharia

Nome :
Mário Jorge Gonçalves Esteves
Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

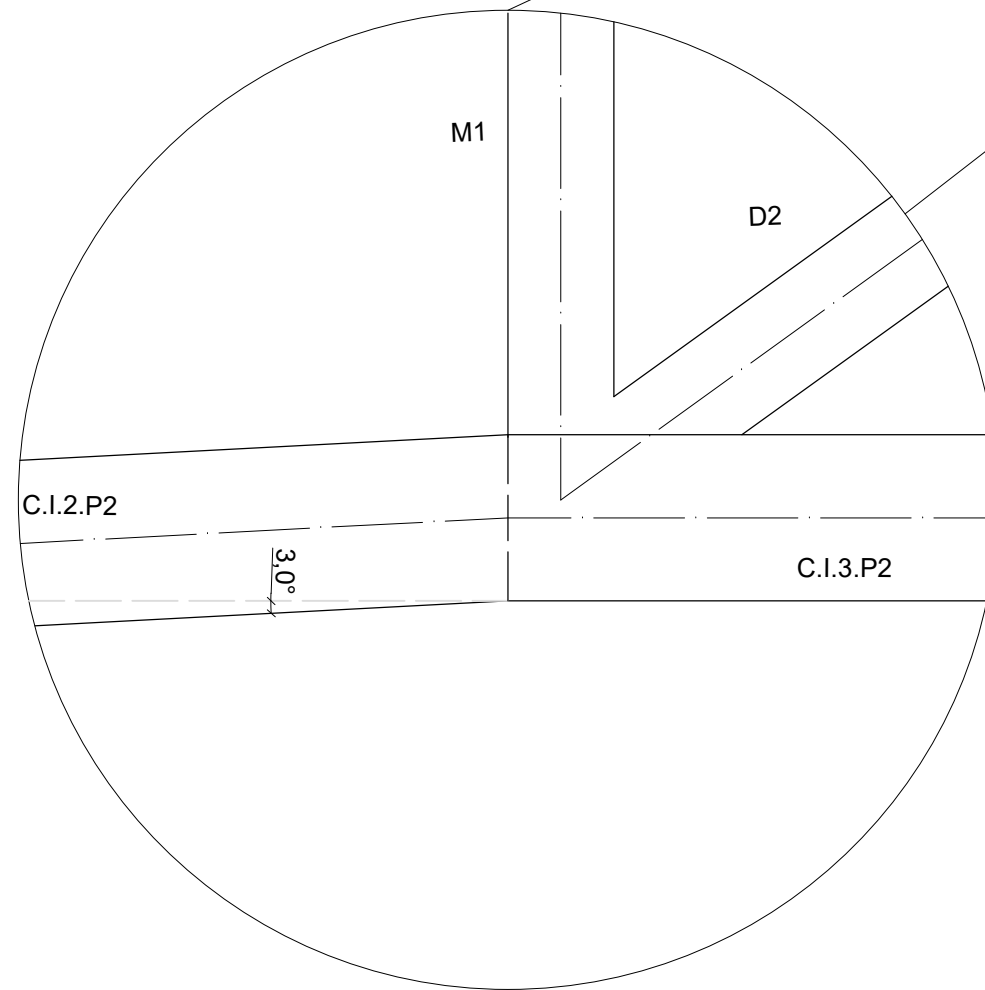
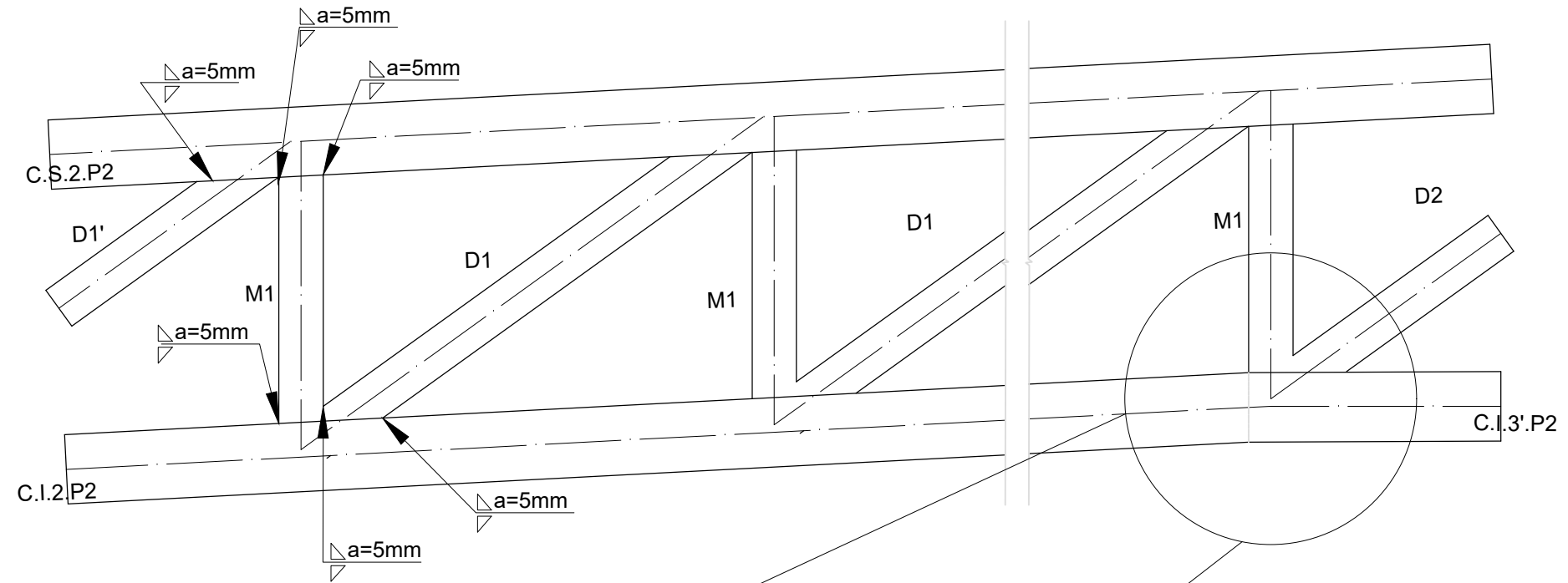
Junho 2017
Escala :
1/10

Designação :
Elementos Peça 1

Desenho n° :
19


Peças

Peça 2



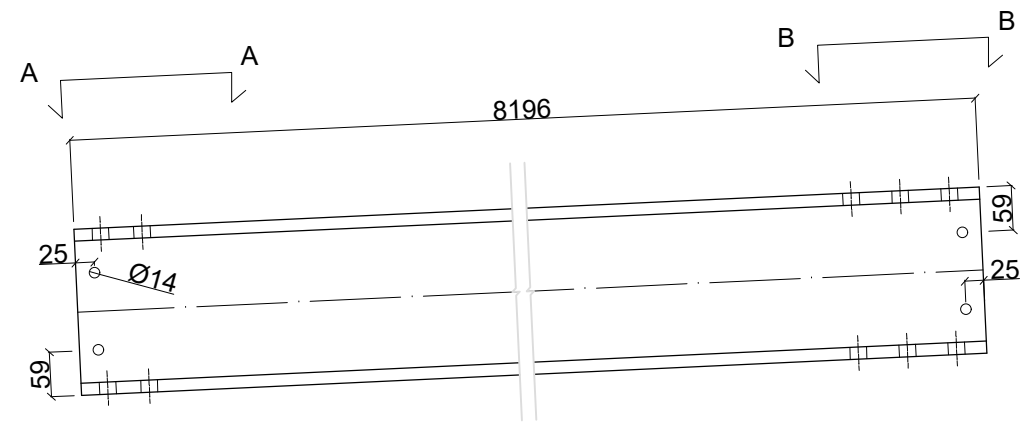
Materiais:

Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm

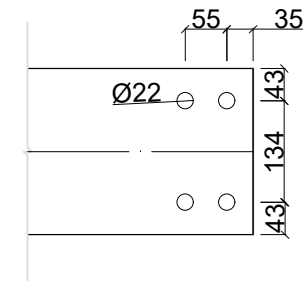
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves										
	Junho 2017	Designação : Montagem da estrutura Peça 2	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção									
Escala : 1/20		Desenho nº : 20										
		<table border="1"> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>										

Peça 2

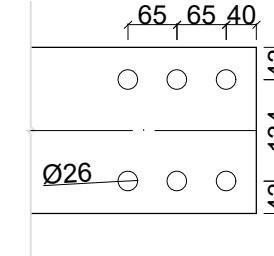
Viga C.S.2.P2 (HE220B)



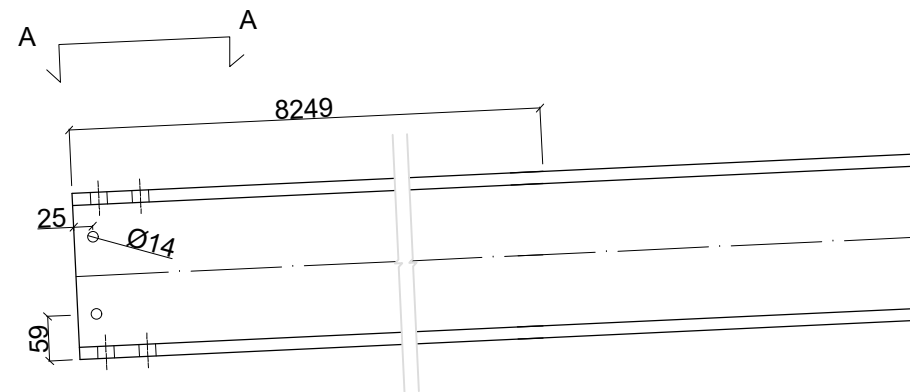
Plano A-A



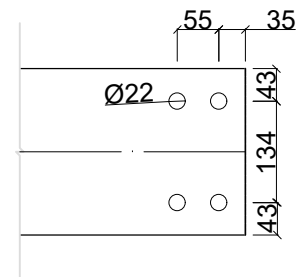
Plano B-B



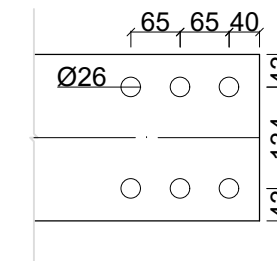
Viga C.I.2.P2 (HE220B)



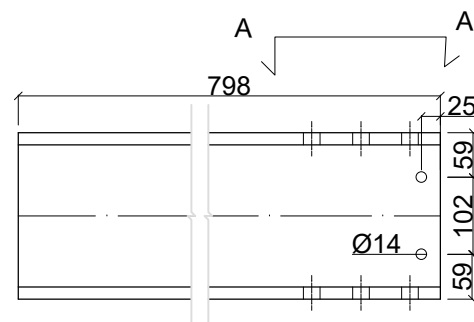
Plano A-A



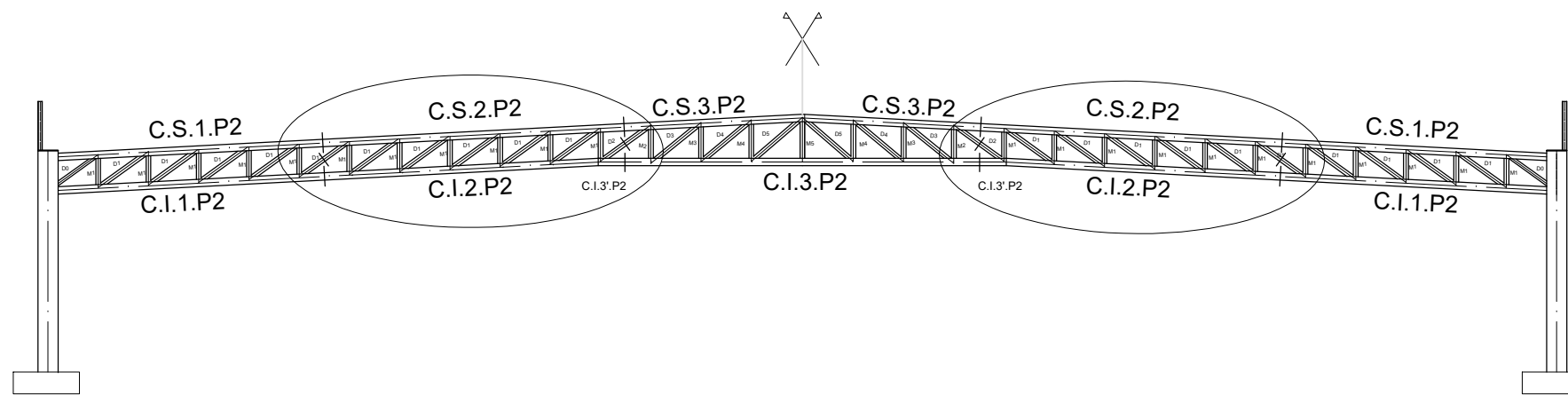
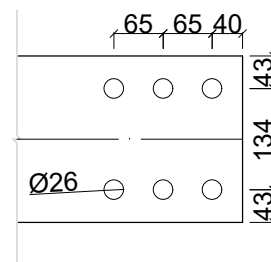
Plano B-B



Viga C.I.3'.P2 (HE220B)



Plano A-A



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

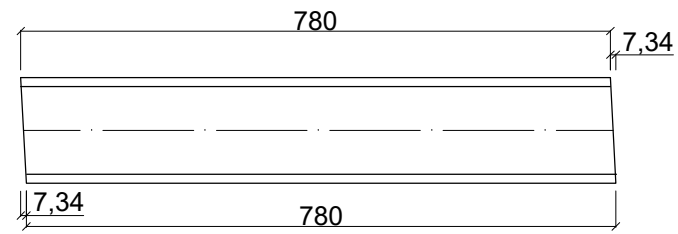
Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves
 Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017
 Escala :
 1/10

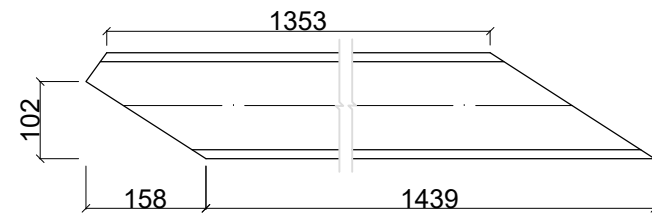
Designação :
 Elementos peça 2

Desenho nº :
21

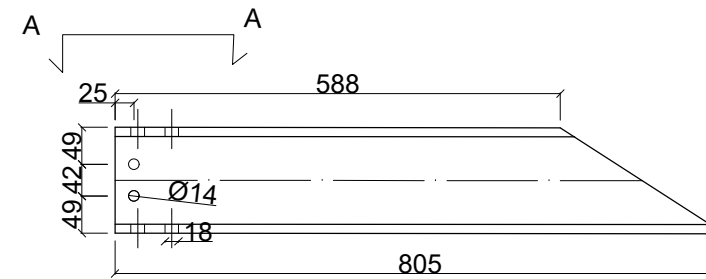
Montate M1 (HE140B)



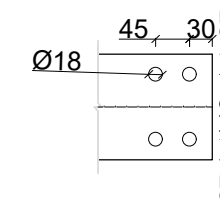
Diagona D1 (HE140B)



Diagonal D1' (HE140B)



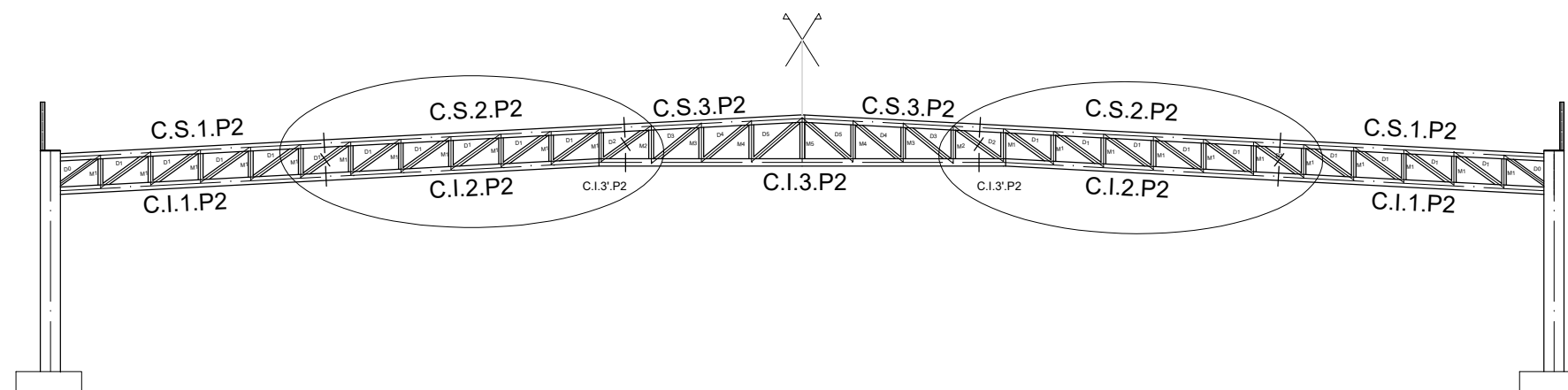
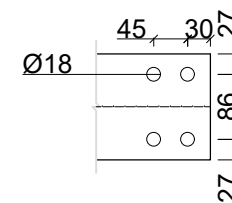
Plano A-A



Diagonal D2 (HE140B)



Plano A-A



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017

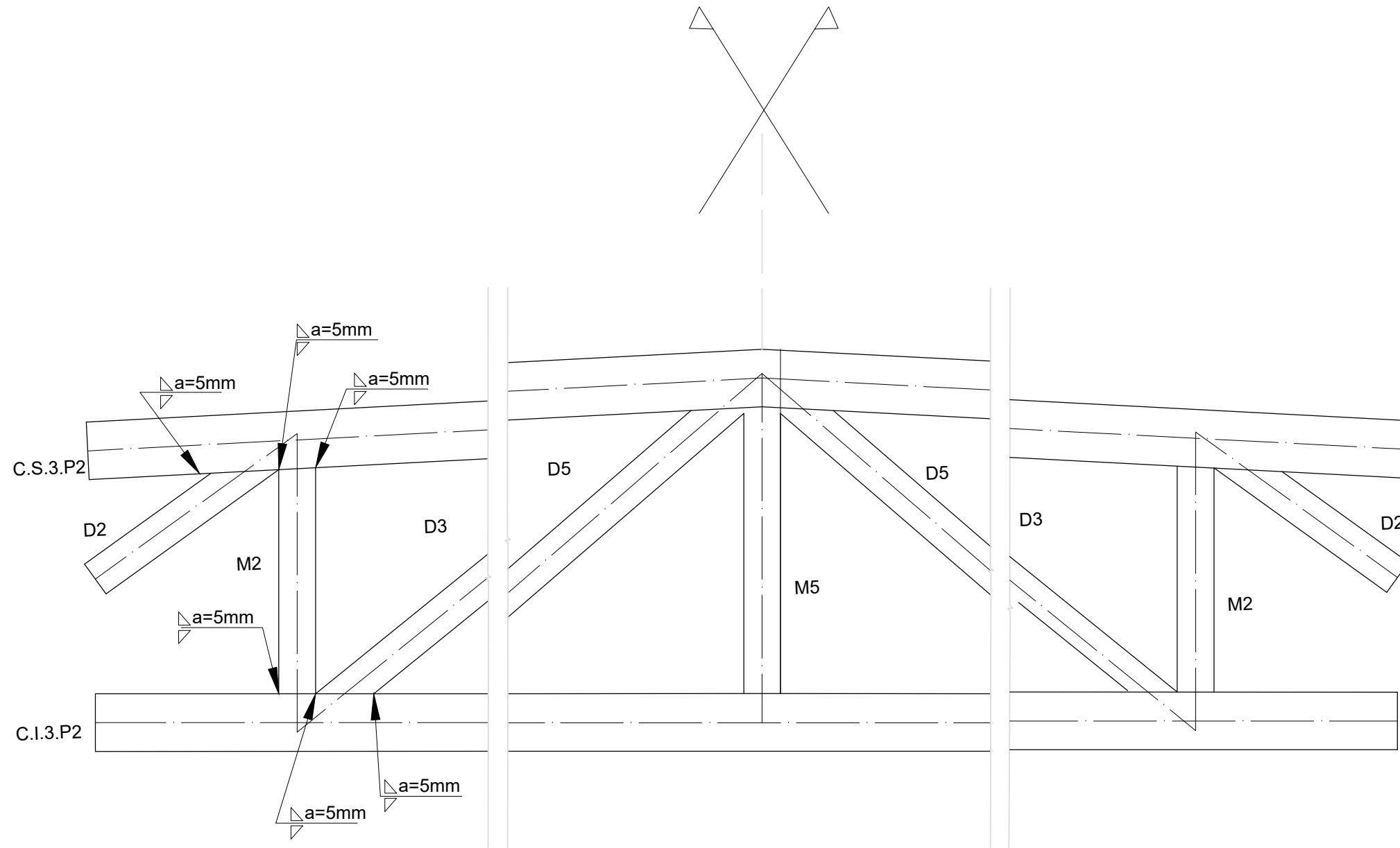
Designação :
 Elementos peça 2

Desenho nº :
22


Escala :
 1/10

Peças

Peça 2

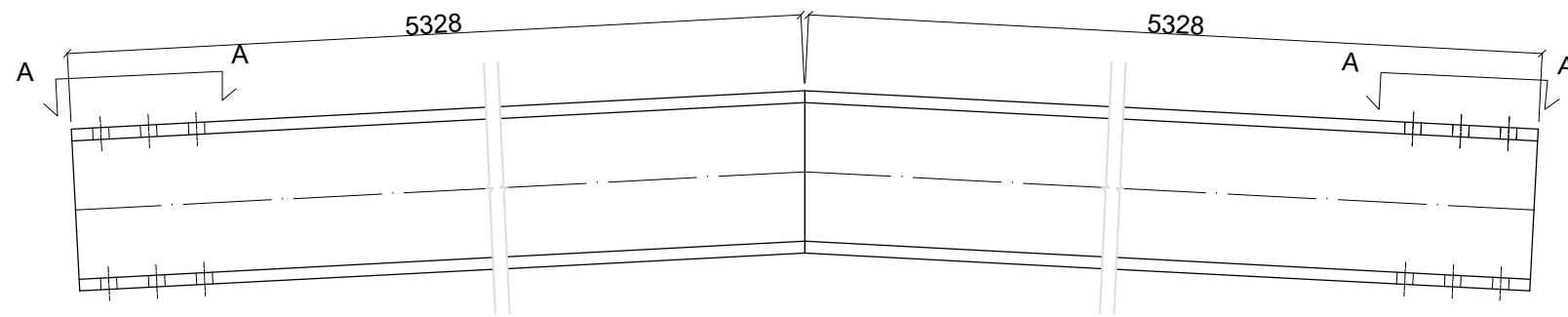


Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm

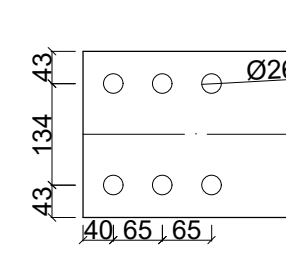
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR <small>Covilhã Portugal</small>	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Junho 2017	Designação : Montagem da estrutura Peça 3
Escala : 1/20		

Peça 3

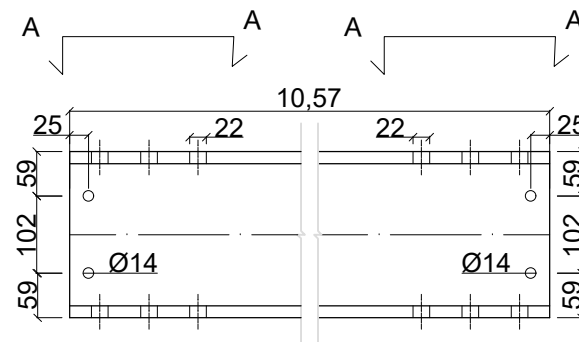
Viga C.S.3.P2(HE220B)



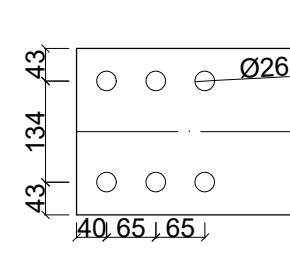
Plano A-A



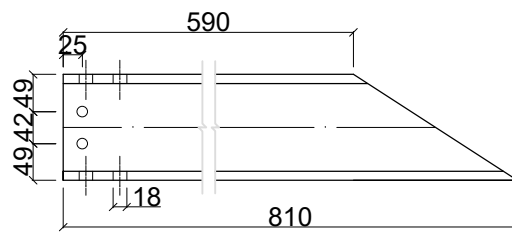
Viga C.S.3.P2(HE220B)



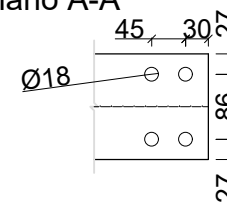
Plano A-A



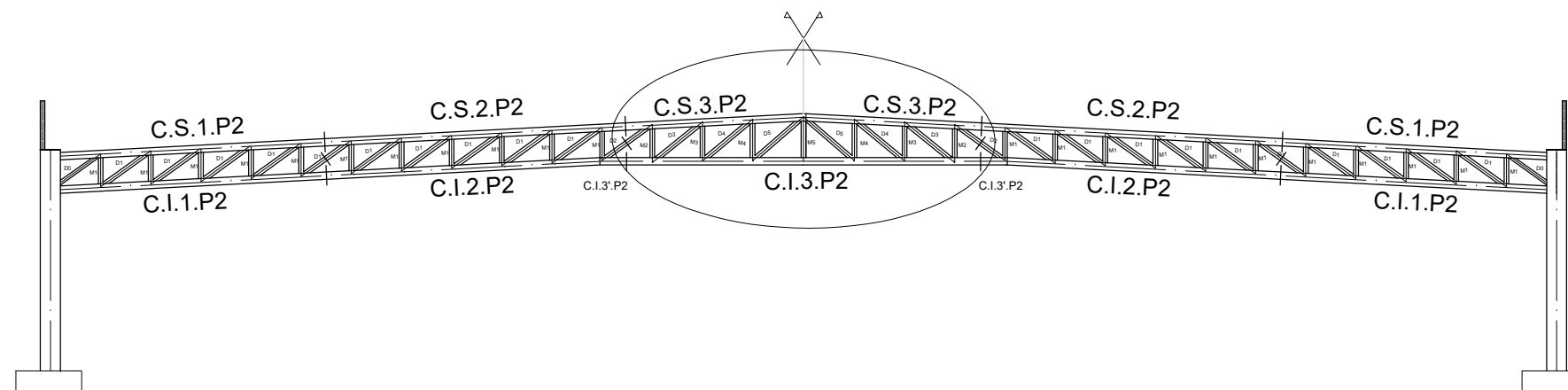
Viga D2 (HE140B)



Plano A-A



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017

Designação :
 Elementos peças 3

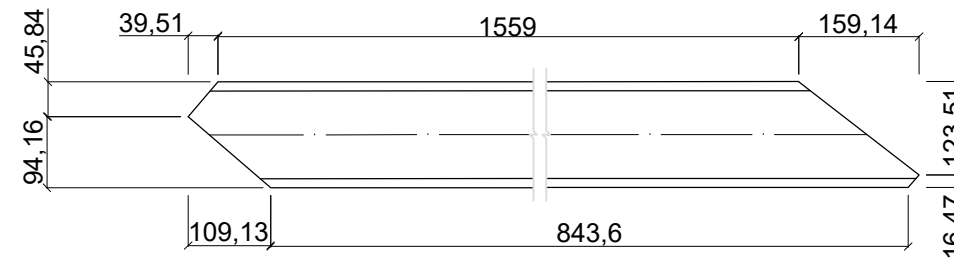
Desenho nº :
24

Escala :
 1/10

Montante 3 (HE140B)



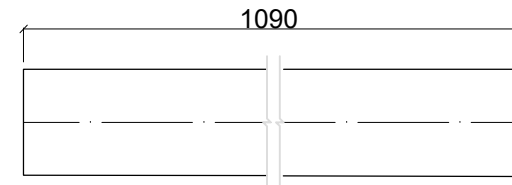
Diagonal D5 (HE140B)



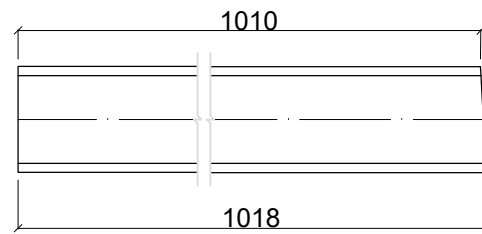
Diagonal D3 (HE140B)



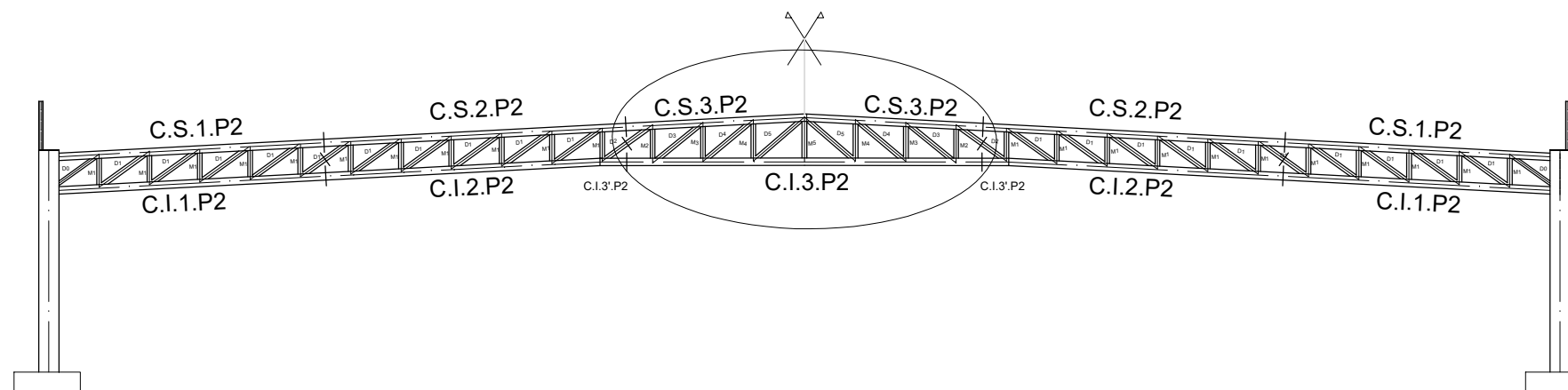
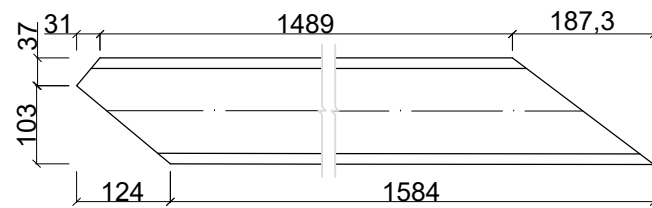
Montante 5 (HE140B)



Montante 4 (HE140B)



Diagonal D 4 (HE140B)



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves
 Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

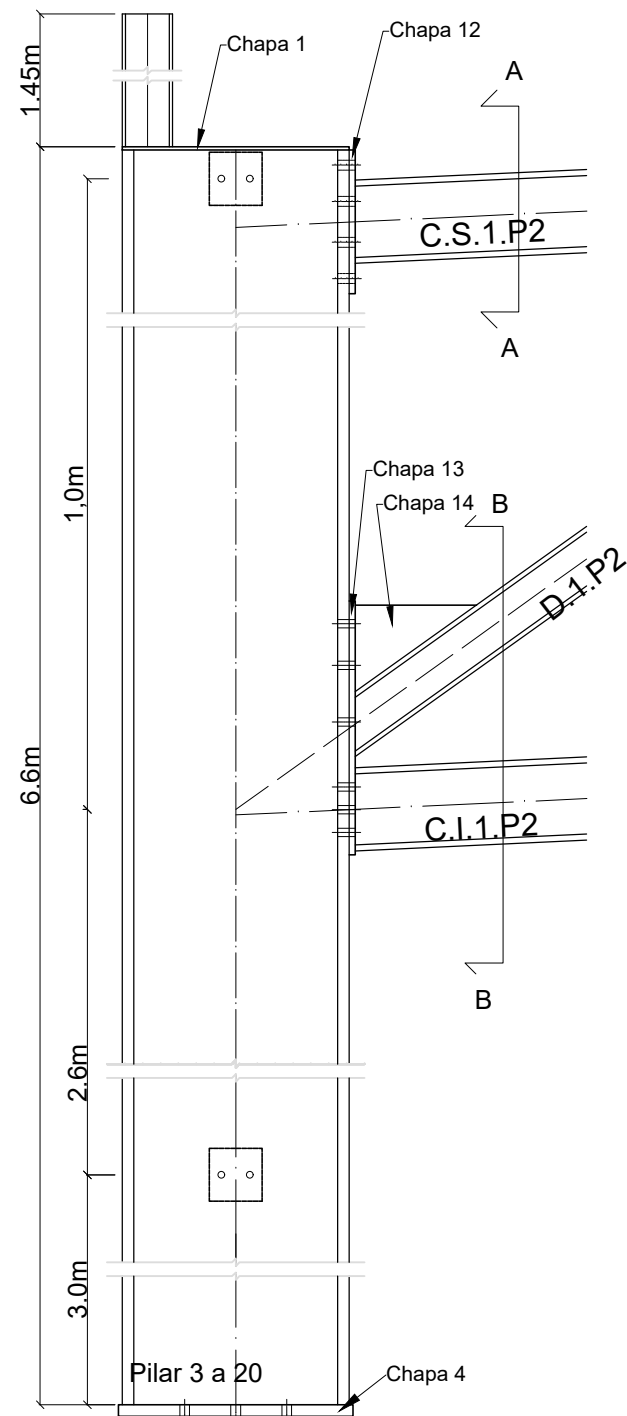
Junho 2017
 Escala :
 1/10

Designação :
 Elementos peças 3

Desenho nº :
25

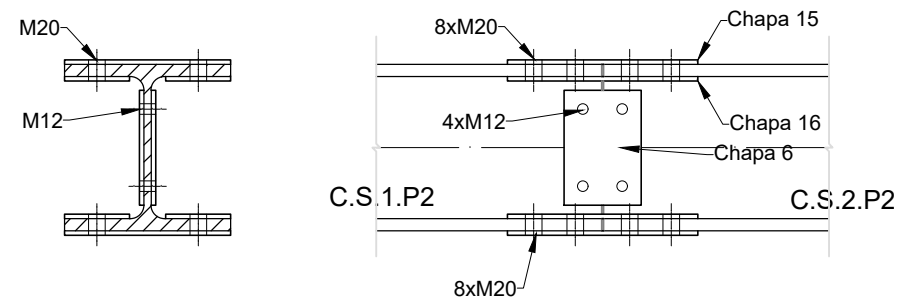
Ligação Pilar - Peça 1

Escala 1:20



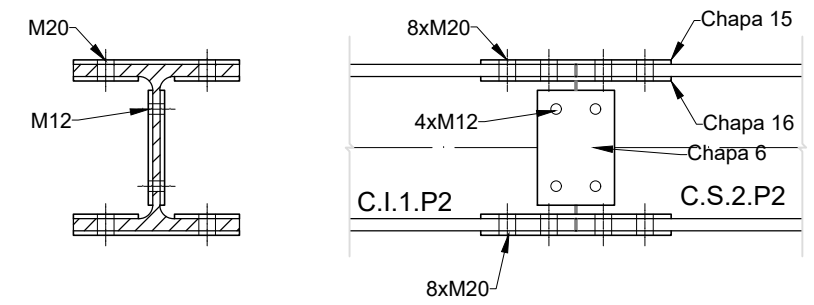
Ligação Viga C.S.1.P2 a C.S.2.P2 (HE220B)

Escala 1:10



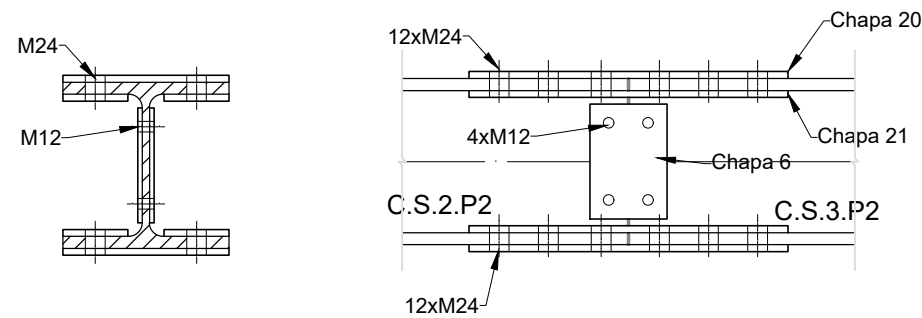
Ligação Viga C.I.1.P2 a C.I.2.P2 (HE220B)

Escala 1:10



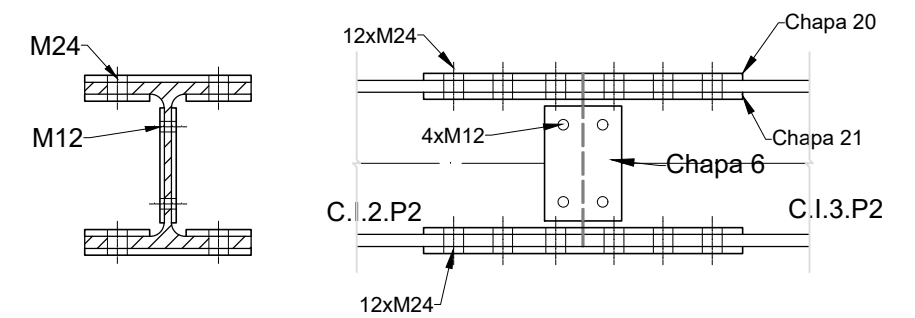
Ligação Viga C.S.2.P2 a C.S.3.P2 (HE220B)

Escala 1:10



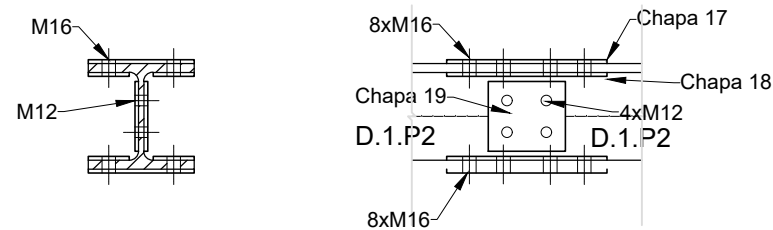
Ligação Viga C.I.2.P2 a C.I.3.P2 (HE220B)

Escala 1:10



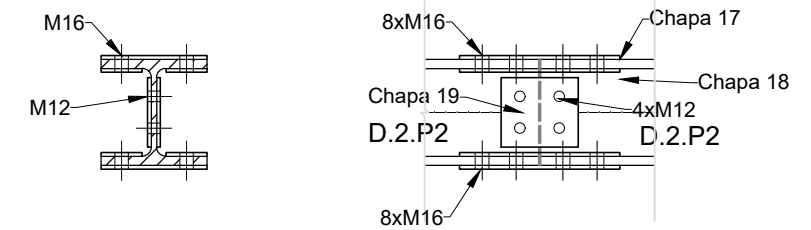
Ligação Diagonal D.1.P2 a D.1.P2 (HE140B)

Escala 1:10

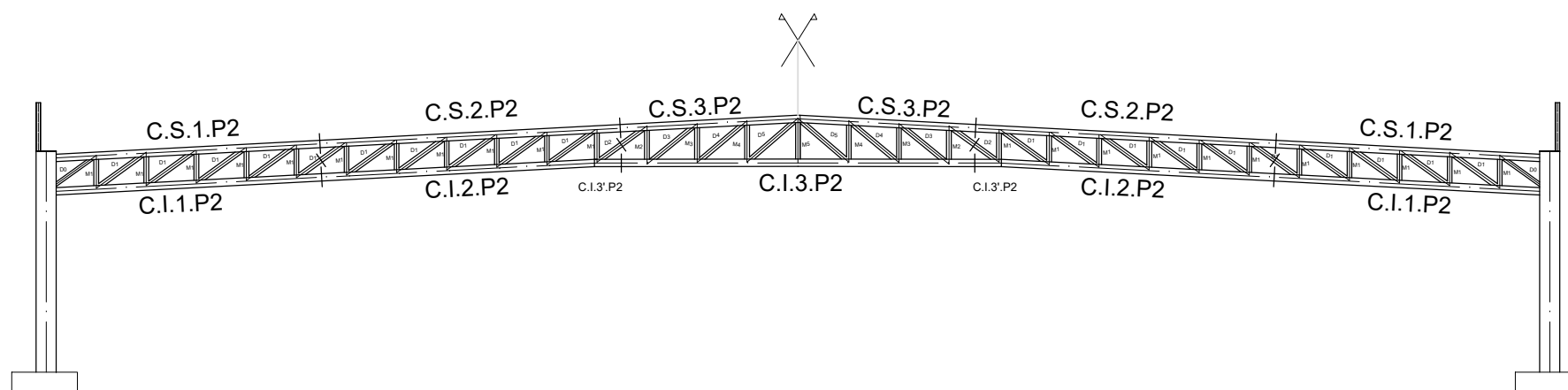


Ligação Diagonal D.2.P2 a D.2.P2 (HE140B)

Escala 1:10



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



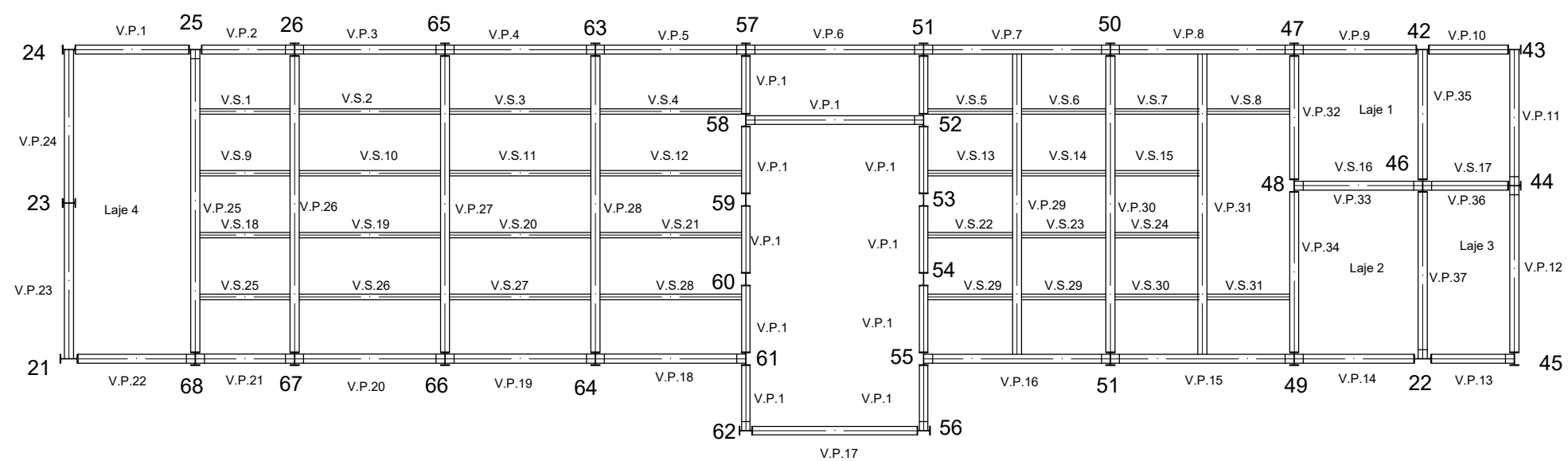
Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves
 Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017
 Escala :
 Desenho


Designação :
 Montagem

Desenho nº :
26

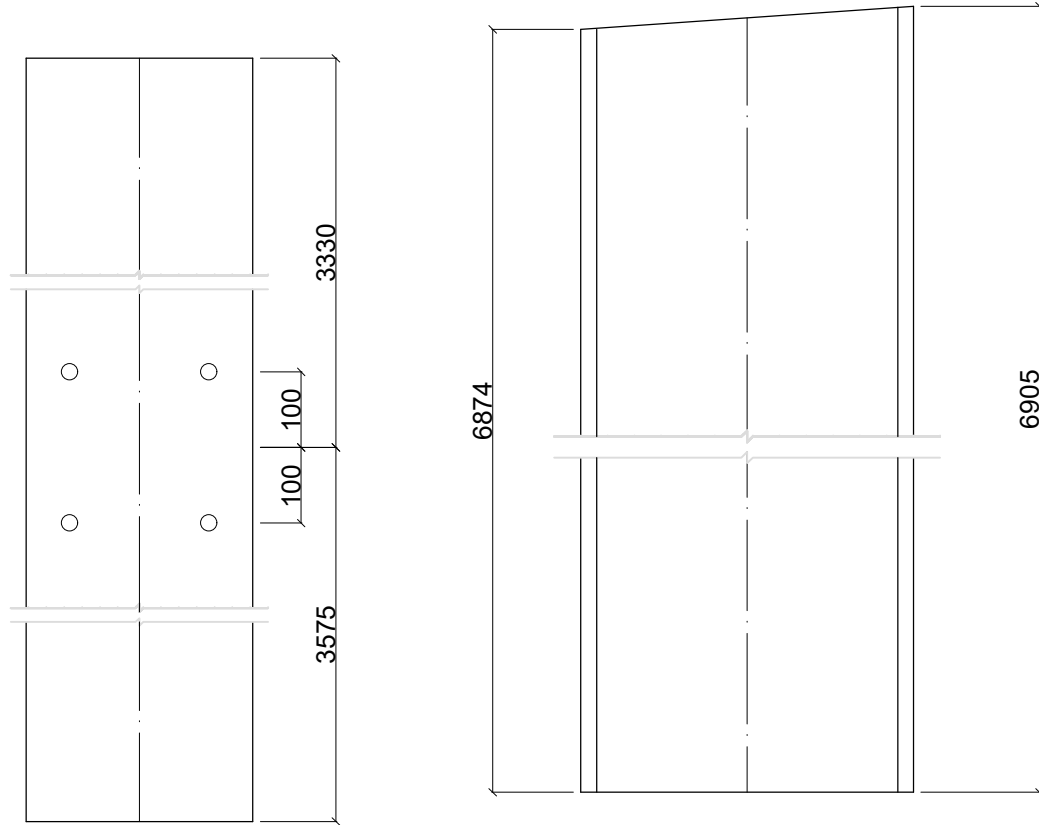


Materiais:

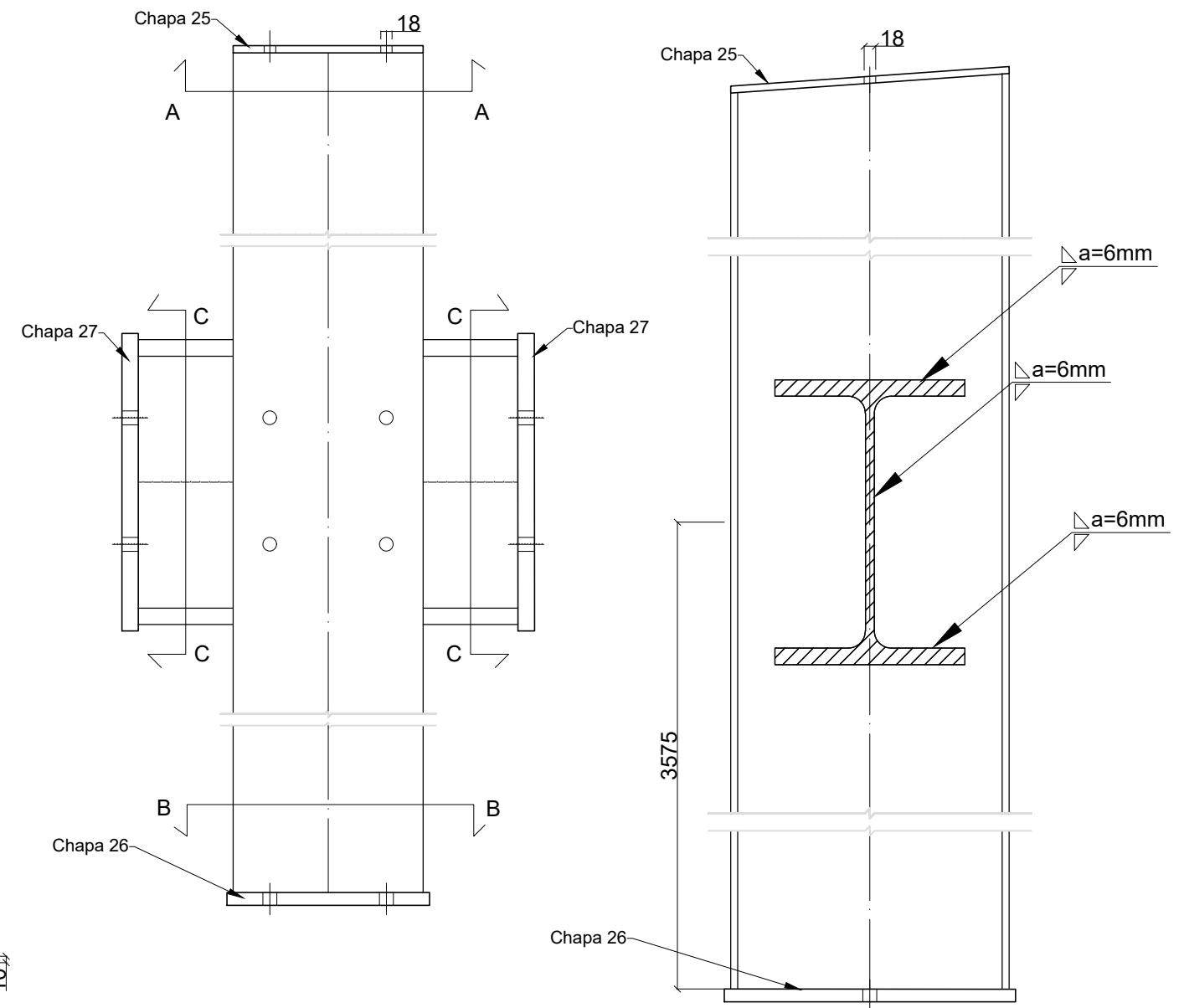
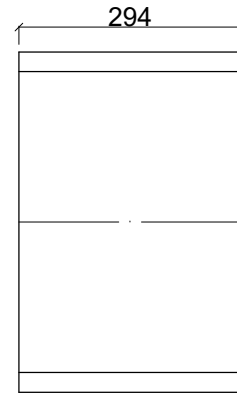
Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR <small>Covilhã Portugal</small>	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome :	Mário Jorge Gonçalves Esteves														
		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção															
Junho 2017	Designação : Piso	Desenho nº :	27														
Escala : 1/200		<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>															

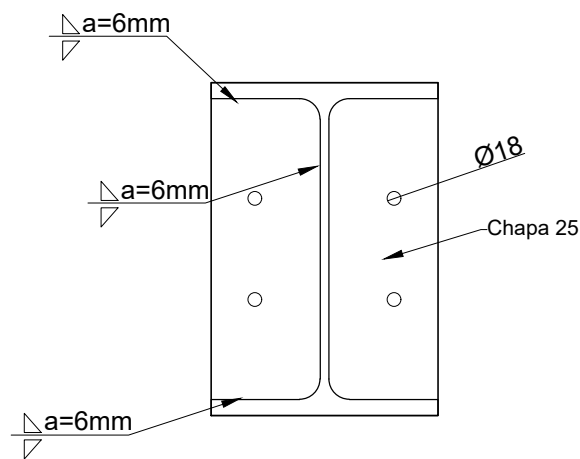
Pilar 63 e 65 (HE450A)



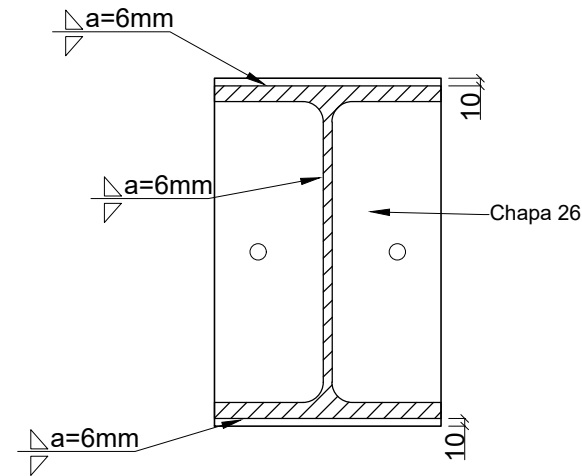
V.P.3', 4', 5' (HE450B)



Corte A-A

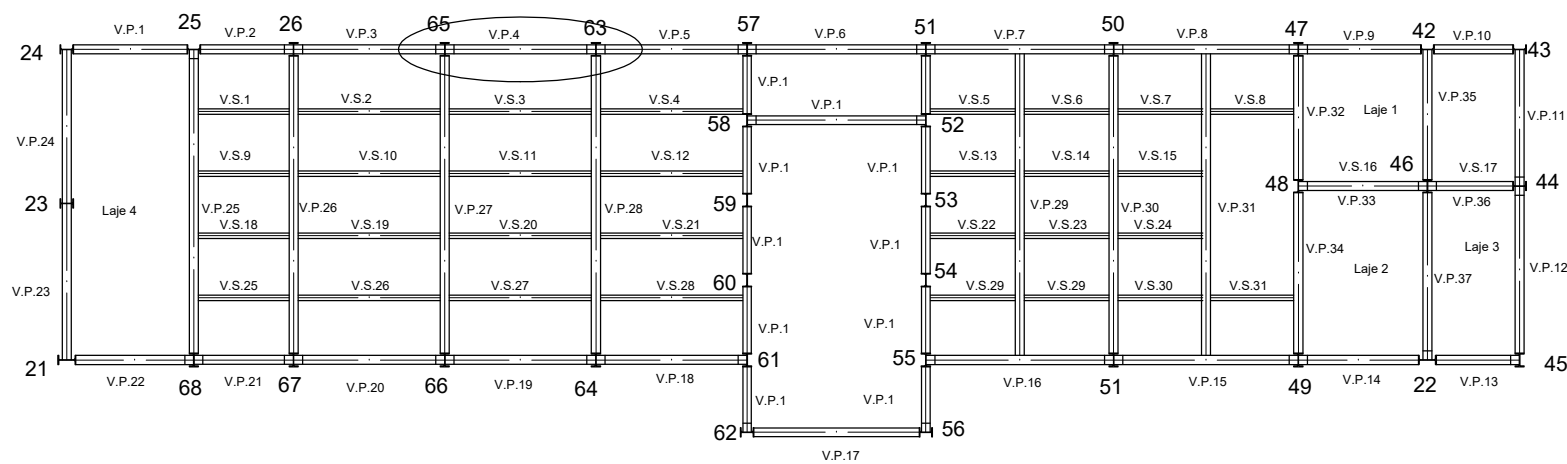


Corte B-B



Materiais:

Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
Faculdade de Engenharia

Nome :
Mário Jorge Gonçalves Esteves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017

Designação :

Elementos

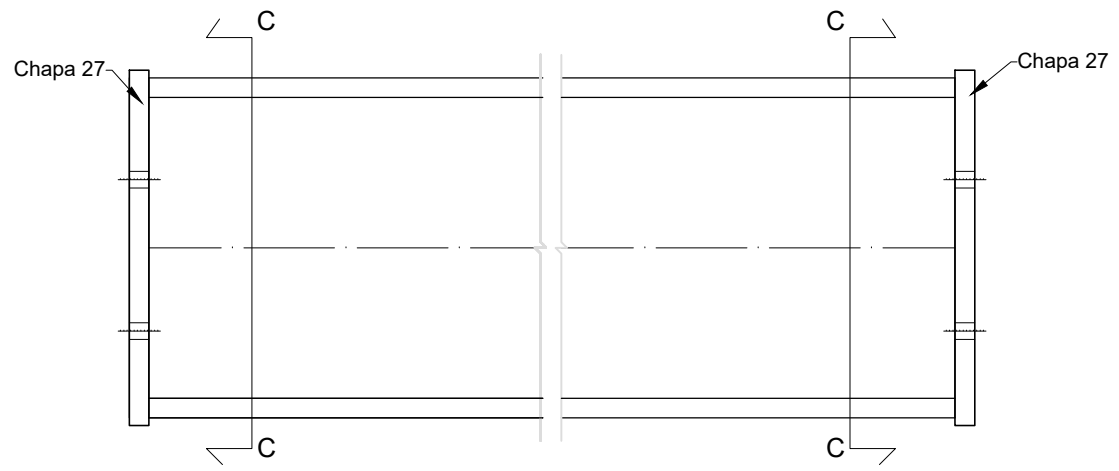
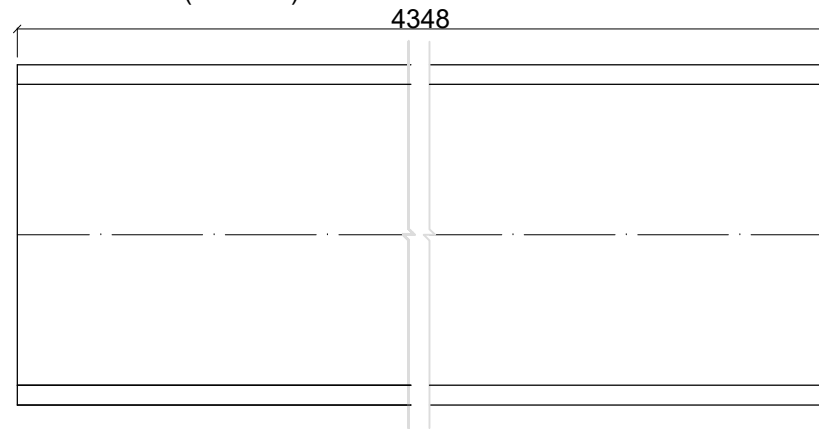
Desenho nº :

28

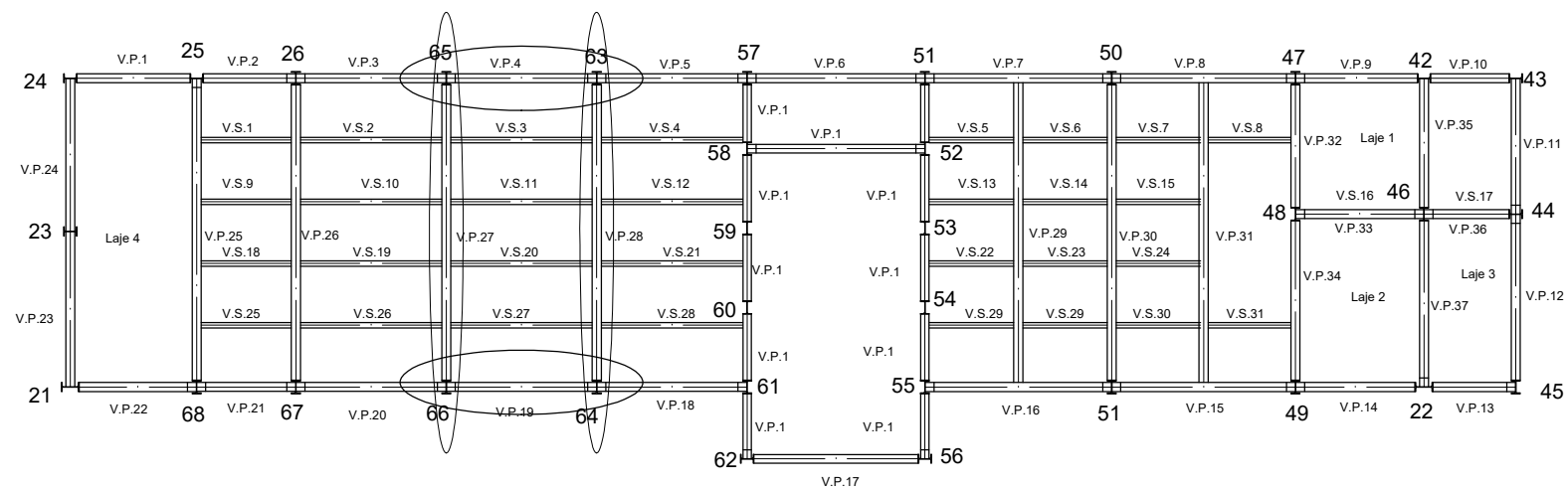
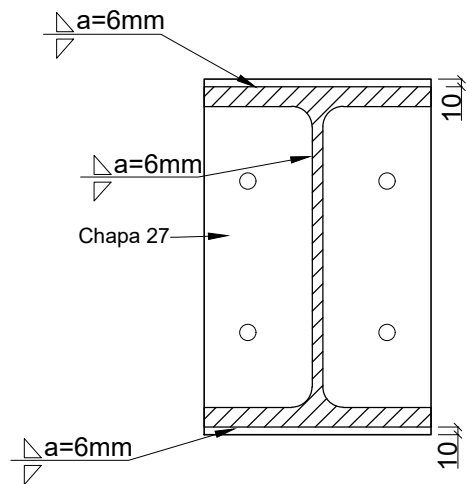
Escala :

1/10

V.P.4 e V.P.19 (HE450B)



Corte C-C



Materiais:

Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
Faculdade de Engenharia

Nome :
Mário Jorge Gonçalves Esteves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017

Designação :

Elementos

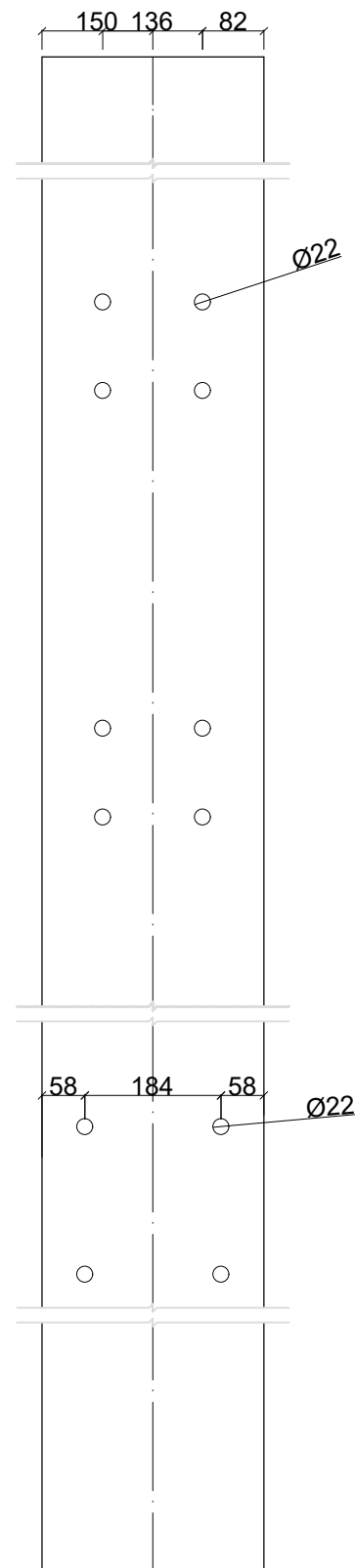
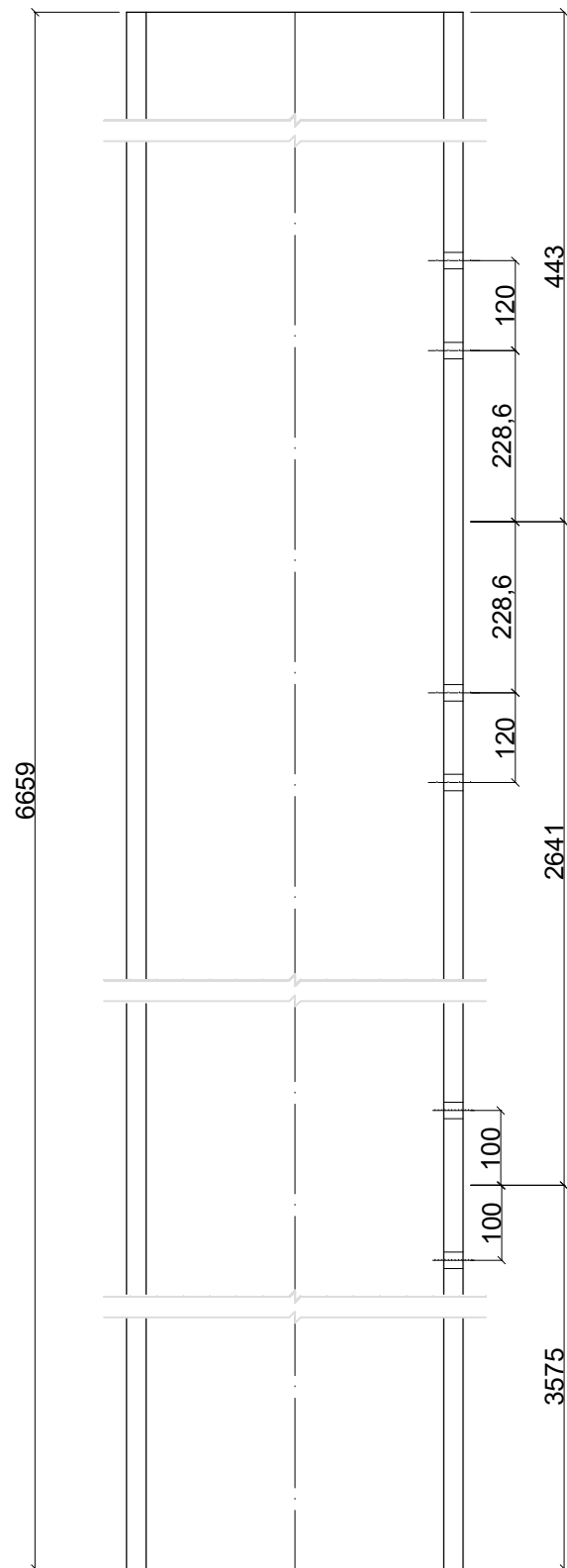
Desenho nº :

29

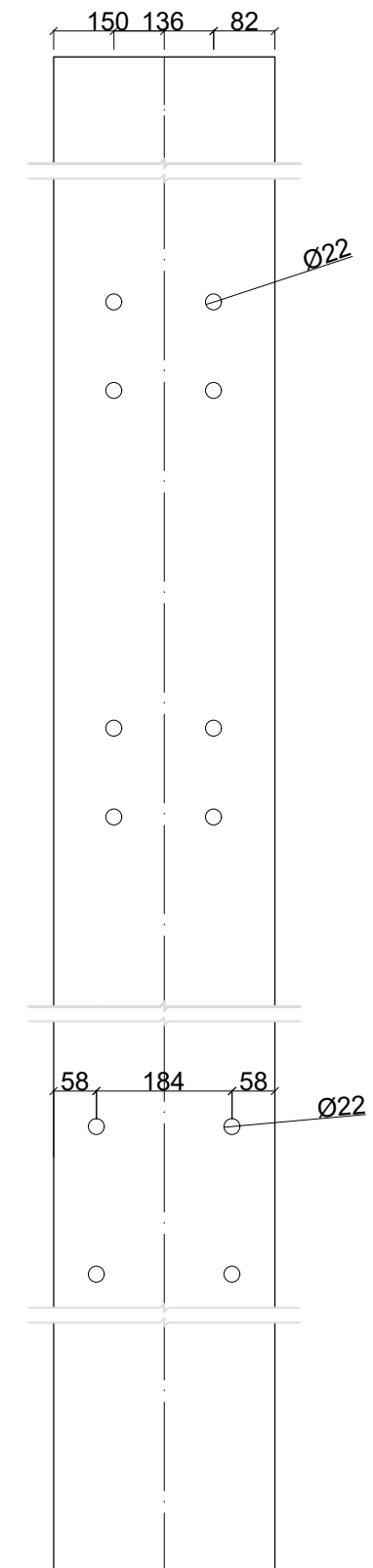
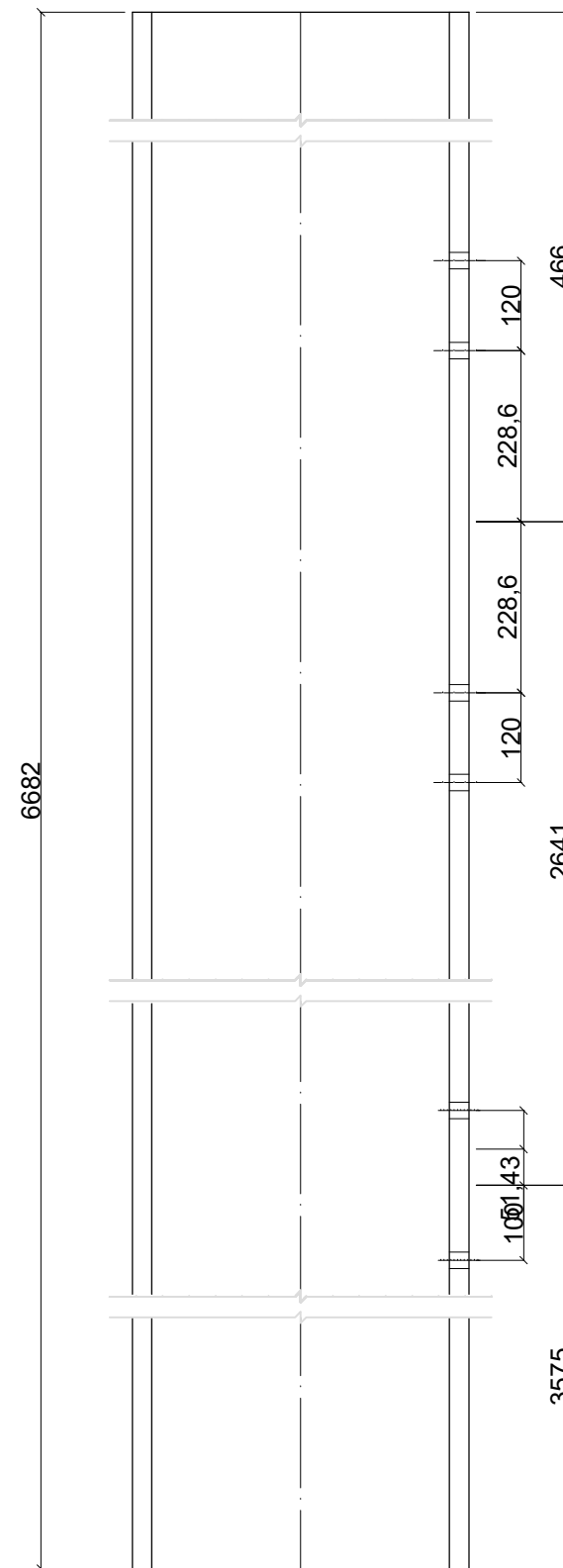
Escala :

1/10

Pilar 66 (HE450B)



Pilar 64 (HE450B)



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017

Designação :

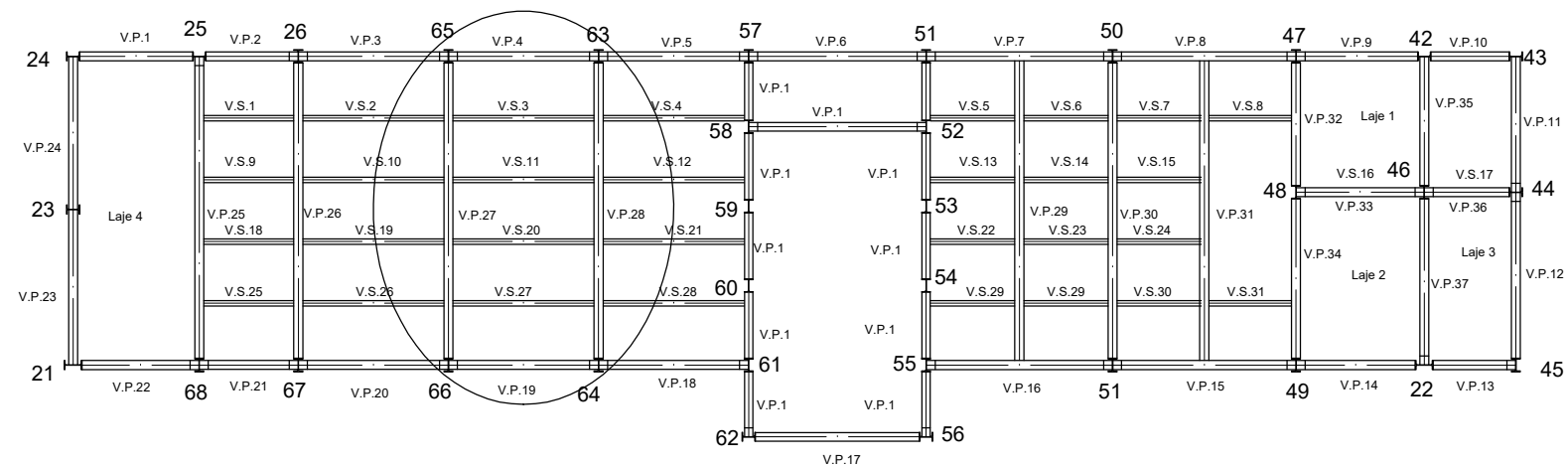
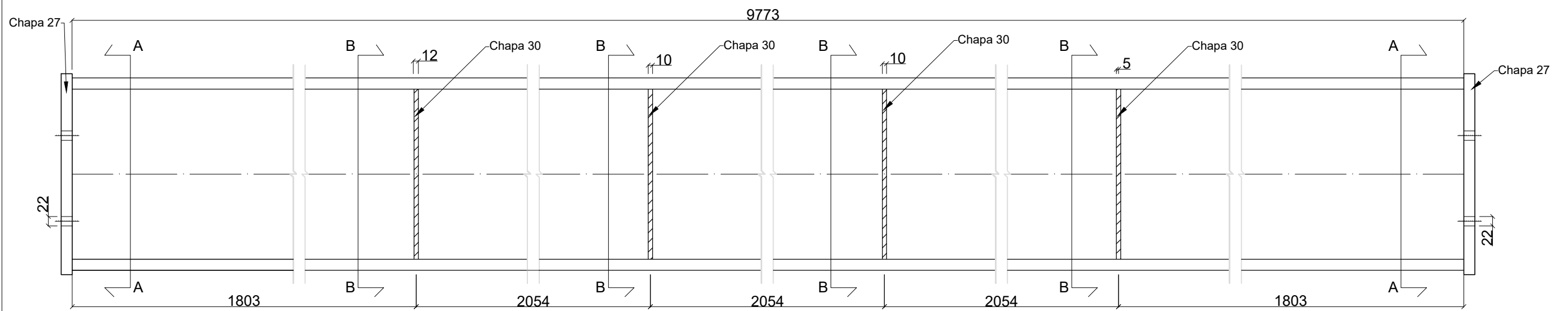
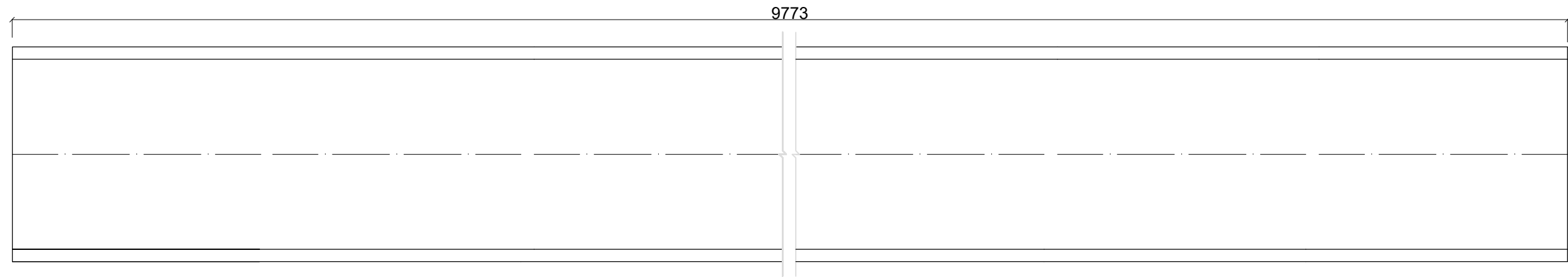
Desenho n° :

Escala :

1/10

Elementos

30



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves

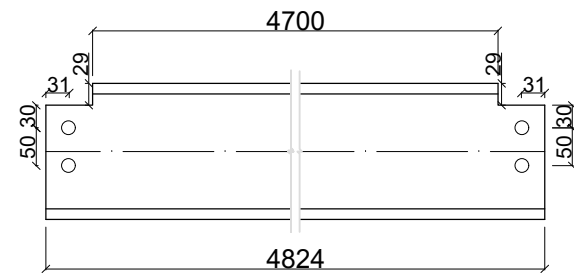
Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017
 Escala :
 1/10

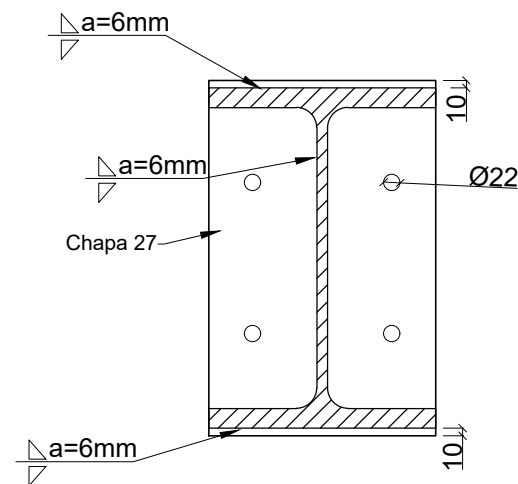
Designação :
 Elementos

Desenho nº :
32

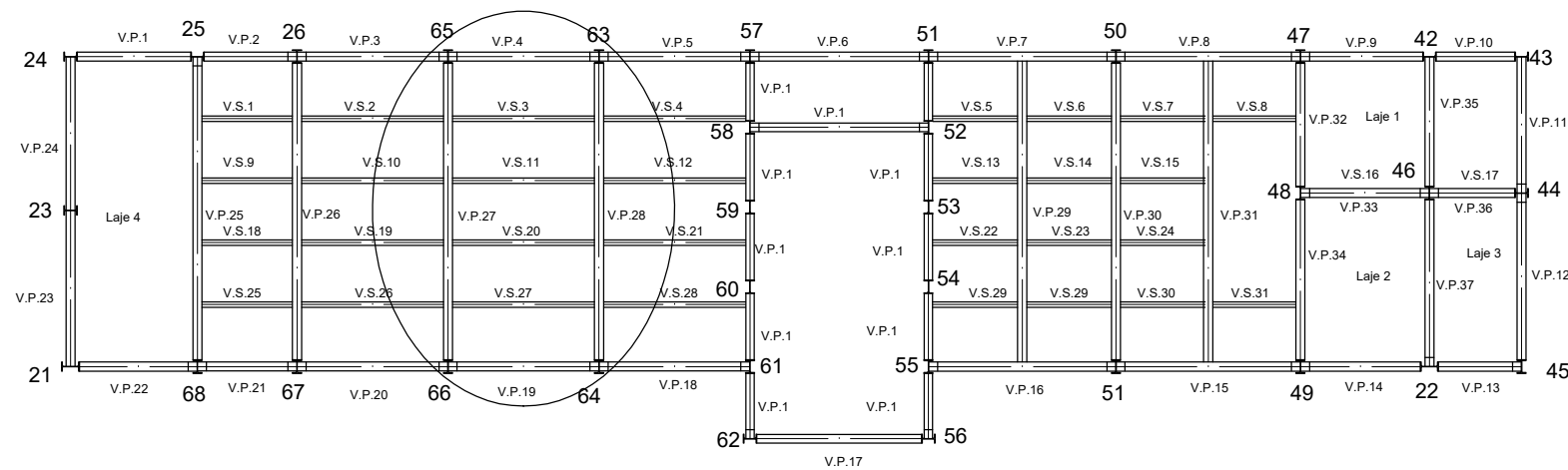
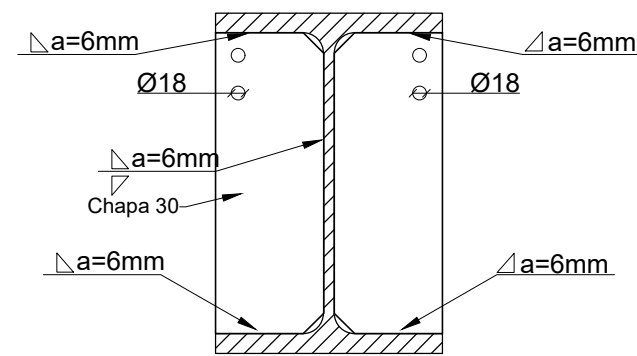
V.S.3, V.S.11, V.S.20, V.S.27 (HE180B)



Corte A-A



Corte B-B



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves
 Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017

Designação :

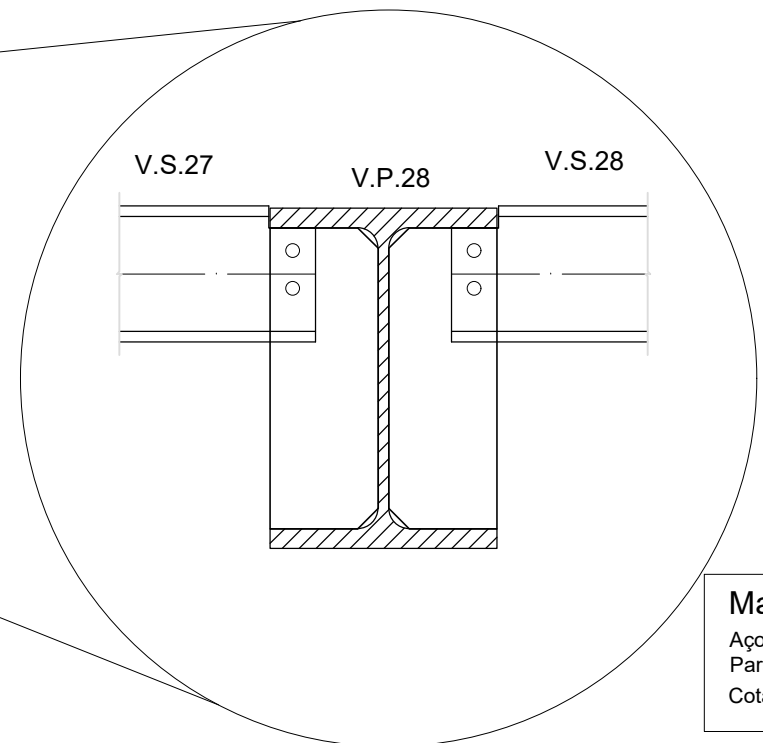
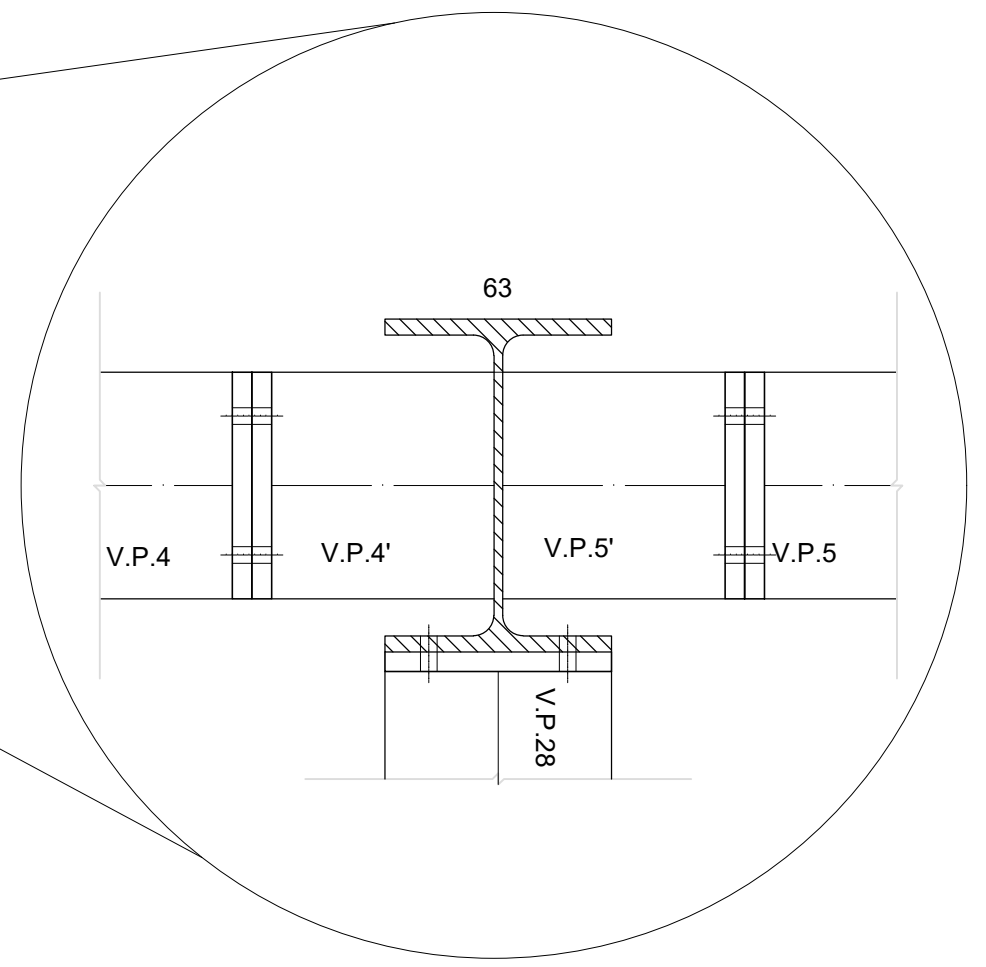
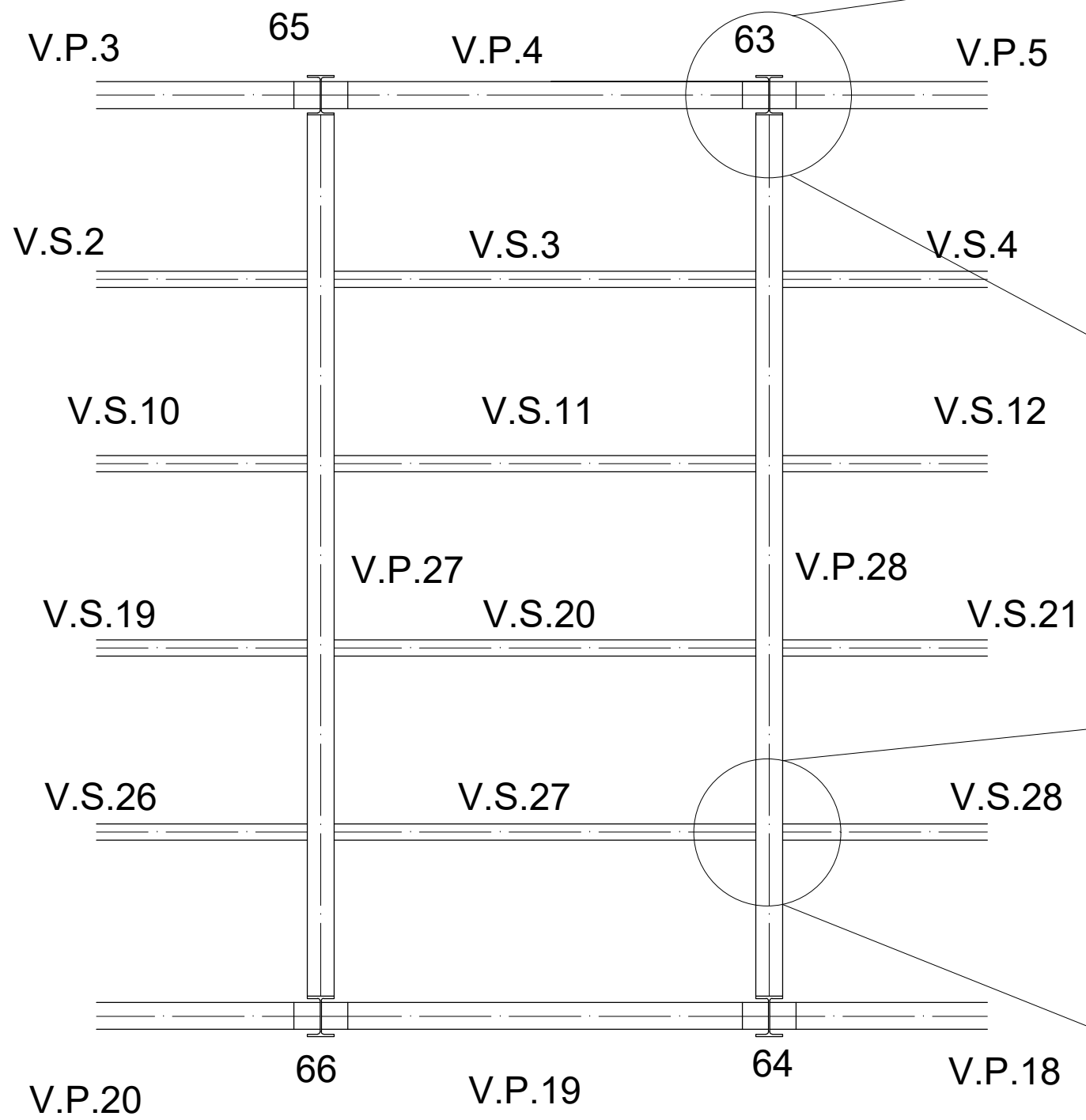
Elementos

Desenho nº :


33

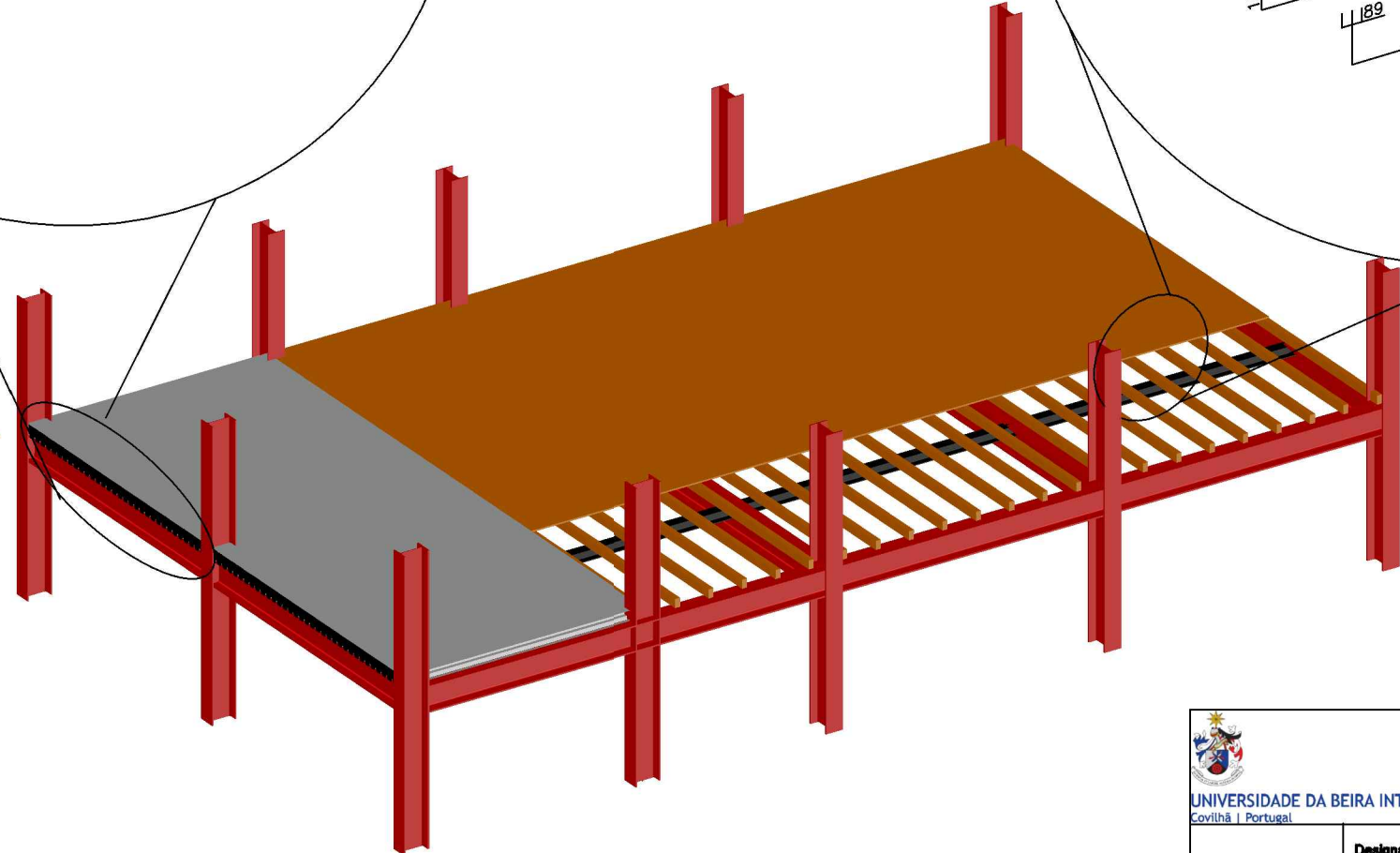
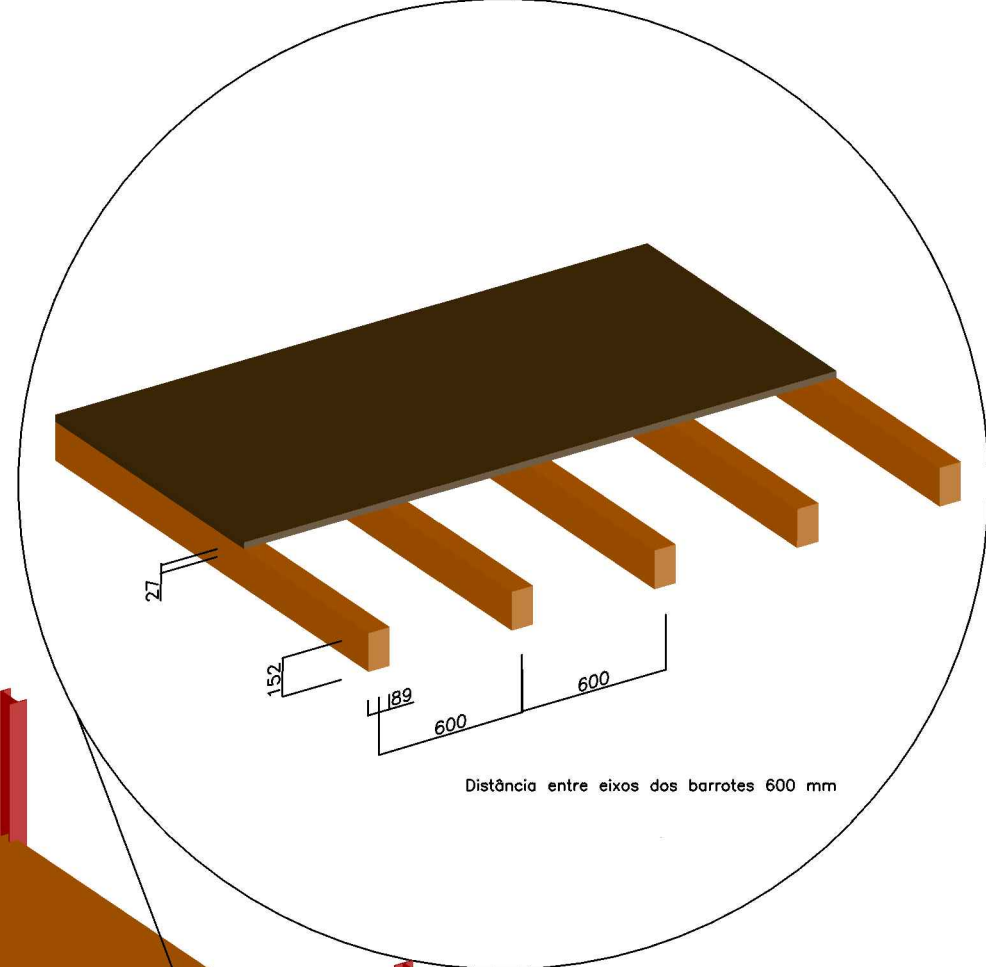
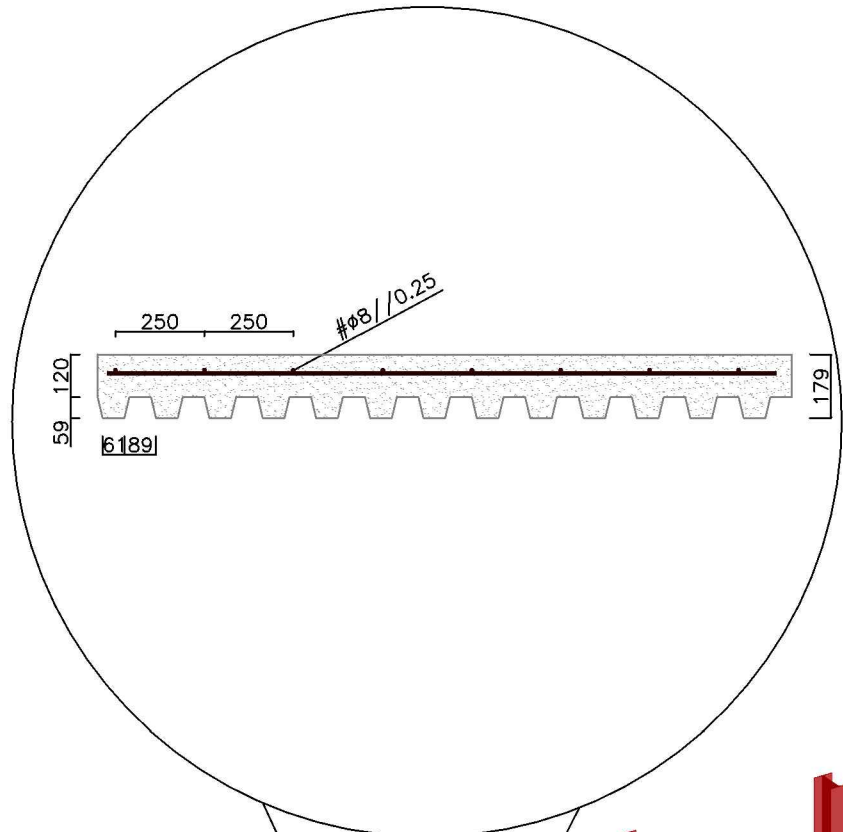
Escala :

1/10




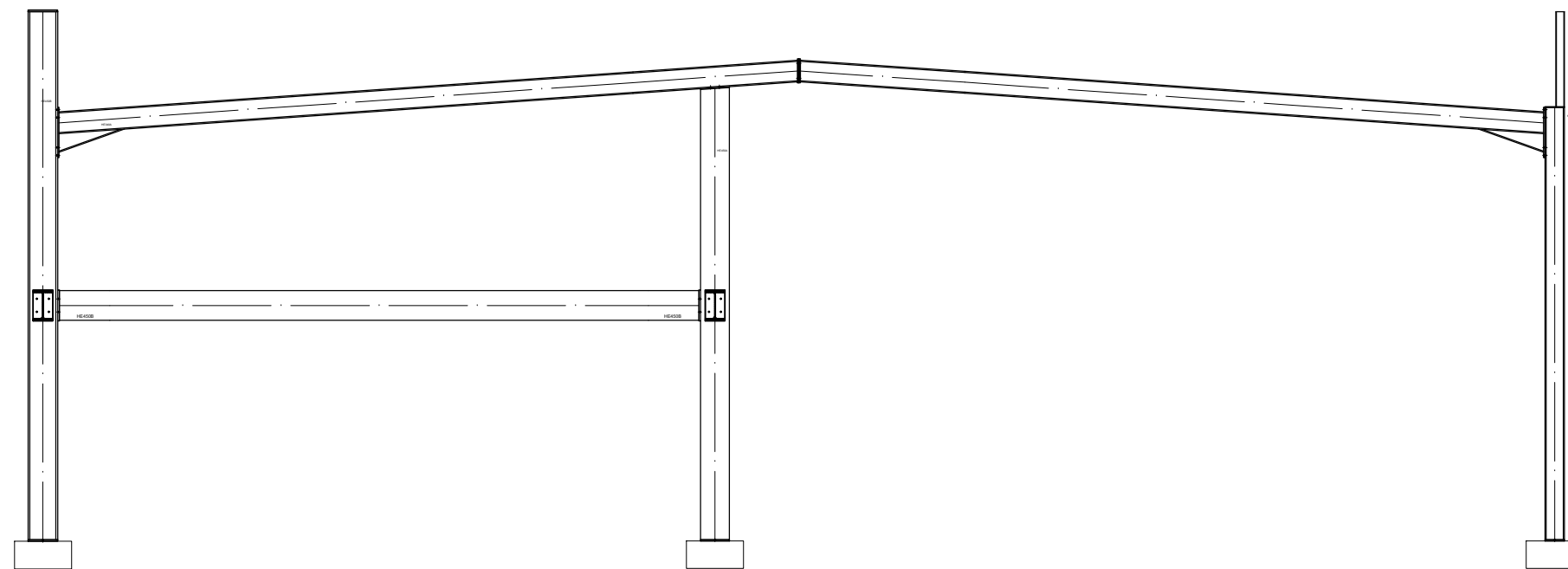
Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR <small>Covilhã Portugal</small>	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Designação : Montagem	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção Desenho nº : <h1 style="font-size: 2em;">34</h1>
Junho 2017	Escala : 1/10	




Materialis:
 Parafusos classe M8.8
 Aço de classe S275
 Madeira conífera classe C18

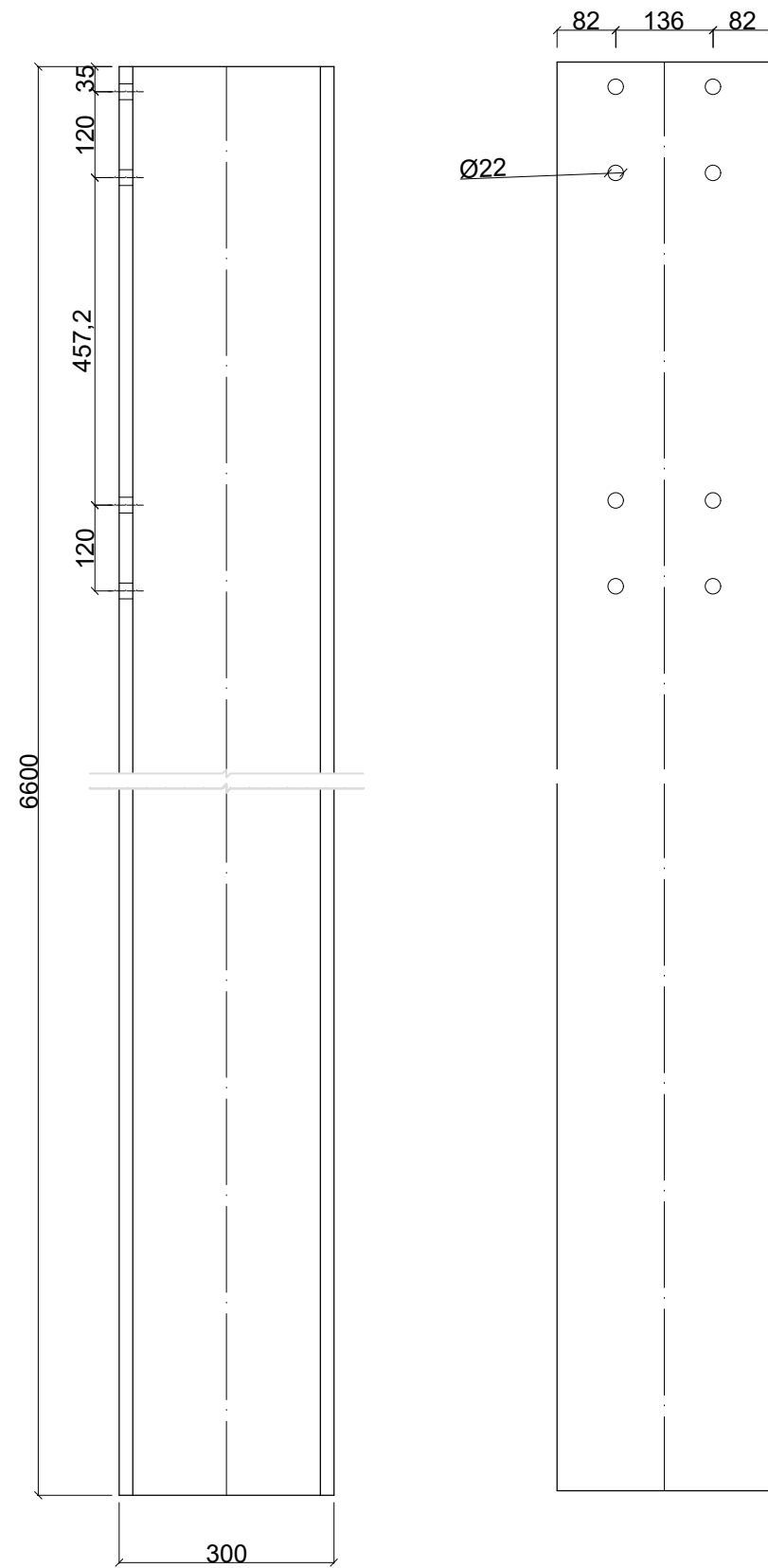
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR <small>Covilhã Portugal</small>	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome: Mário Jorge Gonçalves Esteves <small>Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção</small>																				
	Junho 2017 Escala: S/E	Designação: Piso 1	Desenho n.º: 35																			
		<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>																				



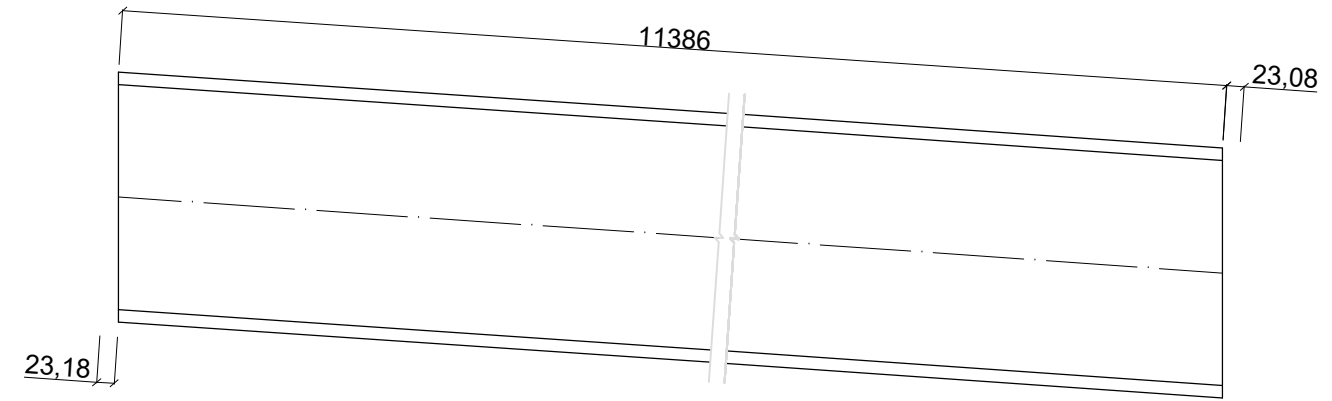
Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR <small>Covilhã Portugal</small>	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves															
			Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção														
Junho 2017	Designação : Pórtico 14	Desenho nº : 36															
Escala : 1/100		<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </table>															

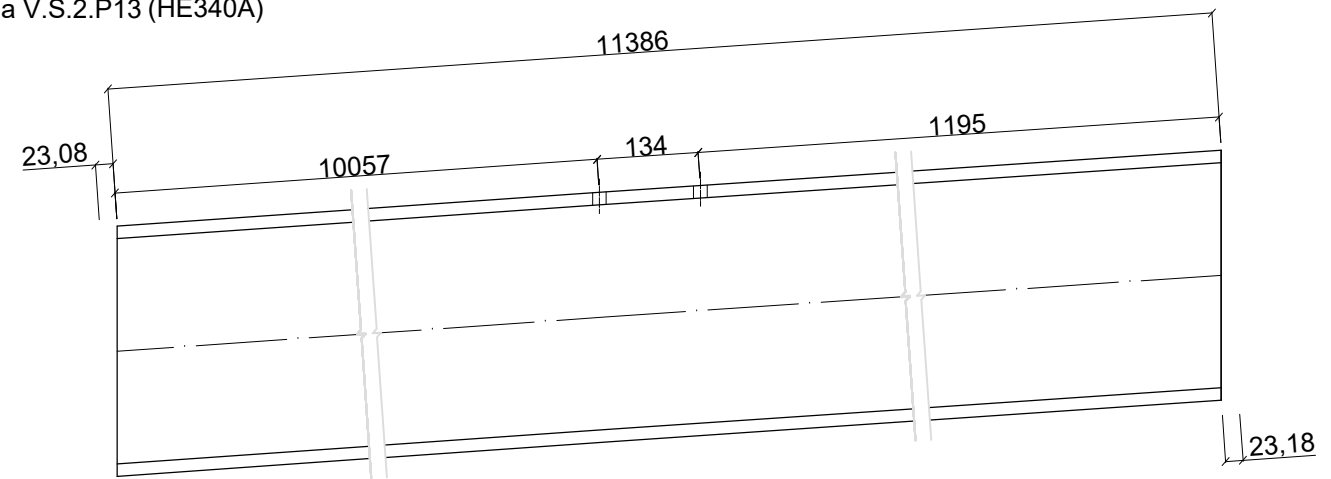
Pilar 30 (HE300B)



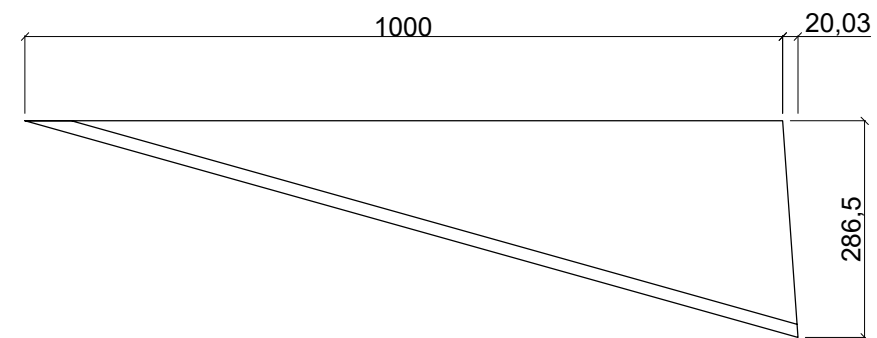
Viga V.S.1.P13 (HE340A)




Viga V.S.2.P13 (HE340A)



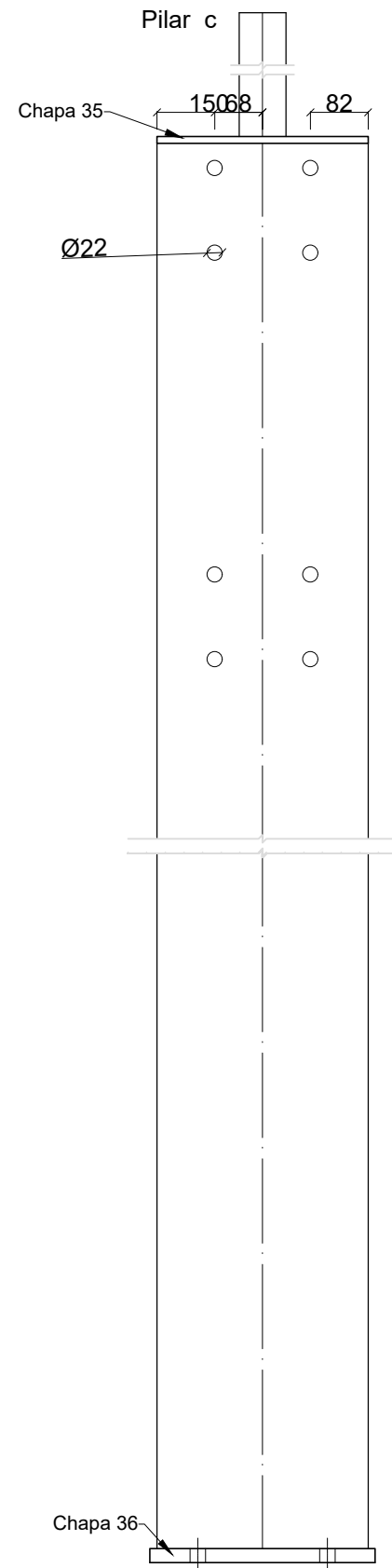
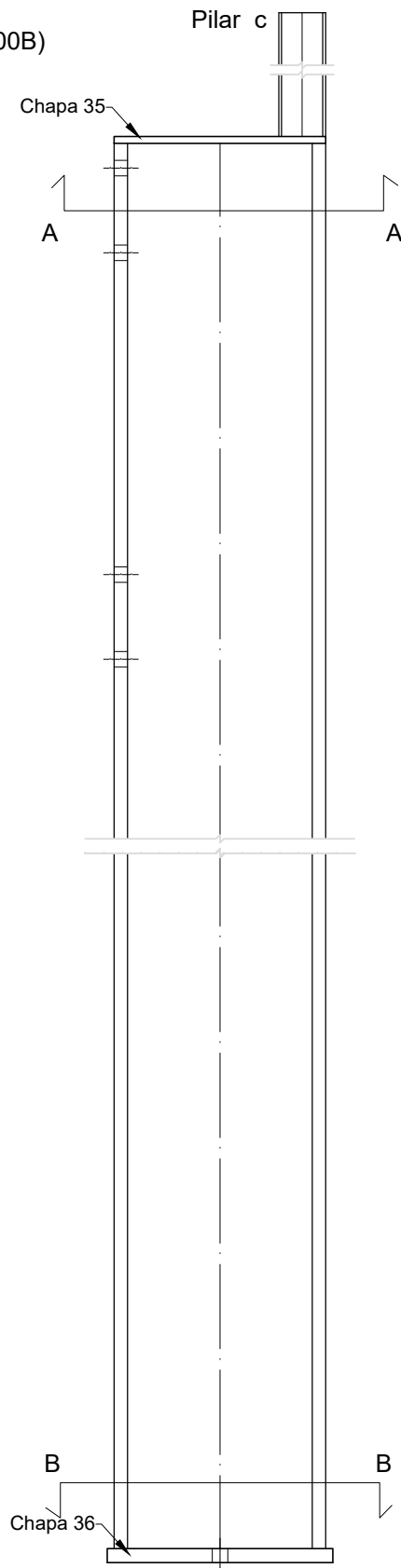
Reforço



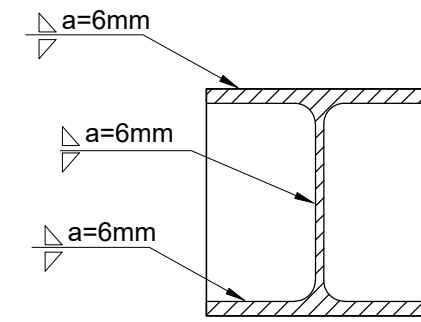
Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Designação : Elementos	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Junho 2017		Desenho nº : 37
Escala : 1/10		[Empty grid for drawing scale]

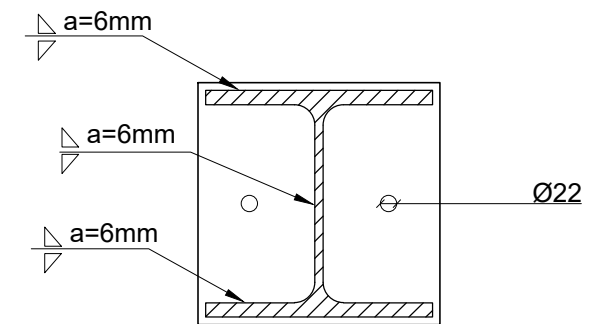
Pilar 30 (HE300B)



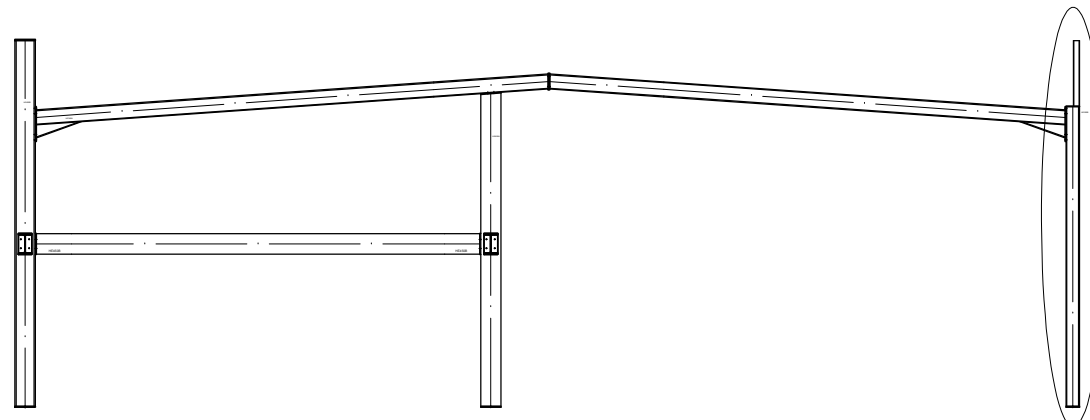
Corte A-A



Corte B-B



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

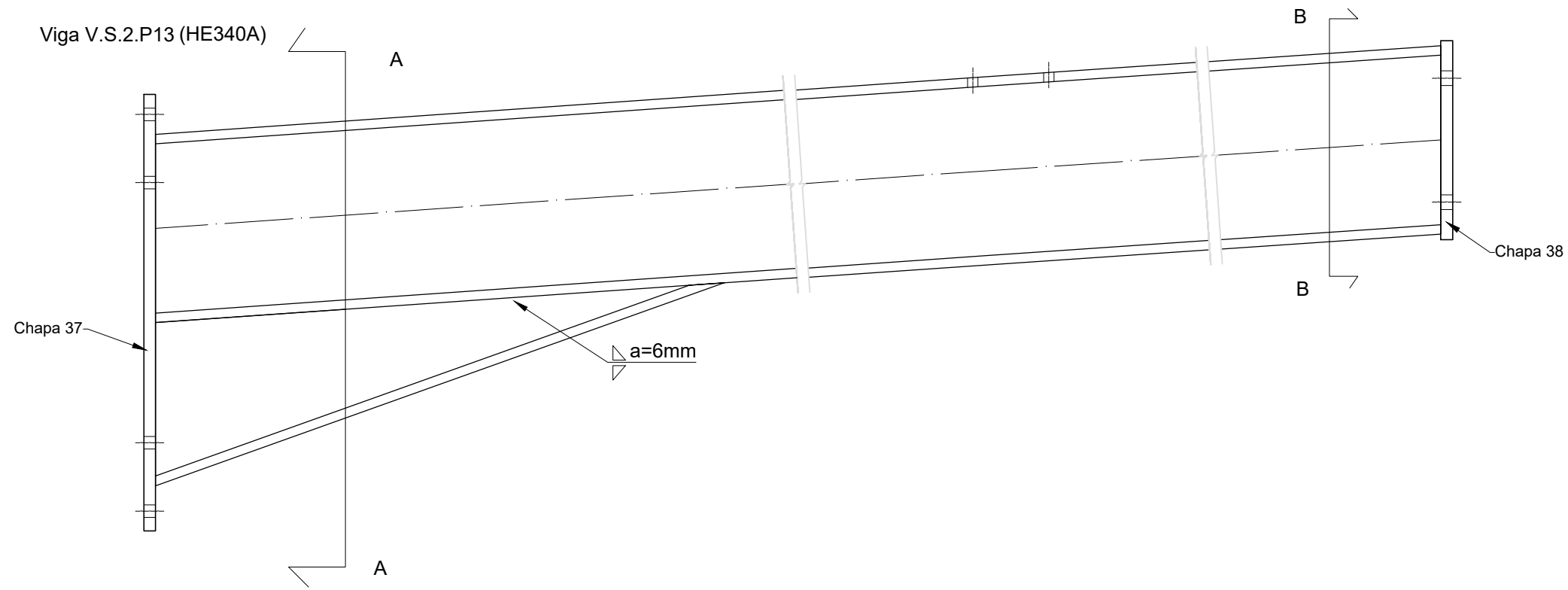
Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves
 Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017
 Escala :
 1/10

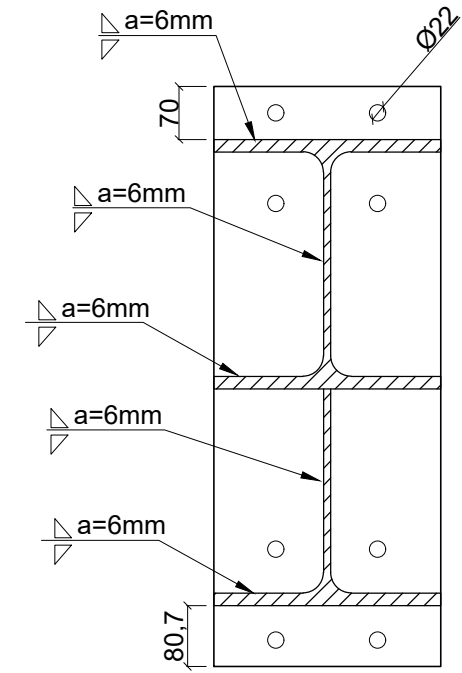
Designação :
 Elementos

Desenho nº :
38

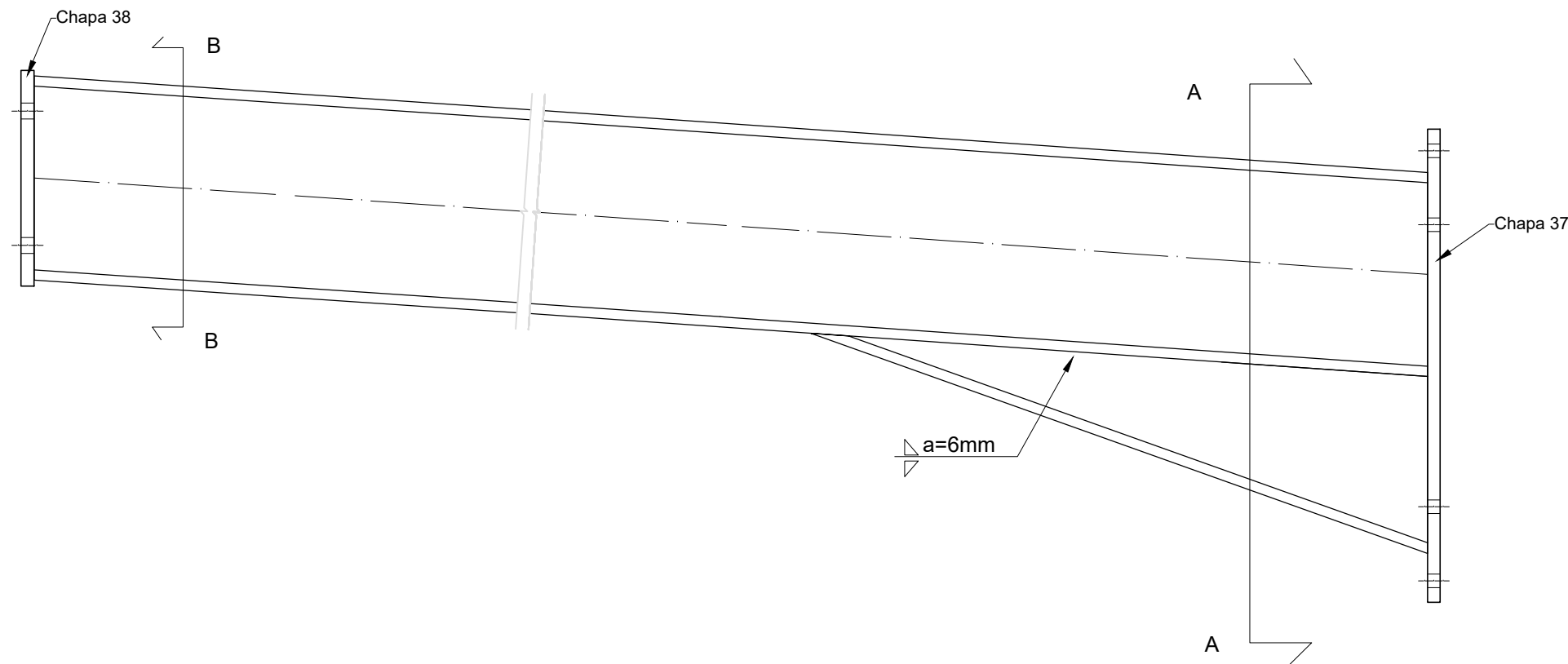
Viga V.S.2.P13 (HE340A)



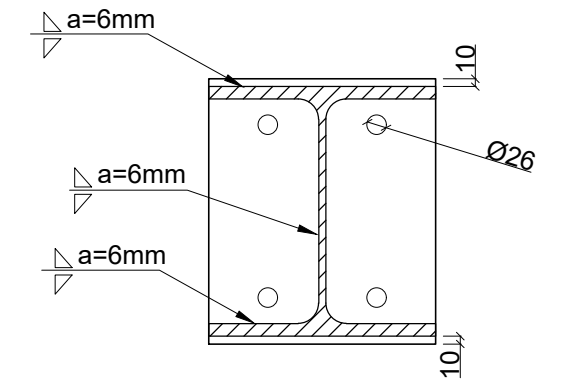
Corte A-A



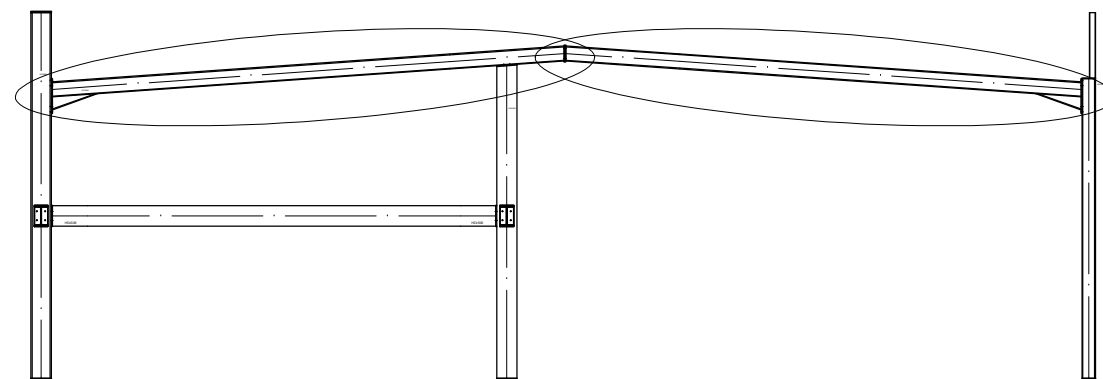
Viga V.S.1.P13 (HE340A)



Corte B-B



Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
 Faculdade de Engenharia

Nome :
 Mário Jorge Gonçalves Esteves
 Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017

Designação :

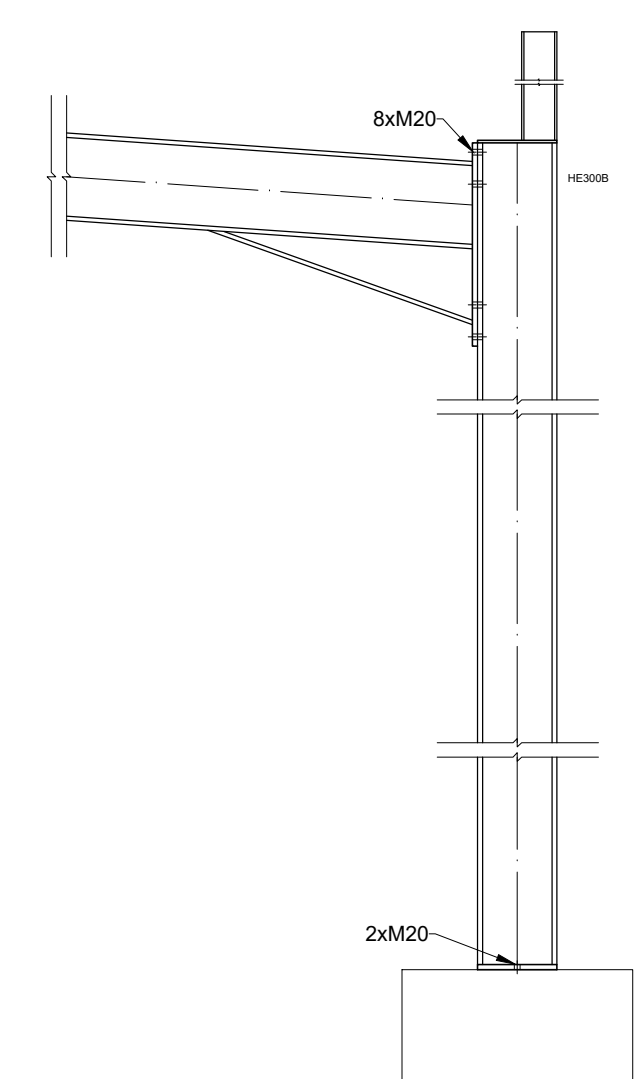
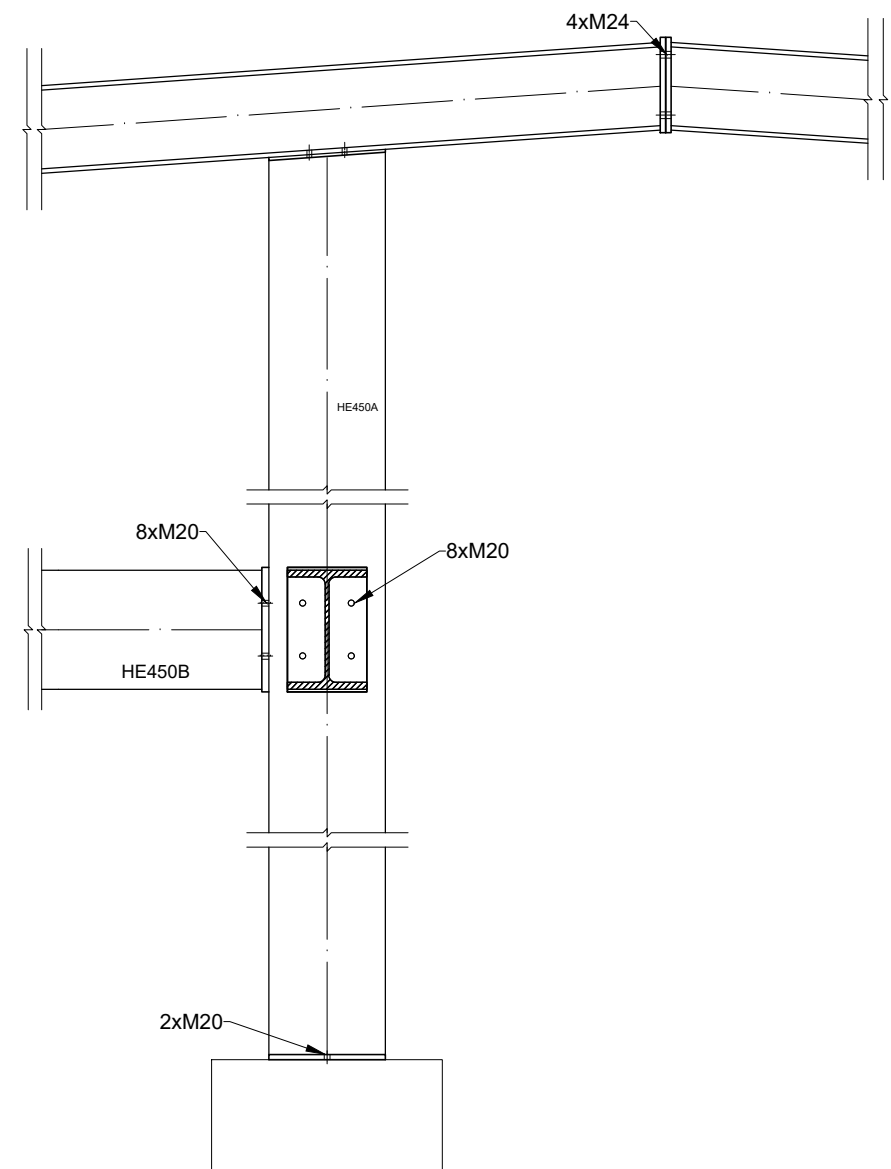
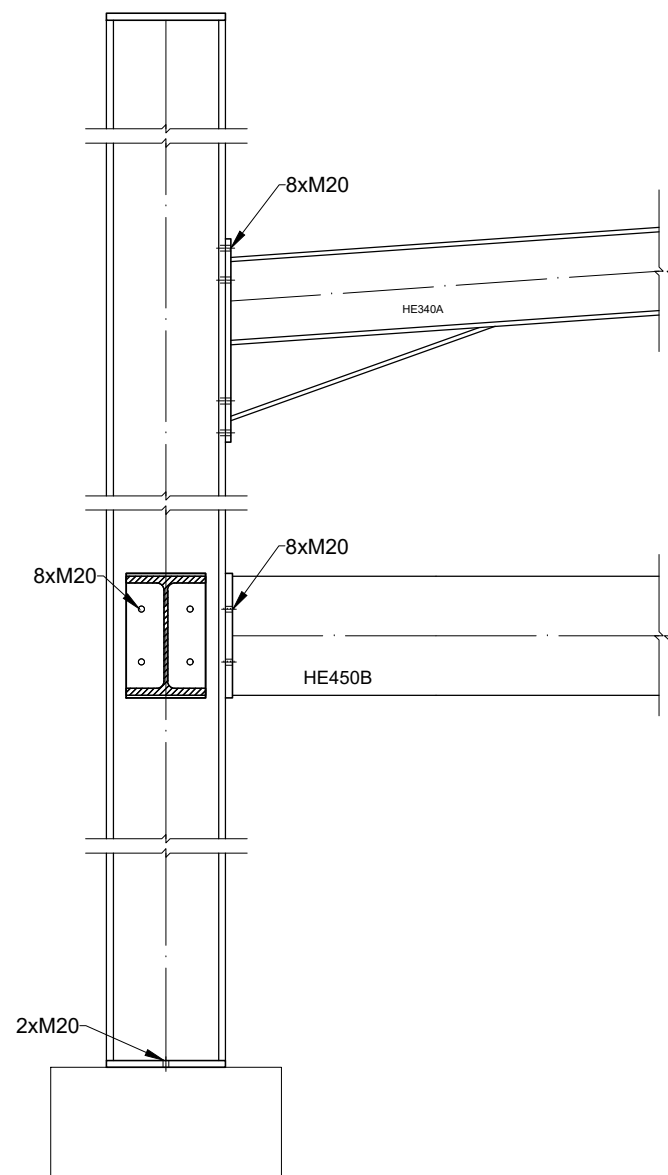
Desenho nº :

Escala :


1/10

Elementos

39

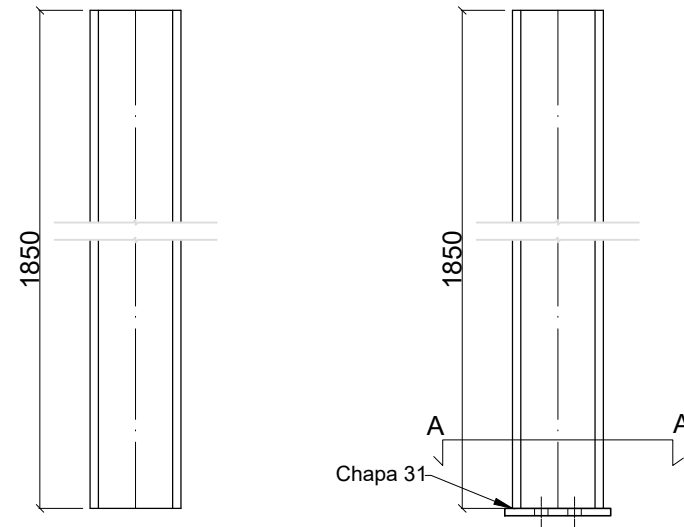


Materiais:
Aço S275
Parafusos de classe 8.8

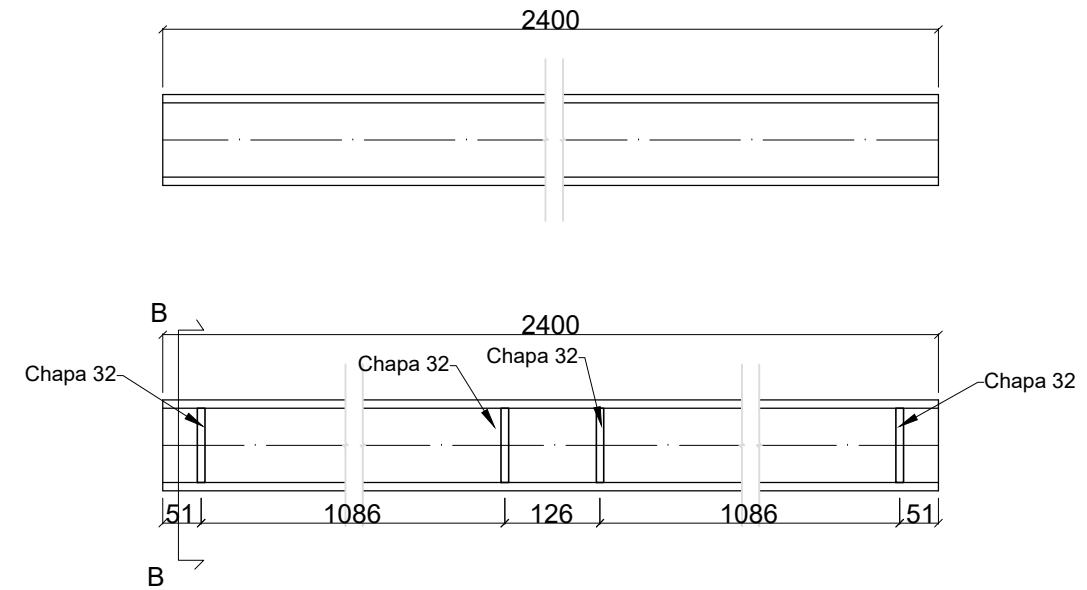
 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves						
	Designação : Montagem	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção						
Junho 2017		Desenho nº : <h1 style="text-align: center;">40</h1>						
Escala : S/E		<table border="1" style="width: 100%; height: 20px;"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> </table>						

Estrutura apoio escadas (HE120B)

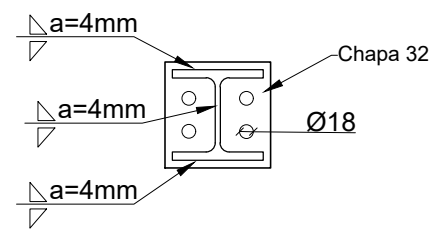
Pilares P.E.1 e P.E.2



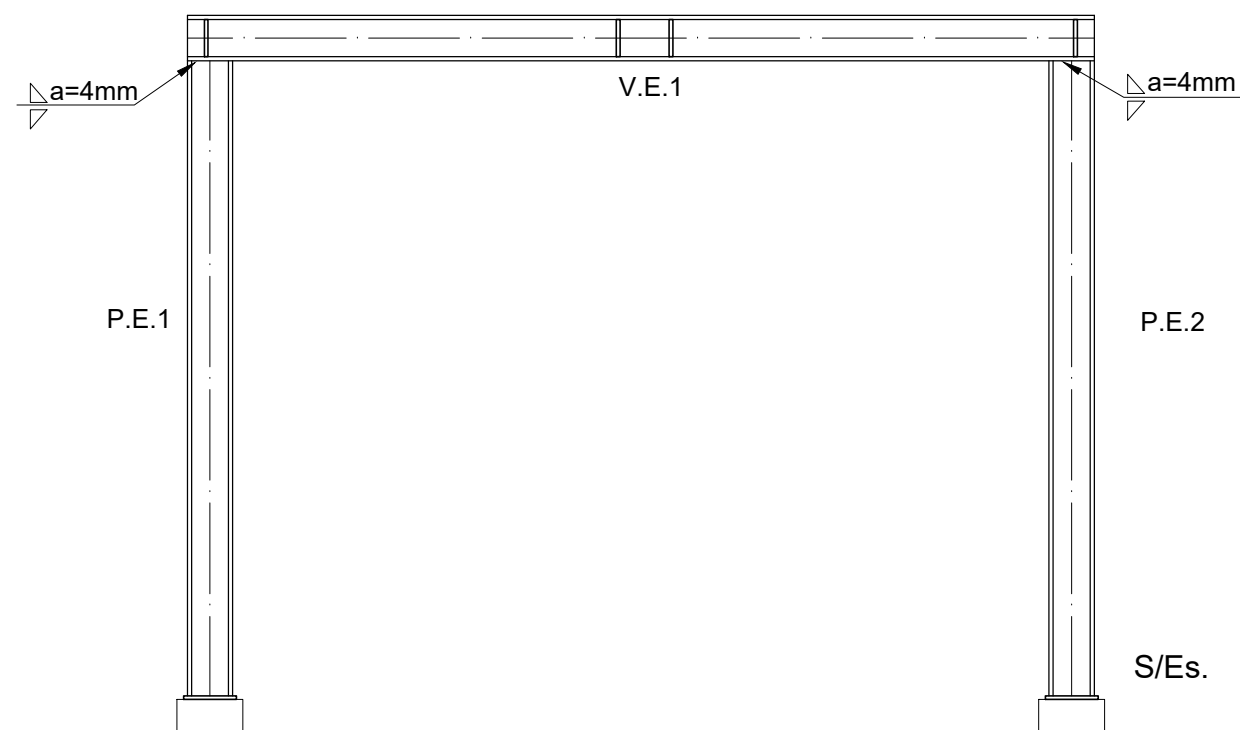
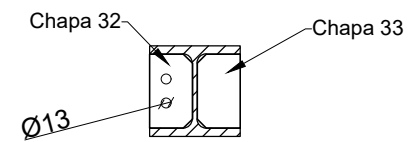
Viga V.E.1




Corte A-A



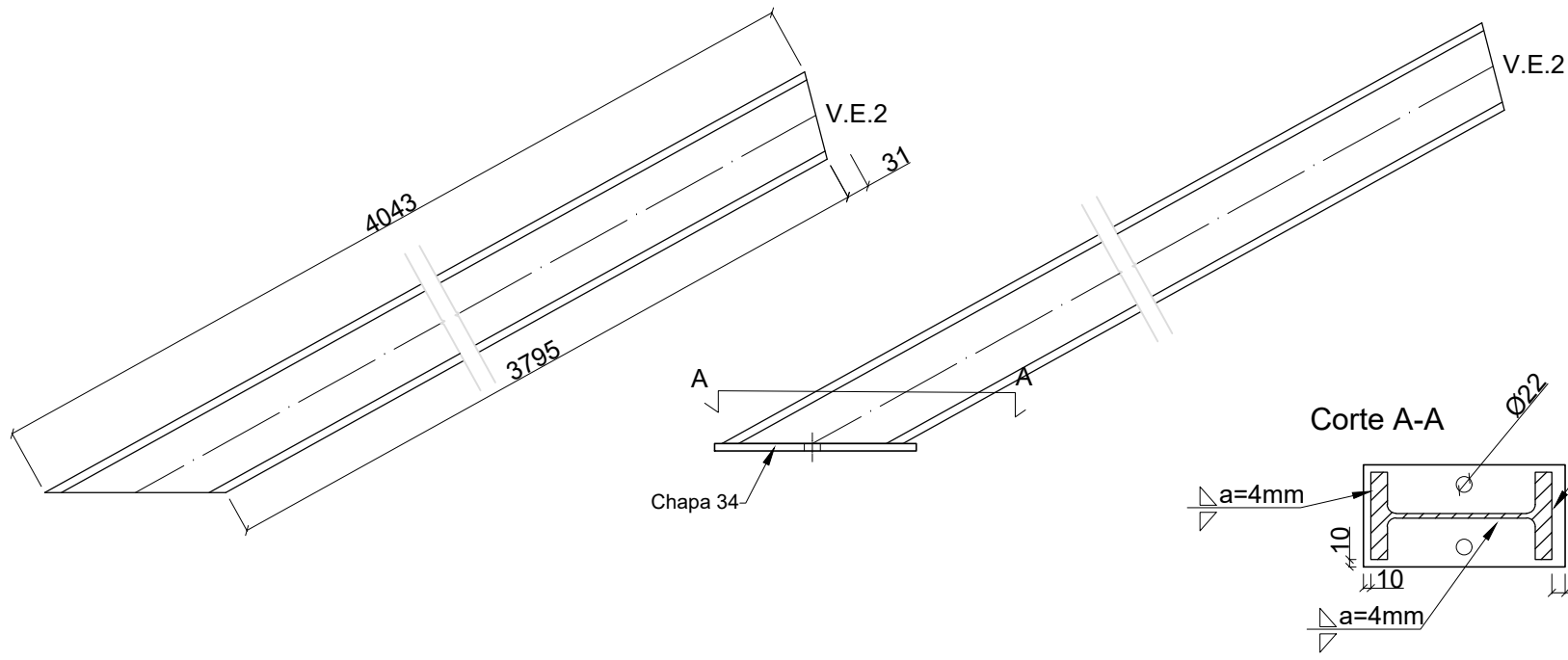
Corte B-B



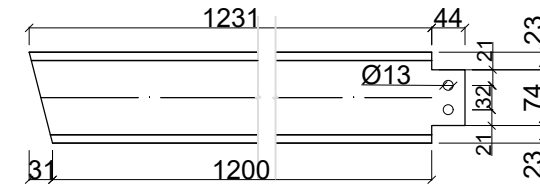
Materialis:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Madeira conífera classe C18
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR <small>Covilhã Portugal</small>	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Designação : Suporte escadas	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Junho 2017	Escala : 1/10	Desenho nº : <div style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">41</div>
Escala : 1/10		

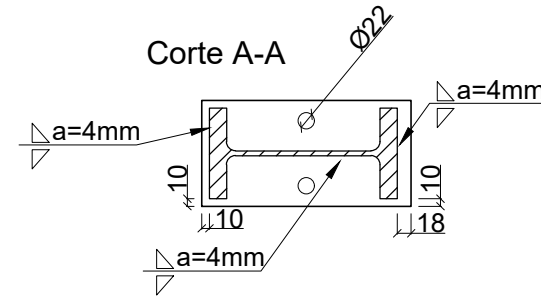
Viga escadas V.E.2 (2x) (HE120B)



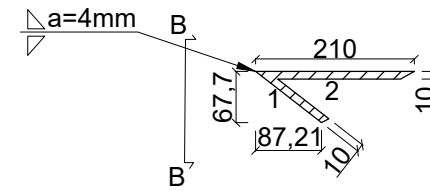
Viga escadas V.E.3 (2x)(HE120B)



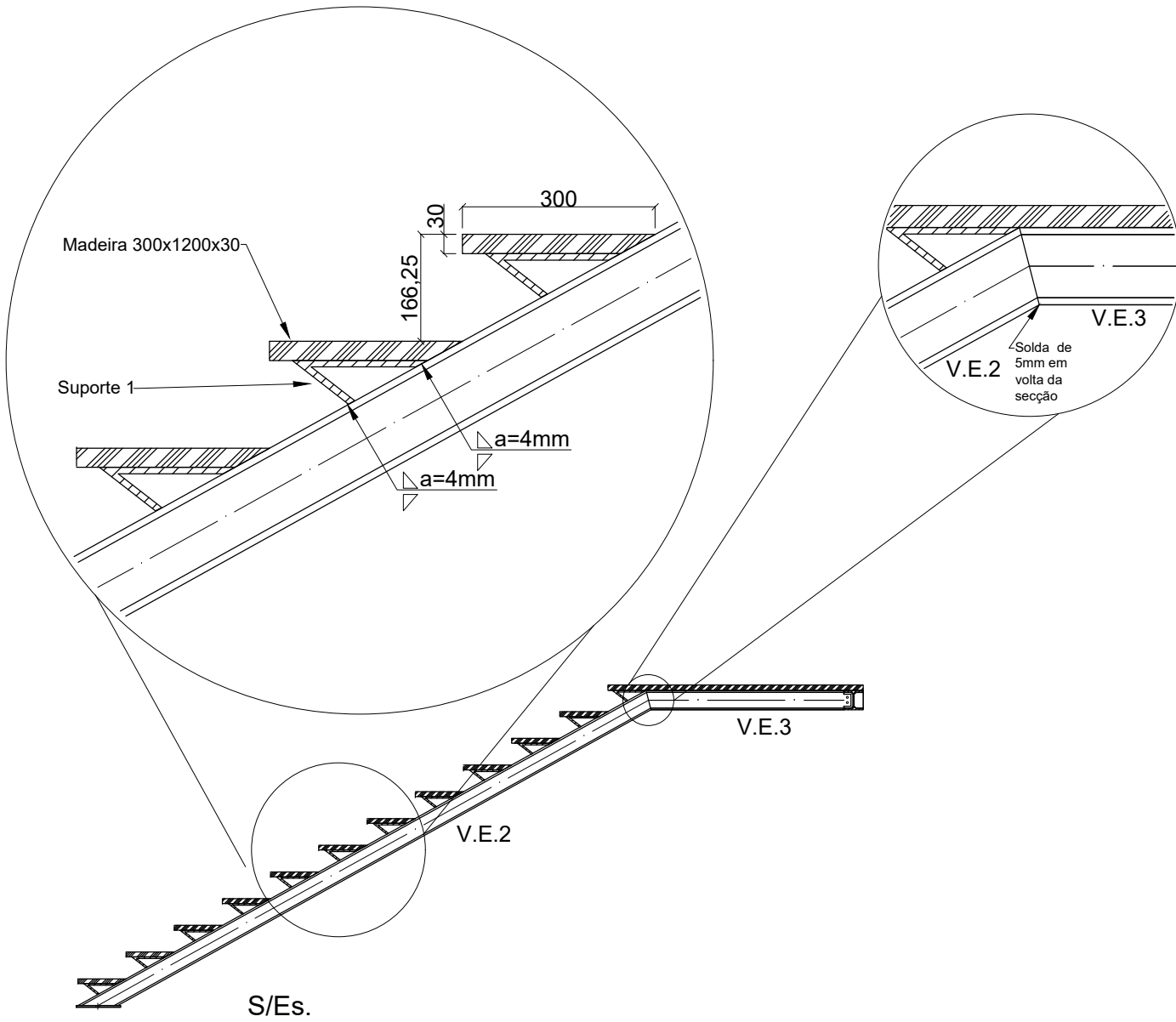
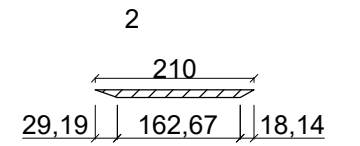
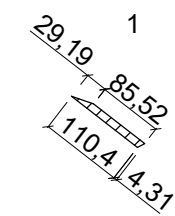
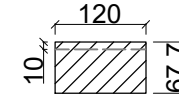
Corte A-A




Suporte de grau (12x)



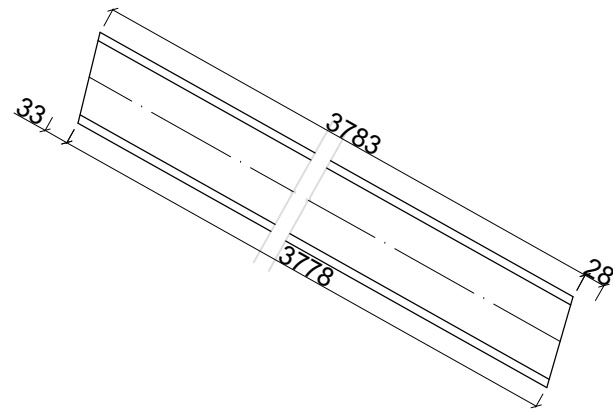
Plano B-B



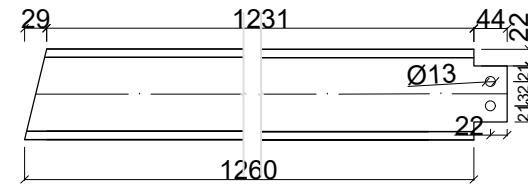
Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Madeira conífera classe C18
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves				
	Designação : Vão 1	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção				
Junho 2017		Desenho nº : 42				
Escala : 1/10		<table border="1" style="width: 100%; height: 40px;"> <tr> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%;"></td> <td style="width: 25%;"></td> </tr> </table>				

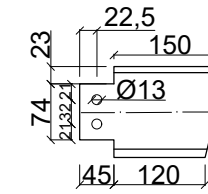
Viga escadas V.E.5 (2x) (HE120B)



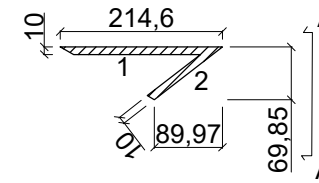
Viga escadas V.E.4 (2x)(HE120B)



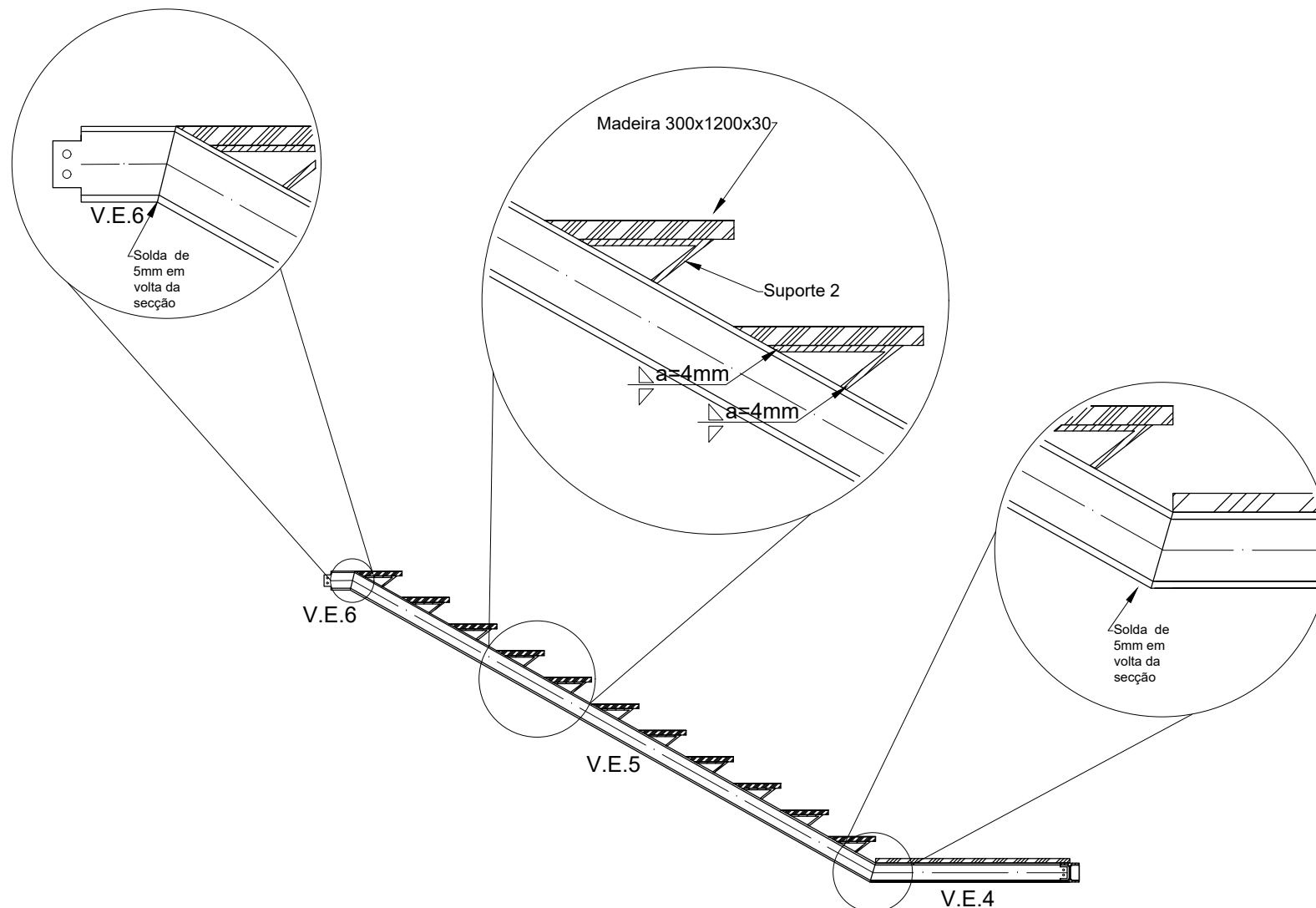
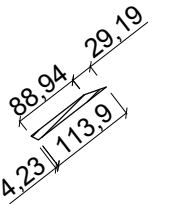
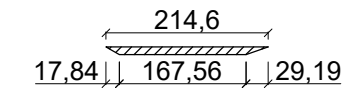
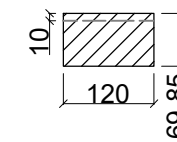
Viga escadas V.E.6(2x) (HE120B)




Suporte degrau (11x)

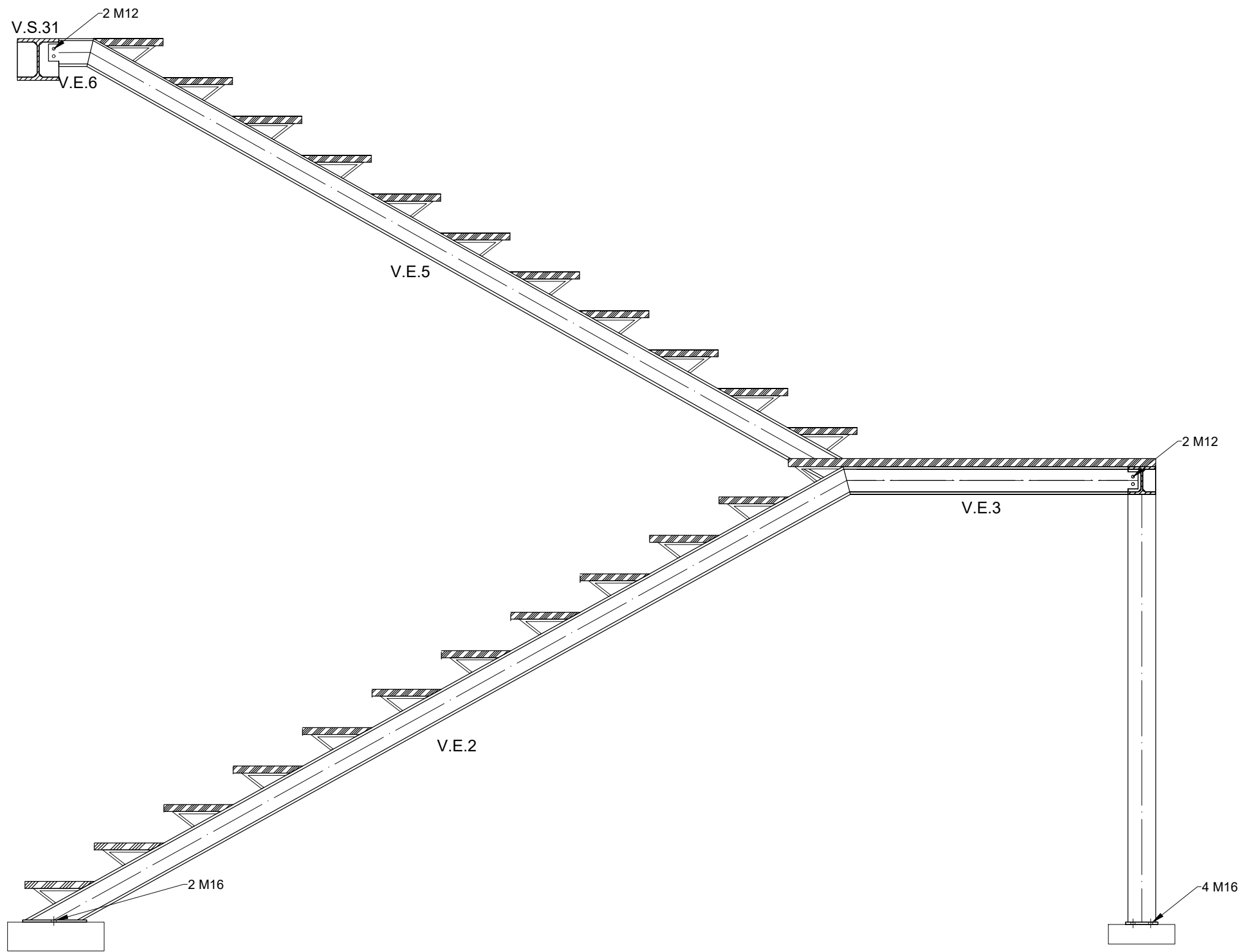


Plano A-A




Materiais:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Madeira conífera classe C18
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Designação : Vão 2	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Junho 2017		Desenho nº : 43
Escala : 1/10		[Empty grid for drawing scale]



Materialis:
 Aço S275
 Parafusos de classe 8.8
 Madeira conífera classe C18
 Cotas em mm

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR <small>Covilhã Portugal</small>	Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia	Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves
	Designação : Montagem	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção Desenho nº : <div style="font-size: 2em; text-align: center;">44</div>
Junho 2017	Escala : S/E	

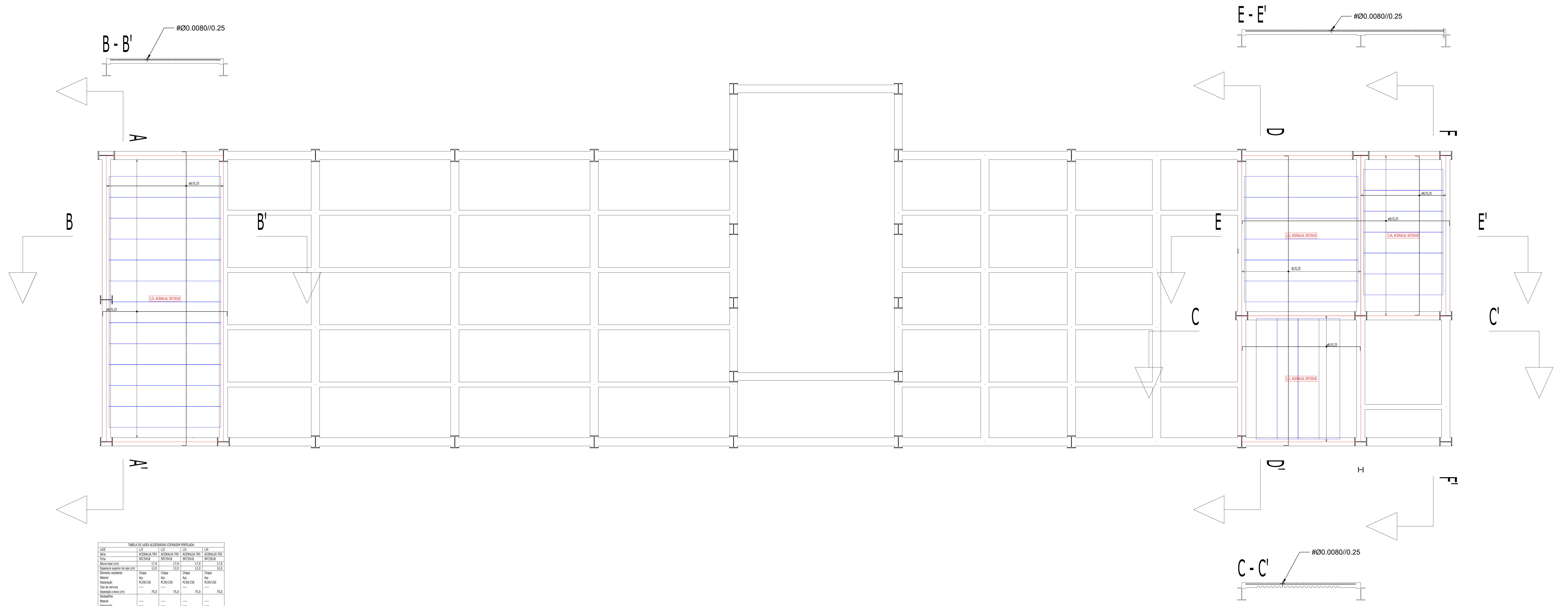
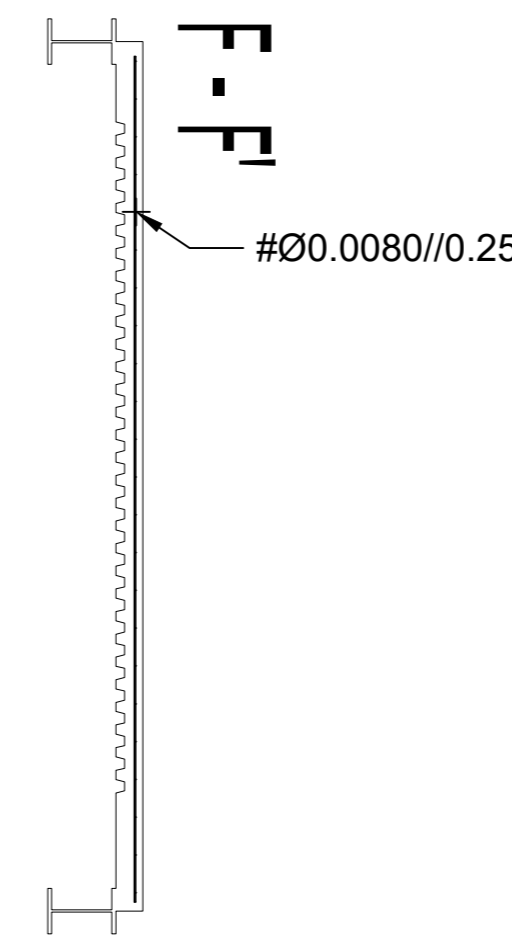
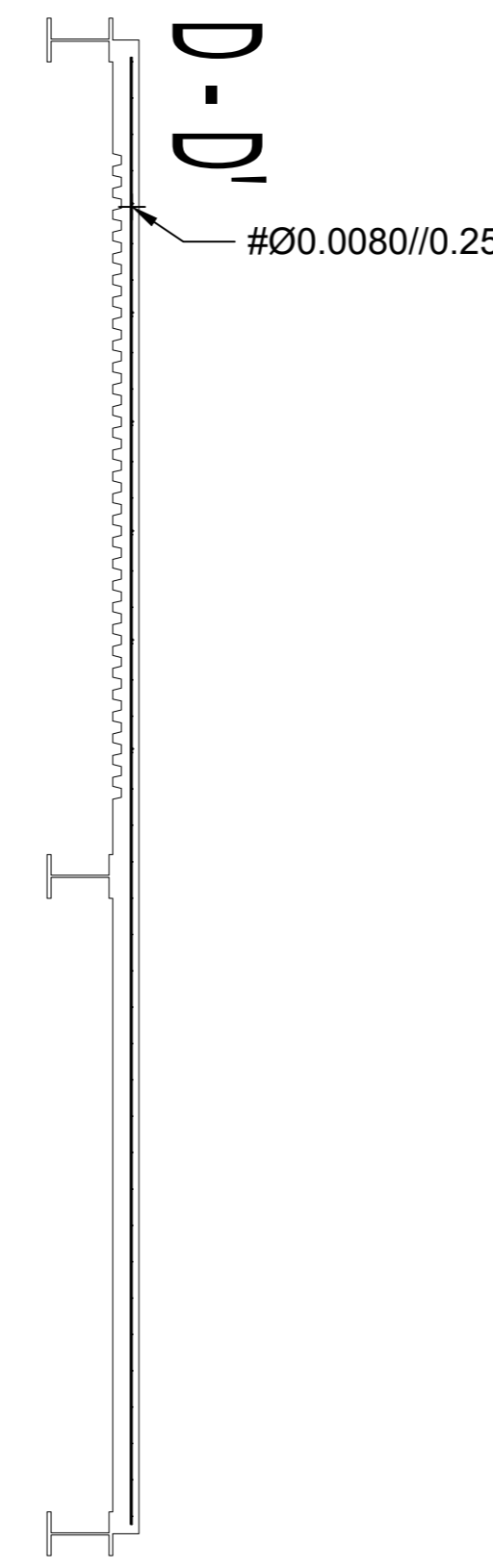
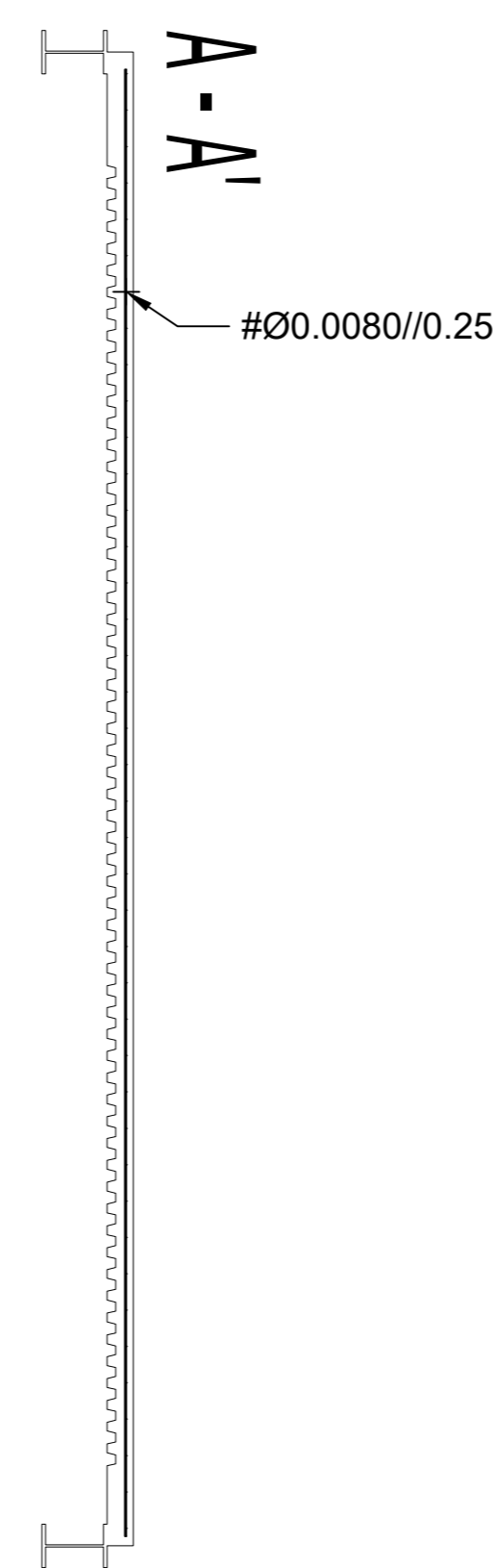
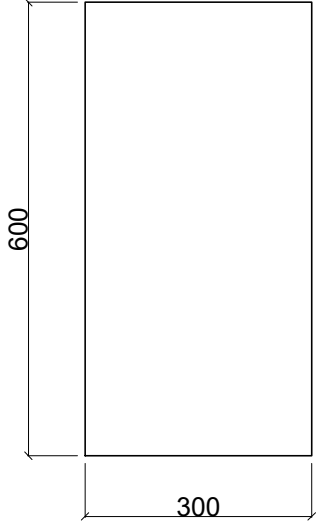
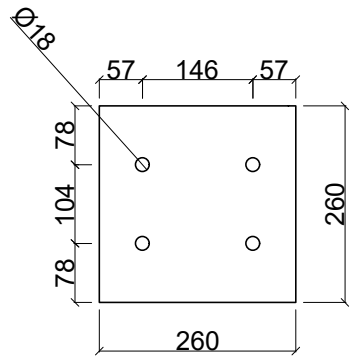
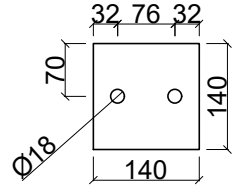
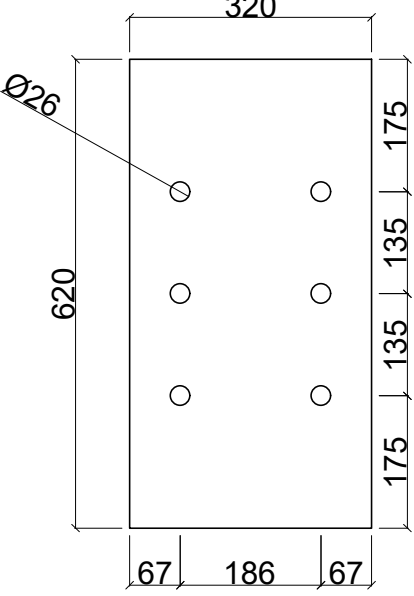
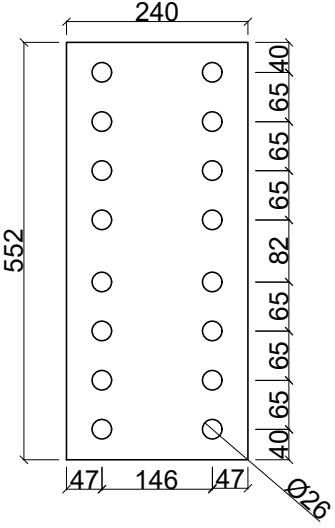
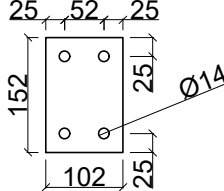
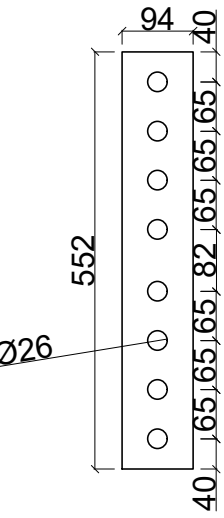
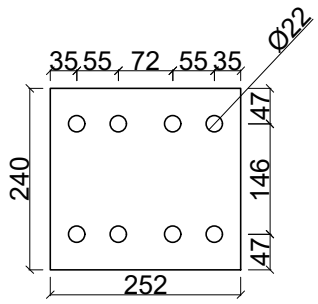
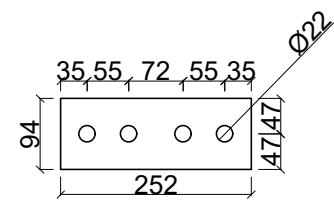
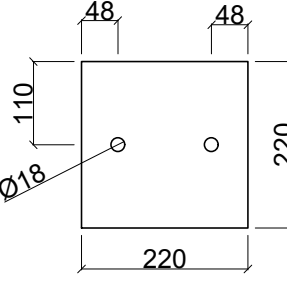
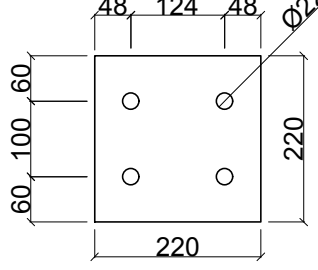
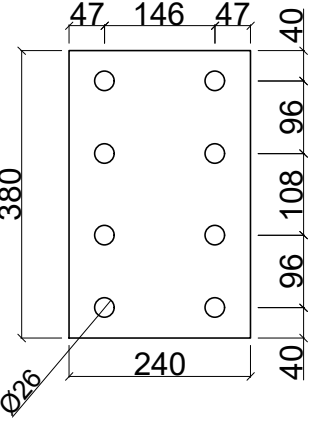
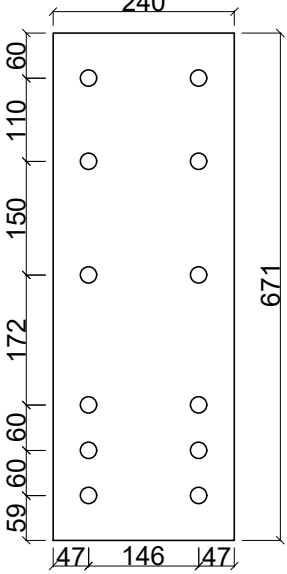
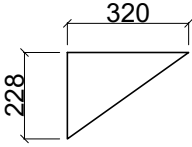
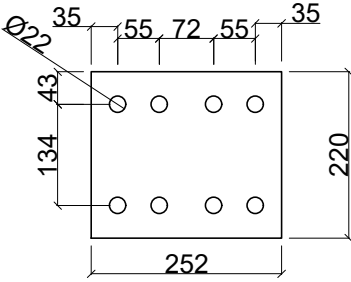
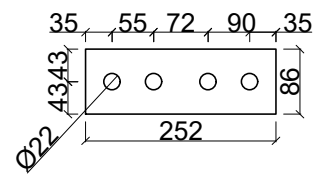
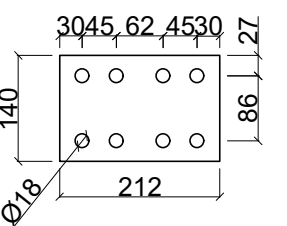
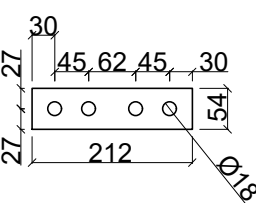
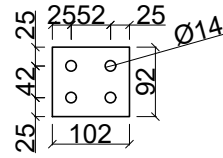
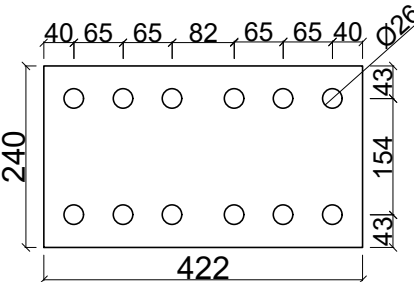
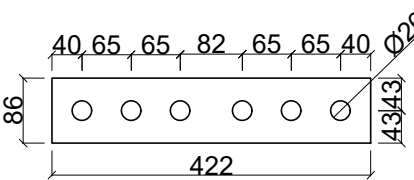
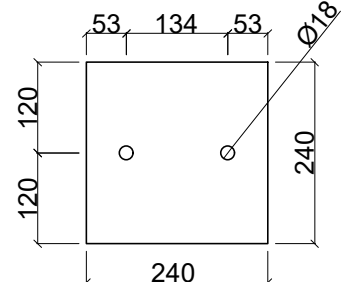
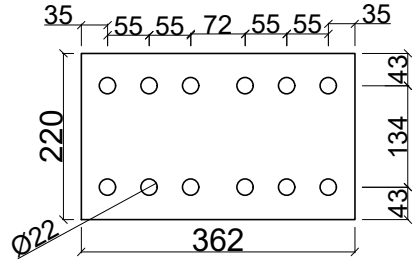



TABELA DE LAJES ALIBRANÇAS COM REFORÇO PERIFÉRICO				
LAT	L10	L15	L20	L24
Sala	ACERVA L10	ACERVA L15	ACERVA L20	ACERVA L24
Tipos	SP/010	SP/015	SP/020	SP/024
Altura útil (m)	2,70	2,70	2,70	2,70
Distância entre eixos (m)	3,00	3,30	3,60	3,90
Parâmetro resistente	Chapa	Chapa	Chapa	Chapa
Material	Aço	Aço	Aço	Aço
Designação	PL/30/100	PL/30/150	PL/30/200	PL/30/250
Tipos de serviço	---	---	---	---
Distância entre eixos (m)	3,00	3,30	3,60	3,90
Material	---	---	---	---
Designação	---	---	---	---

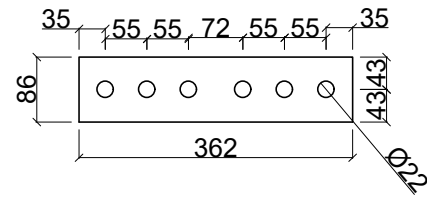


Legendas:
Lji - Laje i

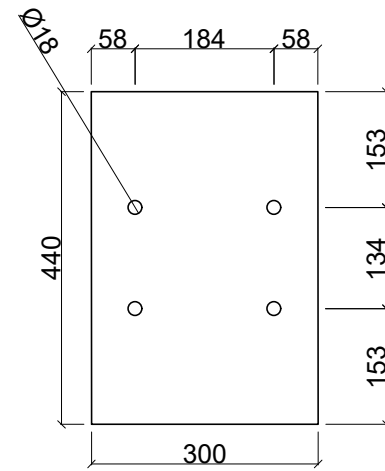
Materiais:
Armadura ordinárias:
Aço A400 NR SD
Bêtao: C25/30
Recobrimento
Lajes - 2,5 cm

<p>Chapa 1 (22x) 600 x 300 x 10</p> 	<p>Chapa 2 (2x) 260x260x17</p> 	<p>Chapa 3 (152x) 140 x 140 x 11</p> 	<p>Chapa 4 (22x) 620x320x30</p> 	<p>Chapa 5 (2x) 552x240x6</p> 	<p>Chapa 6 (176x) 102x152x6</p> 	<p>Chapa 7 (8x) 552x94x6</p> 
<p>Chapa 8 (4x) 252x240x6</p> 	<p>Chapa 9 (8x) 252x94x6</p> 	<p>Chapa 10 (8x) 220x220x15</p> 	<p>Chapa 11 (8x) 220x220x15</p> 	<p>Chapa 12 (18x) 240x380x16</p> 	<p>Chapa 13 (18x) 240x671x16</p> 	<p>Chapa 14 (18x) 228x300x7</p> 
<p>Chapa 15 (72x) 252x220x5</p> 	<p>Chapa 16 (144x) 252x86x5</p> 	<p>Chapa 17 (72x) 212x140x5</p> 	<p>Chapa 18 (144x) 212x54x5</p> 	<p>Chapa 19 (8x) 102x92x5</p> 		<p>Materiais: Aço S275 Parafusos de classe 8.8 Cotas em mm</p>
<p>Chapa 20 (72x) 422x240x9</p> 	<p>Chapa 21 (144x) 422x86x9</p> 	<p>Chapa 22 (4x) 240x240x16</p> 	<p>Chapa 23 (4x) 362x220x5</p> 	 <p>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Covilhã Portugal</p> <p>Junho 2017</p> <p>Escala : 1/10</p>	<p>Universidade da Beira Interior Faculdade de Engenharia</p> <p>Designação : Quadro de chapas</p>	<p>Nome : Mário Jorge Gonçalves Esteves</p> <p>Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção</p> <p>Desenho nº : 46</p>

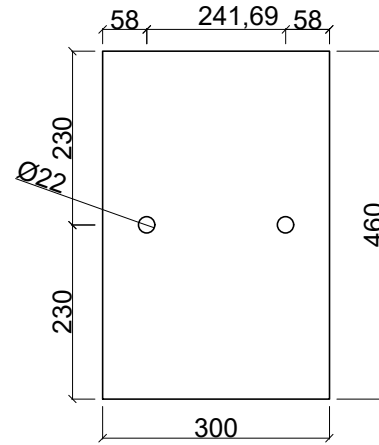
Chapa 24 (8x)
362x220x5



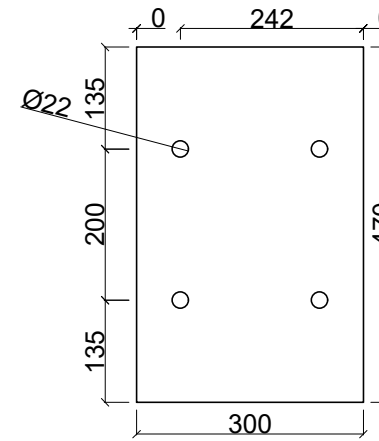
Chapa 25 (9x)
300x450x12



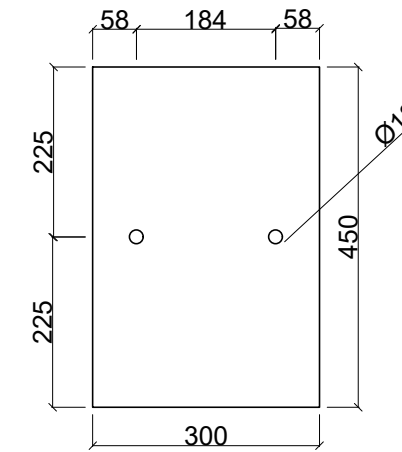
Chapa 26 (9x)
300x450x20



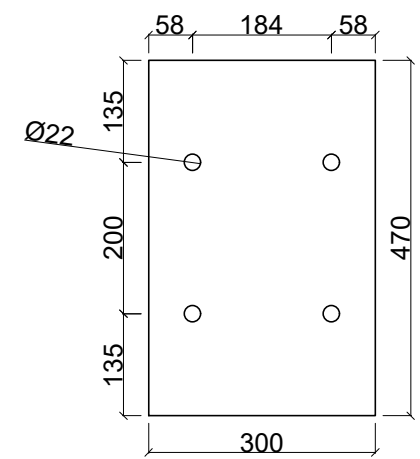
Chapa 27 (120x)
300x470x26



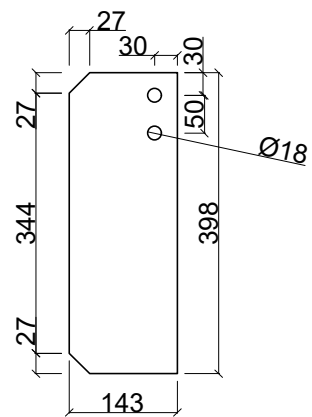
Chapa 28 (10x)
300x450x26



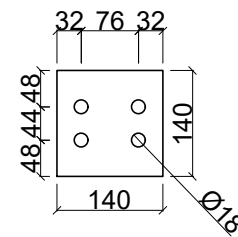
Chapa 29 (10x)
300x470x26



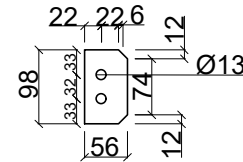
Chapa 30 (60x)
143x398x10



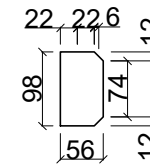
Chapa 31 (2x)
140x140x10



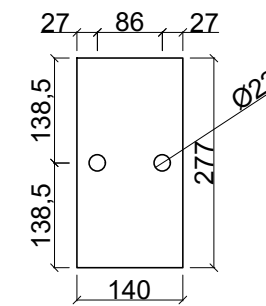
Chapa 32(4x)
98x56x10



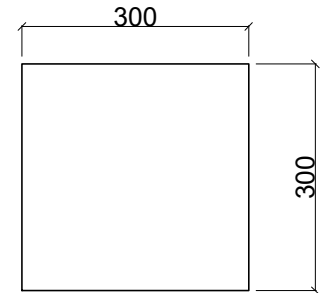
Chapa 33(4x)
98x56x10



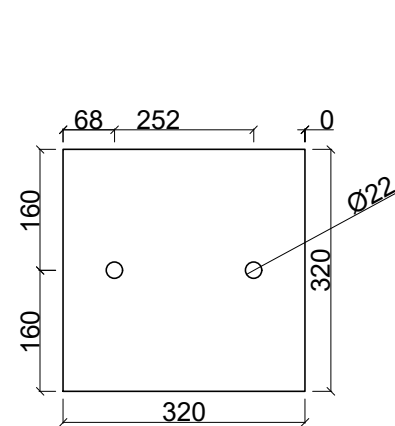
Chapa 34(1x)
140x277x10



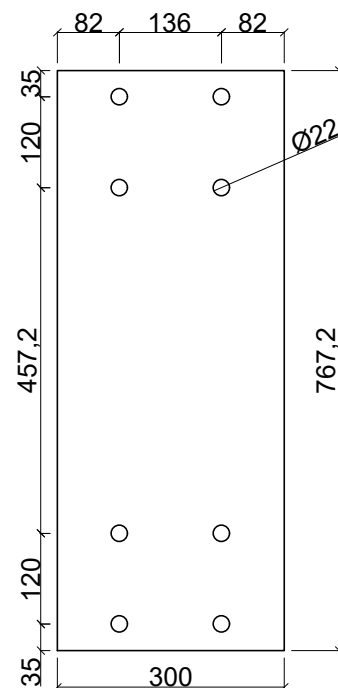
Chapa 35(8x)
300x300x10



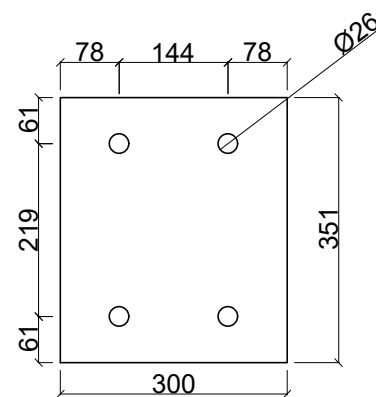
Chapa 36 (8x)
300x351x10



Chapa 37 (16x)
300x351x10



Chapa 38 (16x)
300x351x10



Materiais:
Aço S275
Parafusos de classe 8.8
Cotas em mm



Universidade da Beira Interior
Faculdade de Engenharia

Nome :
Mário Jorge Gonçalves Esteves
Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção

Junho 2017
Escala :
1/10

Designação :
Quadro de chapas

Desenho nº :
47