



PROJETO DE UM EDIFÍCIO DE RESTAURAÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA

CAROLINA FERREIRA DA SILVA

novembro de 2022



PROJETO DE UM EDIFÍCIO DE RESTAURAÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA

CAROLINA FERREIRA DA SILVA

Outubro de 2022

PROJETO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA DE UM EDIFÍCIO DE RESTAURAÇÃO

CAROLINA FERREIRA DA SILVA

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

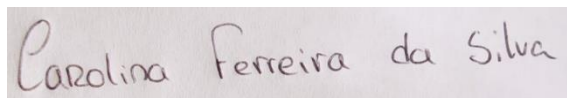
Orientador: José Carlos de Almeida Gouveia Lello

Supervisor: José Rui Fontes dos Santos Paiva

OUTUBRO DE 2022

Eu, Carolina Ferreira da Silva, estudante nº 1110521, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Projeto de um edifício de restauração em estrutura metálica” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2022/10/18

A rectangular box containing a handwritten signature in black ink. The signature reads "Carolina Ferreira da Silva" in a cursive script.

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras.....	xi
Índice de Tabelas.....	xv
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Bases para dimensionamento.....	5
CAPÍTULO 3 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3.....	37
CAPÍTULO 4 Apresentação do edifício em estudo	61
CAPÍTULO 5 Dimensionamento e modelação.....	67
CAPÍTULO 6 Sensibilidade ao zoneamento presente na NP EN 1991-1-3	83
CAPÍTULO 7 Considerações Finais.....	89
Referências Bibliográficas	91

RESUMO

A presente dissertação tem como base o trabalho desenvolvido na unidade curricular de DIPRE, que é integrante do 2º ano curricular do mestrado de Engenharia Civil, do Instituto Superior de Engenharia do Porto.

O trabalho desenvolvido consiste na análise de um projeto de estruturas metálicas de um edifício de restauração, situado em Bragança, uma das diversas obras da empresa Ferrumplus. O principal objetivo desta análise é identificar as principais diferenças em termos de dimensionamento e custos, entre o mesmo tipo de edifício, localizados em zonas diferentes presentes na NP EN 1991-1-3, tendo em consideração o impacto possível da ação da neve.

Serão abordados temas relacionados com o projeto de estruturas metálicas como propriedades do aço estrutural, ações constituintes e combinações, modelação da estrutura recorrendo a um programa automático (*Robot Structural Analysis*), pré-dimensionamento, verificações de segurança e dimensionamento dos elementos constituintes, tendo como base de estudo as normas em vigor em Portugal.

Palavras-chave: Projeto estrutural; Estruturas metálicas; *Robot Structural Analysis*; Ação da neve; Verificação de segurança.

ABSTRACT

This dissertation aims to present the work developed in the curricular unit of DIPRE, which is part of the 2nd curricular year of the Master's degree in Civil Engineering of the Instituto Superior de Engenharia do Porto.

The work developed consists on an analysis of a steel structures project of a catering industry building, located in Bragança, which is one of several works of the company Ferrumplus. The main purpose of this analysis is to underline the differences in terms of design and costs between the same catering buildings, based on different locations present on NP EN 1991-1-3, taking into account the impact that the snow load could potentially have.

During this analysis, several aspects related to the design of steel structures will be addressed, such as: structural steel properties, constituent actions and combinations, structural modeling while using an automated program (Robot Structural Analysis), pre-dimensioning, dimensioning and safety inspection of the constituent elements, all of these in accordance with the current Portuguese regulations.

Keywords: Structural design; Steel structures; Robot Structural Analysis; Snow Load; Safety inspection.

ÍNDICE DE TEXTO

1.1	Considerações Iniciais.....	1
1.2	Apresentação do local de estágio.....	1
1.3	Estrutura do trabalho.....	3
2.1	Regulamentação.....	5
2.2	Quantificação de ações.....	5
2.2.1	Ações permanentes.....	6
2.2.2	Ações variáveis.....	6
2.3	Estados limite.....	29
2.3.1	Estados limite últimos.....	29
2.3.2	Estado limite de utilização.....	32
3.1	Propriedades do aço estrutural.....	37
3.1.1	Propriedades mecânicas.....	37
3.1.2	Requisitos de ductilidade.....	37
3.1.3	Valores de cálculo das propriedades dos materiais.....	39
3.2	Análise Global.....	39
3.3	Imperfeições.....	41
3.4	Propriedades geométricas.....	43
3.5	Classificação das secções.....	44
3.6	Critérios de dimensionamento.....	47
3.6.1	Tração.....	48
3.6.2	Compressão.....	48
3.6.3	Momento fletor.....	49

ÍNDICE DE TEXTO

3.6.4	Esforço transverso	49
3.6.5	Flexão e esforço transverso	51
3.6.6	Flexão composta	51
3.6.7	Encurvadura com compressão.....	52
3.6.8	Encurvadura lateral.....	54
3.6.9	Elementos uniformes em flexão composta com compressão.....	59
4.1	Caracterização do edifício	61
4.2	Materiais	62
4.3	Acompanhamento de Obra.....	64
5.1	Modelação	67
5.1.1	Ações e combinações consideradas	68
5.2	Dimensionamento das madres	69
5.3	Análise do pórtico mais esforçado.....	71
5.4	Sistema de contraventamento.....	76
5.5	Dimensionamento de ligações.....	78
5.5.1	Ligação viga – viga	79
5.5.2	Ligação Viga-Pilar	80
5.5.3	Ligação Pilar-Fundação	81
7.1	Conclusões	89
7.2	Desenvolvimentos Futuros	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Estruturas metálicas (Fonte: Ferrumplus).....	2
Figura 1.2 - Bobines metálicas (Fonte: Ferrumplus)	2
Figura 1.3 - Cofragens metálicas (Fonte: Ferrumplus)	2
Figura 2.1 - Altura de referência (Fonte: [4])	8
Figura 2.2 - Altura do edifício (h) e altura da platibanda (h_p).....	9
Figura 2.3 - Ilustração que caracteriza as categorias	9
Figura 2.4 - Coeficiente de exposição $c_e(z)$ para $c_0=1,0$ e $k_1=1,0$	11
Figura 2.5 - Zonas em paredes verticais ([4])	13
Figura 2.6 - Zonas em coberturas em terraço ([4])	14
Figura 2.7 - Pressão exercida em superfícies	16
Figura 2.8 - Zoneamento do território português para determinação das cargas devidas à neve ao nível do solo (Fonte: [3]).....	17
Figura 2.9 - Coeficiente de forma para a carga da neve - Cobertura de uma vertente (Fonte: [3])	20
Figura 2.10 - Zoneamento sísmico de Portugal Continental (Fonte: [7]).....	21
Figura 2.11 - Pórtico simples com zonas dissipativas nas vigas e na base das colunas (corresponde ao ponto 1 da Tabela 2.15) (Fonte: [7]).....	27
Figura 2.12 - 2. Pórtico com contraventamentos centrados com zonas dissipativas apenas nas diagonais tracionadas (corresponde ao ponto 2.1 da Tabela 2.15) (Fonte: [7]).....	27
Figura 2.13 - Pórtico com contraventamentos em V centrados com zonas dissipativas nas diagonais tracionadas ou comprimidas (corresponde ao ponto 2.2 da Tabela 2.15) (Fonte: [7]).....	27
Figura 2.14 - Pórtico com contraventamentos excêntricos com zonas dissipativas nos ligadores de flexão ou corte (corresponde ao ponto 3 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])	28

Figura 2.15 - Pêndulo invertido com zonas de dissipativas na base das colunas (corresponde ao ponto 4 da Tabela 2.15) (Fonte: [7]).....	28
Figura 2.16 - Estruturas com núcleos ou paredes de betão (corresponde ao ponto 5 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])	28
Figura 2.17 - Pórtico simples com contraventamento centrado com zonas dissipativas no pórtico e nas diagonais tracionadas (corresponde ao ponto 6 da Tabela 2.15) (Fonte: [7]).....	28
Figura 2.18 – Pórtico simples associado a enchimentos (corresponde ao ponto 7 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])	29
Figura 2.19 - Definição dos deslocamentos verticais [5]	34
Figura 3.1 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente (Fonte: [6]).....	38
Figura 3.2 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para secções tubulares (Fonte: [6]).....	39
Figura 3.3 – Deslocamentos verticais em um pórtico não contraventado (Fonte: [6])	41
Figura 3.4 - Imperfeições globais equivalentes (Fonte: [6])	42
Figura 3.5 - Tipos de perfis laminados a quente.....	43
Figura 3.6 - Tipos de secções de perfis enformados a frio	43
Figura 3.7 – Curva de encurvadura em função da secção, e tipo de aço (Fonte: [6])	53
Figura 3.8 - Representação do comprimento de encurvadura (Fonte: [8])	54
Figura 3.9 - Fatores de cálculo do momento crítico em tramos de vigas com comprimento L e secção duplamente simétrica (Fonte: [8])	56
Figura 3.10 - Coeficientes C1 e C3 para vigas com momentos na extremidade (Fonte: [8])	58
Figura 3.11 - Coeficientes C1, C2 e C3 para vigas com cargas transversais (Fonte: [8])	59
Figura 4.1 – Localização da estrutura em estudo (Fonte: Google earth)	61
Figura 4.2 - Planta de arquitetura do edifício em estudo.....	62
Figura 4.3 - Estrutura porticada.....	63
Figura 4.4 - Cobertura Exemplo (Fonte: [10]).....	63
Figura 4.5 - Estrutura completa.....	64
Figura 4.6 – Pormenor ligação madre-viga.....	64

Figura 4.7 – Estrutura completa.....	65
Figura 4.8 – Ligação contraventamentos	65
Figura 4.9 – Vista traseira.....	65
Figura 4.10 – Vista frontal	65
Figura 4.11 e Figura 4.12 – Vista lateral	65
Figura 5.1 - Estrutura em estudo 3D (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)	67
Figura 5.2 - Madre em C, utilizada num edifício de restauração idêntico, em Santa Maria da Feira	70
Figura 5.3 – Verificação de segurança das madres	71
Figura 5.4 – Modelação das madres no pórtico com maior vão (Fonte: <i>Robot Structural Analysis</i>).....	71
Figura 5.5 – Estrutura principal (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)	72
Figura 5.6 – Estrutura completa (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)	73
Figura 5.7 - Pórticos presentes num edifício de restauração idêntico, em Santa Maria da Feira	73
Figura 5.8 – Esforço axial presente no pórtico mais esforçado, devido ao conjunto de combinações (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)	74
Figura 5.9 – Esforço transversal presente no pórtico mais esforçado, devido ao conjunto de combinações (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	74
Figura 5.10 –Momento fletor presente no pórtico mais esforçado, devido ao conjunto de combinações (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	74
Figura 5.11 – Verificação de segurança da viga mais esforçada (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)	75
Figura 5.12 – Verificação de segurança do pilar mais esforçado (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)	76
Figura 5.13 - Contraventamento presente numa estrutura de edifício de restauração idêntico ao caso de estudo, em Santa Maria da Feira	77
Figura 5.14 – Verificação de segurança do elemento de contraventamento mais esforçado (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	77
Figura 5.15 –Contraventamento presente na estrutura (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)	78
Figura 5.16 – Vista 2D da ligação (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	79
Figura 5.17 – Vista 3D da ligação (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	79
Figura 5.18 – Verificação de segurança da ligação (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 5.19 - Pormenor de ligação viga-pilar no edifício de visita.....	80
Figura 5.20 – Vista 2D da ligação (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	80
Figura 5.21 – Vista 3D da ligação (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	80
Figura 5.22 – Verificação de segurança da ligação (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	81
Figura 5.23 – Vista 2D da ligação (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	82
Figura 5.24 – Vista 3D da ligação(Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	82
Figura 5.25 – Verificação de segurança da ligação (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>).....	82
Figura 6.1 – Locais considerados no estudo comparativo (Fonte: Google Earth).....	84
Figura 6.2 – Estrutura e secções utilizadas em Bragança (Local A) (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)	84
Figura 6.3 – Estrutura e secções utilizadas em Mogadouro (Local B) (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>) .	85
Figura 6.4 – Estrutura e secções utilizadas em Monchique (Local C) (Fonte: <i>Robot Structural analysis</i>)..	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Categorias de cobertura (Fonte: [1])	6
Tabela 2.2 - Sobrecargas em coberturas da categoria H (Fonte: [1])	6
Tabela 2.3 - Categorias do terreno (Fonte: [4]).....	10
Tabela 2.4 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular ([4]).....	13
Tabela 2.5 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço ([4]).....	15
Tabela 2.6 - Valores do coeficiente de exposição (Fonte: [3])	19
Tabela 2.7 - Valores de coeficiente de forma (Fonte: [3])	20
Tabela 2.8 – Método de cálculo da ação da neve na condição normal e acidente	20
Tabela 2.9 - Classes de importância para os edifícios (Fonte: [7]).....	22
Tabela 2.10 - Coeficientes de importância γ_1 (Fonte: [7]).....	23
Tabela 2.11 – Tipos de terreno (Fonte: [7])	23
Tabela 2.12 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1 (Fonte: [7])	24
Tabela 2.13 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resp. elástico para a Ação sísmica tipo 2 (Fonte: [7])	25
Tabela 2.14 - Princípios de projeto, classes de ductilidade da estrutura e limites superiores dos valores de referência dos coeficientes de comportamento (Fonte: [7]).....	26
Tabela 2.15 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura (Fonte: [7]).....	26
Tabela 2.16- Valores de cálculos das ações (EQU) (conjunto A) (Fonte: [1])	31
Tabela 2.17 - Valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto B) (Fonte: [1])	31
Tabela 2.18 - Valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto C) (Fonte: [1])	32

Tabela 2.19 - Valores de cálculo das ações a utilizar nas situações de projeto acidentais e sísmicas (Fonte: [1])	32
Tabela 2.20 - Valores recomendados para os coeficientes ψ (Fonte: [1])	34
Tabela 2.21 - Valores recomendados para limites de deslocamentos verticais (Fonte: [1])	35
Tabela 2.22 - Valores limite recomendados para deslocamentos horizontais no topo das colunas para combinações características (Fonte: [1])	36
Tabela 3.1 – Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais para elementos (Fonte: [6])	43
Tabela 3.2 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Fonte: [6])	45
Tabela 3.3 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Fonte: [6])	46
Tabela 3.4 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Fonte: [6])	47
Tabela 3.5 –Fator de imperfeição determinado a partir da curva de encurvadura (Fonte: [6])	53
Tabela 3.6 –Fator de imperfeição determinado a partir da curva de encurvadura (Fonte: [6])	55
Tabela 3.7 –Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais (Fonte: [6])	55
Tabela 3.8 – Valor de NRk , Mi , Rk e ΔMi , Ed (Fonte: [6])	60
Tabela 4.1 - Localização do edifício em estudo	61
Tabela 4.2 - Quantificação das cargas permanentes.....	64
Tabela 5.1 – Ações consideradas no caso em estudo	68
Tabela 5.2 - Parte das combinações consideradas.....	69
Tabela 5.3 – Propriedades efetivas da madre C270x2.5 (Fonte: [12])	70
Tabela 5.4 – Comparação de custo entre CHS76.1x5 e CHS88.9x4.....	78
Tabela 6.1 – Dados considerados no estudo das diferentes zonas.....	83
Tabela 6.2 – Custo total da estrutura no Local A	86
Tabela 6.3 – Custo total da estrutura no Local B.....	86
Tabela 6.4 – Custo total da estrutura no Local C.....	87
Tabela 6.5 – Comparação de custos entre o local A, B e C.....	87

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

No presente capítulo é possível encontrar um enquadramento do que é proposto para o estágio, incluindo a organização da dissertação.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A presente dissertação tem como objetivo apresentar o trabalho realizado durante o estágio selecionado e consiste na análise de um projeto estrutural de um edifício construído pela empresa, sendo este um edifício destinado à restauração, no concelho de Bragança. A empresa disponibilizou um vasto leque de obras disponíveis, no entanto, optou-se por estudar o edifício que estaria sujeito a condições mais adversas.

Assim sendo, com recurso à planta de arquitetura, foi realizada a análise do projeto de estruturas, verificando a disposição e o pré-dimensionamento dos elementos constituintes. De seguida, após um estudo teórico sobre a matéria, foi concluída a modelação e o dimensionamento da estrutura com o apoio do *software Robot Structural Analysis*.

Depois deste processo, foi feito um estudo sobre o zoneamento, delineado na [3], que diz respeito à ação da neve, mantendo as restantes ações da estrutura inalteradas, tendo em consideração a variação da zona em que o edifício está inserido (Z_1 , Z_2 e Z_3), que conseqüentemente terão coeficientes de zona, C_z , diferentes.

Além disso, apesar da construção do edifício em estudo estar quase finalizada aquando do início do estágio, foi proposto à empresa a realização de uma visita de estudo, que muito prontamente foi aceite, a uma das suas obras na zona Norte de forma a ter acesso visual à estrutura.

1.2 APRESENTAÇÃO DO LOCAL DE ESTÁGIO

A empresa Ferrumplus situa-se na Rua Guilhermina Suggia, Porto e é uma empresa que abrange três áreas de intervenção:

CAPÍTULO 1

- Estruturas metálicas em obras de engenharia civil, como indica a Figura 1.1;
- Bobines metálicas para transporte e armazenamento de cabos de diferentes materiais, como mostra a Figura 1.2;
- Cofragens metálicas para obras especiais, normalmente para o estrangeiro, como indica a Figura 1.3.

A empresa teve início de atividade no ano de 2007 com base nas três áreas de intervenção descritas acima, sendo que atualmente a construção de estruturas metálicas está presente em todo o país, em que o maior ponto de atividade são edifícios de restauração.



Figura 1.1 - Estruturas metálicas (Fonte: Ferrumplus)



Figura 1.2 - Bobines metálicas (Fonte: Ferrumplus)



Figura 1.3 - Cofragens metálicas (Fonte: Ferrumplus)

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente dissertação está dividida em 6 capítulos, onde o Capítulo 1 diz respeito ao resumo da apresentação do local de estágio, incluindo as áreas de trabalho a que se dedica.

No Capítulo 2 estão descritas as bases para dimensionamento a ter em consideração no projeto, que inclui a regulamentação em vigor, a quantificação de ações variáveis e permanentes, assim como os estados limites últimos e de utilização.

O Capítulo 3 inclui a apresentação de todos os intervenientes necessários para a realização do dimensionamento estrutural, como as propriedades mecânicas e geométricas das secções de aço, tipos de análise estrutural, classificação de secções e critérios de dimensionamento.

O Capítulo 4 refere-se à caracterização do edifício, assim como materiais utilizados e uma parte do registo fotográfico da estrutura do edifício, em Santa Maria da Feira e a construção final do edifício localizado em Bragança.

O Capítulo 5 inclui o dimensionamento dos elementos estruturais e apresentação dos resultados obtidos e, para finalizar, no Capítulo 6 está presente o estudo dos diversos efeitos da ação da neve em Portugal e o seu possível impacto económico.

CAPÍTULO 2

BASES PARA DIMENSIONAMENTO

2.1 REGULAMENTAÇÃO

Num projeto de estruturas é necessário consultar a regulamentação portuguesa e europeia, nomeadamente:

- NP EN 1990, 2009 – Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1, 2009 – Eurocódigo 1: Ações em estruturas;
 - Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecarga de edifícios;
 - Parte 1-3: Ações gerais – Ação da neve;
 - Parte 1-4: Ações gerais – Ação do vento;
- NP EN 1993-1-1, 2010 - Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço;
 - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
 - Parte 1-8: Projeto de ligações;
- NP EN 1998-1, 2010 - Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos;

2.2 QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

No que diz respeito à quantificação das ações, estas são divididas em ações permanentes, incluem o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos, etc., e em ações variáveis, em que inclui a ação da sobrecarga, do vento e da neve, e as ações de acidente, que inclui explosões ou choque provocado por veículos.

2.2.1 Ações permanentes

As ações permanentes incluem a quantificação do peso dos materiais, assim como o peso próprio da estrutura. No ponto 5.1.1, da presente dissertação, estarão definidas as ações permanentes a considerar na estrutura em estudo.

2.2.2 Ações variáveis

As ações variáveis são tipos de ação em que existe automaticamente uma probabilidade de variação, durante a vida de uma construção. Estas podem ser consideradas estáticas ou dinâmicas, estando nestas incluídas a sobrecarga, a neve, o vento e o sismo. Na presente secção serão abordadas as ações anteriormente referidas, dimensionadas segundo [2], [3], [4] e [7].

2.2.2.1 Sobrecarga

Segundo [2], em termos de sobrecarga, as coberturas são classificadas em três categorias, como indica Tabela 2.1. No caso de estudo, por ser uma cobertura acessível apenas em operações de manutenção do sistema AVAC implementado e da própria cobertura, considera-se a categoria H e o valor da sobrecarga considerada está identificada na Tabela 2.2.

Tabela 2.1 - Categorias de cobertura (Fonte: [1])

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, exceto 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

Tabela 2.2 - Sobrecargas em coberturas da categoria H (Fonte: [1])

Cobertura	q_k (KN/m ²)	QK (KN)
Categoria H	0.4	1.0

2.2.2.2 Vento

De acordo com o ponto 3.2 de [4], a ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou de forças, na medida em que os efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento. O efeito do vento na estrutura depende da geometria e da forma. A resposta dinâmica deverá ser calculada a partir da pressão dinâmica de pico, q_p , à altura de referência no campo de escoamento não

perturbado, dos coeficientes de força e de pressão e do coeficiente estrutural. A pressão de pico depende do regime local de ventos, da rugosidade do terreno, da orografia e da altura de referência e é igual à pressão dinâmica média do vento acrescida de uma contribuição associada a flutuações de curta duração. O modelo de cálculo utilizado consiste em considerar que a velocidade do vento e a pressão dinâmica compreendem uma componente média e uma componente flutuante.

- Valor de referência da velocidade do vento

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (2.1)$$

Em que:

- v_b - Valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno de categoria II;
- $v_{b,0}$ - Valor básico da velocidade de referência do vento;
- c_{dir} - Coeficiente de direção;
- c_{season} - Coeficiente de sazão.

- Altura de referência

A altura de referência, z_e , para paredes de barlavento em edifícios de planta retangular, dependem da relação h e b , sendo h a altura do edifício e b a largura da parede. A imagem seguinte demonstra os casos possíveis, assim como o correspondente perfil de pressão dinâmica.

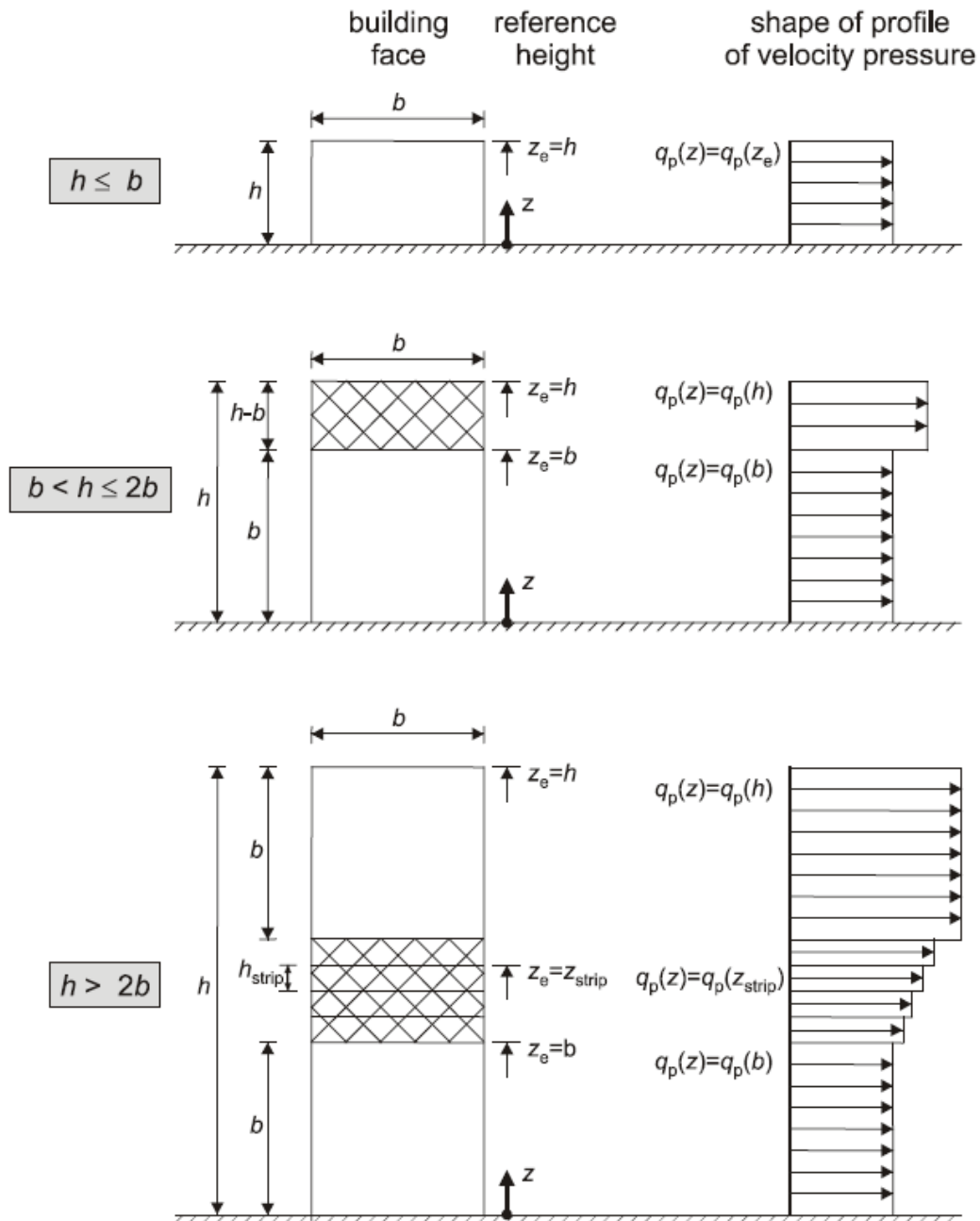


Figura 2.1 - Altura de referência (Fonte: [4])

Em que:

- b - building face (face do edifício)
- h - Altura do edifício
- z_e - Reference height (altura de referência)
- Shape of profile of velocity pressure (forma do perfil da pressão da velocidade)

No caso de coberturas em terraço com platibandas, a altura de referência deverá ser considerada igual à soma da altura do edifício e a altura da platibanda.

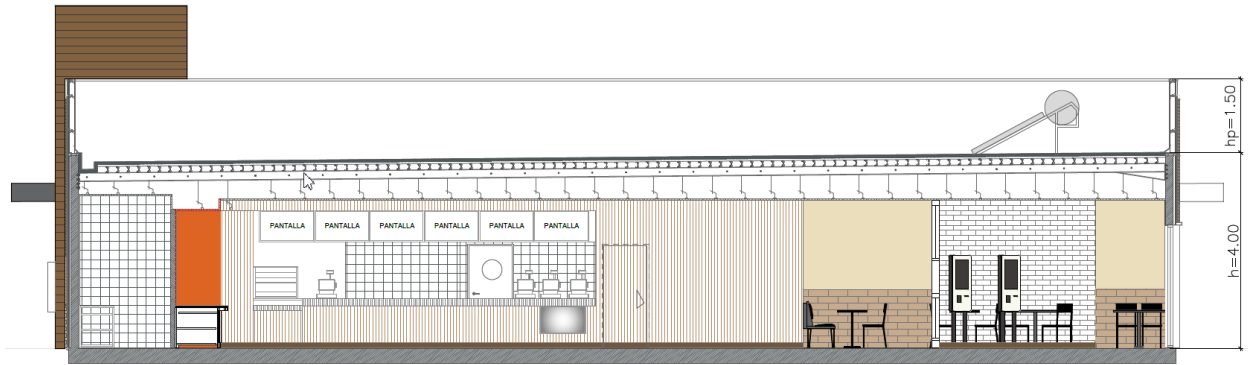


Figura 2.2 - Altura do edifício (h) e altura da platibanda (h_p)

▪ Categoria do terreno

Categoria de terreno 0
Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar



Categoria de terreno I
Lagos ou zona com vegetação negligenciável e livre de obstáculos



Categoria de terreno 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



Categoria de terreno 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)



Categoria de terreno IV
Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m



Figura 2.3 - Ilustração que caracteriza as categorias

Os valores de z_0 e z_{min} necessários para a determinação da ação do vento encontram-se na tabela seguinte consoante a categoria do terreno.

Tabela 2.3 - Categorias do terreno (Fonte: [4])

Categoria do terreno		z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	Zona costeira exposta aos ventos do mar	0.005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0.05	3
III	Zona com uma cobertura regular e vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0.3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1.0	15

- Valor característico da pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico deverá ser determinada à altura z , a qual resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento.

$$q_{p(z)} = c_{e(z)} \times q_b \quad (2.2)$$

Em que:

- $c_{e(z)}$ – Coeficiente de exposição
- q_b – Pressão dinâmica de referência

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (2.3)$$

Em que:

- ρ – Densidade do ar, dependente de vários fatores como altitude, temperatura e pressão atmosférica, sendo que o valor recomendado por [4] é de 1,25 kg/m³

- v_b - Valor de referência da velocidade do vento

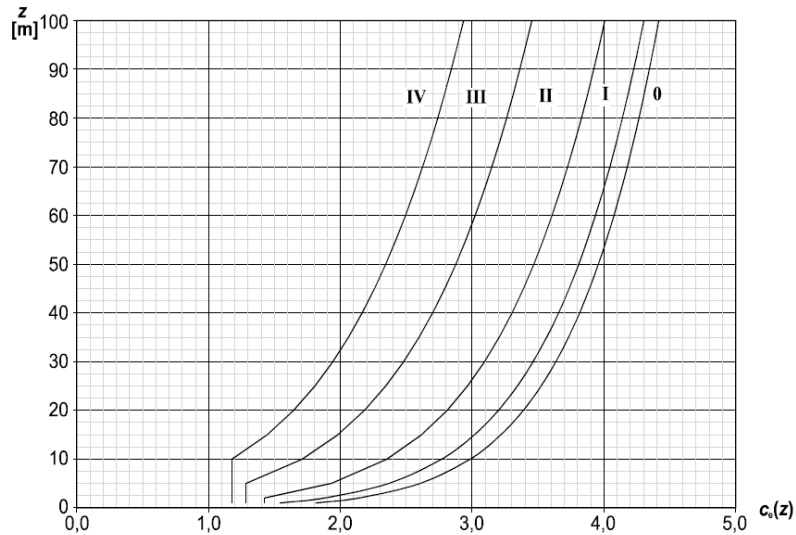


Figura 2.4 - Coeficiente de exposição $c_e(z)$ para $c_0=1,0$ e $k_1=1,0$

- Velocidade média do vento

$$v_m = C_{r(z)} \times C_{0(z)} \times v_b \quad (2.4)$$

- $C_{r(z)}$ – Coeficiente de rugosidade
- $C_{0(z)}$ – Coeficiente de orografia
- v_b - Valor de referência da velocidade do vento

- Coeficiente de orografia

O coeficiente de orografia, $C_{0(z)}$, é considerado igual a 1,0 excetuando o caso de colinas e falésias em que a velocidade do vento aumente em mais de 5%, sendo que o método de cálculo se encontra no ponto 4.3.3 do anexo nacional de [4].

- Coeficiente de rugosidade

O coeficiente de rugosidade, $C_r(z)$, tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em função da altura acima do nível do solo e da rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direção do vento considerada.

$$\begin{cases} C_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ C_r(z) = c_r(z_{min}) & \text{para } z \leq z_{min} \end{cases} \quad (2.5)$$

Pressões exercidas pelo vento em superfícies

- Coeficiente de pressão exterior (c_{pe})

Os coeficientes de pressão exterior, c_{pe} , são aplicados a edifícios e a partes de edifícios e dependem das dimensões da superfície carregada, sendo esta a área da construção de que resulta a ação do vento na secção a ser calculada. A [4] fornece os valores de coeficiente de pressão exterior para superfícies carregadas de 1 m² e 10 m², respetivamente $c_{pe,1}$ e $c_{pe,10}$.

A ação do vento deverá ser estudada considerando duas direções possíveis em que o vento pode incidir, a direção x e a direção y e tem em consideração as dimensões em planta e a altura do edifício. Como indica a Figura 2.5, existem 3 casos diferentes para o estudo do coeficiente de pressão exterior em paredes, nomeadamente:

$$\begin{cases} e < d \\ e \geq d \\ e \geq 5d \end{cases} \quad (3.1)$$

Em que:

- d – dimensão longitudinal à direção do vento
- e – menor valor entre a dimensão transversal à direção do vento (b) e o dobro da altura de referência (h)

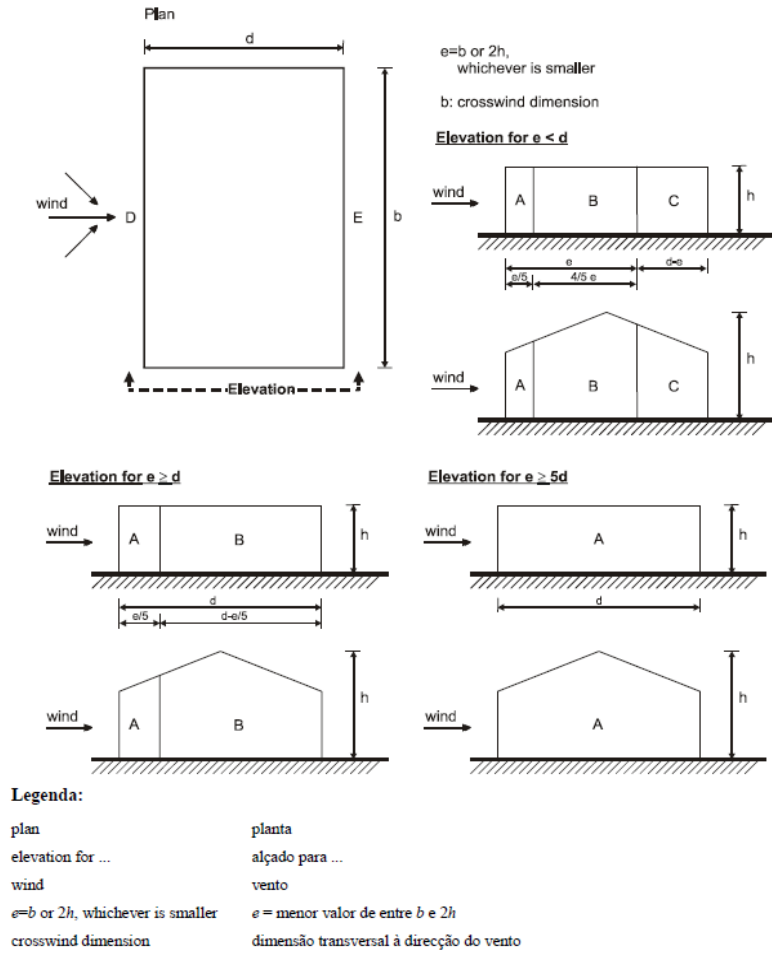


Figura 2.5 - Zonas em paredes verticais ([4])

Tabela 2.4 - Valores dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular ([4])

zona	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
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	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

No caso de coberturas em terraço, nos quais se integram os edifícios com inclinação de cobertura entre os -5° e os 5° , os coeficientes de pressão exterior estão presentes na Tabela 2.5.

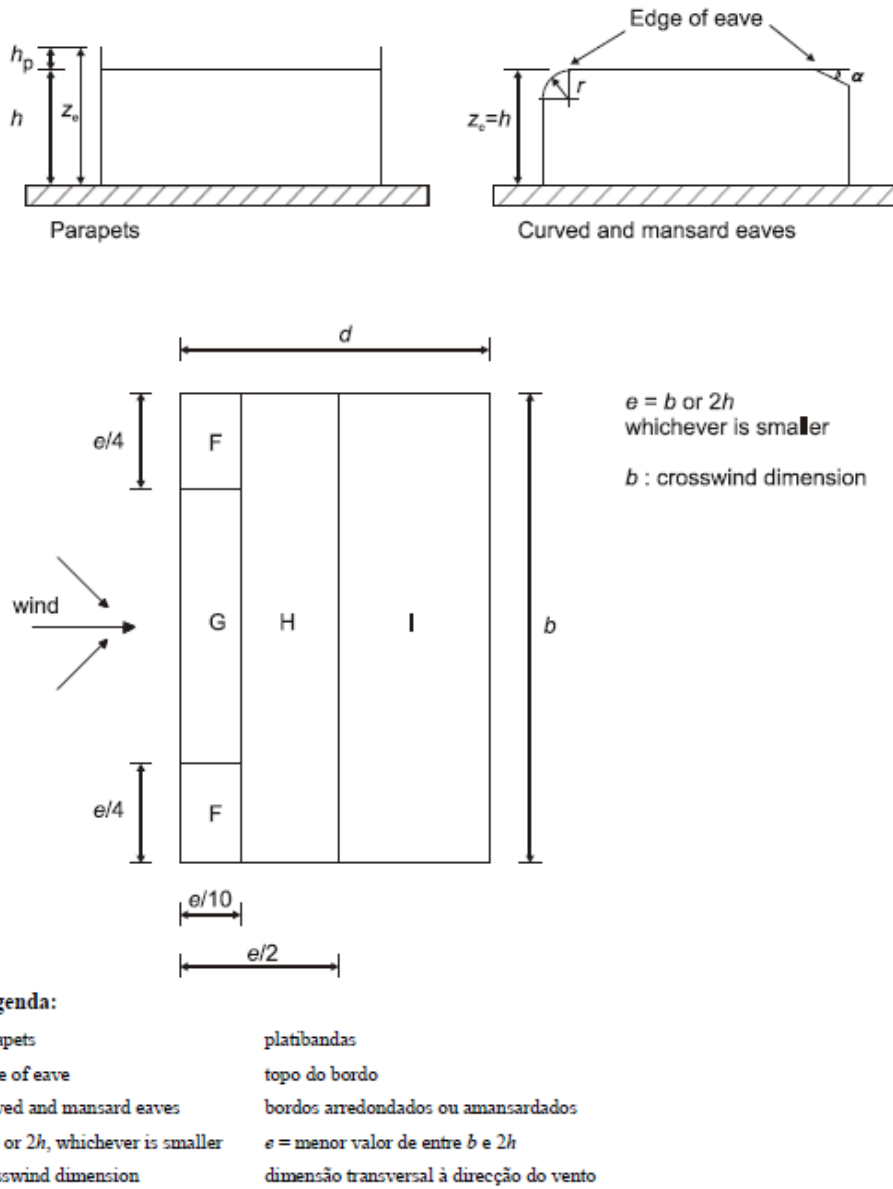


Figura 2.6 -Zonas em coberturas em terraço ([4])

Tabela 2.5 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço ([4])

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.

- Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (2.6)$$

Em que:

- $q_p(z_e)$ – pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e
- c_{pe} – Coeficiente de pressão exterior

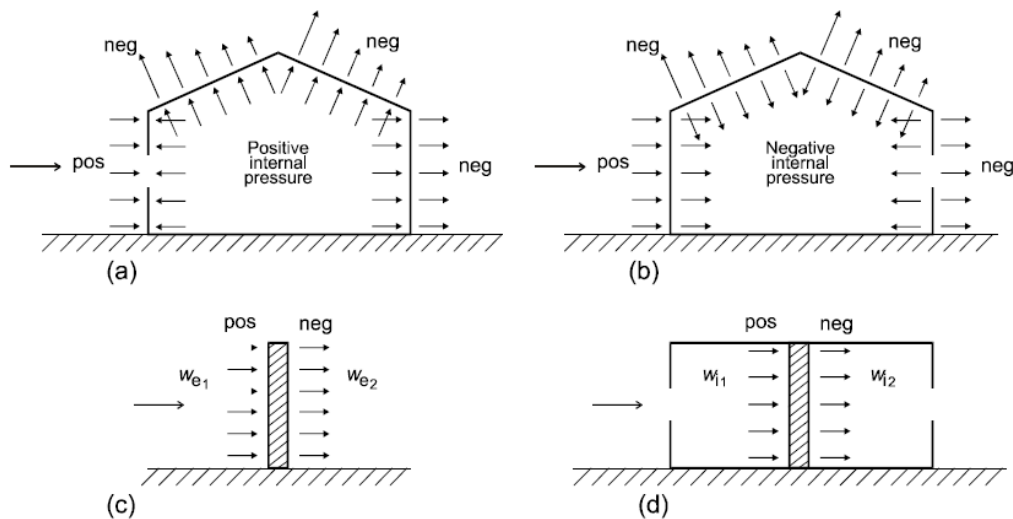
- Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores, w_i

$$w_i = q_p(z_e) \times c_{pi} \quad (2.7)$$

Em que:

- $q_p(z_e)$ – pressão dinâmica de pico à altura de referência z_i
- c_{pi} – Coeficiente de pressão interior

A representação da pressão atuante deverá ser sempre perpendicular ao elemento, sendo que, se estiver a atuar sobre o mesmo, será designado de pressão e representado com valor positivo, sendo que, o contrário será designado por sucção e terá representação com valor negativo, assim como mostra a Figura 2.7.



Legenda:

Positive internal pressure	Pressão interior positiva
Negative internal pressure	Pressão interior negativa

Figura 2.7 - Pressão exercida em superfícies

2.2.2.3 Neve

O valor característico da carga da neve numa cobertura (S) é calculado através do produto do valor característico da carga ao nível do solo (S_k) por coeficientes adequados à cobertura em causa, em particular quanto à sua geometria e às condições locais de exposição ao vento. Na presente secção será dimensionado o valor característico relativo a ação da neve segundo a [3].

2.2.2.3.1 Carga a nível do solo

Para efeito de determinação dos valores das cargas devidas à neve ao nível do solo, o território nacional foi dividido em 3 zonas (Z_1 , Z_2 , Z_3), como indica a Figura 2.8.

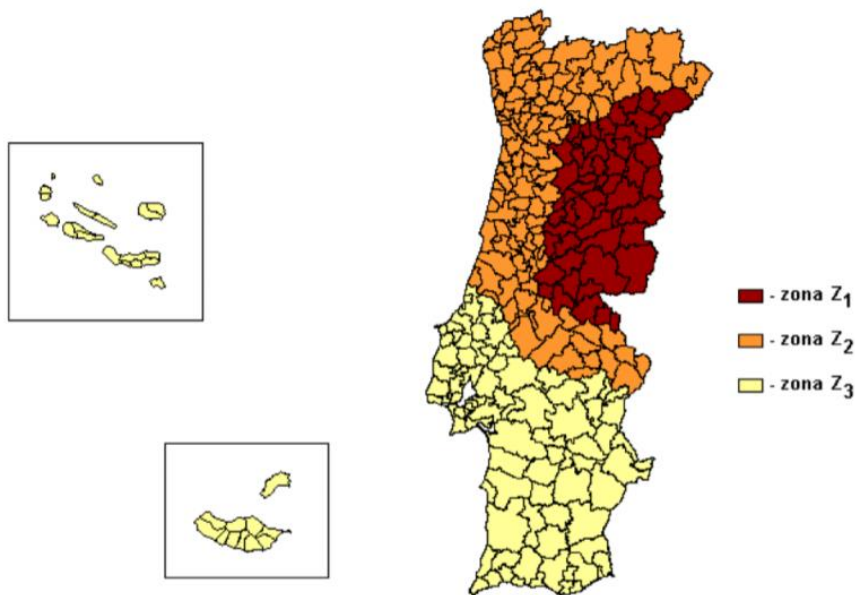


Figura 2.8 - Zoneamento do território português para determinação das cargas devidas à neve ao nível do solo (Fonte: [3])

Em que as zonas correspondem aos seguintes concelhos:

- zona Z_1 — distritos de Castelo Branco e Guarda, distrito de Bragança (concelhos de Alfândega da Fé, Carrazeda de Ansiães, Freixo de Espada à Cinta, Mogadouro, Torre de Moncorvo e Vila Flor), distrito de Coimbra (concelhos de Arganil, Góis, Oliveira do Hospital, Pampilhosa da Serra e Tábua), distrito de Portalegre (concelhos de Castelo de Vide, Marvão e Nisa), distrito de Santarém (concelho de Mação) e distrito de Viseu (concelhos de Armamar, Carregal do Sal, Castro Daire, Lamego, Mangualde, Moimenta da Beira, Nelas, Penalva do Castelo, Penedono, São João da Pesqueira, Sátão, Sernancelhe, Tabuaço, Tarouca, Vila Nova de Paiva, Viseu);
- zona Z_2 — distritos de Aveiro, Braga, Porto, Viana do Castelo e Vila Real, distrito de Bragança (concelhos de Bragança, Macedo de Cavaleiros, Miranda do Douro, Mirandela, Vimioso e Vinhais), distrito de Coimbra (concelhos de Cantanhede, Coimbra, Condeixa-a-Nova, Figueira da Foz, Lousã, Mira, Miranda do Corvo, Montemor-o-Velho, Penacova, Penela, Soure e Vila Nova de Poiares), distrito de Leiria (concelhos de Alvaiázere, Ansião, Batalha, Castanheira de Pera, Figueiró dos Vinhos, Leiria, Marinha Grande, Pedrógão Grande e Pombal), distrito de Portalegre (concelhos de Alter do Chão, Arronches, Avis, Campo Maior, Crato, Elvas, Fronteira, Gavião, Monforte, Ponte de

Sôr, Portalegre e Sousel), distrito de Santarém (concelhos de Abrantes, Chamusca, Constância, Entroncamento, Ferreira do Zêzere, Golegã, Ourém, Sardoal, Tomar, Torres Novas e Vila Nova da Barquinha) e distrito de Viseu (concelhos de Cinfães, Mortágua, Oliveira de Frades, Resende, Santa Comba Dão, São Pedro do Sul, Tondela, Vouzela);

- zona Z_3 — regiões autónomas dos Açores e da Madeira, distritos de Beja, Évora, Faro, Lisboa e Setúbal, distrito de Leiria (concelhos de Alcobaça, Bombarral, Caldas da Rainha, Nazaré, Óbidos, Peniche e Porto de Mós) e distrito de Santarém (concelhos de Alcanena, Almeirim, Alpiarça, Benavente, Cartaxo, Coruche, Rio Maior, Salvaterra de Magos e Santarém).

$$S_k = C_z \times \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (2.8)$$

Em que:

- S_k – Valor característico da carga da neve ao nível do solo, em KN/m²
- C_z – Coeficiente dependente da zona (0.3 para zona Z_1 , 0.2 para zona Z_2 e 0.1 para zona Z_3)
- H – Altitude do local, em metros

2.2.2.3.2 Carga da neve ao nível da cobertura

Na realização do projeto deve considerar-se que a neve pode distribuir-se numa cobertura com muitos padrões diferentes. As características de uma cobertura, entre outros fatores, que causam essas diferentes distribuições podem incluir:

- A forma da cobertura;
- As suas propriedades térmicas;
- A rugosidade da sua superfície;
- A quantidade de calor gerado sob a cobertura;
- A proximidade de outros edifícios;
- O terreno adjacente;
- As condições meteorológicas do local, em particular o regime de vento, as variações de temperatura e frequência de precipitação (sob a forma de chuva ou neve).

Devem ser consideradas duas disposições de carga fundamentais, a carga da neve não deslocada em coberturas e a carga de neve deslocada em coberturas.

$$s = \mu_i \times C_t \times C_e \times S_k \quad (2.9)$$

Em que:

- s – Carga da neve na cobertura para situações de projeto persistentes/transitórias (KN/m²)
- μ_i – Coeficiente de forma para a carga da neve
- C_t – Coeficiente térmico
- C_e – Coeficiente de exposição

O coeficiente térmico deverá ser utilizado para ter em conta a redução das cargas da neve em coberturas com elevada transmissão térmica, em particular no caso de certas coberturas envidraçadas, devido à fusão da neve provocada pelo fluxo de calor, para todos os outros casos o valor do coeficiente térmico é 1. Os valores do coeficiente de exposição dependem da topografia do local e encontram-se na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Valores do coeficiente de exposição (Fonte: [3])

Topografia	C_e
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)	0.8
Normal (zonas nas quais não há uma remoção significativa de neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores)	1
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)	1.2

Para a determinação do coeficiente de forma, é necessário saber que tipo de cobertura será utilizada, se de uma vertente ou duas, e ainda a inclinação da mesma. Uma vez que no caso de estudo, a cobertura utilizada é de uma vertente e a inclinação é de 2°, os valores do coeficiente de forma estão indicados na Tabela 2.7 e na Figura 2.9.

Tabela 2.7 - Valores de coeficiente de forma (Fonte: [3])

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	-

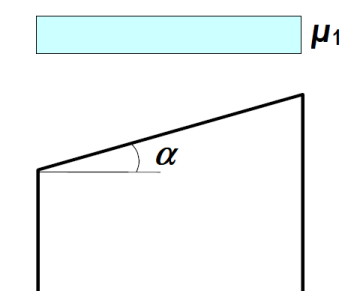


Figura 2.9 - Coeficiente de forma para a carga da neve - Cobertura de uma vertente (Fonte: [3])

De acordo com a [3], dependendo da zona em que a estrutura está inserida, é necessário ter em consideração a neve como ação acidente, assim sendo, a Tabela 2.8 representam as possíveis situações a ter em consideração.

			Condição normal	Condição excepcional		
			A	B1	B2	B3
			Sem neve como ação acidente	Queda excepcional como ação acidente	Deslocamento excepcional como ação acidente	Queda excepcional ou deslocamento excepcional como ação de acidente
Situações de projeto persistentes/transitórias		Não deslocada	$s = \mu_i \times C_t \times C_e \times S_k$			
		Deslocada				
Situações de projeto acidentais	Queda excepcional como ação de acidente	Não deslocada	--	$s = \mu_i \times C_t \times C_e \times C_{est} \times S_k$	--	$s = \mu_i \times C_t \times C_e \times C_{est} \times S_k$
	Deslocamento excepcional como ação de acidente			--	$s = \mu_i \times S_k$	$s = \mu_i \times S_k$
Aplicação		Zonas/Concelho	Z2, Z3	--	Z1	Aguiar da Beira, Forno de Algodres, Mangualde, Nelas, Penalva do Castelo, Sátão, Viseu

Tabela 2.8 – Método de cálculo da ação da neve na condição normal e acidente

2.2.2.4 Ação sísmica

A capacidade de dissipação de energia da estrutura é tida em conta efetuando-se uma análise elástica, baseada num espetro de cálculo reduzido em relação ao de resposta elástica, que consiste numa redução através do coeficiente de comportamento.

Os espetros de resposta são dependentes da zona sísmica. O anexo NA.1 de [7] inclui um zoneamento sísmico de Portugal, destacando-se assim 6 zonas para ações sísmicas do tipo 1 e 5 zonas para ações sísmicas do tipo 2, como apresenta a Figura 2.10.

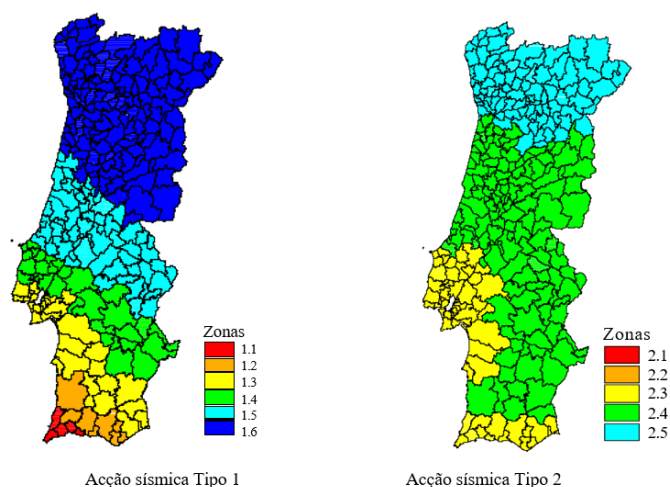


Figura 2.10 - Zoneamento sísmico de Portugal Continental (Fonte: [7])

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_d(T) &= a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) &= a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) &\begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T: S_d(T) &\begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{2.10}$$

CAPÍTULO 2

Em que:

$S_d(T)$ → espectro de cálculo

T → período de vibração de uma sistema linear com um grau de liberdade

a_g → valor de calculo da aceleração à superfície do terreno

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

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

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

S → coeficiente do solo

q → coeficiente de comportamento

β → coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de calculo horizontal

Realizou-se, recorrendo ao programa Excel, uma folha de cálculo que, automaticamente, calcula o espectro de cálculo da zona a ser estudada.

Consultando o anexo nacional de [7], a partir do município em estudo, conseguiu-se determinar a ação sísmica e o valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A, do tipo 1 e tipo 2.

A classe de importância da estrutura depende do tipo de ocupação que o edifício irá ter, como indica a Tabela 2.9. No caso em estudo como se trata de um edifício de comercial, a classe de importância é a II.

Tabela 2.9 - Classes de importância para os edifícios (Fonte: [7])

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

Tabela 2.10 - Coeficientes de importância γ_I (Fonte: [7])

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,5	1,35

De seguida procedeu-se ao cálculo do valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno, a_g , do tipo A.

$$a_g = a_{gr} \times \gamma_f \quad (2.11)$$

Em que:

- a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno, em m/s^2
- a_{gr} - Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A, em m/s^2
- γ_f - Coeficiente de importância

Através do tipo de terreno, onde a estrutura se situa, é possível conhecer os parâmetros referidos nas Tabela 2.12 e Tabela 2.13. As descrições dos tipos de terreno estão presentes na Tabela 2.11 e normalmente, as propriedades do terreno são referidas no relatório geotécnico.

Tabela 2.11 – Tipos de terreno (Fonte: [7])

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas /30cm)	c_u (KPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros,	360 – 800	> 50	> 250

	caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade			
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 -250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S ₁			

Tabela 2.12 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1 (Fonte: [7])

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

Tabela 2.13 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica tipo 2 (Fonte: [7])

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

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parametro S deve ser determinado através de:

$$\begin{aligned}
 & \text{para } a_g \leq 1 \frac{m}{s^2} \rightarrow S = S_{max} \\
 & \text{para } 1 \frac{m}{s^2} < a_g < 4 \frac{m}{s^2} \rightarrow S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (2.12) \\
 & \text{para } a_g \geq 4 \frac{m}{s^2} \rightarrow S = 1.0
 \end{aligned}$$

Em que:

- S - Coeficiente do solo
- S_{max} - Parâmetro difinidor do espectro de resposta elástico
- a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s^2

O coeficiente de comportamento tem em consideração a capacidade de dissipação de energia da estrutura. Segundo o ponto 6.3.2 do EC8, quando estamos perante um edificio de estrutura metálica que não é regular em altura, os valores limites do coeficiente de comportamento deverão ser reduzidos em 20% e para edificios não regulares em planta, o valor de α_u/α_1 , poderá ser igual à média entre 1 e dos valores indicados entre a Figura 2.11 e Figura 2.18.

Para edificios regulares em planta e em altura, poderão utilizar-se os valores de α_u/α_1 presentes entre a Figura 2.11 e Figura 2.18.

Em baixo encontram-se os valores de referencia do coeficiente de comportamento, consoante a classe de ductilidade estrutural.

Tabela 2.14 - Princípios de projeto, classes de ductilidade da estrutura e limites superiores dos valores de referência dos coeficientes de comportamento (Fonte: [7])

Princípio de projeto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento q
Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Princípio b) Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	≤ 4 também limitado pelos valores da Tabela 2.15
	DCH (Alta)	unicamente limitado pelos valores da Tabela 2.15

Uma vez admitida a classe de ductilidade estrutural, o valor do coeficiente de comportamento poderá ser obtido através da Tabela 2.15.

Tabela 2.15 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura (Fonte: [7])

	Tipo de estrutura		Classe de ductilidade	
			DCM	DCH
1	Pórticos simples		4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
2.1	Pórtico com contraventamentos centrados	Contraventamentos diagonais	4	4
2.2		Contraventamentos em V	2	2,5
3	Pórtico com contraventamentos excêntricos		4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
4	Pêndulo invertido		2	$2 \alpha_u / \alpha_1$
5	Estruturas com núcleos ou paredes de betão		Ver a secção 5 do [7]	
6	Pórtico simples com contraventamento centrado		4	$4 \alpha_u / \alpha_1$
7.1	Pórticos simples com enchimentos	Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	2	2
7.2		Enchimentos de betão armado ligados	Ver a secção 7 do EC8	
7.3		Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$

Em que:

- α_u - Valor pela qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. Este coeficiente poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear global.
- α_1 - Valor pela qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência plástica em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

De forma a ser mais perceptível, abaixo encontram-se esquemas que correspondem aos pontos 1 a 7 da Tabela 2.15, assim como os valores correspondentes a α_u/α_1 .

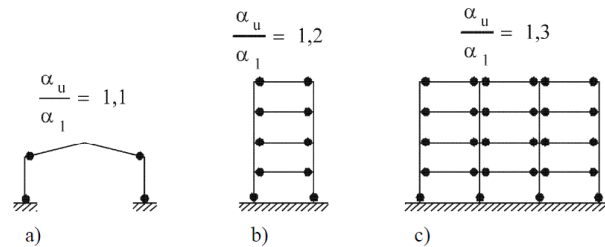


Figura 2.11 - Pórtico simples com zonas dissipativas nas vigas e na base das colunas (corresponde ao ponto 1 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])

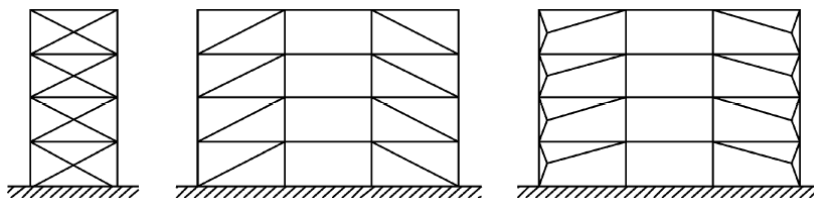


Figura 2.12 - 2. Pórtico com contraventamentos centrados com zonas dissipativas apenas nas diagonais tracionadas (corresponde ao ponto 2.1 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])

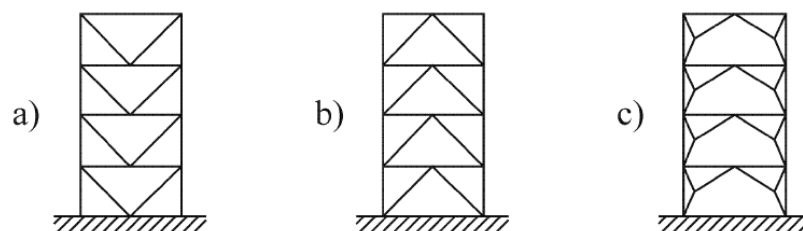


Figura 2.13 - Pórtico com contraventamentos em V centrados com zonas dissipativas nas diagonais tracionadas ou comprimidas (corresponde ao ponto 2.2 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])

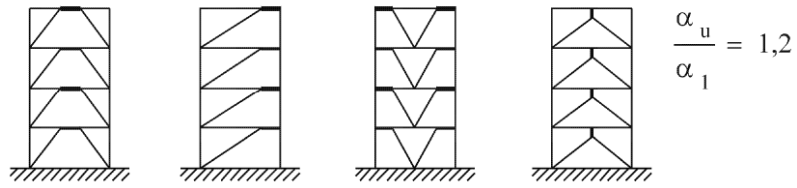


Figura 2.14 - Pórtico com contraventamentos excêntricos com zonas dissipativas nos ligadores de flexão ou corte (corresponde ao ponto 3 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])

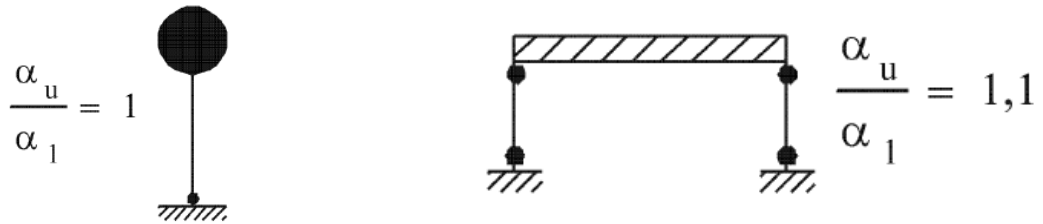


Figura 2.15 - Pêndulo invertido com zonas de dissipativas na base das colunas (corresponde ao ponto 4 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])

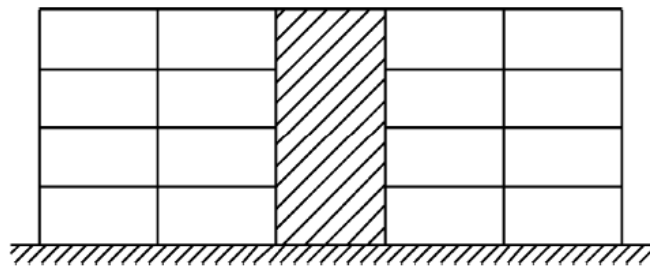


Figura 2.16 - Estruturas com núcleos ou paredes de betão (corresponde ao ponto 5 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])

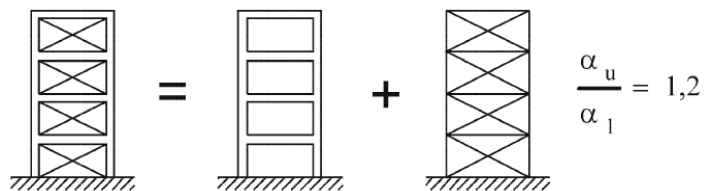


Figura 2.17 - Pórtico simples com contraventamento centrado com zonas dissipativas no pórtico e nas diagonais tracionadas (corresponde ao ponto 6 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])

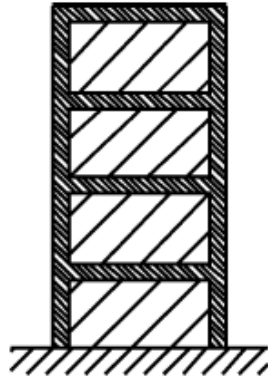


Figura 2.18 – Pórtico simples associado a enchimentos (corresponde ao ponto 7 da Tabela 2.15) (Fonte: [7])

2.3 ESTADOS LIMITE

O estado limite é o estado em que a estrutura deixa de ter os requisitos necessários para o seu bom funcionamento, por razões de segurança, funcionalidade ou estética e estão divididos em estados limites últimos e estados limite de utilização. Na presente secção serão apresentados os estados limite a considerar no estudo da estrutura e em que consistem.

2.3.1 Estados limite últimos

Os estados limites últimos estão associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural e devem ser classificados os que se referem à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura.

- Estado limite último de equilíbrio (EQU)
- Estado limite último de resistência ou deformação excessiva da estrutura (STR)
- Estado limite último de resistência ou deformação do terreno (GEO)
- Fadiga (FAT)

A verificação dos estados limite últimos consiste na verificação da condição:

$$E_d \leq R_d \quad (2.13)$$

E_d – Valor de cálculo do efeito das ações

R_d – Valor de cálculo da resistência correspondente

2.3.1.1 Combinações de ações E.L último

Os valores de calculo do efeito das ações devem ser determinados através da combinação de ações cuja probabilidade de ocorrer em simultâneo seja elevada. A [1] estabelece três combinações de ações de verificação dependendo da situação de projeto assumidas, nomeadamente:

- Combinações fundamentais;
- Combinações acidentais;
- Combinações sísmicas.

2.3.1.1.1 Combinações fundamentais

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.14)$$

2.3.1.1.2 Combinação acidental

A escolha entre $\psi_{1,1}$ e $\psi_{2,1}$ deverá ter em conta a situação de projeto a considerar (impacto, incendio ou sobrevivência após uma situação de acidente).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.15)$$

2.3.1.1.3 Combinação sísmica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{gd} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

Tabela 2.16- Valores de cálculos das ações (EQU) (conjunto A) (Fonte: [1])

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Pré-esforço	Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)
	Desfavoráveis	Favoráveis			
(Expressão 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

*) As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

NOTA: Os valores de γ_F que devem ser adoptados são os seguintes:
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,10$
 $\gamma_{Gj,inf} = 0,90$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 γ_P - os valores deste coeficiente constam dos Eurocódigos aplicáveis.

Tabela 2.17 - Valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto B) (Fonte: [1])

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Pré-esforço	Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)
	Desfavoráveis	Favoráveis			
(Expressão 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

*) As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

NOTA 1: As combinações de acções indicadas nas expressões (6.10a) e (6.10b) não devem ser utilizadas.

NOTA 2: Os valores de γ_F que devem ser adoptados são os seguintes:
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 γ_P - os valores deste coeficiente constam dos Eurocódigos aplicáveis.
 Para os valores de γ_a utilizar para as deformações impostas, ver os Eurocódigos aplicáveis.

NOTA 3: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{Gj,sup}$ caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{Gj,inf}$, caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura podem ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.

NOTA 4: Para determinadas verificações, os valores de γ_G e de γ_Q podem ser subdivididos em γ_g e γ_q e no coeficiente de incerteza do modelo γ_{sd} . Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_{sd} variando entre 1,05 e 1,15.

Tabela 2.18 - Valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto C) (Fonte: [1])

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Pré-esforço	Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)
	Desfavoráveis	Favoráveis			
(Expressão 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_f P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

*) As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1

NOTA: Os valores de γ_f que devem ser adoptados são os seguintes:
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,00$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 γ_f - os valores deste coeficiente constam dos Eurocódigos aplicáveis.

Tabela 2.19 - Valores de cálculo das ações a utilizar nas situações de projeto acidentais e sísmicas (Fonte: [1])

Situações de projecto	Acções permanentes		Pré-esforço	Acções de acidente ou sísmicas de base da combinação	Acções variáveis acompanhantes *)	
	Desfavoráveis	Favoráveis			Principais	Outras
Acidentais (Expressões 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Sísmicas **) (Expressões 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\gamma_f A_{Ek}$ ou A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

*) As acções variáveis são as consideradas no Quadro A 1.1.
 **) Ver também a NP EN 1998.

2.3.2 Estado limite de utilização

Os estados limite de utilização são estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixam de ser satisfeitos. Em estruturas metálicas considera-se os estados limites de deformação e estados limite de vibração. Os estados limite de utilização consiste na verificação da seguinte condição:

$$E_d \leq C_d \tag{2.17}$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo do efeito das ações em condições de serviço;

C_d – Valor limite definido em regulamento para o mesmo efeito.

O valor limite, C_d , para a verificação de segurança deve ser tido em conta o acordo entre o dono de obra e o projetista. Caso isto não aconteça, podem ser considerados os valores do anexo nacional da [2].

2.3.2.1 Combinação de ações para Estado Limite Utilização

Assim como os estados limite últimos, para a determinação do valor de cálculo do efeito das ações, para o estado limite de utilização, deve ser determinado tendo em conta três combinações de ações, assim estabelecido na [1], nomeadamente:

- Combinações características;
- Combinações frequentes;
- Combinações quase-permanentes.

2.3.2.1.1 Combinações características

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.18)$$

2.3.2.1.2 Combinação frequente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.19)$$

2.3.2.1.3 Combinação quase-permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.20)$$

Na [1] encontram-se os valores dos coeficientes ψ , utilizados nas diferentes combinações de ações, consoante o tipo de ações variáveis, presente na Tabela 2.20.

Tabela 2.20 - Valores recomendados para os coeficientes ψ (Fonte: [1])

Ação		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga	Categoria A - Zona de habitação	0,7	0,5	0,3
	Categoria B - Zona de escritório	0,7	0,5	0,3
	Categoria C - Zona de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
	Categoria D - Zona comerciais	0,7	0,7	0,6
	Categoria E - Zona de armazenamento	0,7	0,9	0,8
	Categoria F - Zona de tráfego para peso de veículos ≤ 30 KN	0,7	0,7	0,6
	Categoria G - Zona de tráfego para peso de veículos ≤ 30 KN	0,7	0,5	0,3
	Categoria H - Coberturas	0	0	0
Neve	Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,7	0,5	0,2
	Restantes estados-membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,7	0,5	0,2
	Restantes estados-membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,5	0,2	0
Vento em edifícios		0,6	0,2	0
Temperatura (exceto incendio) em edifícios		0,6	0,5	0

Entre mútuo acordo entre o projetista e o dono de obra, a definição e os valores limite para os estados limite de deformação, poderão ser os seguintes:

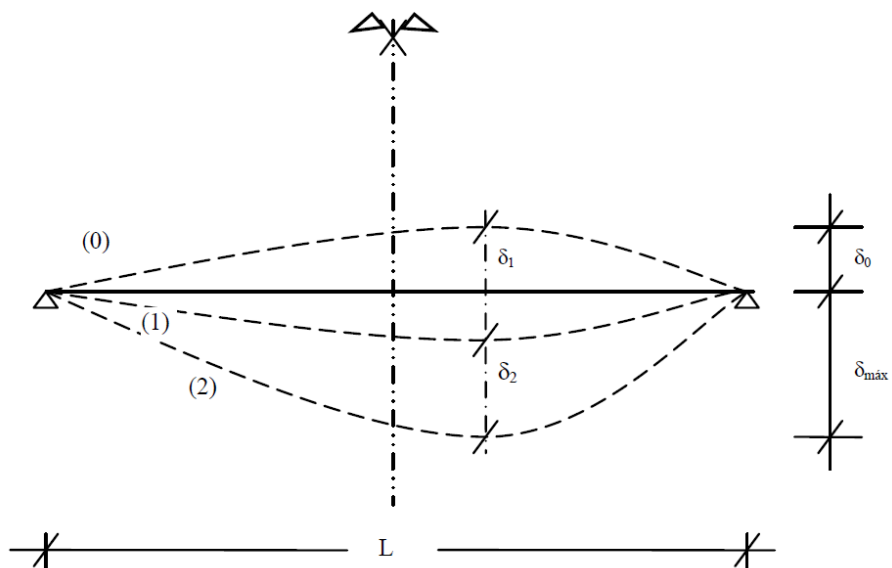


Figura 2.19 - Definição dos deslocamentos verticais [5]

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (2.21)$$

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

δ_0 – Contra flecha na viga no estado não carregado;

δ_1 – Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação

δ_2 – Variação da flecha da viga devida à ação variável base associada a valores de combinação das restantes ações

$$Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (2.22)$$

Tabela 2.21 - Valores recomendados para limites de deslocamentos verticais (Fonte: [1])

Condições	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além de 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 afetar o aspeto do edifício	L/250	
No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L, representa duas vezes o vão real da mesma		

Tabela 2.22 - Valores limite recomendados para deslocamentos horizontais no topo das colunas para combinações características (Fonte: [1])

Pórticos 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 globalmente	$h_0/500$
Sendo h a altura da coluna ou piso e h_0 a altura da estrutura		

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3

Segundo [8], devido ao rápido e simples processo de produção, o aço tornou-se no tipo de material e técnica construtiva mais competitiva, sendo o peso específico e a resistência elevada outras das qualidades mais importantes, assim como a montagem em obra. Assim como nos restantes materiais utilizados em elementos estruturais, a verificação de segurança dos elementos constituintes e a deformabilidade global da estrutura são obrigatórias segundo os critérios pressupostos em [5].

Com o passar dos anos, Portugal aumentou a produção de aço estrutural em cerca de 112% desde o ano de 2002, em que foram fabricadas 57 toneladas. Após este período e até ao ano de 2011, foram fabricadas 127,6 toneladas de aço estrutural. (Fonte: European Convention for Constructional Steelwork, ECCS, [16])

3.1 PROPRIEDADES DO AÇO ESTRUTURAL

3.1.1 Propriedades mecânicas

As propriedades mecânicas do aço podem ser obtidas recorrendo a ensaios uniaxiais de acordo com a norma EN ISO 6892-1. A partir da curva tensão-extensão é possível obter a tensão de cedência, a tensão última, a extensão na força máxima, a extensão após a rotura e o módulo de elasticidade.

A [5] especifica os valores nominais de tensão de cedência, f_y , e de tensão última, f_u , para os diferentes tipos de aço devem ser obtidos através da norma do produto ou através da Figura 3.1 no qual estão os aços mais utilizados nas estruturas metálicas correntes.

3.1.2 Requisitos de ductilidade

Tendo em conta o ponto 3.2.2 de [5], a ductilidade do aço deverá cumprir os seguintes requisitos:

- $f_u/f_y \geq 1,10$, sendo f_u a tensão última e f_y a tensão de cedência;
- Extensão de um provete com comprimento inicial de $5,65\sqrt{\text{Área da secção transversal } (A_0)}$, após a rotura não inferior a 15%;

- $\epsilon_u \geq 15\epsilon_y$, em que ϵ_y é a extensão de cedência ($\epsilon_y = f_y/E$) e ϵ_u extensão que corresponde à tensão última.

Os aços presentes na Figura 3.1 são considerados aços dúcteis, logo podem ser utilizados em estruturas metálicas.

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Figura 3.1 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente (Fonte: [6])

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _b [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _b [N/mm ²]
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Figura 3.2 - Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para secções tubulares (Fonte: [6])

3.1.3 Valores de cálculo das propriedades dos materiais

Tendo em consideração os aços estruturais abrangidos pela [5], deverão ser utilizados os seguintes valores como propriedades a adotar nos cálculos efetuados daqui em diante.

Módulo de elasticidade

$$E = 210\,000\text{ N/mm}^2$$

Módulo de distorção

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \approx 81\,000\text{ N/mm}^2$$

Coefficiente de Poisson em regime elástico

$$\nu = 0,3$$

Coefficiente de dilatação térmica linear

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ (para } T \leq 100^\circ\text{C)}$$

3.2 ANÁLISE GLOBAL

Numa estrutura metálica é necessário ter em especial atenção ao tipo de análise que se deverá utilizar. Existem dois tipos de análise, a análise de 1ª ordem e a análise de 2ª ordem, em que têm em consideração a estabilidade da estrutura e de todos os seus constituintes, a rigidez e deformações dos elementos, e ainda, o comportamento das ligações e dos apoios.

A análise de 1ª ordem consiste em considerar a geometria inicial da estrutura. Enquanto a análise de 2ª ordem, considera que os esforços são afetados pela configuração da deformada da estrutura, designados de efeitos $P - \Delta$ e $P - \delta$, para efeitos globais ou locais do elemento, respetivamente.

$$\begin{cases} \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, & \text{análise elástica} \\ \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ed}} \geq 15, & \text{análise plástica} \end{cases} \quad (3.1)$$

Em que:

- α_{cr} é o fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar instabilidade elástica num modo global;
- F_{Ed} é o valor de cálculo de carregamento da estrutura;
- F_{cr} é o valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

Caso se verifiquem as condições acima, são consideradas como não tendo deslocamentos laterais e assim estarão isentas de uma análise de 2ª ordem. Numa análise de 2ª ordem, por ser um processo iterativo e demorado, normalmente recorre-se a programas de cálculo automático.

O valor de α_{cr} poderá ser obtido através de um programa de cálculo, ou ainda de:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \times \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (3.2)$$

Sendo que:

- H_{Ed} é o valor de cálculo da carga horizontal total, incluindo forças equivalentes transmitidas pelo piso (*storey shear*);
- V_{Ed} é o valor de cálculo da carga vertical transmitida pelo piso (*storey thrust*);
- h é a altura do piso;
- $\delta_{H,Ed}$ é o deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à sua base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de cálculo das ações horizontais e das cargas horizontais fictícias, aplicadas ao nível de cada piso.

Na figura seguinte encontra-se um esquema dos elementos da equação anterior.

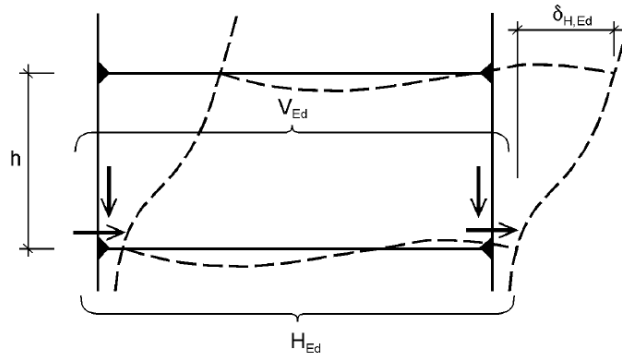


Figura 3.3 – Deslocamentos verticais em um pórtico não contraventado (Fonte: [6])

A utilização da equação (3.2) é considerada válida quando a inclinação da travessa é menor que 26° e ainda que, a compressão axial nas vigas é significativa se:

$$\bar{\lambda} \geq 0.3 \times \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{Ed}}} \quad (3.3)$$

Em que:

- $\bar{\lambda}$ é a esbelteza normalizada no plano do pórtico, calculada admitindo que as vigas possuem articulações em ambas as extremidades;
- A é a área da secção da viga;
- f_y é a tensão de cedência do aço;
- N_{Ed} é o esforço normal de compressão.

3.3 IMPERFEIÇÕES

Numa análise estrutural, além de ter em consideração os efeitos de 2ª ordem, é necessário ter em conta os efeitos das imperfeições globais da estrutura, locais por elemento e dos sistemas de contravento.

Segundo o [6], as imperfeições a nível global e local poderão ser obtidas com base no modo de encurvadura elástico do pórtico no plano de encurvadura considerado, com direção mais desfavorável, tendo também em consideração a encurvadura por torção, associados a modos de instabilidade simétricos e assimétricos. Assim sendo, é necessário, através de uma imperfeição equivalente, introduzir uma inclinação lateral inicial das colunas do pórtico. No que diz respeito a imperfeições globais, a amplitude é obtida da seguinte forma:

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (3.4)$$

Em que:

- ϕ_0 – Valor base de 0.005
- α_h – Coeficiente de redução
- α_m – Coeficiente de redução associado ao número de colunas de um piso

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1.0 \quad (3.5)$$

Sendo h a altura total da estrutura.

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (3.6)$$

Sendo m o número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial N_{Ed} superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

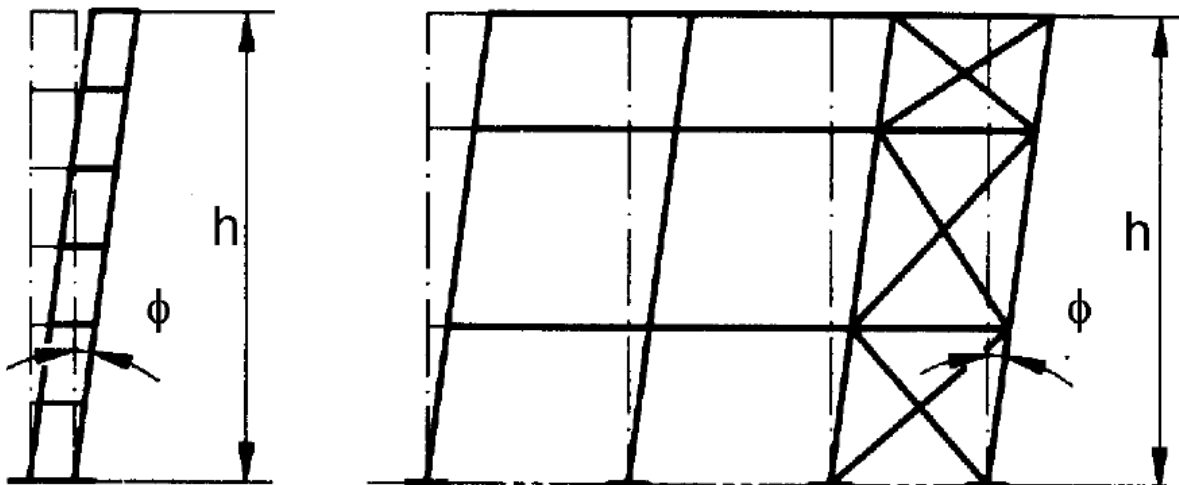


Figura 3.4 - Imperfeições globais equivalentes (Fonte: [6])

Fica dispensada a consideração da imperfeição global do pórtico quando:

$$H_{Ed} = 0.15 \times V_{Ed} \quad (3.7)$$

No que diz respeito a imperfeições locais dos elementos com encurvadura por flexão, de amplitude:

$$\frac{e_0}{L} \quad (3.8)$$

Sendo que:

- e_0 é a amplitude máxima do deslocamento lateral inicial
- L é o comprimento do elemento

Tabela 3.1 – Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais para elementos (Fonte: [6])

Curva de encurvadura	Análise elástica	Análise plástica
	e_0/L	
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

3.4 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

Existem dois grandes grupos de secções em aço utilizadas na construção civil, nomeadamente secções em aço laminado a quente e secções em aço enformado a frio. O primeiro corresponde a elementos mais utilizados quando se pretende obter uma resistência significativa. O segundo, obtido através de quinagem de chapas de reduzida espessura, é mais rápido e mais económico, no entanto, devido a baixa ductilidade do aço que o constitui, deverá ser utilizado para estruturas secundárias. A Figura 3.5 e Figura 3.6 demonstram um esquema de perfis mais utilizados em secções laminadas a quente e enformados a frio, respetivamente, sendo que da secção de enformados a frio existem mais formas. Os perfis apresentados abaixo servem apenas a título de exemplo.

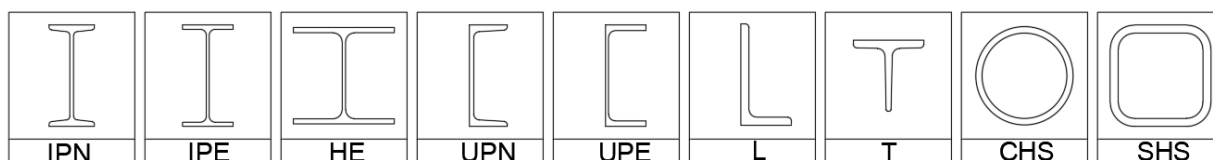


Figura 3.5 - Tipos de perfis laminados a quente

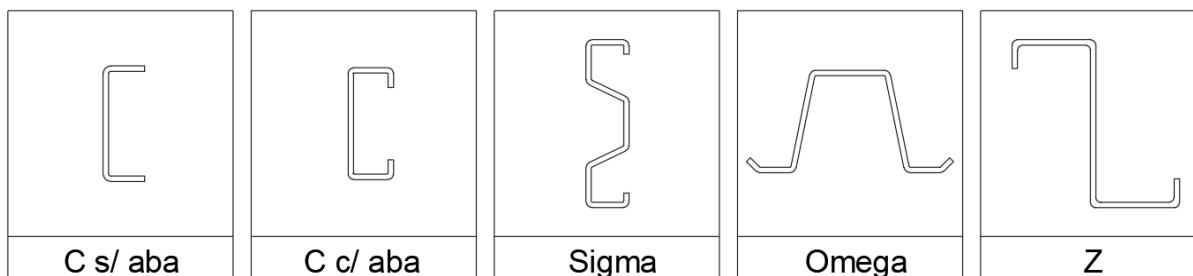


Figura 3.6 - Tipos de secções de perfis enformados a frio

3.5 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

Uma secção é classificada consoante a sua capacidade de resistência e rotação, de forma a que, com o efeito de encurvadura local, a secção plastifique ou não na sua totalidade. As secções estão divididas em classes, numeradas de 1 a 4:

Na classe 1 estão inseridas as secções em que se podem formar rótulas plásticas, tendo capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência e, na classe 2, as secções que poderão atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local.

São denominadas as secções de classe 3, aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base na distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;

Da classe 4 formam parte, as secções em que poderão ocorrer encurvadura local antes de atingir a tensão de cedência em qualquer parte da secção transversal.

A definição de cada classe deverá ter em conta a relação largura-espessura dos componentes comprimidos, incluindo todas as partes da secção transversal em que se encontrem total ou parcialmente comprimidas sob carregamento considerado.

Tabela 3.2 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Fonte:

[6])

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

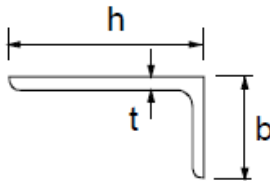
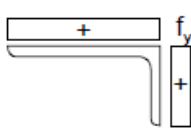
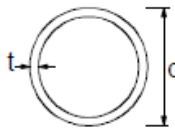
^{*)} $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma \leq f_y$ ou quando a extensão de tracção $\epsilon_y > f_y/E$.

Tabela 3.3 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Fonte:

[6])

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	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
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

Tabela 3.4 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Fonte: [6])

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

3.6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Os critérios abaixo indicados estão definidos na [6], presentes na secção 6.2. Considera-se sempre que o valor de cálculo de uma ação terá de ser inferior ao seu valor resistente. O mesmo se aplica à combinação de efeitos. Está disposto na secção 6.1 da mesma norma que os valores dos coeficientes parciais de segurança são os seguintes:

$$\gamma_{M0} = 1.00;$$

$$\gamma_{M1} = 1.00;$$

$$\gamma_{M2} = 1.25.$$

3.6.1 Tração

Deverá satisfazer-se a seguinte condição

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.9)$$

Em que:

- N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço axial de tração atuante;
- $N_{t,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço axial de tração resistente, em que, será o menor valor entre $N_{pl,Rd}$ e $N_{u,Rd}$.

Tendo em conta que:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.10)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}, \text{ no caso zona com furos de ligação} \quad (3.11)$$

Em que:

- $N_{pl,Rd}$ é a resistência plástica da secção bruta;
- $N_{u,Rd}$ é a resistência última da secção útil na zona de ligação;
- A_{net} é a área útil da secção transversal na zona dos furos;
- f_u é a tensão última do aço.

3.6.2 Compressão

Deverá satisfazer-se a seguinte condição

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.12)$$

Tendo em conta que:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para secções de classe 1, 2 e 3} \quad (3.13)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para secções de classe 4} \quad (3.14)$$

3.6.3 Momento fletor

Deverá satisfazer-se a seguinte condição

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.15)$$

Dependendo da classe da secção, o valor do momento resistente será:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para secções de classe 1 e 2} \quad (3.16)$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para secções de classe 3} \quad (3.17)$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para secções de classe 4} \quad (3.18)$$

3.6.4 Esforço transversal

Deverá satisfazer-se a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.19)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (3.20)$$

No cálculo da área de corte, A_v , deverá ter-se em conta as expressões abaixo, no entanto, poderá obter-se também pela ficha técnica fornecida por cada fabricante.

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f > \eta \times h_w \times t_w, \text{ secções I ou H} \\ \text{com carga paralela à alma} \quad (3.21)$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f, \text{ secções laminadas em U com} \\ \text{carga paralela à alma} \quad (3.22)$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f / 2, \text{ secções laminadas em T,} \\ \text{com carga paralela à alma} \quad (3.23)$$

$$A_v = t_w \times (h - t_f / 2), \text{ secções soldadas em T com carga paralela à alma} \quad (3.24)$$

$$A_v = \eta \times \sum (h_w \times t_w), \text{ secções soldadas em I, H, e em caixão com carga} \\ \text{paralela à alma} \quad (3.25)$$

$$A_v = A - \sum(h_w \times t_w) , \text{ secções soldadas em I, H, U e em caixão com carga paralela aos banzos} \quad (3.26)$$

$$A_v = A \times h/(b + h) , \text{ secções laminadas retangulares tubulares de espessura uniforme com carga paralela à altura} \quad (3.27)$$

$$A_v = A \times b/(b + h) , \text{ secções laminadas retangulares tubulares de espessura uniforme com carga paralela à largura} \quad (3.28)$$

$$A_v = 2 \times A/\pi , \text{ secções circulares tubulares e tubos de espessura uniforme} \quad (3.29)$$

Sendo que:

- A é a área da secção transversal;
- b é a largura total;
- h é altura total;
- h_w é a altura da alma;
- r é o raio da concordância
- t_f é a espessura dos banzos;
- t_w é espessura da alma (caso a espessura da alma não for constante, deverá considerar-se a espessura mínima);
- $\eta = 1$.

A resistência à encurvadura por esforço transversal é verificada quando:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \times \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (3.30)$$

Sendo que:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.31)$$

3.6.5 Flexão e esforço transversal

No que diz respeito à iteração de esforço transversal e momento fletor deverá ter-se em consideração uma redução do valor do momento resistente se:

- $V_{Ed} < 50\% \times V_{pl,Rd}$, e se a resistência não for condicionada por encurvadura devido ao esforço transversal, não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor resistente;
- $V_{Ed} \geq 50\% \times V_{pl,Rd}$, deverá utilizar-se um valor de tensão de cedência reduzida de $(1 - \rho) \times f_y$, sendo que:

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.32)$$

3.6.6 Flexão composta

Deverá satisfazer-se a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.33)$$

$M_{N,Rd}$ é o valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal N_{Ed} .

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (3.34)$$

Quando se trata de secções duplamente simétricas em I ou H, não é necessário ter em consideração o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo y-y se ambas as condições abaixo se verificarem.

$$\begin{cases} N_{Ed} \leq 0.25 \times N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} \leq 0.5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0} \end{cases} \quad (3.35)$$

Quando se trata de secções duplamente simétricas em I ou H, não é necessário ter em consideração o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo z-z quando:

$$N_{Ed} \leq h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0} \quad (3.36)$$

Caso se verifique, então:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \quad (3.37)$$

Se não se verificar as condições acima, no que diz respeito a secção I ou H, sejam elas laminadas correntes ou soldadas com banzos iguais, sabendo-se que:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.38)$$

$$a = \frac{A - 2b \times t_f}{A} \wedge a \leq 0.5 \quad (3.39)$$

Tem-se:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0.5a} \wedge M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.40)$$

E ainda:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ se } n \leq a \quad (3.41)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (3.42)$$

3.6.7 Encurvadura com compressão

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais em elementos sujeitos a esforços de compressão. A classificação da secção deverá ter em especial atenção a este parâmetro uma vez que esta causa mais instabilidade à secção do que os restantes efeitos, pois apresenta esbeltezas elevadas devido à grande resistência do aço.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.43)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.44)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.45)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (3.46)$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3.47)$$

Tabela 3.5 –Fator de imperfeição determinado a partir da curva de encurvadura (Fonte: [6])

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Fator de imperfeição α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{1}{\lambda_1} \text{ para secções de classe 1 2 e 3} \quad (3.48)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \text{ para secções de classe 4} \quad (3.49)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad (3.50)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, f_y \text{ em } N/mm^2 \quad (3.51)$$

Sedo que:

- L_{cr} – Comprimento de encurvadura obtido através da Figura 3.8;
- i – Raio de giração em relação ao eixo apropriado.

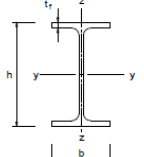
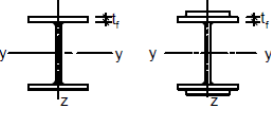

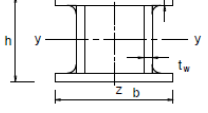
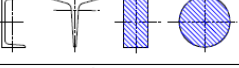

Secção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados 	$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
	$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Perfis I soldados 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	
Secções tubulares 	acabadas a quente	qualquer	a	a ₀
	enformadas a frio	qualquer	c	c
Secções em caixão 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 U, T e secções cheias 		qualquer	c	c
Cantoneiras 		qualquer	b	b

Figura 3.7 – Curva de encurvadura em função da secção, e tipo de aço (Fonte: [6])

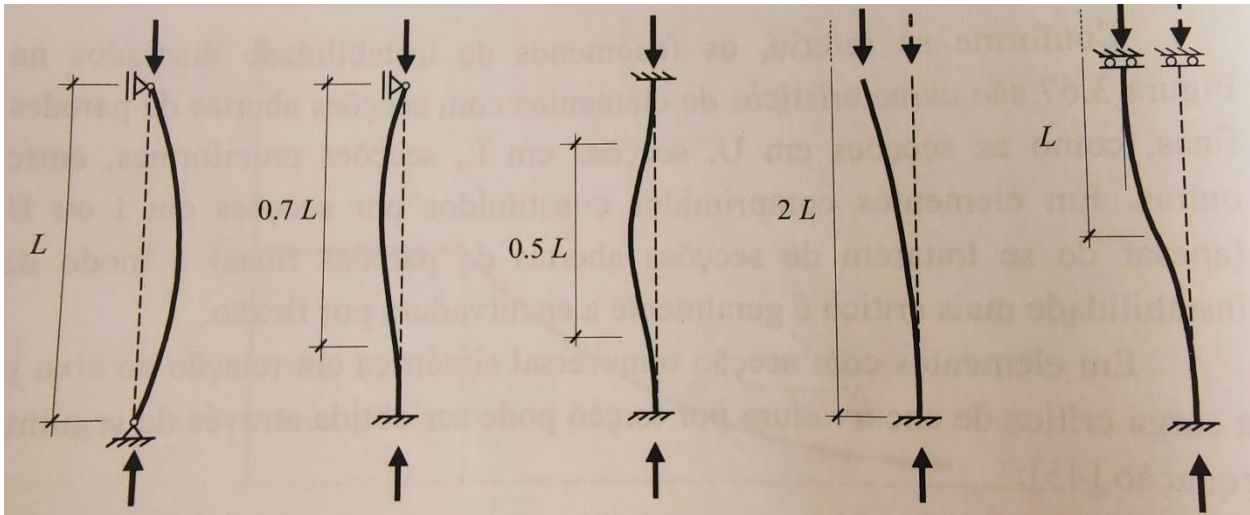


Figura 3.8 - Representação do comprimento de encurvadura (Fonte: [8])

3.6.8 Encurvadura lateral

A encurvadura lateral consiste na deformação de um elemento sujeito a encurvadura por flexão-torção ou flexão em torno do eixo y da secção, e normalmente acontece em elementos de secções abertas de paredes finas, como a secção I ou H. A verificação à encurvadura lateral poderá ser dispensada quando a secção em I ou H está fletida em torno do eixo de menor inercia, quando as secções têm elevada rigidez de torção e flexão lateral, quando as vigas encontram-se contraventadas lateralmente por elementos metálicos e quando se verificar uma das seguintes condições:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2 \quad (3.52)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0.04 \quad (3.53)$$

Caso não se verifique, deve-se garantir que o valor do momento fletor resistente à encurvadura lateral deve ser superior ao valor de calculo do momento fletor atuante.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (3.54)$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.55)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (3.56)$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.57)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_f \times f_y}{M_{cr}}} \quad (3.58)$$

Tabela 3.6 –Fator de imperfeição determinado a partir da curva de encurvadura (Fonte: [6])

Curva de encurvadura lateral	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Fator de imperfeição α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Tabela 3.7 –Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais (Fonte: [6])

	Limite	Curva
Secções em I laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções em I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções	-	d

A determinação do momento crítico depende essencialmente do tipo de carregamento a que o elemento está sujeito, das condições de apoio, comprimento do elemento, rigidez de flexão lateral, rigidez de torção e rigidez de empenamento e ainda o ponto de aplicação das cargas na secção. A equação abaixo descrita é denominada por “caso padrão” e é válida para uma viga simplesmente apoiada, com secção transversal duplamente simétrica, submetida a momento fletor constante.

$$M_{cr}^E = \frac{\pi}{L} \sqrt{GI_t EI_z \left(1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t} \right)} \quad (3.59)$$

No caso de secções contraventadas lateralmente, de vigas com secção transversal duplamente simétrica, fletidas em torno do eixo y (maior inércia), para vários tipos de carregamento aplicados ao centro de corte da secção, o momento crítico é o seguinte:

$$M_{cr} = \alpha_m \times M_{cr}^E \quad (3.60)$$

$$M_{cr} = \alpha_m \times M_{cr}^E \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{0.4 \alpha_m y_Q}{M_{cr}^E / N_{cr,z}} \right)^2} + \frac{0.4 \alpha_m y_Q}{M_{cr}^E / N_{cr,z}} \right\} \quad (3.61)$$

O fator de cálculo α_m é calculado através da Figura 3.9, sendo ainda que $\alpha_m = 1.35$ para uma carga concentrada a meio vão e $\alpha_m = 1.13$ para uma carga distribuída. y_Q é a distancia entre o ponto de aplicação das cargas e o centro de gravidade da secção, devendo ser considerado o valor negativo ou positivo quando as cargas estão aplicadas acima ou abaixo do centro de corte.

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \quad (3.62)$$

Elemento	Diagrama de momentos	α_m	Limites de validade
		$1.75 + 1.05\beta$ $+ 0.3\beta^2 \leq 2.5$	$-1 \leq \beta \leq 1$
		$1.0 + 0.35(1 - 2d/L)^2$	$0 \leq \frac{2d}{L} \leq 1$
		$1.35 + 0.4(2d/L)^2$	$0 \leq \frac{2d}{L} \leq 1$
		$1.35 + 0.15\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.89$
		$-1.2 + 3\beta$	$0.89 \leq \beta \leq 1$
		$1.35 + 0.36\beta$	$0 \leq \beta \leq 1$
		$1.13 + 0.10\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.7$
		$-1.25 + 3.5\beta$	$0.7 \leq \beta \leq 1$
		$1.13 + 0.12\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.75$
		$-2.38 + 4.8\beta$	$0.75 \leq \beta \leq 1$

Figura 3.9 - Fatores de cálculo do momento crítico em tramos de vigas com comprimento L e secção duplamente simétrica (Fonte: [8])

Viga em consola com carga pontual na extremidade

$$M_{cr} = 11 \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[1 + \frac{1.2\varepsilon}{\sqrt{1 + 1.44\varepsilon^2}} \right] + 4(K - 2) \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[1 + \frac{1.2(\varepsilon - 0.1)}{\sqrt{1 + 1.44(\varepsilon - 0.1)^2}} \right] \quad (3.63)$$

Viga em consola com carga linearmente distribuídas ao longo do vão

$$M_{cr} = 27 \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[1 + \frac{1.4(\varepsilon - 0.1)}{\sqrt{1 + 1.96(\varepsilon - 0.1)^2}} \right] + 10(K - 2) \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[1 + \frac{1.3(\varepsilon - 0.1)}{\sqrt{1 + 1.69(\varepsilon - 0.1)^2}} \right] \quad (3.64)$$

No caso de ser desprezada a restrição ao empenamento, para uma viga em consola com carga pontual na extremidade:

$$M_{cr} = 6 \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[1 + \frac{1.5(\varepsilon - 0.1)}{\sqrt{1 + 2.25(\varepsilon - 0.1)^2}} \right] + 1.5(K - 2) \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[1 + \frac{3(\varepsilon - 0.3)}{\sqrt{1 + 9(\varepsilon - 0.3)^2}} \right] \quad (3.65)$$

No caso de ser desprezada a restrição ao empenamento, para uma viga em consola com carga linearmente distribuídas ao longo do vão

$$M_{cr} = 15 \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[1 + \frac{1.8(\varepsilon - 0.3)}{\sqrt{1 + 3.24(\varepsilon - 0.3)^2}} \right] + 4(K - 2) \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[1 + \frac{2.8(\varepsilon - 0.4)}{\sqrt{1 + 7.84(\varepsilon - 0.4)^2}} \right] \quad (3.66)$$

$$\varepsilon = \frac{2y_Q K}{h_m \pi} \quad (3.67)$$

$$K = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_W}{GI_T L^2}} \quad (3.68)$$

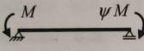

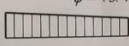
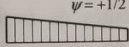
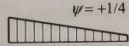

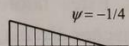
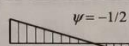
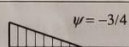
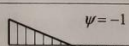
$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_W}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (3.69)$$

Em que:

- C_1 , C_2 e C_3 são coeficientes dependentes do diagrama de momentos fletor e condições de apoio, estando demonstrados nas Figura 3.10 e Figura 3.11.

- k_z e k_w são fatores de comprimento efetivo que dependem das condições de apoio nas extremidades, sendo por norma atribuídos o valor unitário de forma a ser mais conservativo;
- $z_g = (z_a - z_s)$, em que os últimos são coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte relativamente ao centro de gravidade da secção, sendo de valor positivo se localizadas na parte comprimida e de valor negativo se localizadas na parte tracionada;

No caso de vigas de secção duplamente simétrica, que serão as secções utilizadas na estrutura em estudo, z_j toma o valor de 0.

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_3	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\psi = +1$ 	1.0 0.5	1.00 1.05	1.000 1.019	
	$\psi = +3/4$ 	1.0 0.5	1.14 1.19	1.000 1.017	
	$\psi = +1/2$ 	1.0 0.5	1.31 1.37	1.000 1.000	
	$\psi = +1/4$ 	1.0 0.5	1.52 1.60	1.000 1.000	
	$\psi = 0$ 	1.0 0.5	1.77 1.86	1.000 1.000	
	$\psi = -1/4$ 	1.0 0.5	2.06 2.15	1.000 1.000	0.850 0.650
	$\psi = -1/2$ 	1.0 0.5	2.35 2.42	1.000 0.950	$1.3 - 1.2\psi_f$ $0.77 - \psi_f$
	$\psi = -3/4$ 	1.0 0.5	2.60 2.45	1.000 0.850	$0.55 - \psi_f$ $0.35 - \psi_f$
	$\psi = -1$ 	1.0 0.5	2.60 2.45	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$

■ Em vigas submetidas a momentos de extremidade, por definição $C_2 z_g = 0$;
 ■ $\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}$, sendo I_{fc} e I_{ft} os momentos de inércia dos banzos comprimido e tracionado, respetivamente, em relação ao eixo de menor inércia da secção (eixo z);
 ■ C_1 deve ser dividido por 1.05 quando $\frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1.0$, mas $C_1 \geq 1.0$.

Figura 3.10 - Coeficientes C1 e C3 para vigas com momentos na extremidade (Fonte: [8])

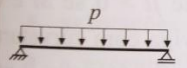

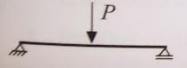

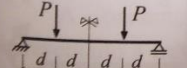
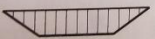
Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_2	C_3
		1.0	1.12	0.45	0.525
		0.5	0.97	0.36	0.478
		1.0	1.35	0.59	0.411
		0.5	1.05	0.48	0.338
		1.0	1.04	0.42	0.562
		0.5	0.95	0.31	0.539

Figura 3.11 - Coeficientes C1, C2 e C3 para vigas com cargas transversais (Fonte: [8])

3.6.9 Elementos uniformes em flexão composta com compressão

Deverá ser verificada a estabilidade dos elementos uniformes com secções transversais duplamente simétricas não suscetíveis a distorção, exceto se for efetuada uma análise de segunda ordem, tendo em consideração as imperfeições.

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (3.70)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + N_{Rk}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (3.71)$$

Sendo que:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ são os valores de cálculo de compressão e os momentos máximos em relação aos eixos y-y e z-z;
- $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ são os momentos devido ao deslocamento do eixo neutro para as secções de classe 4, presentes na Tabela 3.8;
- χ_y, χ_z são coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão;
- χ_{LT} é o coeficiente de redução devido à encurvadura lateral, no caso de elementos não suscetíveis à deformação por torção, deverá ter o valor de 1;

CAPÍTULO 3

- $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ são fatores de iteração que poderão ser determinados a partir do anexo A ou B do EC3.
- $N_{Rk} = f_y A_i, M_{i,Rk} = f_y W_i$, sendo que o método de calculo depende da classe de secção e está presente na Tabela 3.8

Tabela 3.8 – Valor de $N_{Rk}, M_{i,Rk}$ e $\Delta M_{i,Ed}$ (Fonte: [6])

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício em estudo está localizado no concelho de Bragança, mais propriamente na Rua Arquiteto Viana de Lima, na freguesia de Samil, como indica a Figura 4.1.

Tabela 4.1 - Localização do edifício em estudo

Localização	Coordenadas GPS	Altitude (m)
Bragança	41°47'14''N 6°46'26''W	715



Figura 4.1 – Localização da estrutura em estudo (Fonte: Google earth)

O edifício, sendo considerado uma zona comercial, é composto por uma área de acesso público com 164.65 m², uma área de serviço de 145 m², uma área destinada a instalações sanitárias para uso público de 20 m², tendo assim como área total bruta de 365 m², como mostra a Figura 4.2.

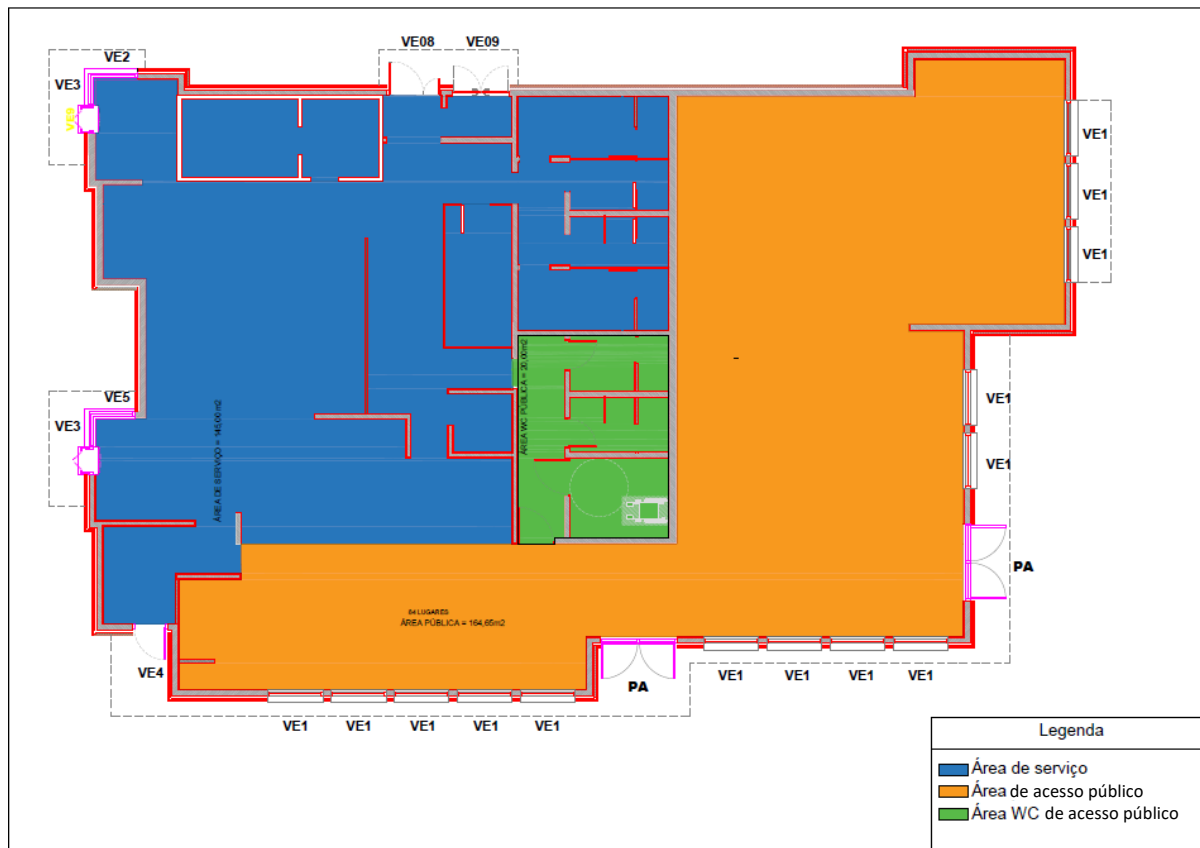


Figura 4.2 - Planta de arquitetura do edifício em estudo

A estrutura é constituída por uma estrutura principal tipo porticada assistida de uma estrutura secundária constituída por vigas e pilares de apoio. O edifício não tem qualquer laje na sua constituição, apenas a cobertura constituída por uma chapa de aço galvanizado, o devido isolamento e ainda tela betuminosa, que por sua vez está apoiada em madres de cobertura, e um sistema de vigas e pilares em malha, que serve de suporte aos equipamentos de AVAC, que por sua vez está apoiada na estrutura principal.

4.2 MATERIAIS

Tanto a estrutura principal, secundária e a estrutura que serve de suporte aos equipamentos de AVAC são constituídos por perfis metálicos do tipo IPE, HE como mostra a Figura 4.3.



Figura 4.3 - Estrutura porticada

Os materiais utilizados para a construção dos elementos acima referidos são:

- Aço da estrutura – S275

A cobertura é constituída por uma chapa de aço galvanizado com 35 milímetros, um isolamento com 60 milímetros e uma tela betuminosa com 5 milímetros, tal como mostra a Figura 4.4.

Sistema Deck Tela Betuminosa

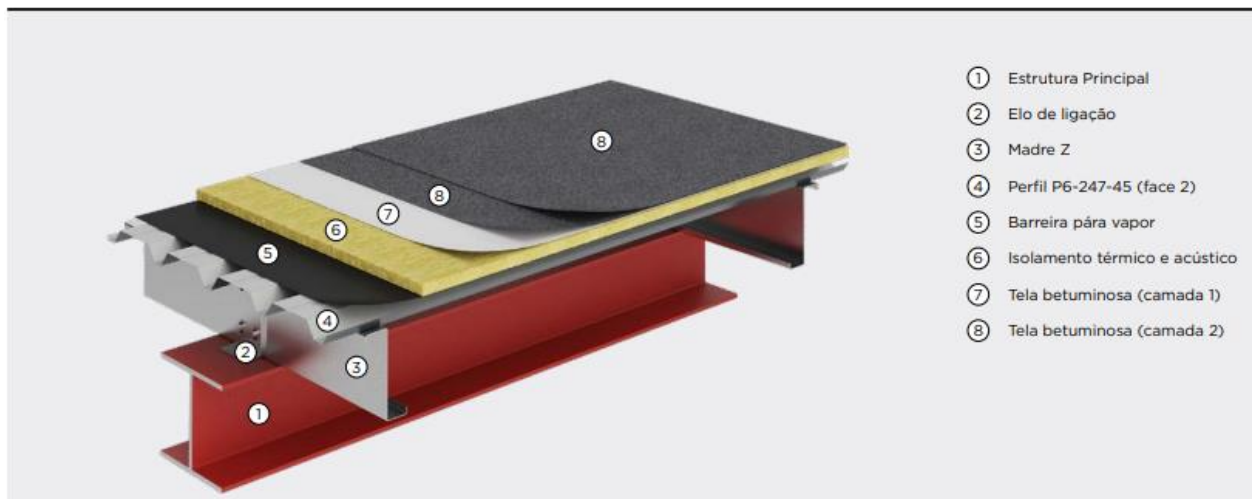


Figura 4.4 - Cobertura Exemplo (Fonte: [10])

Para o dimensionamento da estrutura, apenas serão considerados os pesos dos materiais constituintes da cobertura e o teto falso, nomeadamente:

- Chapa de aço galvanizado;

- Barreira para vapor
- Isolamento;
- Tela betuminosa;

Para a determinação da carga uniformemente distribuída a considerar posteriormente no cálculo, realizou-se uma multiplicação entre a espessura do elemento e o peso específico do mesmo.

Tabela 4.2 - Quantificação das cargas permanentes

Material	Espessura (mm)	Peso específico (KN/m ³)	Carga (KN/m ²)
Chapa aço galvanizado	0.7	--	0.7
Barreira para-vapor	0.25	9.17	0.0023
Isolamento	100	1.835	0,18
Tela betuminosa (2 camadas)	-	-	0.2
Total			1.102

4.3 ACOMPANHAMENTO DE OBRA

Tendo em consideração que o edifício em estudo é situado em Bragança, tornava-se inviável realizar o acompanhamento de obra dia-a-dia, no entanto, através da Ferrumplus foi efetuada uma visita a um edifício semelhante situado em Santa Maria da Feira, e uma visita a Bragança já na sua fase final. Segue abaixo parte do registo fotográfico das duas visitas, em que as Figuras 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8 dizem respeito à estrutura do edifício situado em Santa Maria da Feira e as figuras 4.9, 4.10, 4.11 e 4.12 representam o edifício situado em Bragança.



Figura 4.5 - Estrutura completa



Figura 4.6 – Pormenor ligação madre-viga



Figura 4.7 – Estrutura completa



Figura 4.8 – Ligação contraventamentos



Figura 4.9 – Vista traseira



Figura 4.10 – Vista frontal



Figura 4.11 e Figura 4.12 – Vista lateral

CAPÍTULO 5

DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO

5.1 MODELAÇÃO

A modelação da estrutura foi efetuada com recurso ao software *Robot Structural Analysis*, fornecido pela *Autodesk*. Através do mesmo é possível definir os tipos de secções a serem utilizadas, condições de apoio e atribuição de cargas, de acordo com as normas em vigor. Trata-se de um software muito versátil, pois consegue fazer a verificação de segurança em estruturas de aço, dimensionamento de ligações, fundações, entre muitas outras opções.

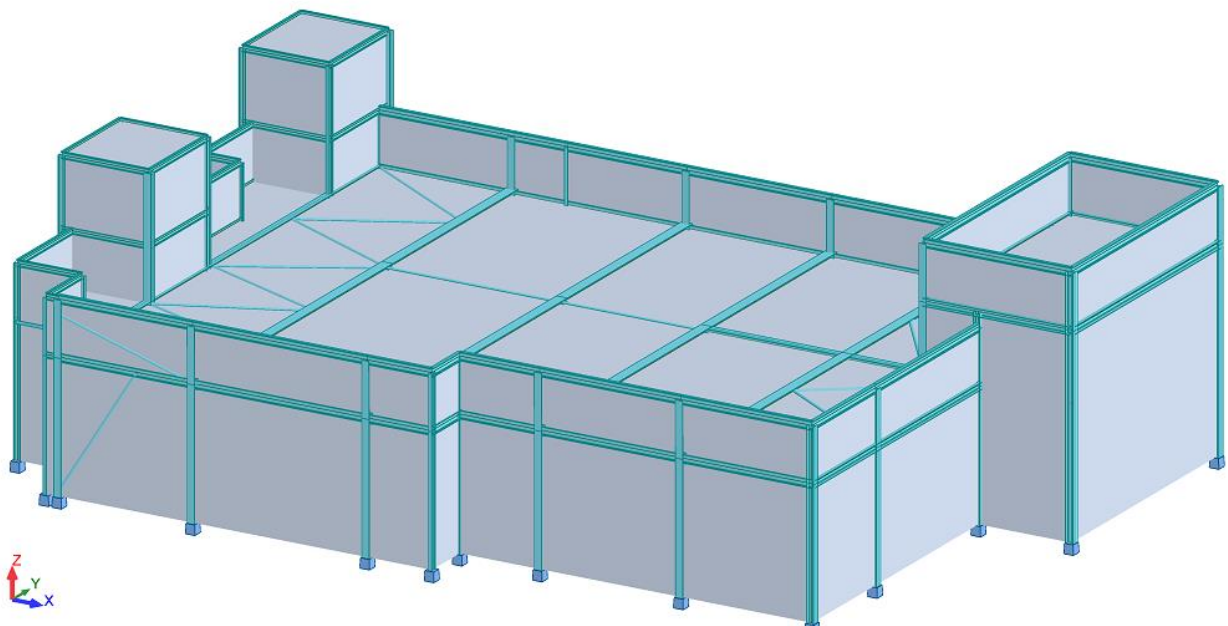


Figura 5.1 - Estrutura em estudo 3D (Fonte: *Robot Structural analysis*)

Após a modelação da estrutura, foi considerado como pré-dimensionamento HEA200 para pilares e vigas principais, e IPE200 para a restante estrutura secundária. De seguida, foi efetuada a verificação de segurança dos elementos constituintes. A presente dissertação apenas contém a verificação do elemento mais esforçado de cada tipo.

5.1.1 Ações e combinações consideradas

De acordo com o descrito no capítulo 2.2, e como descrito na Tabela 5.1, estão presentes as ações consideradas para a estrutura em estudo.

As cargas permanentes dizem respeito ao peso da cobertura, platibandas, fachadas e madres.

O peso da cobertura foi aplicado por unidade de área e o peso das platibandas e fachadas aplicado linearmente nos elementos estruturais que lhes serve de suporte.

A sobrecarga considerada tem em conta a categoria H, com um valor de 0.4 kN/m^2 . A carga de neve foi tida em conta considerando a altitude do local de 720m, o coeficiente de exposição de 1 e o coeficiente de forma de 0.8. A carga do vento, como se pode verificar no anexo I, tem como pressão de pico 0.812 kN/m^2 , sendo que foi aplicado juntamente com o coeficiente de pressão nas variadas áreas delimitadas pela norma em vigor.

Foi efetuado o espetro de resposta, considerando todos os intervenientes descritos em [7], no entanto, recorreu-se a ferramenta do *software* que calcula automaticamente.

Tabela 5.1 – Ações consideradas no caso em estudo

Ações				
Número do caso	Denominação no Robot	Descrição	Quantificação	Natureza
1	DL1	Peso próprio da estrutura	Atribuído pelo Software	Structural
2	DL2	Cargas permanentes de cobertura	$2,00 \text{ KN/m}^2$	Non-structural
3	DL3	Cargas permanentes de Madres	$0,216 \text{ KN}$	Non-structural
4	DL4	Cargas permanentes de Platibandas	$3,50 \text{ KN/m}$	Non-structural
5	DL5	Cargas permanentes de Fachadas	$7,00 \text{ KN/m}$	Non-structural
11	SN	Ação da neve	0.492 KN/m^2	Snow H<1000 m above sea level
16	LL	Sobrecarga na cobertura	0.4 KN/m^2	Category H
20	WX+	Vento na direção X	--	wind
21	WX-	Vento na direção X	--	wind
22	WY+	Vento na direção Y	--	wind
23	WY-	Vento na direção Y	--	wind
79	MOD9	Modal	--	Modal
80	SEI_X10	AST1 Direction_X	--	seismic
81	SEI_Y11	AST1 Direction_Y	--	seismic
82	SPE_NEW12	$1 * X \ 0.3 * Y$	--	seismic
83	SPE_NEW13	$1 * X \ -0.3 * Y$	--	seismic
84	SPE_NEW14	$0.3 * X \ 1 * Y$	--	seismic
85	SPE_NEW15	$0.3 * X \ -1 * Y$	--	seismic
86	SEI_X16	AST2 Direction_X	--	seismic
87	SEI_Y17	AST2 Direction_Y	--	seismic
88	SPE_NEW18	$1 * X \ 0.3 * Y$	--	seismic
89	SPE_NEW19	$1 * X \ -0.3 * Y$	--	seismic
90	SPE_NEW20	$0.3 * X \ 1 * Y$	--	seismic
91	SPE_NEW21	$0.3 * X \ -1 * Y$	--	seismic

Assim como descrito no capítulo 2.3, foram consideradas as combinações de ações obrigatórias pela norma em vigor, com recurso à ferramenta de combinações manual do *Robot*, tendo sempre em atenção aos coeficientes utilizados. Na tabela seguinte encontra-se parte das combinações, sendo que as restantes podem ser consultadas em anexo.

Tabela 5.2 - Parte das combinações consideradas

Comb. De ações - Estados Limite Ultimos																	
Combinação	Nome	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.
100 (C)	ULS/1	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	11	0,75		
101 (C)	ULS/2	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5				
102 (C)	ULS/3	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	20	0,9	11	0,75
103 (C)	ULS/4	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	20	0,9		
104 (C)	ULS/5	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	21	0,9	11	0,75
105 (C)	ULS/6	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	21	0,9		
106 (C)	ULS/7	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	22	0,9	11	0,75
107 (C)	ULS/8	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	22	0,9		
108 (C)	ULS/9	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	23	0,9	11	0,75
109 (C)	ULS/10	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	23	0,9		
110 (C)	ULS/11	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35						
111 (C)	ULS/12	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	11	0,75		
112 (C)	ULS/13	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5				
113 (C)	ULS/14	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	20	0,9	11	0,75
114 (C)	ULS/15	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	20	0,9		
115 (C)	ULS/16	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	21	0,9	11	0,75
116 (C)	ULS/17	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	21	0,9		
117 (C)	ULS/18	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	22	0,9	11	0,75
118 (C)	ULS/19	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	22	0,9		
119 (C)	ULS/20	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	23	0,9	11	0,75
120 (C)	ULS/21	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	23	0,9		

5.2 DIMENSIONAMENTO DAS MADRES

Normalmente para este tipo de estruturas, as madres são definidas por perfis enformados a frio com pouca espessura. Os perfis enformados a frio não estão contemplados nas tabelas técnicas, pois são perfis patenteados, sendo que cada fabricante tem o seu perfil, e as suas características mecânicas e físicas. Assim sendo, é necessário definir um perfil específico de um fabricante, e verificar se os esforços de cálculo são inferiores aos esforços resistentes da secção escolhida, assim como as deformações. Desta forma, o procedimento de cálculo passa por escolher a madre mais esforçada e proceder a todas as verificações de segurança necessárias, segundo a [5], admitindo a mesma secção para todos os elementos. A secção utilizada para as madres na obra de Santa Maria da Feira são perfis do tipo C, como mostra a Figura 5.2, e por isso optou-se por utilizar o mesmo tipo de solução.



Figura 5.2 - Madre em C, utilizada num edifício de restauração idêntico, em Santa Maria da Feira

O espaçamento definido, através da arquitetura, para as madres foi de 1.015m e a sua disposição encontra-se identificada na planta em anexo. Como pré-dimensionamento foi considerado uma secção C 270x2.5mm.

Tabela 5.3 – Propriedades efetivas da madre C270x2.5 (Fonte: [12])

Propriedades da Secção Efetiva																
Secção	G	Compressão			Flexão Eixo Y				Flexão Positiva Eixo Z				Flexão Negativa Eixo Z			
		A _{eff}	Y _{cg,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{y,eff}	W _{y,eff}	Z _{cg,eff}	A _{eff}	I _{z,eff}	W _{z,eff}	Y _{cg,eff}	A _{eff}	I _{z,eff}	W _{z,eff}	Y _{cg,eff}
		(kg/m)	(cm ²)	(m)	(m)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(mm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(mm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)
C 270x2.5	9	7,24	21,7	133,8	10,95	1152,17	85,21	132,3	11,07	76,26	13,92	17,7	7,62	60,50	12,94	25,7

Foram efetuadas as verificações de segurança presentes em [5], no entanto, na próxima figura encontra-se a verificação de segurança mais desfavorável que diz respeito à combinação dos Momentos em y e z, em que as restantes se encontram em anexo.

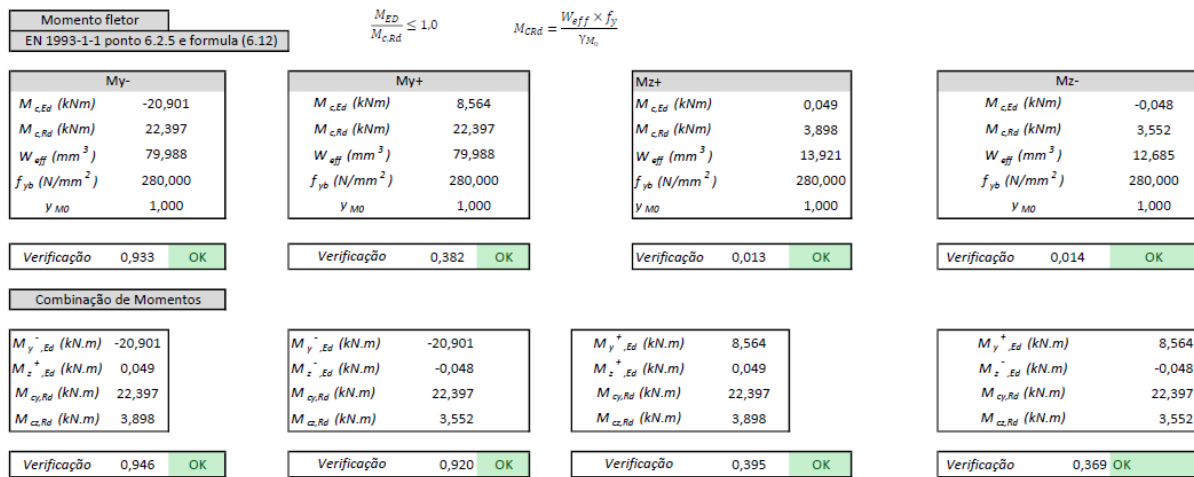


Figura 5.3 – Verificação de segurança das madres

Os esforços atuantes foram considerados tendo em conta o maior vão encontrado na estrutura de 4.889m, representado na Figura 5.4.



Figura 5.4 – Modelação das madres no pórtico com maior vão (Fonte: Robot Structural Analysis)

5.3 ANÁLISE DO PÓRTICO MAIS ESFORÇADO

Tendo em conta que a planta da estrutura não é retangular, nem tampouco simétrica, foi necessário ter especial atenção à modelação e aplicação das cargas. Estas foram aplicadas em pequenas áreas, apoiadas em 4 pontos, como mostra a Figura 5.1, representadas pelos elementos a cor cinzenta, sendo que a

aplicação direta nas vigas se torna inviável em termos de tempo, devido aos diferentes comprimentos de vão.

Como referido anteriormente, o edifício foi dividido em estrutura principal, constituída por pórticos e estrutura secundária, constituída pelos restantes membros.

Uma vez que se trata de um caso de estudo, foi efetuada a verificação de segurança de todos os membros, no entanto, irão ser demonstrados apenas os elementos mais esforçados de cada tipo. A estrutura principal é constituída pelos elementos presentes na figura seguinte.

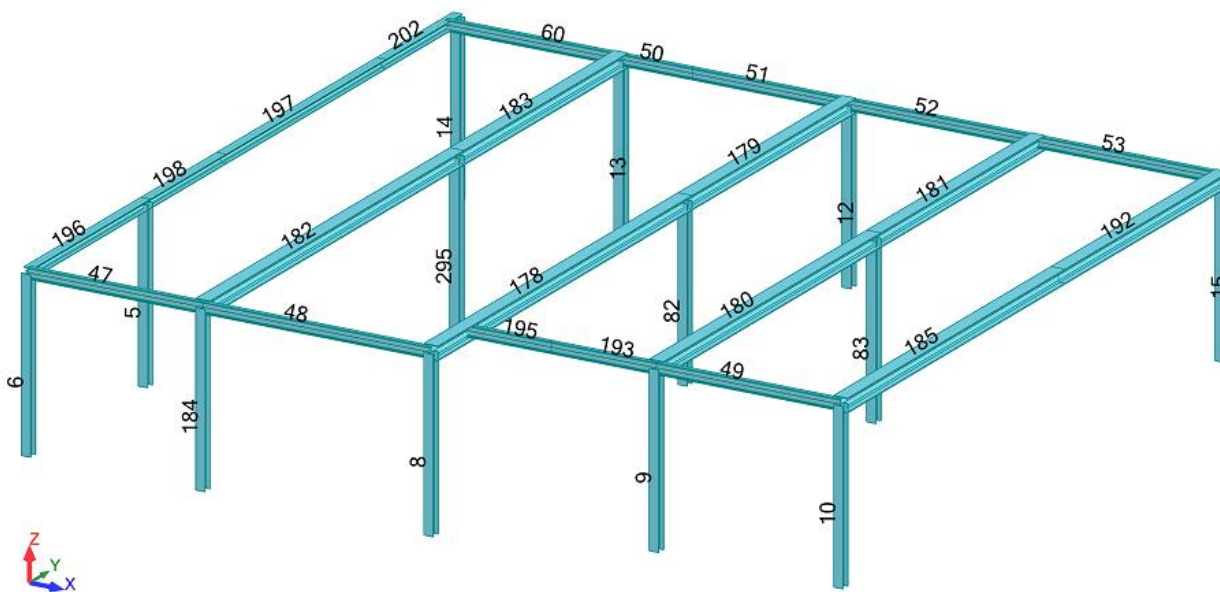


Figura 5.5 – Estrutura principal (Fonte: *Robot Structural analysis*)

A figura abaixo representa todos os elementos constituintes e as devidas designações no *software*.

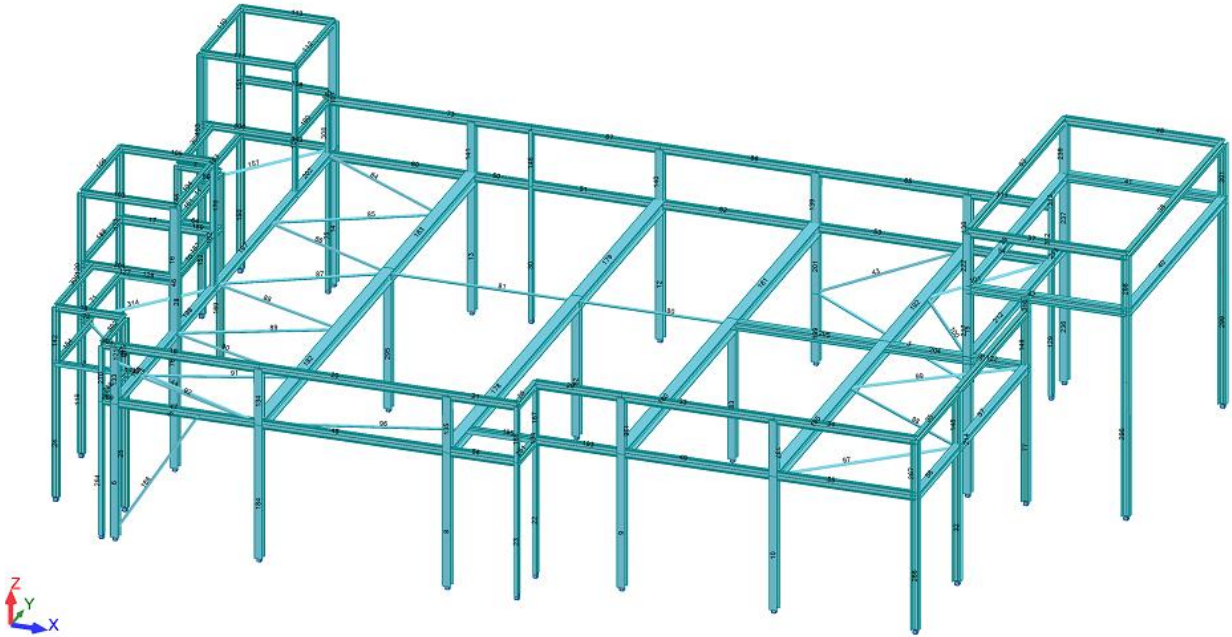


Figura 5.6 – Estrutura completa (Fonte: *Robot Structural analysis*)

Optou-se por verificar o pórtico mais esforçado e manter os elementos horizontais principais iguais, assim como os elementos verticais. As madres não foram introduzidas no modelo de cálculo de forma a não sobrecarregar o ficheiro, então foi necessário simular os travamentos no banzo superior devido à presença de madres. Na figura representada abaixo demonstra os pórticos presentes numa estrutura idêntica, situada em Santa Maria da feira, sendo possível verificar a presença de madres, o vão das vigas e os pilares.



Figura 5.7 - Pórticos presentes num edifício de restauração idêntico, em Santa Maria da Feira

Inicialmente foi atribuída a mesma secção a todos os elementos da estrutura, o HEA 200, sendo que posteriormente foi alterado de forma a verificar a segurança de todos os elementos. Assim sendo, os esforços obtidos são os seguintes:

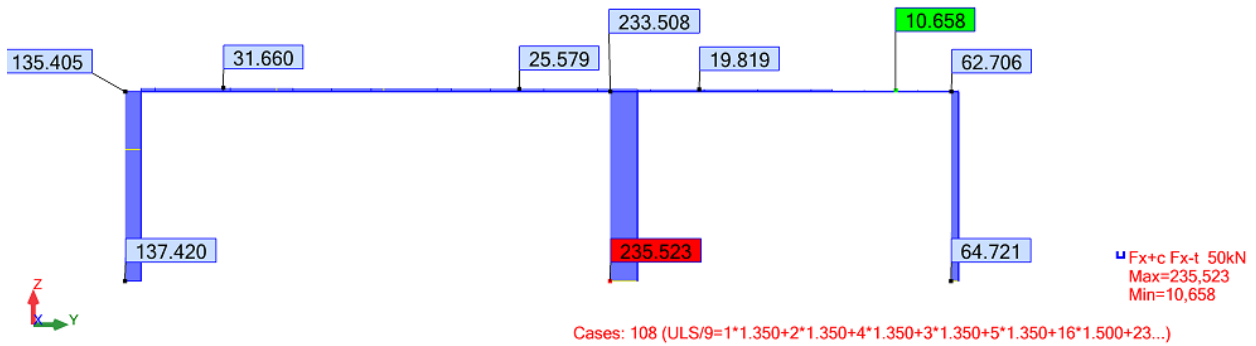


Figura 5.8 – Esforço axial presente no pórtico mais esforçado, devido ao conjunto de combinações

(Fonte: Robot Structural analysis)

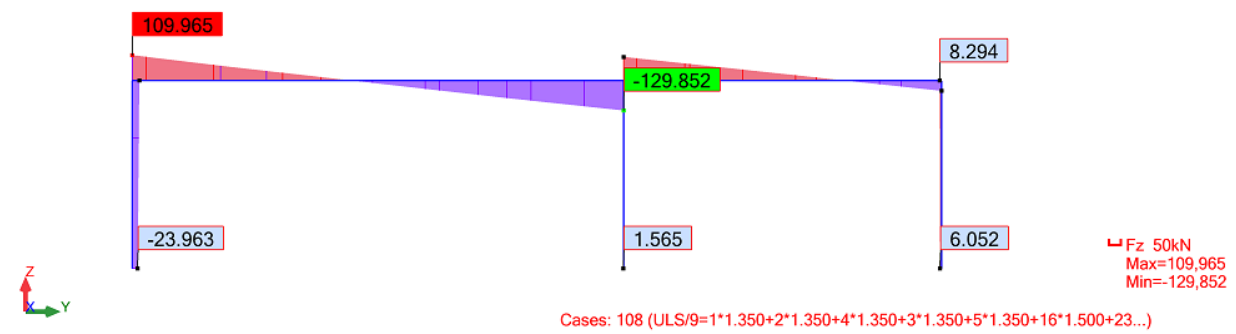


Figura 5.9 – Esforço transversal presente no pórtico mais esforçado, devido ao conjunto de combinações

(Fonte: Robot Structural analysis)

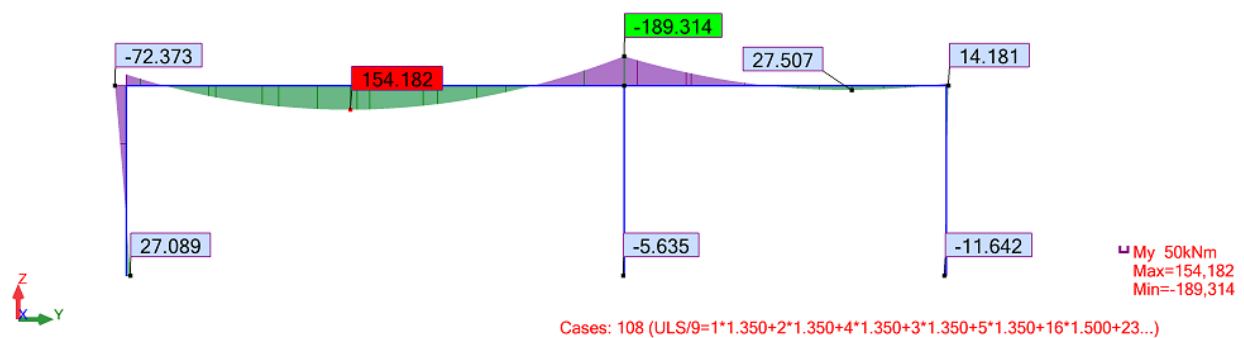


Figura 5.10 – Momento fletor presente no pórtico mais esforçado, devido ao conjunto de combinações

(Fonte: Robot Structural analysis)

A verificação de segurança foi realizada com recurso ao software *Robot Structural Analysis*. Começando pela parte superior, nomeadamente as vigas, nas quais a secção de pré-dimensionamento seria o HEA200, o rácio na verificação à flexão composta com compressão, obteve um rácio de 3.619, o que é muito superior ao valor unitário permitido pela norma. Assim sendo, de seguida, foi escolhida a secção de HEA300, na qual obteve-se um rácio para a mesma verificação de 0.945. O ideal será sempre entre os 0.9 e 1.0, o que significava que a secção teria melhor aproveitamento (na ordem dos 95% a 100%), no entanto o HEA280 não poderia constituir uma boa opção uma vez que o seu rácio foi de 1.11. Na Figura 5.11 está presente um resumo da verificação de segurança para a viga mais esforçada, sendo que o cálculo mais detalhado encontra-se em anexo.

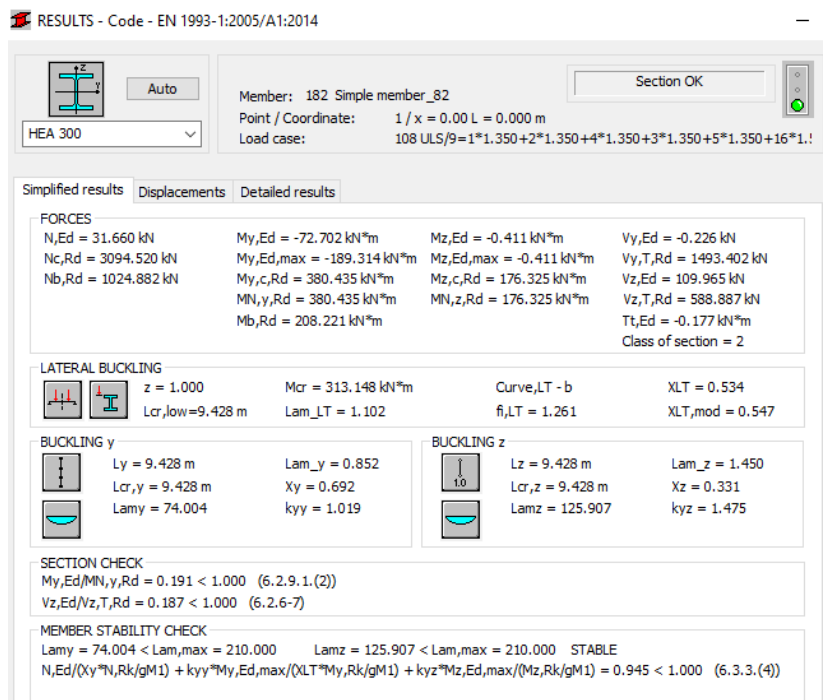


Figura 5.11 – Verificação de segurança da viga mais esforçada (Fonte: *Robot Structural analysis*)

No que diz respeito ao pilar, o HEA200 escolhido inicialmente foi a escolha mais acertada, uma vez que o rácio obtido foi de 0.842, para o pilar exterior. Já o pilar interior obteve como verificação de segurança o rácio de 0.255, sendo que poder-se-ia ter optado por uma secção mais leve e por consequência mais económica, no entanto, em termos de execução e montagem torna-se mais confuso e com um ambiente propício a haver erros, e por isso, admitiu-se que os pilares da estrutura principal seriam todos iguais. Na Figura 5.12 encontra-se a verificação de segurança do pilar mais esforçado, sendo que, pode-se confirmar que a estabilidade está assegurada.

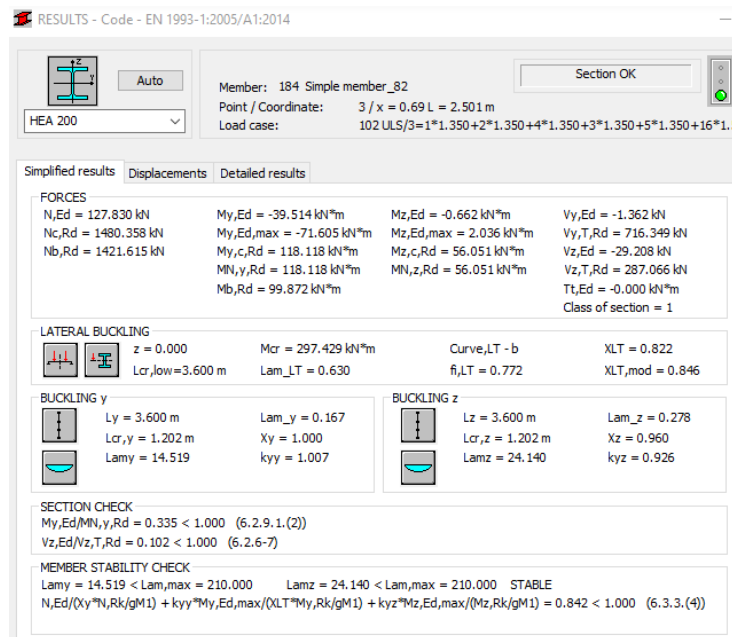


Figura 5.12 – Verificação de segurança do pilar mais esforçado (Fonte: *Robot Structural analysis*)

5.4 SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

O sistema de contraventamento utilizado passa por colocar tubos CHS na diagonal, maioritariamente entre o primeiro e o segundo pórtico de cada extremidade, tanto na horizontal, como na vertical. Uma vez realizada a verificação de segurança de todos os elementos, a secção que designada seria $\varnothing 76.1 \times 5 \text{ mm}$, no entanto, a secção foi otimizada para $\varnothing 88.90 \times 4 \text{ mm}$ pois, trata-se de um perfil mais leve e mais barato.

As figuras abaixo representam o sistema de contraventamento realizado para o mesmo tipo de edifício, no qual a posição e o tipo de perfil foi baseado para o estudo do edifício situado em Bragança.



Figura 5.13 - Contraventamento presente numa estrutura de edifício de restauração idêntico ao caso de estudo, em Santa Maria da Feira

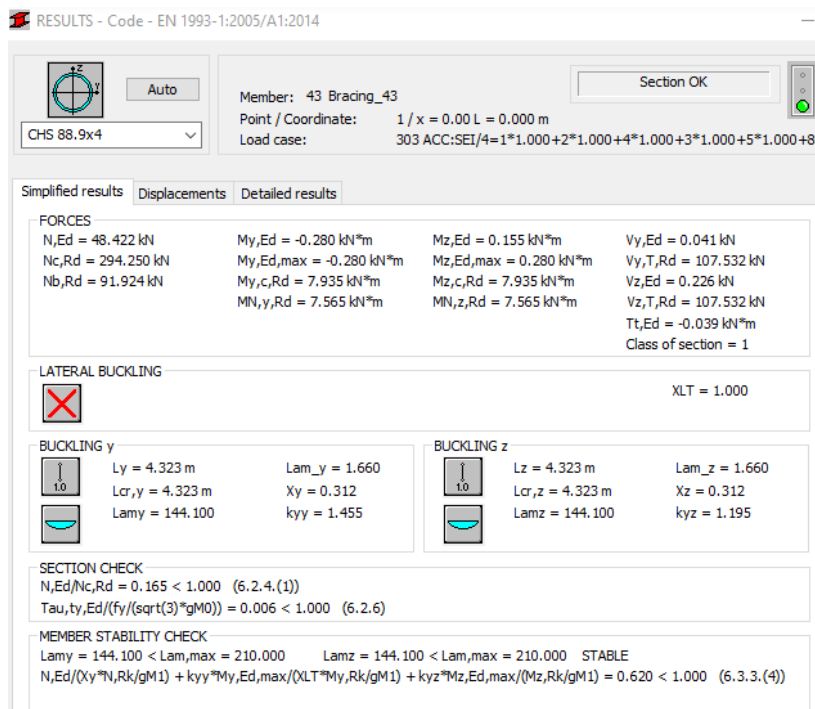


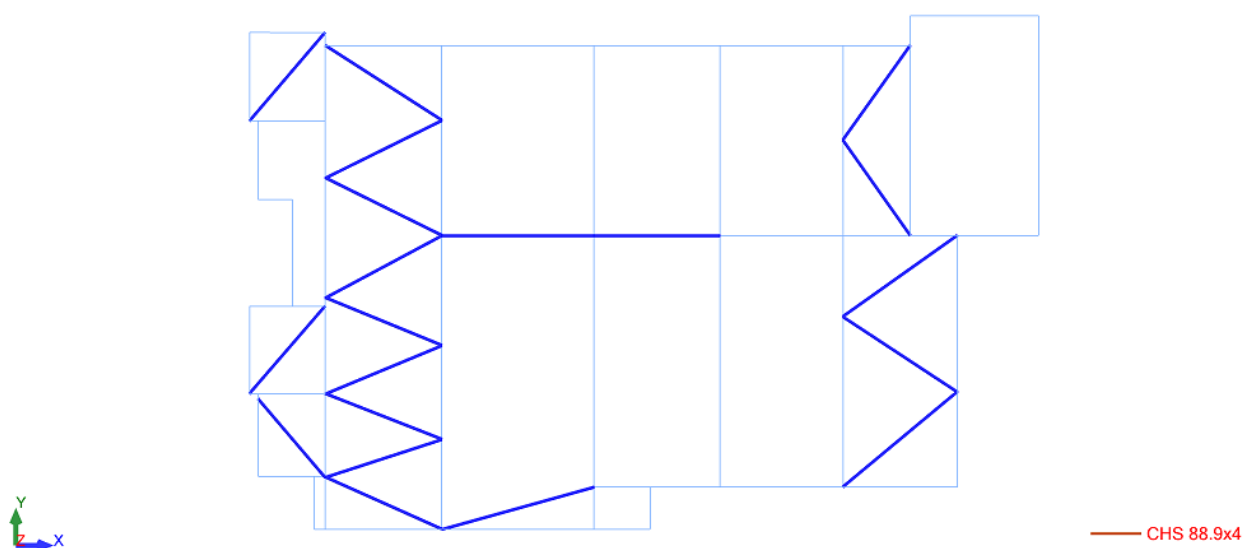
Figura 5.14 – Verificação de segurança do elemento de contraventamento mais esforçado (Fonte: Robot Structural analysis)

A tabela seguinte refere-se ao estudo comparativo entre dois perfis CHS tidos em consideração, de forma a perceber qual seria a secção economicamente mais viável.

Tabela 5.4 – Comparação de custo entre CHS76.1x5 e CHS88.9x4

Secção	Quantidade total (m)	Peso por metro (Kg/m)	Custo por metro (€/m)	Custo total
CHS 76.1 x 5 mm	38.919	8.77	19.075	6 510.64€
CHS 88.9 x 4 mm		8.38	18.45	6 017.29€
Diferença				493.35€

Com recurso à tabela anterior, é possível verificar que, apesar do diâmetro da secção CHS 88.9x4 mm ser superior ao CHS 76.1x5 mm, e ao mesmo tempo, a espessura ser inferior, a secção de maior diâmetro traz mais vantagens economicamente em comparação com a secção de menor diâmetro. Na seguinte figura encontra-se o contraventamento utilizado na estrutura.

Figura 5.15 –Contraventamento presente na estrutura (Fonte: *Robot Structural analysis*)

5.5 DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES

O dimensionamento de ligações foi efetuado também com recurso ao *software Robot Structural Analysis* e assim como anteriormente, no presente capítulo apenas irá ser demonstrado uma ligação de cada tipo, sendo elas a ligação entre duas vigas, a ligação entre pilar e viga e a ligação entre o pilar e a fundação.

5.5.1 Ligação viga – viga

A presente ligação trata-se da ligação entre uma viga de um pórtico principal e uma viga perpendicular a esta. Optou-se por utilizar uma chapa aparafusada em aço S275, com 8 mm de espessura e 4 parafusos M20 e classe 8.8. Abaixo encontra-se o pormenor da ligação em 2D e 3D, na Figura 5.16 e Figura 5.17 e ainda parte da verificação de segurança, na Figura 5.18.

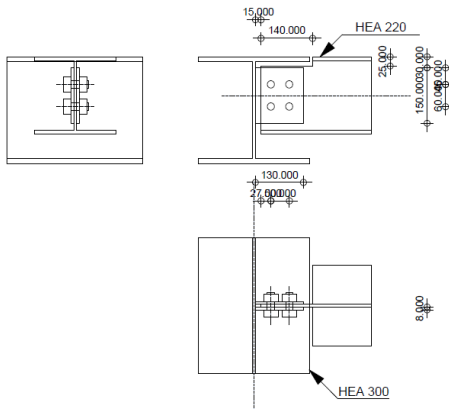


Figura 5.16 – Vista 2D da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)

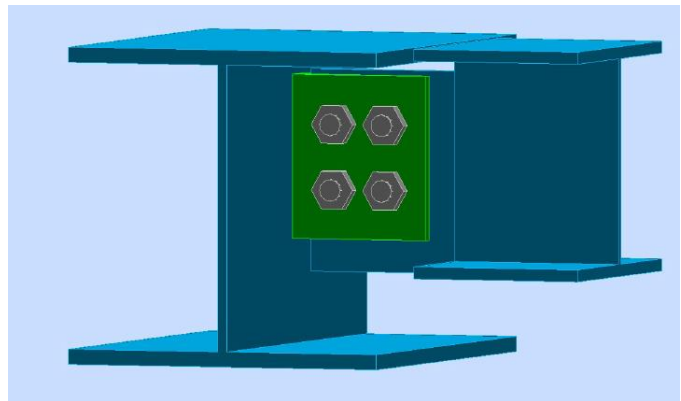


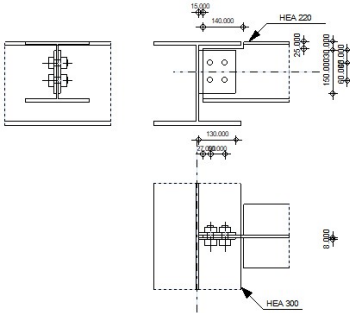


Figura 5.17 – Vista 3D da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)

	Robot Structural Analysis Professional 2023	
	Calculation of the beam-to-beam (web) connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GENERAL

Connection no.: 11
 Connection name: Beam-beam (web)
 Structure node: 91
 Structure members: 180, 205

Figura 5.18 – Verificação de segurança da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)

5.5.2 Ligação Viga-Pilar

A figura seguinte representa uma ligação entre viga e pilar do edifício em Santa Maria da Feira, a qual foi tida em conta para a conceção da ligação do edifício em estudo. É possível perceber um reforço na zona inferior da viga, em que o seu comprimento alcança a posição da madre e também que existe uma ligação com um perfil tubular, que exerce função de contraventamento.



Figura 5.19 - Pormenor de ligação viga-pilar no edifício de visita

A ligação do edifício em estudo, baseada na ligação anterior, trata-se da ligação de maior importância, pois é a mais esforçada e é constituída por uma chapa aparafusada de 10 mm que une a viga e o pilar, assim como 5 parafusos M20 e classe 8.8. Existe também um reforço no banzo inferior da viga com altura de 170mm e largura de 300mm

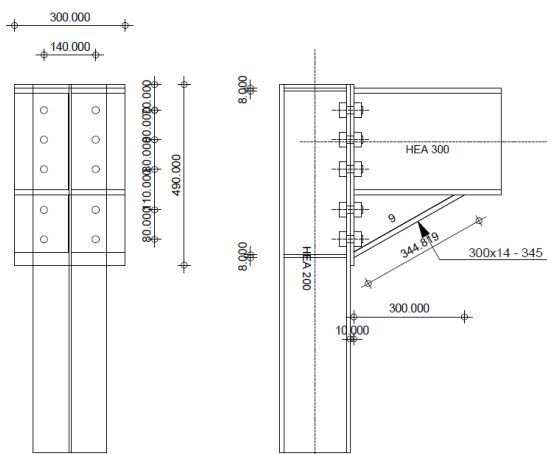


Figura 5.20 – Vista 2D da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)

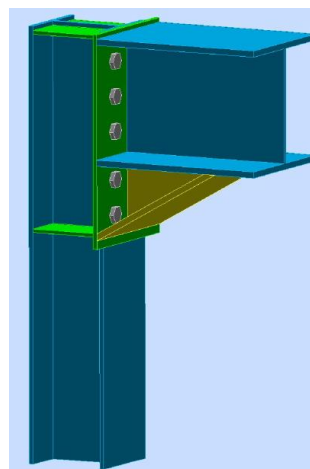


Figura 5.21 – Vista 3D da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)



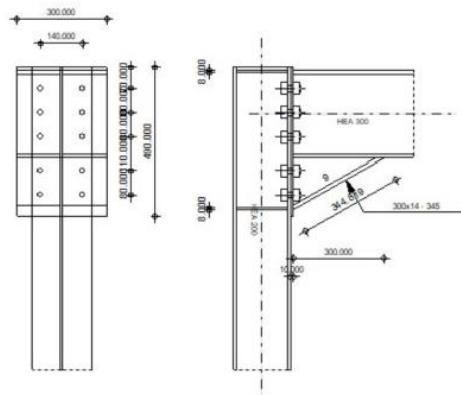
Robot Structural Analysis Professional 2023

Design of fixed beam-to-column connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
0,935



GENERAL

Connection no.: 2
 Connection name: Frame knee
 Structure node: 6
 Structure members: 184, 182

Figura 5.22 – Verificação de segurança da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)

5.5.3 Ligação Pilar-Fundação

A ligação pilar fundação foi realizada com recurso a 6 ancoragens com classe de 8.8, a base da coluna foi definida com dimensões de 680x500x25 mm³ e os pormenores encontram-se nas figuras seguintes. A verificação de segurança completa encontra-se em anexo. Esta ligação foi dimensionada para o pilar em maior esforço.

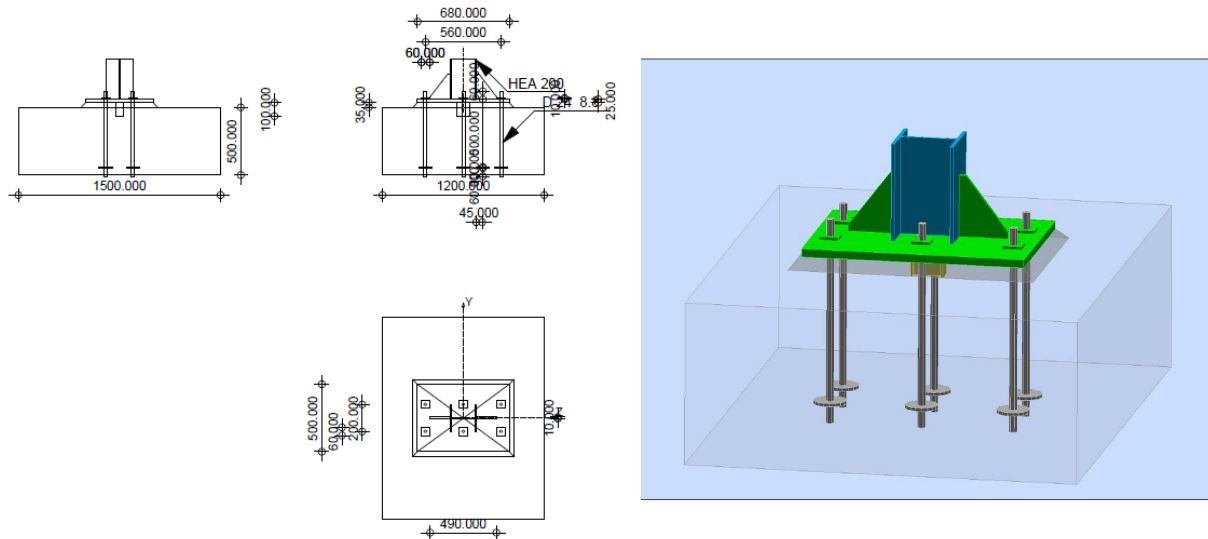


Figura 5.23 – Vista 2D da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)

Figura 5.24 – Vista 3D da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)

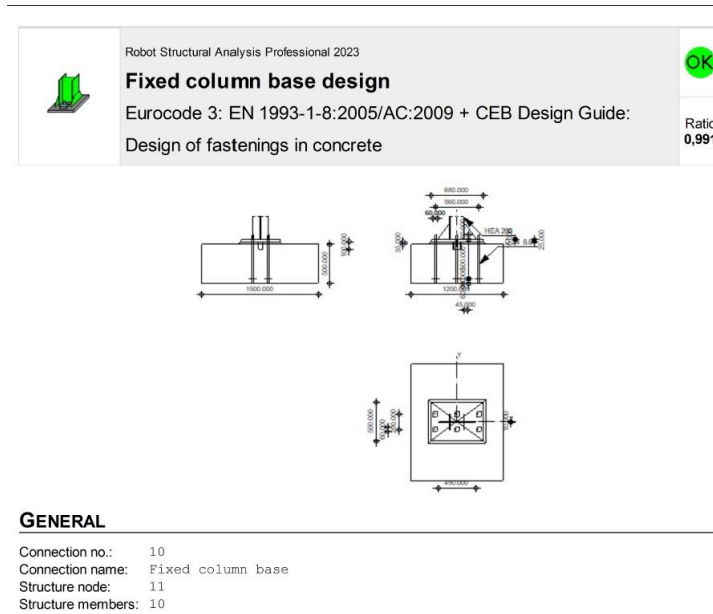


Figura 5.25 – Verificação de segurança da ligação (Fonte: *Robot Structural analysis*)

CAPÍTULO 6

SENSIBILIDADE AO ZONEAMENTO PRESENTE NA NP EN 1991-1-3

Tal como descrito anteriormente, no que diz respeito à ação da neve, Portugal está dividido em três zonas. O edifício em estudo situa-se na zona 2, no entanto, foi realizado um estudo comparativo entre as três zonas delineadas. Assim sendo, foram escolhidos mais dois locais fictícios em que o único fator que difere é a zona em que está inserido o edifício em estudo. Para realizar uma comparação coerente, optou-se por manter o zoneamento que diz respeito ao vento, mantendo assim a velocidade considerada de 30 m/s, assim como a altitude onde o edifício se situa. O objetivo deste estudo passa por comparar as diferentes situações de forma a perceber o impacto económico a que estará sujeito.

Na tabela seguinte encontram-se os dados considerados.

Tabela 6.1 – Dados considerados no estudo das diferentes zonas

Local	Localidade	Zona	C_z	Altitude	s_k (kN/m ²)	S (kN/m ²)	$V_{b,0}$ (m/s)
A	Bragança	Z ₂	0.2	720 m	0.615	0.492	30
B	Mogadouro	Z ₁	0.3	720 m	0.922	0.738	
C	Monchique	Z ₃	0.1	720 m	0.307	0.246	



Figura 6.1 – Locais considerados no estudo comparativo (Fonte: Google Earth)

Utilizando o mesmo modelo de cálculo, apenas com a diferença da ação da neve para cada caso, foi realizada a verificação de segurança de todos os elementos e otimizando as secções consoante os esforços. As figuras seguintes apresentam o modelo da estrutura incluindo a representação das secções utilizadas em cada um.

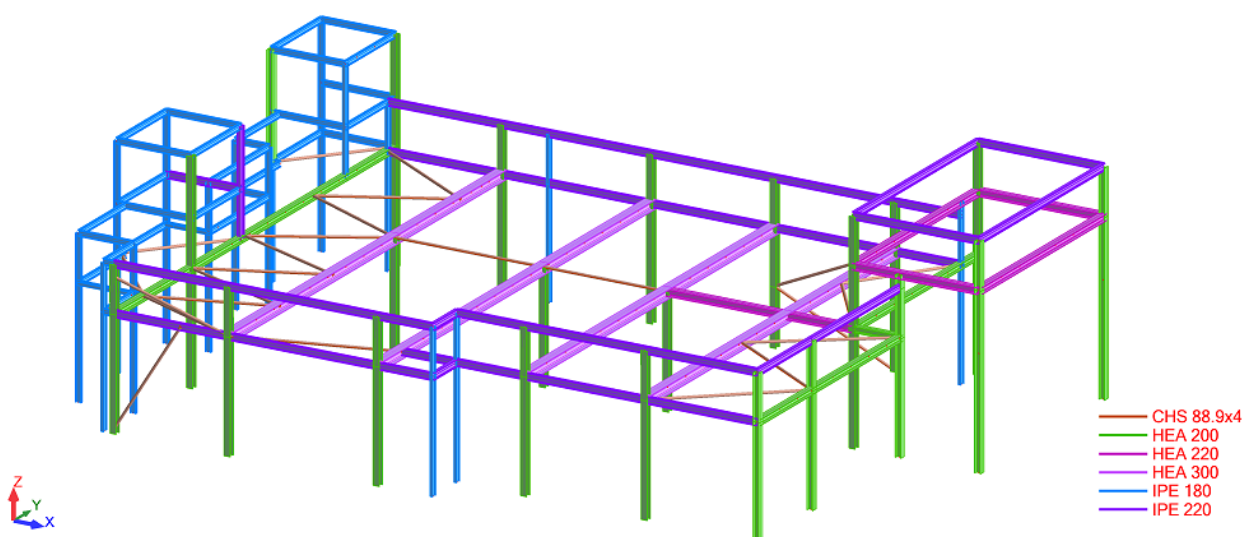


Figura 6.2 – Estrutura e secções utilizadas em Bragança (Local A) (Fonte: Robot Structural analysis)

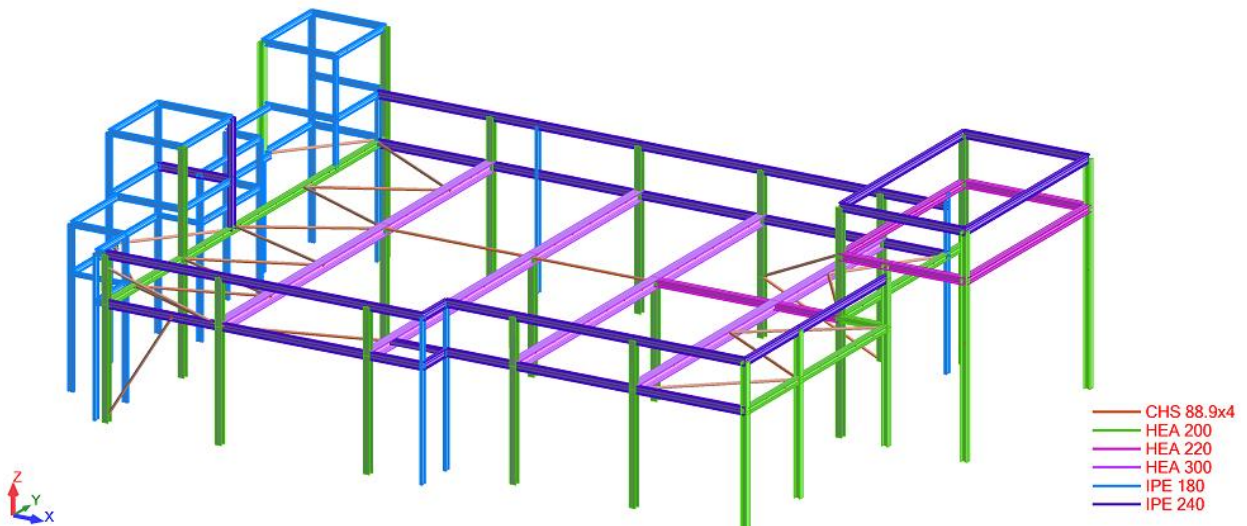


Figura 6.3 – Estrutura e secções utilizadas em Mogadouro (Local B) (Fonte: *Robot Structural analysis*)

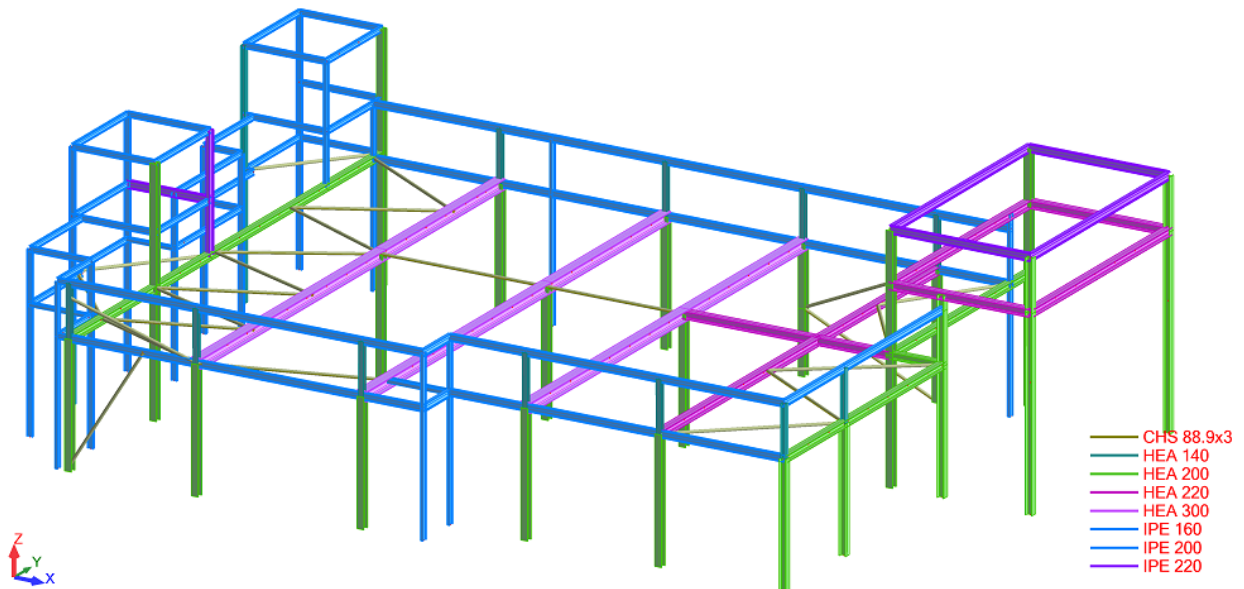


Figura 6.4 – Estrutura e secções utilizadas em Monchique (Local C) (Fonte: *Robot Structural analysis*)

Assim sendo, as seguintes tabelas representam as secções utilizadas em cada caso de estudo, as quantidades considerando 10% de desperdício e o custo total da estrutura. Os custos unitários dos perfis estão datados de julho de 2021 (Fonte: Master Ferro – Comércio de Produtos Siderúrgicos).

Tabela 6.2 – Custo total da estrutura no Local A

Bragança						
Secção	Quantidade (m)	Massa (kg/m)	Massa (kg)	Preço (€/kg)	Preço (€/m)	Preço Total (€)
HEA 200	165,42	42,3	6997,13	1,47	--	10 285,79 €
HEA 220	26,77	50,5	1351,81	1,47	--	1 987,16 €
HEA 300	65,32	88,3	5767,58	1,49	--	8 593,69 €
IPE 180	174,58	18,8	3282,12	1,44	--	4 726,26 €
IPE 220	130,84	26,2	3427,91	1,44	--	4 936,19 €
CHS 88.9x4	109,71	8,38	919,33	--	18,45	2 024,06 €
					Total	32 553,15 €

Tabela 6.3 – Custo total da estrutura no Local B

Mogadouro						
Secção	Quantidade (m)	Massa (kg/m)	Massa (kg)	Preço (€/kg)	Preço (€/m)	Preço Total (€)
HEA 200	165,42	42,3	6997,09	1,47	--	10 285,72 €
HEA 220	26,77	50,5	1351,81	1,47	--	1 987,16 €
HEA 300	65,32	88,3	5767,58	1,49	--	8 593,69 €
IPE 180	174,58	18,8	3282,12	1,44	--	4 726,26 €
IPE 240	130,84	30,7	4016,64	1,45	--	5 824,12 €
CHS 88.9x4	109,71	8,38	919,33	--	18,45	2 024,06 €
					Total	33 441,02 €

Tabela 6.4 – Custo total da estrutura no Local C

Monchique						
Secção	Quantidade (m)	Massa (kg/m)	Massa (kg)	Preço (€/kg)	Preço (€/m)	Preço Total (€)
HEA 140	25,85	24,7	638,495	1,45	--	925,82 €
HEA 200	143,53	42,3	6071,141	1,47	--	8 924,58 €
HEA 220	46,88	50,5	2367,374	1,47	--	3 480,04 €
HEA 300	49,74	88,3	4391,636	1,49	--	6 543,54 €
IPE 160	170,62	15,8	2695,812	1,44	--	3 881,97 €
IPE 200	99,85	22,4	2236,573	1,44	--	3 220,66 €
IPE 220	30,99	26,2	811,917	1,44	--	1 169,16 €
CHS 88.9x3	109,71	30,7	3367,950	--	14,013	1 537,30
					Total	29 683,07 €

Tabela 6.5 – Comparação de custos entre o local A, B e C

[1]	[2]	Preço Total (€) [1]	Preço Total (€) [2]	Diferença (€)	Diferença (%)
Bragança	Monchique	32 553,15 €	29 683,07 €	2 870,08 €	9,67%
Bragança	Mogadouro	32 553,15 €	33 441,02 €	887,87 €	-2,66%
Mogadouro	Monchique	33 441,02 €	29 683,07 €	3 757,95 €	12,66%

Através da tabela anterior é possível verificar que construir na zona Z_1 , é mais dispendioso em aproximadamente 3% do que na zona Z_2 , e aproximadamente mais 13% comparativamente à zona Z_3 . Para a mesma construção é mais dispendioso em aproximadamente 10%, construir na zona Z_2 , em comparação com a zona Z_3 .

Apesar de a diferença parecer pouco significativa, é de notar que a carga de vento presente nos três locais é bastante elevada, e por isso, a carga predominante nesta estrutura, sendo também importante ter em consideração o aumento do preço de materiais de construção.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

Esta dissertação apresenta diversos temas abordados no mestrado em Engenharia Civil, no ramo de estruturas, e consistiu na análise de um projeto estrutural em aço, como parte integrante da unidade curricular de DIPRE.

Foi iniciado um estágio na empresa Ferrumplus e foi selecionada uma das suas obras disponíveis, com características mais desafiantes para a realização do projeto estrutural, nomeadamente a ação da neve. Ao longo do semestre, foram realizadas visitas de estudo aos locais de relevância para a conclusão desta análise.

Através da realização do projeto foi possível colocar em prática todos os conhecimentos teóricos adquiridos nas unidades curriculares e, sobretudo adquirir novos conhecimentos.

O software *Robot Structural Analysis* demonstrou ser uma ferramenta muito útil no processo do dimensionamento dos elementos, para assim economizar a nível de tempo e custos necessários. Assim sendo, foi possível concluir que as secções a serem utilizadas foram:

- Vigas principais: HEA 300
- Pilares principais: HEA 200
- Contraventamentos: CHS 88.9x4
- Vigas Secundárias: HEA 220 e IPE 220
- Pilares secundários: IPE 180

Depois da modelação praticamente realizada, efetuou-se a avaliação da ação da neve nas três zonas do território português e quais seriam as diferenças em termos de secções e estudo económico. Então, verificou-se que construir na zona Z_1 , é mais dispendioso em aproximadamente 3% do que na zona Z_2 , e aproximadamente mais 13% comparativamente à zona Z_3 . Para a mesma construção é mais dispendioso em aproximadamente 10%, construir na zona Z_2 , em comparação com a zona Z_3 .

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No que diz respeito à modelação da estrutura, seria interessante incluir o estudo da resistência ao fogo, uma vez que se trata de um edifício de restauração, e ainda de diferenças de temperatura.

Em relação ao estudo do impacto económico da estrutura sob as ações presentes, seria importante para a conclusão a realização do estudo entre diferentes altitudes e ainda para uma ação do vento com velocidade base de 27 m/s, mantendo a categoria e os restantes intervenientes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- NP EN 1990 – Eurocódigo 0, Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade, dezembro de 2009. [1]
- NP EN 1991-1-1 – Eurocódigo 1, Ações em estruturas. Ações gerais, pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios. Instituto Português da Qualidade, dezembro de 2009. [2]
- NP EN 1991-1-3 – Eurocódigo 1, Ações em estruturas. Ações gerais, ações da neve. Instituto Português da Qualidade, dezembro de 2009. [3]
- NP EN 1991-1-4 – Eurocódigo 1, Ações em estruturas. Ações gerais, ações do vento. Instituto Português da Qualidade, dezembro de 2009. [4]
- NP EN 1993-1-1 – Eurocódigo 3, Projeto de estruturas de aço, Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, março de 2010. [5]
- NP EN 1993-1-8 – Eurocódigo 3, Projeto de estruturas de aço, Projeto de ligações. Instituto Português da Qualidade, março de 2010. [6]
- NP EN 1998-1 – Eurocódigo 8. Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Regras gerais, ações sísmicas, regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, março de 2010. [7]
- Simões, Rui A. D. – Manual de dimensionamento de estruturas metálicas, 3ª edição, Coimbra. CMM – Associação Portuguesa de construção metálica e mista: janeiro de 2014, ISBN: 978-898-95605-9-8. [8]
- Pinheiro, Juliana. Projeto de Naves industriais de grandes dimensões. Instituto Superior de Engenharia do Porto: novembro de 2016. Tese de mestrado [9]
- Metalomecânica, O Feliz. Chapa Perfilada– Enformados a frio, Catálogo técnico. Braga. Disponível na <https://www.ofeliz.pt/pt> [10]
- Master Ferro, Comércio de produtos siderúrgicos, Tabela geral de preços- Perfis/Vigas. Braga: julho de 2022. Disponível na <https://www.masterferro.pt/pt> [11]
- Metalomecânica, O Feliz. Madres C e Z – Perfis enformados a frio, Catálogo técnico. Braga: março de 2022. Disponível na <https://www.ofeliz.pt/pt> [12]

ANEXO

- Azevedo, Vera. Dimensionamento de uma cobertura em elementos estruturais de aço enformados a frio. Instituto Superior de Engenharia do Porto: outubro de 2015. Tese de mestrado. [13]
- Mendes, Pedro – Dimensionamento de estruturas. Quantificação de ações de acordo com o Eurocódigo 1. Instituto Superior técnico. Lisboa. Abril de 2011. Apontamentos teóricos [14]
- Duarte, Cesar Fernando Lobo Amorim – Desenvolvimento de um programa de cálculo de ações e combinações de ações. Universidade de Aveiro. 2015, Tese de Mestrado. [15]
- ECCS, *European Convention for Constructional Steelwork – Annual meetings 2010. Statistical Bulletin for the production in 2009*. Istambul, setembro de 2010 [16]
- Master Ferro, Comércio de produtos siderúrgicos, Tabela de preços- Tubo de aço. Braga: julho de 2022 [17]
- Pedro, José Oliveira; Mendes, Pedro Martins. Estruturas de aço. Instituto Superior técnico: maio de 2017. Apontamentos teóricos [18]

ANEXO I – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DO VENTO


Ação do Vento

Projeto	Edifício de Restauração- Bragança	
Localização	41°47'14''N 6°46'26''W	
Data	22 de setembro de 2022	
Versão	0	
Norma	NP EN 1991 / NP EN 1998-1-1	
Técnico	Carolina Ferreira da Silva	n°OE/OET

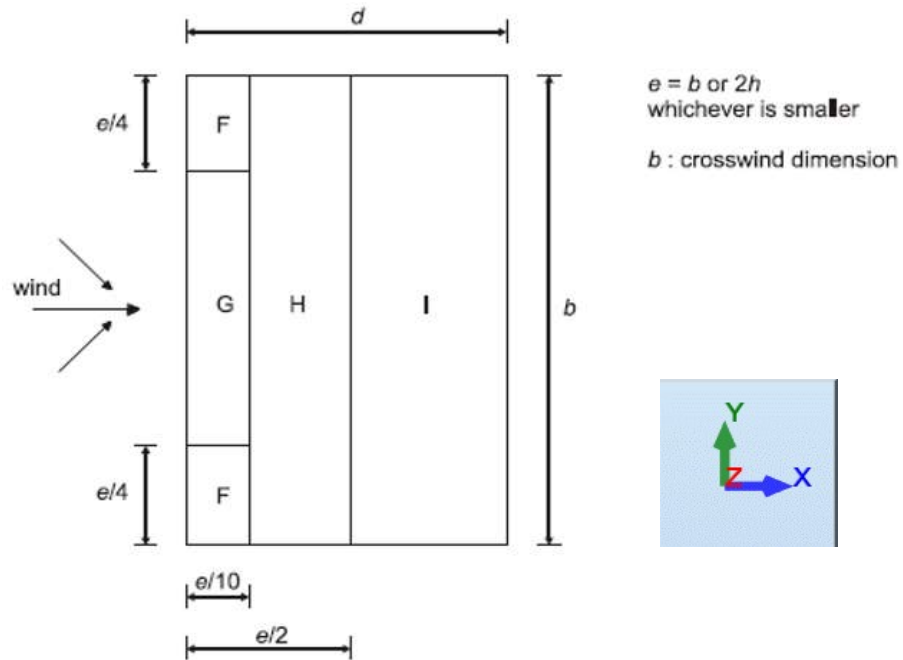
Cargas do vento de acordo com Eurocódigo 1 parte 1.4					
Categoria do Terreno	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (p/ex.: zonas suburbanas, florestas permanentes)				
Categoria III					
	Z_0	0,300			
	Z_{min}	8,000			
Coefficiente de orografia	c_o	1,000			
Coefficiente de direção	c_{dir}	1,000			
Coefficiente de sazão	c_{season}	1,000			
Coefficiente de probabilidade	c_{prob}	0,970			
Rugosidade do terreno	K_r	0,215			
	c_r	0,707			
Valor básico da velocidade do vento	$v_{b,0}$	30,000	m/s	Zona	B
Valor de referência da velocidade do vento	v_b	30,000	m/s		
Velocidade média do vento	$v_m(z)$	20,580	m/s		
Turbulência do vento	$I_v(z)$	0,305			
Pressão de pico	ρ	1,225	kg/m ³		
	$q(z)$	812,463	N/m ²		
		0,812	kN/m ²		

T (anos)	50
Altura de referência (m)	5,50

Ação do Vento na Cobertura

Projeto	Edifício de Restauração- Bragança	
Localização	41°47'14''N 6°46'26''W	
Data	22 de setembro de 2022	
Versão	0	
Norma	NP EN 1991 / NP EN 1998-1-1	
Técnico	Carolina Ferreira da Silva	n°OE/OET

Direcção X	
b	16,480
d	25,330
h	5,500
e	11,000
hp	1,500
hp/h	0,273
CASO	0,100



Direcção Y	
b	25,400
d	16,480
h	5,500
e	11,000
hp	1,500
hp/h	0,273
CASO	0,100

Direcção X								
	F		G		H		I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Area	1,100	2,750	1,100	10,980	4,400	16,480	19,830	16,480
C _{pe,1}	-1,800		-1,400		-1,200		0,200	-0,2
	-1,512							
C _{pe,10}	-1,200		-0,800		-0,700		0,200	-0,2
q(z)*C _{pe,1}	-1,462		-1,137		-0,975		0,162	-0,162
	-1,228							
q(z)*C _{pe,10}	-0,975		-0,650		-0,569		0,162	-0,162

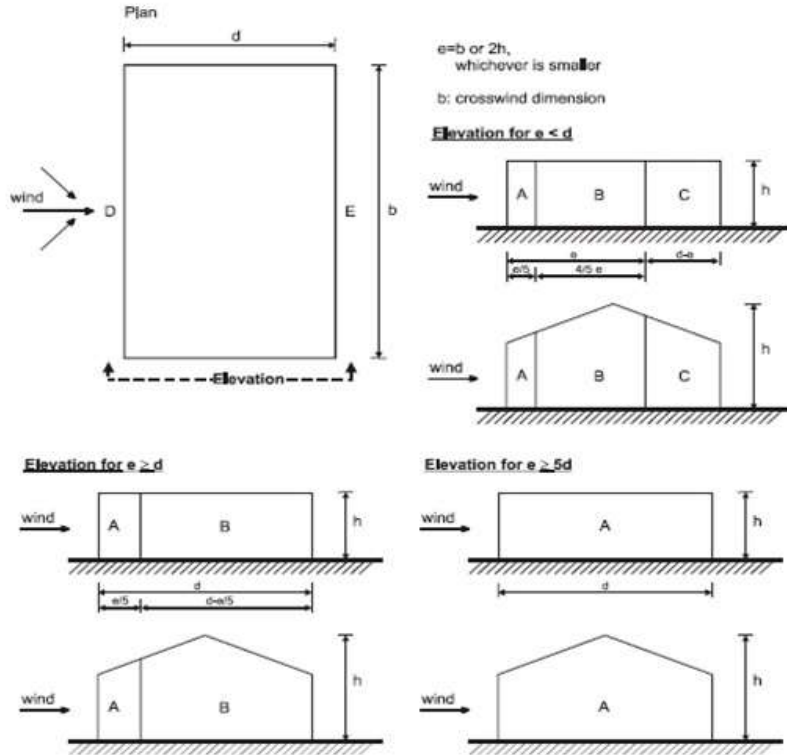
Direcção Y								
	F		G		H		I	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Area	1,100	2,750	1,100	19,900	4,400	25,400	9,880	25,400
c _{pe,1}	-1,800		-1,400		-1,200		0,200	-0,2
	-1,512							
c _{pe,10}	-1,200		-0,800		-0,700		0,200	-0,2
q(z)*C _{pe,1}	-1,462		-1,137		-0,975		0,162	-0,162
	-1,228							
q(z)*C _{pe,10}	-0,975		-0,650		-0,569		0,162	-0,162

Ação do Vento na Fachada

Projeto	Edifício de Restauração- Bragança	
Localização	41°47'14''N 6°46'26''W	
Data	22 de setembro de 2022	
Versão	0	
Norma	NP EN 1991 / NP EN 1998-1-1	
Técnico	Carolina Ferreira da Silva	

Direcção X	
b	16,480
d	25,330
h	5,500
e	11,000
h/d	0,217
CASO	e<d
CASO	0,25

Direcção Y	
b	25,330
d	16,480
h	5,500
e	11,000
h/d	0,334
CASO	e<d
CASO	0,334




Direcção X										
	A		B		C		E		D	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Area	2,200	5,500	8,800	5,500	14,330	5,500	16,480	5,500	16,480	5,500
$C_{pe,1}$	-1,400		-1,100		-0,500		1,000		-0,300	
$C_{pe,10}$	-1,200		-0,800		-0,500		0,700		-0,300	
$q(z) \cdot C_{pe,1}$	-1,137		-0,894		-0,406		0,812		-0,244	
$q(z) \cdot C_{pe,10}$	-0,975		-0,650		-0,406		0,569		-0,244	

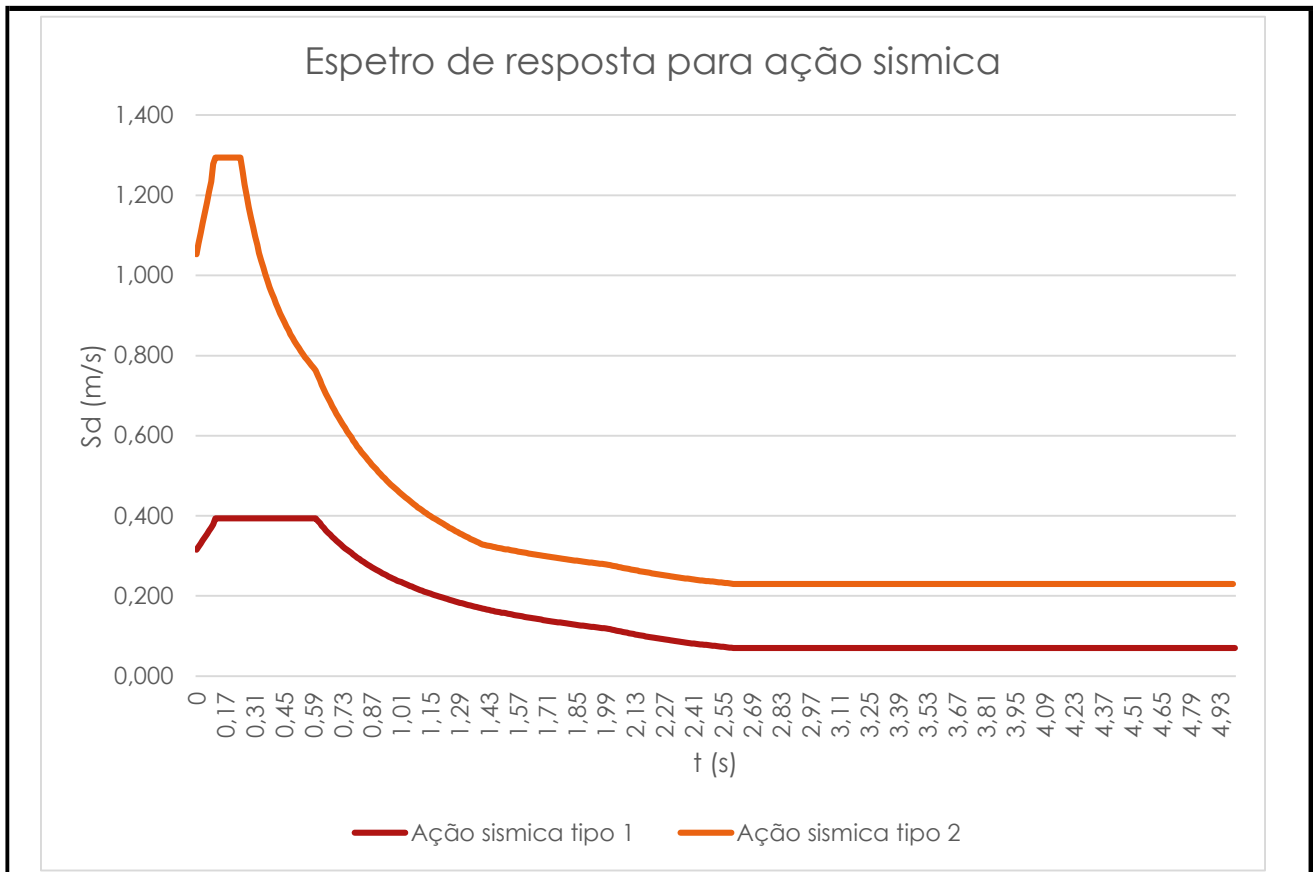
Direcção Y										
	A		B		C		E		D	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Area	2,200	5,500	8,800	5,500	5,480	5,500	16,480	5,500	25,330	5,500
$C_{pe,1}$	-1,400		-1,100		-0,500		1,000		-0,322	
$C_{pe,10}$	-1,200		-0,800		-0,500		0,711		-0,322	
$q(z) \cdot C_{pe,1}$	-1,137		-0,894		-0,406		0,812		-0,262	
$q(z) \cdot C_{pe,10}$	-0,975		-0,650		-0,406		0,578		-0,262	

ANEXO II – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO DO SISMO

Espectro de Resposta


Projeto	Edifício de Restauração- Bragança		
Localização	41°47'14''N 6°46'26''W		
Data	18 de julho de 2022		
Versão	0		
Norma	NP EN 1998-1		
Técnico	Carolina Ferreira da Silva		

		Ação sísmica tipo 1		Ação sísmica tipo 2	
Município	Bragança	Zona Sísmica	1.6	Zona Sísmica	2.5
Código município	402	agr	0,35	agr	0,8
Classe de importancia	II	γf	1	γf	1
Tipo de terreno	B	ag	0,35	ag	0,8
β_0	2,5	Smax	1,35	Smax	1,35
η	1	TB	0,1	TB	0,1
ξ (%)	5	TC	0,6	TC	0,25
Coefficiente de comportamento (q)	3,0	TD	2	TD	2
		S	1,35	S	1,35



ANEXO III – COMBINAÇÕES DE AÇÕES


Ações na estrutura

Projeto	Edifício de Restauração- Bragança		
Localização	41°47'14''N 6°46'26''W		
Data	17 de novembro de 2022		
Versão	0		
Norma	NP EN 1991 / NP EN 1998-1-1		
Técnico	Carolina Ferreira da Silva	nºOE/OET	--

Ações

Número do caso	Denominação no Robot	Descrição	Quantificação	Natureza
1	DL1	Peso próprio da estrutura	Atribuído pelo Software	<i>Structural</i>
2	DL2	Cargas permanentes de cobertura	2,00 KN/m ²	<i>Non-structural</i>
3	DL3	Cargas permanentes de Madres	0,216 KN	<i>Non-structural</i>
4	DL4	Cargas permanentes de Platibandas	3,50 KN/m	<i>Non-structural</i>
5	DL5	Cargas permanentes de Fachadas	7,00 KN/m	<i>Non-structural</i>
11	SN	Ação da neve	0.492 KN/m ²	<i>Snow H<1000 m above sea level</i>
16	LL	Sobrecarga na cobertura	0.4 KN/m ²	<i>Category H</i>
20	WX+	Vento na direção X	--	<i>wind</i>
21	WX-	Vento na direção X	--	<i>wind</i>
22	WY+	Vento na direção Y	--	<i>wind</i>
23	WY-	Vento na direção Y	--	<i>wind</i>
79	MOD9	Modal	--	Modal
80	SEI_X10	AST1 Direction_X	--	seismic
81	SEI_Y11	AST1 Direction_Y	--	seismic
82	SPE_NEW12	1 * X 0.3 * Y	--	seismic
83	SPE_NEW13	1 * X -0.3 * Y	--	seismic
84	SPE_NEW14	0.3 * X 1 * Y	--	seismic
85	SPE_NEW15	0.3 * X -1 * Y	--	seismic
86	SEI_X16	AST2 Direction_X	--	seismic
87	SEI_Y17	AST2 Direction_Y	--	seismic
88	SPE_NEW18	1 * X 0.3 * Y	--	seismic
89	SPE_NEW19	1 * X -0.3 * Y	--	seismic
90	SPE_NEW20	0.3 * X 1 * Y	--	seismic
91	SPE_NEW21	0.3 * X -1 * Y	--	seismic

Combinações de acções


Projeto	Edifício de Restauração- Bragança		
Localização	41°47'14''N 6°46'26''W		
Data	17 de novembro de 2022		
Versão	0		
Norma	NP EN 1990:2009		
Técnico	Carolina Ferreira da Silva		

Comb. De acções - Estados Limite Ultimos

Combinação	Nome	Caso		Caso		Caso		Caso		Caso		Caso		Caso		Caso		
		Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.		
100 (C)	ULS/1	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	11	0,75			Ação Base - Sobrecarga
101 (C)	ULS/2	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5					
102 (C)	ULS/3	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	20	0,9	11	0,75	
103 (C)	ULS/4	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	20	0,9			
104 (C)	ULS/5	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	21	0,9	11	0,75	
105 (C)	ULS/6	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	21	0,9			
106 (C)	ULS/7	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	22	0,9	11	0,75	
107 (C)	ULS/8	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	22	0,9			
108 (C)	ULS/9	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	23	0,9	11	0,75	
109 (C)	ULS/10	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	23	0,9			
110 (C)	ULS/11	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35							
111 (C)	ULS/12	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	11	0,75			Ação Base - Sobrecarga
112 (C)	ULS/13	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5					
113 (C)	ULS/14	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	20	0,9	11	0,75	
114 (C)	ULS/15	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	20	0,9			
115 (C)	ULS/16	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	21	0,9	11	0,75	
116 (C)	ULS/17	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	21	0,9			
117 (C)	ULS/18	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	22	0,9	11	0,75	
118 (C)	ULS/19	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	22	0,9			
119 (C)	ULS/20	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	23	0,9	11	0,75	
120 (C)	ULS/21	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	23	0,9			
121 (C)	ULS/22	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1							
122 (C)	ULS/23	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	11	0,75			Ação Base - Sobrecarga
123 (C)	ULS/24	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5					
124 (C)	ULS/25	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	20	0,9	11	0,75	
125 (C)	ULS/26	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	20	0,9			
126 (C)	ULS/27	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	21	0,9	11	0,75	
127 (C)	ULS/28	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	21	0,9			
128 (C)	ULS/29	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	22	0,9	11	0,75	
129 (C)	ULS/30	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	22	0,9			
130 (C)	ULS/31	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	23	0,9	11	0,75	
131 (C)	ULS/32	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	16	1,5	23	0,9			
132 (C)	ULS/33	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35							
133 (C)	ULS/34	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	11	0,75			Ação Base -
134 (C)	ULS/35	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5					
135 (C)	ULS/36	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	20	0,9	11	0,75	
136 (C)	ULS/37	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	20	0,9			
137 (C)	ULS/38	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	21	0,9	11	0,75	

138 (C)	ULS/39	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	21	0,9			Sobrecarga
139 (C)	ULS/40	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	22	0,9	11	0,75	
140 (C)	ULS/41	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	22	0,9			
141 (C)	ULS/42	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	23	0,9	11	0,75	
142 (C)	ULS/43	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1,5	23	0,9			
143 (C)	ULS/44	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1							
144 (C)	ULS/45	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	20	1,5	11	0,75			
145 (C)	ULS/46	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	20	1,5					
146 (C)	ULS/47	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	21	1,5	11	0,75			
147 (C)	ULS/48	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	21	1,5					
148 (C)	ULS/49	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	22	1,5	11	0,75			
149 (C)	ULS/50	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	22	1,5					
150 (C)	ULS/51	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	23	1,5	11	0,75			
151 (C)	ULS/52	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	23	1,5					
152 (C)	ULS/53	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	20	1,5	11	0,75			
153 (C)	ULS/54	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	20	1,5					
154 (C)	ULS/55	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	21	1,5	11	0,75			
155 (C)	ULS/56	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	21	1,5					
156 (C)	ULS/57	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	22	1,5	11	0,75			
157 (C)	ULS/58	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	22	1,5					
158 (C)	ULS/59	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	23	1,5	11	0,75			
159 (C)	ULS/60	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	23	1,5					Ação Base - Vento
160 (C)	ULS/61	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	20	1,5	11	0,75			
161 (C)	ULS/62	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	20	1,5					
162 (C)	ULS/63	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	21	1,5	11	0,75			
163 (C)	ULS/64	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	21	1,5					
164 (C)	ULS/65	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	22	1,5	11	0,75			
165 (C)	ULS/66	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	22	1,5					
166 (C)	ULS/67	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	23	1,5	11	0,75			
167 (C)	ULS/68	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	23	1,5					
168 (C)	ULS/69	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	20	1,5	11	0,75			
169 (C)	ULS/70	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	20	1,5					
170 (C)	ULS/71	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	21	1,5	11	0,75			
171 (C)	ULS/72	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	21	1,5					
172 (C)	ULS/73	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	22	1,5	11	0,75			
173 (C)	ULS/74	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	22	1,5					
174 (C)	ULS/75	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	23	1,5	11	0,75			
175 (C)	ULS/76	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	23	1,5					
176 (C)	ULS/77	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	11	1,5					
177 (C)	ULS/78	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	20	0,9	11	1,5			
178 (C)	ULS/79	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	21	0,9	11	1,5			
179 (C)	ULS/80	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	22	0,9	11	1,5			
180 (C)	ULS/81	1	1,35	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	23	0,9	11	1,5			
181 (C)	ULS/82	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	11	1,5					
182 (C)	ULS/83	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	20	0,9	11	1,5			
183 (C)	ULS/84	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	21	0,9	11	1,5			
184 (C)	ULS/85	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	22	0,9	11	1,5			
185 (C)	ULS/86	1	1,35	2	1	4	1	3	1	5	1	23	0,9	11	1,5			Ação Base - Neve
186 (C)	ULS/87	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	11	1,5					
187 (C)	ULS/88	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	20	0,9	11	1,5			
188 (C)	ULS/89	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	21	0,9	11	1,5			
189 (C)	ULS/90	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	22	0,9	11	1,5			
190 (C)	ULS/91	1	1	2	1,35	4	1,35	3	1,35	5	1,35	23	0,9	11	1,5			
191 (C)	ULS/92	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	11	1,5					
192 (C)	ULS/93	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	20	0,9	11	1,5			
193 (C)	ULS/94	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	21	0,9	11	1,5			
194 (C)	ULS/95	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	22	0,9	11	1,5			
195 (C)	ULS/96	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	23	0,9	11	1,5			


Combinações de acções

Projeto	Edifício de Restauração- Bragança		
Localização	41°47'14''N 6°46'26''W		
Data	17 de novembro de 2022		
Versão	0		
Norma	NP EN 1990:2009		
Técnico	Carolina Ferreira da Silva		nºOE/OET

Comb. De ações - Estados Limite de Utilização

Combinação	Nome	Tipo de Combinação	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.	Caso	Coeff.
200 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	11	0,5		
201 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1				
202 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	20	0,6	11	0,5
203 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	20	0,6		
204 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	21	0,6	11	0,5
205 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	21	0,6		
206 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	22	0,6	11	0,5
207 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	22	0,6		
208 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	23	0,6	11	0,5
209 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	16	1	23	0,6		
210 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1						
211 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	20	1	11	0,5		
212 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	20	1				
213 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	21	1	11	0,5		
214 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	21	1				
215 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	22	1	11	0,5		
216 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	22	1				
217 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	23	1	11	0,5		
218 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	23	1				
219 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	11	1				
220 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	20	0,6	11	1		
221 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	21	0,6	11	1		
222 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	22	0,6	11	1		
223 (C)	SLS:CHF	SLS:CHR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	23	0,6	11	1		
224 (C)	SLS:FRE	SLS:FRE	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1						
225 (C)	SLS:FRE	SLS:FRE	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	20	0,2				
226 (C)	SLS:FRE	SLS:FRE	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	21	0,2				
227 (C)	SLS:FRE	SLS:FRE	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	22	0,2				
228 (C)	SLS:FRE	SLS:FRE	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	23	0,2				
229 (C)	SLS:FRE	SLS:FRE	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	11	0,2				
230 (C)	SLS:QPR	SLS:QPR	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1						

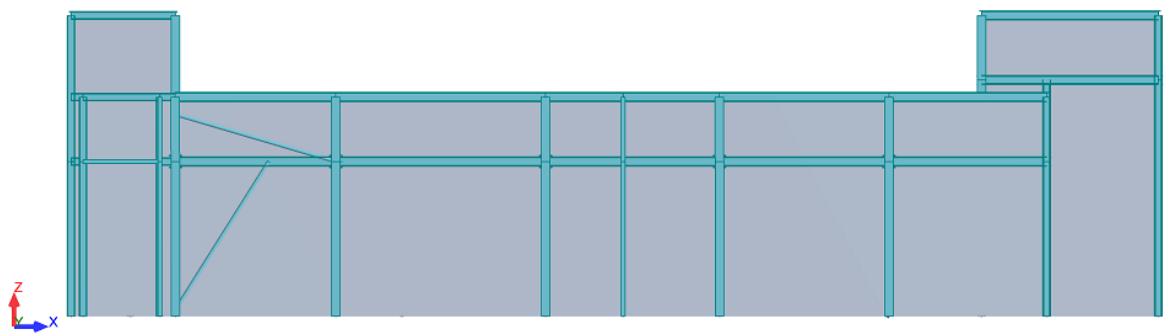
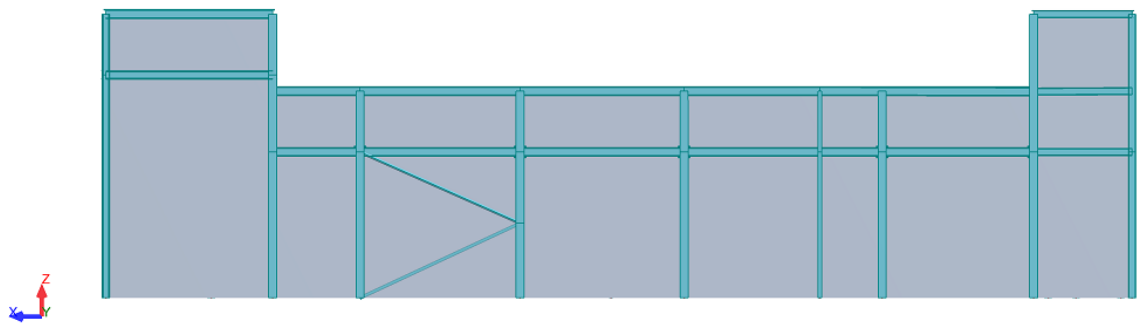
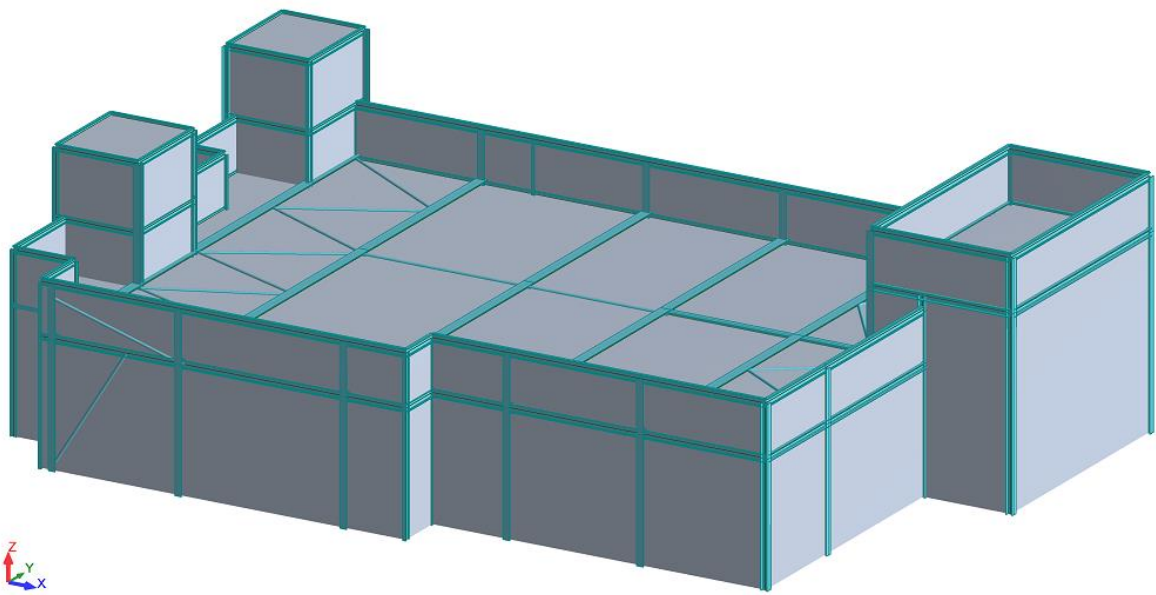
Combinações de acções

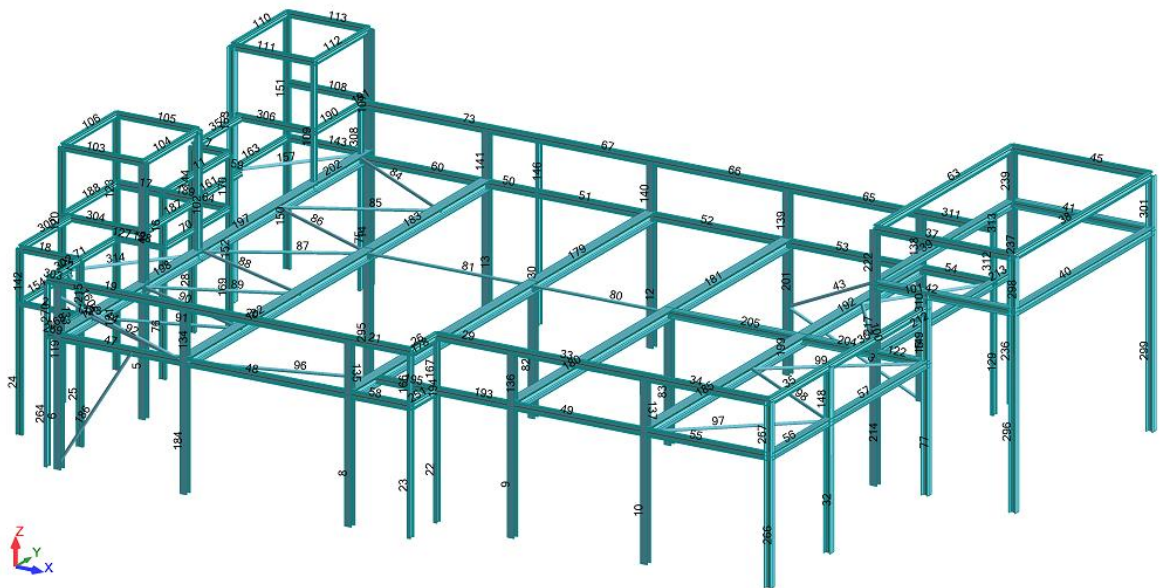
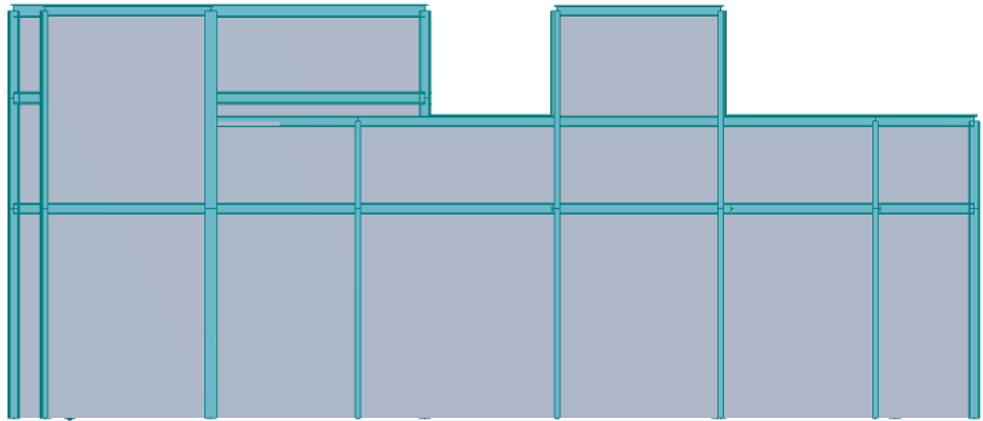
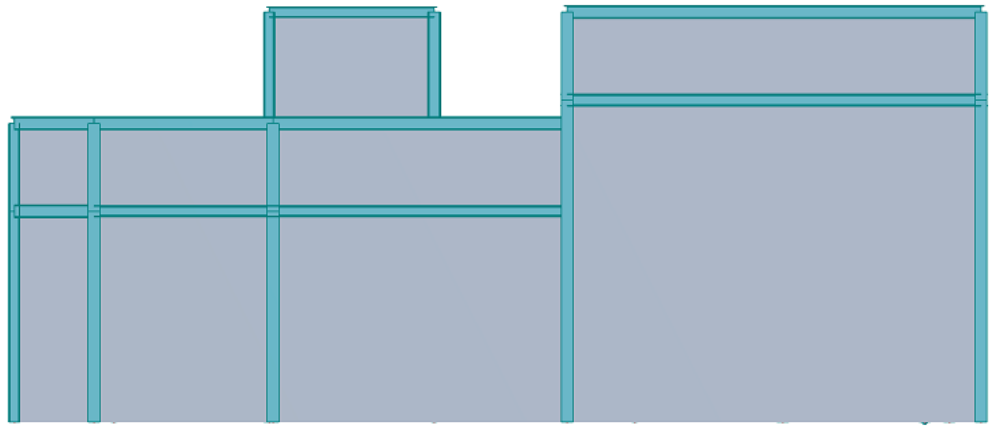
Projeto	Edifício de Restauração- Bragança		
Localização	41°47'14''N 6°46'26''W		
Data	17 de novembro de 2022		
Versão	0		
Norma			
Técnico	Carolina Ferreira da Silva		n°OE/OET

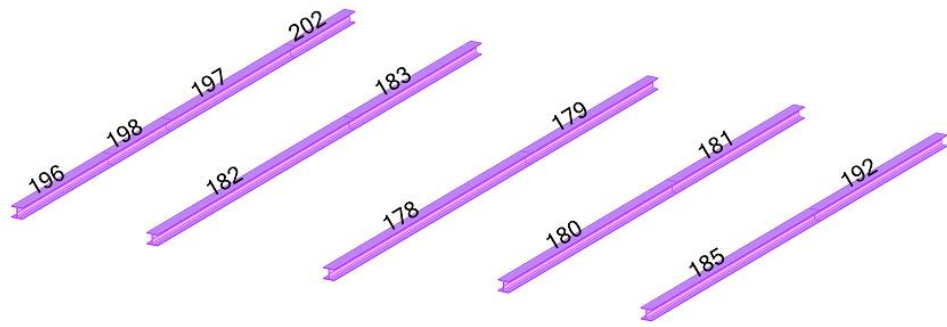
Combinações de ações - Acidente

Combinação	Nome	Tipo de Combinação	Caso	Coeff.		Caso	Coeff.		Caso	Coeff.		Caso	Coeff.		
300 (C) (CQC)	ACC:SEI/1	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	80	1	AST1 Direction_X
301 (C)	ACC:SEI/2	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1			
302 (C) (CQC)	ACC:SEI/3	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	81	1	AST1 Direction_Y
303 (C) (CQC)	ACC:SEI/4	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	86	1	AST2 Direction_X
304 (C) (CQC)	ACC:SEI/5	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	87	1	AST2 Direction_Y
305 (C) (CQC)	ACC:SEI/6	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	80	-1	AST1 Direction_X
306 (C) (CQC)	ACC:SEI/7	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	81	-1	AST1 Direction_Y
307 (C) (CQC)	ACC:SEI/8	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	86	-1	AST1 Direction_Y
308 (C) (CQC)	ACC:SEI/9	ACC	1	1	2	1	4	1	3	1	5	1	87	-1	AST2 Direction_X

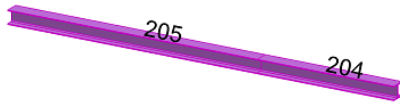
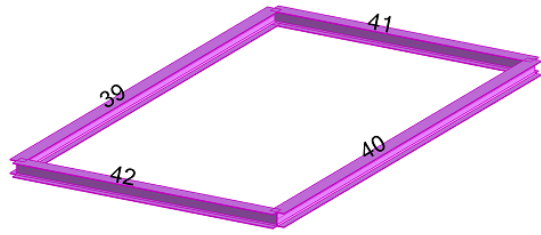
ANEXO IV – MODELAÇÃO



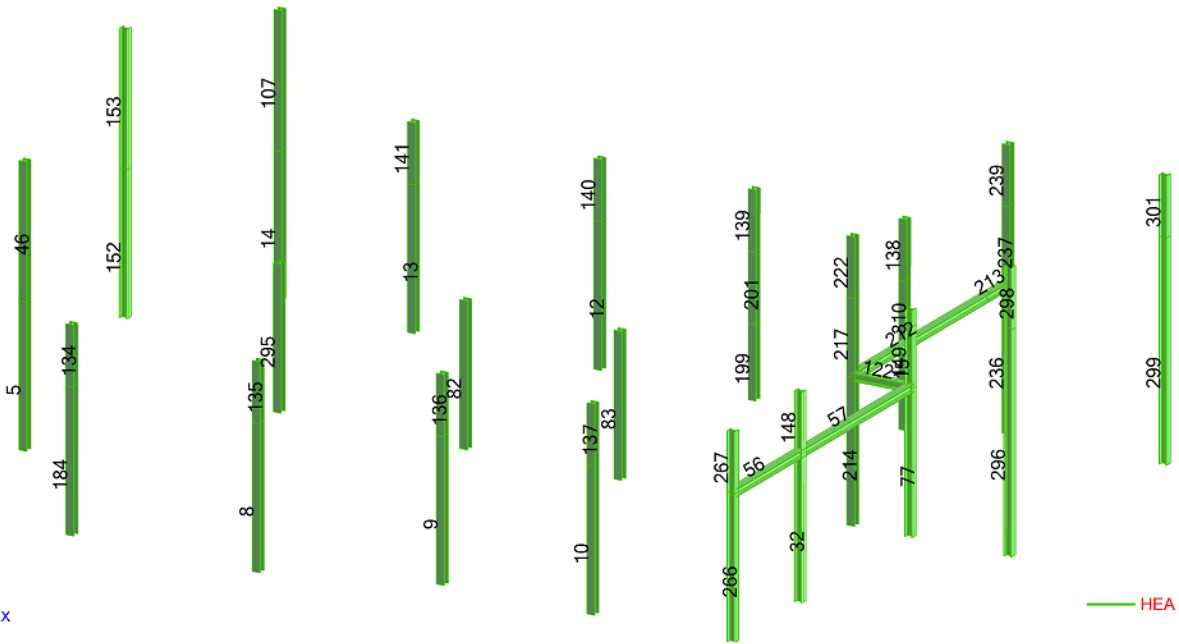




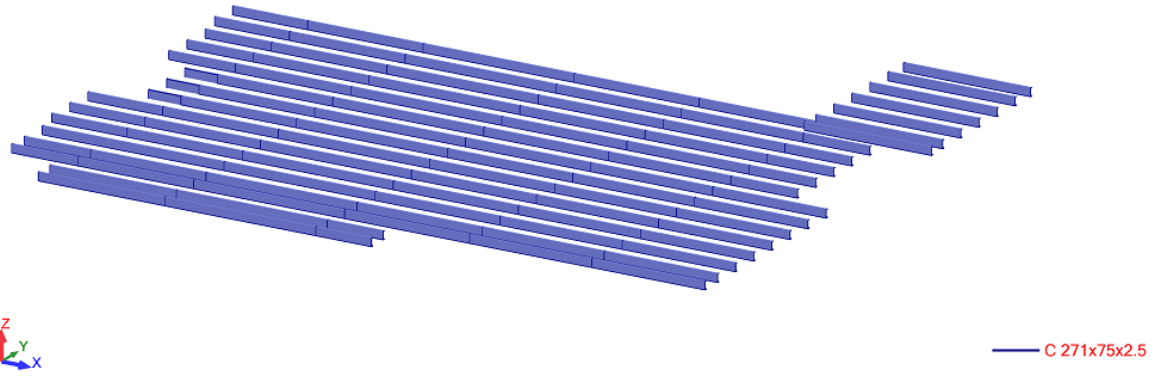
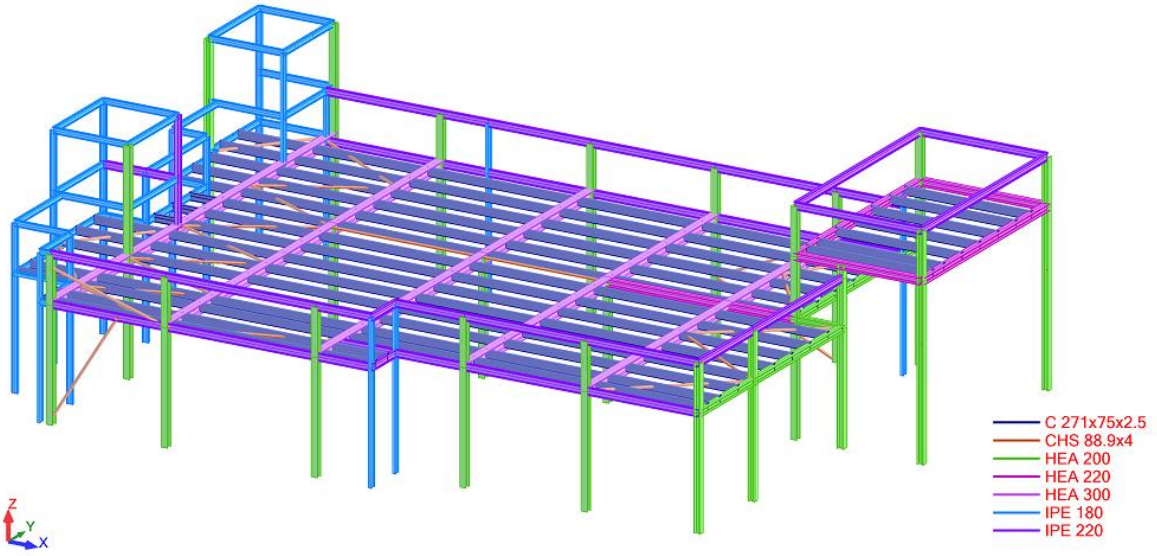
HEA 300



HEA 220




HEA 200



ANEXO V- RESULTADOS OBTIDOS

Verificação de Segurança das Madres

Projeto	Edifício de Restauração- Bragança		
Localização	41°47'14"N 6°46'26"W		
Data	17 de outubro de 2022		
Versão	0		
Norma	NP EN 1993-1-1:2010		
Técnico	Carolina Ferreira da Silva		
			n°OE/OET

Classe da Secção	4
Aço	S280

E (N/mm ²)	210000,000
G (N/mm ²)	80769,231
ν	0,300
f_{yb} (N/mm ²)	280,000

N_{Ed} (kN) (-)	-1,583	$M_{y,Ed}$ (-)	-20,901	$M_{z,Ed}$ (-)	-0,048	$V_{y,Ed}$	-15,23
N_{Ed} (kN) (+)	0	$M_{y,Ed}$ (+)	8,564	$M_{z,Ed}$ (+)	0,049	$V_{z,Ed}$	18,845

Combinação	106
------------	-----

Propriedades da secção bruta	G	kg/m	9
	h	mm	270,0
	b	mm	75,0
	a	mm	20,0
	r	mm	5
	t_{nom}	mm	2,5
	t_{eff}	mm	2,46
	A_{total}	cm ²	11,1
	$I_{y,total}$	cm ⁴	1173,5
	$W_{y,total}$	cm ³	87,74
	$I_{z,total}$	cm ⁴	76,26
	$W_{z,total}$	cm ³	13,92
	I_w	cm ⁶	10678
	I_t	cm ⁴	2233
	$z_{cg=cc}$	mm	133,8
	y_{cg}	mm	17,7
	y_{cc}	mm	29,8

		Aço				
		S220	S250	S280	S320	
Propriedades da secção efetiva	Compressão	A_{eff} [cm ²]	7,24	6,96	6,71	6,42
		$y_{cg,eff}$ [mm]	21,7	21,6	21,5	21,2
		$z_{cg,eff}$ [mm]	133,8	133,8	133,8	133,8
	Flexão Eixo Y	A_{eff} [cm ²]	10,95	10,90	10,84	10,58
		$I_{y,eff}$ [cm ⁴]	1152,17	1143,38	1134,52	1110,04
		$W_{y,eff}$ [cm ³]	85,21	84,18	83,14	79,99
		$z_{cg,eff}$ [mm]	132,3	131,7	131,0	128,7
	Flexão Positiva Eixo Z	A_{eff} [cm ²]	11,07	11,07	11,07	11,07
		$I_{z,eff}$ [cm ⁴]	76,26	76,26	76,26	76,26
		$W_{z,eff}$ [cm ³]	13,92	13,92	13,92	13,92
	Flexão Negativa Eixo Z	$y_{cg,eff}$ [mm]	17,7	17,7	17,7	17,7
		A_{eff}	4,24	7,62	7,45	7,31
		$I_{z,eff}$ [cm ⁴]	60,50	59,35	58,33	57,14
		$W_{z,eff}$ [cm ³]	12,94	12,94	12,78	12,68
	$y_{cg,eff}$ [mm]	25,7	26,3	26,8	27,5	

Verificação à tração
EN 1993-1-1 ponto 6.2.3 e formula (6.5)

$N_{t,Ed}$ (kN)	-1,583
$N_{t,Rd}$ (kN)	309,960
A_g (mm ²)	1107,000
f_{ya} (N/mm ²)	280,000
γ_{M0}	1,000

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Verificação 0,005 **OK**

Verificação à compressão
EN 1993-1-1 ponto 6.2.4 e formula (6.9)

$N_{c,Ed}$ (kN)	0,000
$N_{c,Rd}$ (kN)	179,808
A_{eff} (mm ²)	642,172
f_{yb} (N/mm ²)	280,000
γ_{M0}	1,000

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{N_{ED}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Verificação 0,000 **OK**

Momento fletor
EN 1993-1-1 ponto 6.2.5 e formula (6.12)

$$\frac{M_{ED}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

My-	
$M_{c,Ed}$ (kNm)	-20,901
$M_{c,Rd}$ (kNm)	22,397
W_{eff} (mm ³)	79,988
f_{yb} (N/mm ²)	280,000
γ_{M0}	1,000

My+	
$M_{c,Ed}$ (kNm)	8,564
$M_{c,Rd}$ (kNm)	22,397
W_{eff} (mm ³)	79,988
f_{yb} (N/mm ²)	280,000
γ_{M0}	1,000

Mz+	
$M_{c,Ed}$ (kNm)	0,049
$M_{c,Rd}$ (kNm)	3,898
W_{eff} (mm ³)	13,921
f_{yb} (N/mm ²)	280,000
γ_{M0}	1,000

Mz-	
$M_{c,Ed}$ (kNm)	-0,048
$M_{c,Rd}$ (kNm)	3,552
W_{eff} (mm ³)	12,685
f_{yb} (N/mm ²)	280,000
γ_{M0}	1,000

Verificação 0,933 **OK**

Verificação 0,382 **OK**

Verificação 0,013 **OK**

Verificação 0,014 **OK**

Combinação de Momentos

$M_{y^-,Ed}$ (kN.m)	-20,901
$M_{z^+,Ed}$ (kN.m)	0,049
$M_{cy,Rd}$ (kN.m)	22,397
$M_{cz,Rd}$ (kN.m)	3,898

$M_{y^-,Ed}$ (kN.m)	-20,901
$M_{z^-,Ed}$ (kN.m)	-0,048
$M_{cy,Rd}$ (kN.m)	22,397
$M_{cz,Rd}$ (kN.m)	3,552

$M_{y^+,Ed}$ (kN.m)	8,564
$M_{z^+,Ed}$ (kN.m)	0,049
$M_{cy,Rd}$ (kN.m)	22,397
$M_{cz,Rd}$ (kN.m)	3,898

$M_{y^+,Ed}$ (kN.m)	8,564
$M_{z^-,Ed}$ (kN.m)	-0,048
$M_{cy,Rd}$ (kN.m)	22,397
$M_{cz,Rd}$ (kN.m)	3,552

Verificação 0,946 **OK**

Verificação 0,920 **OK**

Verificação 0,395 **OK**

Verificação 0,369 **OK**

Esforço transverso

EN 1993-1-1 ponto 6.2.6 e formula (6.17)

$V_{z,Ed}$ (kN)	15,229
$V_{b,Rd}$ (kN)	66,249
h_w (mm)	270,000
φ	78,000
t (mm)	2,460
λ_w	1,387
f_{bv} (N/mm ²)	97,563

$$\frac{V_{ED}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{c,Rd} = \frac{h_w}{\sin(\varphi)} t \left(\frac{f_v}{\sqrt{3}} \right) \gamma_{M0}$$

Verificação 0,230 **OK**

Flexão composta

EN 1993-1-1 ponto 6.2.9.3 e formula (6.44)

$$\frac{N_{Ed}}{W_{eff} \times f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} \times f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} \times f_y / \gamma_{M0}} \leq 1.0$$

M_y^+	
$N_{c,Ed}$ (kN)	0,000
$N_{c,Rd}$ (kN)	179,808
$M_{ty^+,Ed}$ (kN.m)	8,564
$M_{cy,Rd}$ (kN.m)	22,397
$M_{y^+,Ed}$ (kN.m)	8,564
$\Delta M_{y,Ed}$ (kN.m)	0,000
e_{Ny} (mm)	0,000
$z_{eff,gc}$ (mm)	133,750
z_{gc} (mm)	133,800

M_y^-	
$N_{c,Ed}$ (kN)	0,000
$N_{c,Rd}$ (kN)	179,808
$M_{ty^-,Ed}$ (kN.m)	-20,901
$M_{cy,Rd}$ (kN.m)	22,397
$M_{y^-,Ed}$ (kN.m)	20,901
$\Delta M_{y,Ed}$ (kN.m)	0,000
e_{Ny} (mm)	0,000
$z_{eff,gc}$ (mm)	133,750
z_{gc} (mm)	133,800

M_z^+	
$N_{c,Ed}$ (kN)	0,000
$N_{c,Rd}$ (kN)	179,808
$M_{tz^+,Ed}$ (kN.m)	0,049
$M_{cz,Rd}$ (kN.m)	3,898
$M_{z^+,Ed}$ (kN.m)	0,049
$\Delta M_{z,Ed}$ (kN.m)	0,000
e_{Nz} (mm)	0,000
$y_{eff,gc}$ (mm)	17,722
y_{gc} (mm)	17,700

M_z^-	
$N_{c,Ed}$ (kN)	0,000
$N_{c,Rd}$ (kN)	179,808
$M_{tz^-,Ed}$ (kN.m)	-0,048
$M_{cz,Rd}$ (kN.m)	3,552
$M_{z^-,Ed}$ (kN.m)	-0,048
$\Delta M_{z,Ed}$ (kN.m)	0,000
e_{Nz} (mm)	0,000
$y_{eff,gc}$ (mm)	17,722
y_{gc} (mm)	17,700

Verificação 0,382 **OK**

Verificação 0,933 **OK**

Verificação 0,013 **OK**

Verificação 0,014 **OK**

Combined Shear force and Biaxial bending moment

EN 1993-1-1 ponto 6.2.10 e formula (6.45)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 50\%$$

V_{Ed} (kN)	24,2292
$V_{pl,Rd}$ (kN)	66,249

Verificação 0,366 **OK**

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
178 SBeam1-2-3_178	HEA 300	S 275	74.004	125.907	0.892	108 ULS/9=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+23...	0.027	211 SLS:CHR/12=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000...	0.434	208 SLS:CHR/9=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...
179 SBeam1-2-3_179	HEA 300	S 275	47.850	81.410	0.664	108 ULS/9=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+23...	0.010	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.059	217 SLS:CHR/18=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+23*1.000...
180 SBeam1-2-3_180	HEA 300	S 275	63.345	107.772	0.656	104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21...	0.005	211 SLS:CHR/12=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000...	0.289	208 SLS:CHR/9=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...
181 SBeam1-2-3_181	HEA 300	S 275	47.850	81.410	0.555	104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21...	0.013	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.057	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...
182 Simple member_82	HEA 300	S 275	74.004	125.907	0.945	108 ULS/9=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+23...	0.002	216 SLS:CHR/17=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.464	208 SLS:CHR/9=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...
183 Simple member_82	HEA 300	S 275	47.850	81.409	0.702	108 ULS/9=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+23...	0.002	211 SLS:CHR/12=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000...	0.062	217 SLS:CHR/18=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+23*1.000...
185 Simple member_82	HEA 300	S 275	63.344	107.770	0.375	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	0.004	211 SLS:CHR/12=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000...	0.361	204 SLS:CHR/5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...
192 Simple member_82	HEA 300	S 275	47.851	81.412	0.233	104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21...	0.005	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.082	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...
196 Simple member_82	HEA 300	S 275	34.129	58.066	0.282	102 ULS/3=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+20...	0.003	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.025	211 SLS:CHR/12=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000...
197 Simple member_82	HEA 300	S 275	46.660	79.385	0.238	106 ULS/7=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+22...	0.005	216 SLS:CHR/17=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.190	202 SLS:CHR/3=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...
198 SBeam1-2-3_198	HEA 300	S 275	22.061	37.534	0.216	106 ULS/7=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+22...	0.003	216 SLS:CHR/17=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.039	202 SLS:CHR/3=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...
202 Simple member_82	HEA 300	S 275	22.275	37.898	0.261	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	0.008	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.031	206 SLS:CHR/7=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
39 Beam63-38_39	HEA 220	S 275	76.941	128.002	0.713	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	0.131	216 SLS:CHR/17=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.190	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...
40 Beam63-38_40	HEA 220	S 275	76.941	128.002	0.609	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	0.146	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.443	206 SLS:CHR/7=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...
41 BeamSec_41	HEA 220	S 275	22.444	74.677	0.269	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	0.077	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.030	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...
42 BeamSec_42	HEA 220	S 275	22.444	74.677	0.461	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	0.236	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.033	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...
204 Simple member_82	HEA 220	S 275	23.543	39.167	0.966	104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21...	0.012	211 SLS:CHR/12=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000...	0.081	204 SLS:CHR/5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...
205 Simple member_82	HEA 220	S 275	43.081	71.671	0.894	104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21...	0.017	215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000...	0.377	204 SLS:CHR/5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000...

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
5 Simple member_8	HEA 200	S 275	10.133	16.848	0.200	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.048	213 SLS:CHR	0.103	217 SLS:CHR
6 Simple member_6	HEA 200	S 275	10.133	2.108	0.346	166 ULS/67=1*1.000+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+23*1.500+11...	-	-	-	-	0.060	213 SLS:CHR	0.103	217 SLS:CHR
8 Simple member_8	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.672	108 ULS/9=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+23...	-	-	-	-	0.060	213 SLS:CHR	0.170	217 SLS:CHR
9 Simple member_9	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.548	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.056	215 SLS:CHR	0.123	217 SLS:CHR
10 Simple member_10	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.945	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.059	215 SLS:CHR	0.154	216 SLS:CHR
12 Simple member_12	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.383	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.049	212 SLS:CHR	0.166	217 SLS:CHR
13 Simple member_13	HEA 200	S 275	10.133	16.848	0.309	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.050	212 SLS:CHR	0.113	217 SLS:CHR
14 Simple member_14	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.419	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.056	212 SLS:CHR	0.100	217 SLS:CHR
15 Simple member_15	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.508	104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21...	-	-	-	-	0.042	212 SLS:CHR	0.156	216 SLS:CHR
32 ColumnT_32	HEA 200	S 275	10.133	16.848	0.165	307 ACC:SEV8=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+86*1.000	-	-	-	-	0.047	214 SLS:CHR	0.222	216 SLS:CHR
46 S columnUP2Dir_46	HEA 200	S 275	28.738	47.783	0.200	108 ULS/9=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+23...	-	-	-	-	0.104	213 SLS:CHR	0.300	206 SLS:CHR
56 Beam56_56	HEA 200	S 275	36.873	61.309	0.228	150 ULS/51=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+23*1.500+11...	0.010	216 SLS:CHR/17=1*	0.015	217 SLS:CHR/18=1*	-	-	-	-
57 Beam57_57	HEA 200	S 275	60.567	100.705	0.392	144 ULS/45=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+20*1.500+11...	0.067	212 SLS:CHR/13=1*	0.151	215 SLS:CHR/16=1*	-	-	-	-
77 ColumnT_77	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.282	303 ACC:SEV4=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+86*1.000	-	-	-	-	0.034	214 SLS:CHR	0.219	216 SLS:CHR
82 Simple member_82	HEA 200	S 275	10.133	16.848	0.285	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.033	214 SLS:CHR	0.167	217 SLS:CHR
83 Simple member_83	HEA 200	S 275	10.133	16.848	0.280	303 ACC:SEV4=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+86*1.000	-	-	-	-	0.034	214 SLS:CHR	0.121	217 SLS:CHR
107 Simple member_107	HEA 200	S 275	28.738	47.783	0.118	144 ULS/45=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+20*1.500+11...	-	-	-	-	0.062	211 SLS:CHR	0.453	202 SLS:CHR
122 Beam212_122	HEA 200	S 275	18.275	30.386	0.866	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	0.025	216 SLS:CHR/17=1*	0.124	204 SLS:CHR/5=1*1	-	-	-	-
133 SColumn_TY_133	HEA 200	S 275	6.031	15.058	0.122	303 ACC:SEV4=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+86*1.000	-	-	-	-	0.010	215 SLS:CHR	0.066	215 SLS:CHR
135 SColumn_TY_135	HEA 200	S 275	6.031	15.058	0.072	102 ULS/3=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+20...	-	-	-	-	0.014	211 SLS:CHR	0.900	208 SLS:CHR
136 SColumn_TY_136	HEA 200	S 275	6.031	15.058	0.096	102 ULS/3=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+20...	-	-	-	-	0.015	212 SLS:CHR	0.677	208 SLS:CHR
138 SColumn_TY_138	HEA 200	S 275	6.049	15.058	0.054	88 1 * X 0.3 * Y	-	-	-	-	0.026	213 SLS:CHR	0.538	215 SLS:CHR
139 SColumn_TY_139	HEA 200	S 275	6.049	15.058	0.037	307 ACC:SEV8=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+86*1.000	-	-	-	-	0.025	213 SLS:CHR	0.174	215 SLS:CHR
140 SColumn_TY_140	HEA 200	S 275	6.049	15.058	0.023	153 ULS/54=1*1.350+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.500	-	-	-	-	0.026	213 SLS:CHR	0.067	215 SLS:CHR
141 SColumn_TY_141	HEA 200	S 275	6.031	15.058	0.001	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.064	200 SLS:CHR	0.079	211 SLS:CHR
149 ColumnSec_149	HEA 200	S 275	6.037	10.038	0.329	106 ULS/7=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+22...	-	-	-	-	0.132	215 SLS:CHR	0.214	215 SLS:CHR
152 Simple member_82	HEA 200	S 275	10.133	16.848	0.184	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.065	213 SLS:CHR	0.137	215 SLS:CHR
153 Simple member_82	HEA 200	S 275	13.712	22.799	0.200	102 ULS/3=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+20...	-	-	-	-	0.348	204 SLS:CHR	0.066	216 SLS:CHR
184 Simple member_82	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.842	102 ULS/3=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+20...	-	-	-	-	0.060	213 SLS:CHR	0.118	217 SLS:CHR
199 Simple member_82	HEA 200	S 275	5.190	8.629	0.325	303 ACC:SEV4=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+86*1.000	-	-	-	-	0.043	212 SLS:CHR	0.142	208 SLS:CHR
201 Simple member_82	HEA 200	S 275	7.082	11.776	0.297	308 ACC:SEV9=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.049	212 SLS:CHR	0.103	217 SLS:CHR
212 Simple member_82	HEA 200	S 275	73.608	122.388	0.466	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	0.036	211 SLS:CHR/12=1*	0.179	204 SLS:CHR/5=1*1	-	-	-	-
213 Simple member_82	HEA 200	S 275	8.106	14.054	0.190	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.247	215 SLS:CHR	0.002	215 SLS:CHR
214 Simple member_82	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.686	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.034	214 SLS:CHR	0.150	216 SLS:CHR
217 Simple member_82	HEA 200	S 275	5.348	8.892	0.659	104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21...	-	-	-	-	0.134	215 SLS:CHR	0.060	208 SLS:CHR
222 Simple member_82	HEA 200	S 275	4.222	7.020	0.186	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.013	215 SLS:CHR	0.079	215 SLS:CHR
236 Simple member_82	HEA 200	S 275	14.519	24.140	0.233	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.085	215 SLS:CHR	0.146	216 SLS:CHR
237 Simple member_82	HEA 200	S 275	7.663	12.741	0.191	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.234	215 SLS:CHR	0.049	217 SLS:CHR
239 Simple member_82	HEA 200	S 275	4.222	7.020	0.176	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.038	215 SLS:CHR	0.078	215 SLS:CHR
266 Simple member_82	HEA 200	S 275	10.133	16.848	0.258	88 1 * X 0.3 * Y	-	-	-	-	0.057	215 SLS:CHR	0.223	216 SLS:CHR
267 Simple member_82	HEA 200	S 275	12.678	21.081	0.208	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.015	212 SLS:CHR	0.183	216 SLS:CHR
295 Simple member_82	HEA 200	S 275	10.133	16.848	0.245	304 ACC:SEV5=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+87*1.000	-	-	-	-	0.033	214 SLS:CHR	0.114	217 SLS:CHR
296 Simple member_82	HEA 200	S 275	21.916	36.439	0.769	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.049	211 SLS:CHR	0.802	216 SLS:CHR
298 Simple member_82	HEA 200	S 275	4.222	7.020	0.722	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.013	215 SLS:CHR	0.086	216 SLS:CHR
299 Simple member_82	HEA 200	S 275	21.916	36.439	0.657	173 ULS/74=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.500	-	-	-	-	0.137	215 SLS:CHR	0.800	216 SLS:CHR
301 Simple member_82	HEA 200	S 275	4.222	7.020	0.695	104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21...	-	-	-	-	0.035	215 SLS:CHR	0.112	215 SLS:CHR
310 ColumnSec_310	HEA 200	S 275	1.610	10.038	0.296	148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11...	-	-	-	-	0.135	215 SLS:CHR	0.227	216 SLS:CHR

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
17 BeamSec_17	OK IPE 220	S 275	7.580	39.035	0.702	102 ULS/3=1*1.350+	0.053	211 SLS:CHR/12=1*	0.073	202 SLS:CHR/3=1*1.	-	-	-	-
19 BeamSec_19	OK IPE 220	S 275	20.524	105.684	0.095	303 ACC:SEI4=1*1.	0.043	208 SLS:CHR/9=1*1.	0.004	215 SLS:CHR/16=1*	-	-	-	-
20 BeamSec_20	OK IPE 220	S 275	26.822	138.116	0.140	303 ACC:SEI4=1*1.	0.208	206 SLS:CHR/7=1*1.	0.004	213 SLS:CHR/14=1*	-	-	-	-
21 BeamSec_21	OK IPE 220	S 275	9.919	51.076	0.218	102 ULS/3=1*1.350+	0.073	206 SLS:CHR/7=1*1.	0.004	208 SLS:CHR/9=1*1.	-	-	-	-
26 Bracing_26	OK IPE 220	S 275	14.900	54.806	0.221	102 ULS/3=1*1.350+	0.110	208 SLS:CHR/9=1*1.	0.001	208 SLS:CHR/9=1*1.	-	-	-	-
29 BeamSec_29	OK IPE 220	S 275	12.295	63.309	0.071	88 1 * X 0.3 * Y	0.018	213 SLS:CHR/14=1*	0.005	211 SLS:CHR/12=1*	-	-	-	-
33 BeamSec_33	OK IPE 220	S 275	21.672	111.596	0.113	144 ULS/45=1*1.350	0.117	202 SLS:CHR/3=1*1.	0.003	211 SLS:CHR/12=1*	-	-	-	-
34 BeamSec_34	OK IPE 220	S 275	20.171	103.870	0.176	144 ULS/45=1*1.350	0.110	211 SLS:CHR/12=1*	0.003	213 SLS:CHR/14=1*	-	-	-	-
35 BeamSec_35	OK IPE 220	S 275	16.753	86.269	0.295	148 ULS/49=1*1.350	0.070	215 SLS:CHR/16=1*	0.011	215 SLS:CHR/16=1*	-	-	-	-
36 BeamSec_36	OK IPE 220	S 275	27.519	141.704	0.383	172 ULS/73=1*1.000	0.176	211 SLS:CHR/12=1*	0.029	216 SLS:CHR/17=1*	-	-	-	-
37 BeamSec_37	OK IPE 220	S 275	22.581	116.276	0.137	144 ULS/45=1*1.350	0.094	215 SLS:CHR/16=1*	0.006	211 SLS:CHR/12=1*	-	-	-	-
38 BeamSec_38	OK IPE 220	S 275	38.705	199.306	0.625	148 ULS/49=1*1.350	0.298	211 SLS:CHR/12=1*	0.077	206 SLS:CHR/7=1*1.	-	-	-	-
45 BeamSec_45	OK IPE 220	S 275	22.581	116.276	0.186	148 ULS/49=1*1.350	0.134	215 SLS:CHR/16=1*	0.005	215 SLS:CHR/16=1*	-	-	-	-
47 BeamSec_47	OK IPE 220	S 275	20.524	105.684	0.683	303 ACC:SEI4=1*1.	0.051	218 SLS:CHR/19=1*	0.034	211 SLS:CHR/14=1*	-	-	-	-
48 BeamSec_48	OK IPE 220	S 275	26.822	138.116	0.314	303 ACC:SEI4=1*1.	0.019	216 SLS:CHR/17=1*	0.061	215 SLS:CHR/16=1*	-	-	-	-
49 BeamSec_49	OK IPE 220	S 275	21.672	111.596	0.331	303 ACC:SEI4=1*1.	0.022	215 SLS:CHR/16=1*	0.040	208 SLS:CHR/9=1*1.	-	-	-	-
50 BeamSec_50	OK IPE 220	S 275	8.447	43.495	0.297	148 ULS/49=1*1.350	0.060	216 SLS:CHR/17=1*	0.015	200 SLS:CHR/1=1*1.	-	-	-	-
51 BeamSec_51	OK IPE 220	S 275	18.375	94.621	0.307	148 ULS/49=1*1.350	0.115	216 SLS:CHR/17=1*	0.017	212 SLS:CHR/13=1*	-	-	-	-
52 Beam52_52	OK IPE 220	S 275	44.427	163.408	0.255	149 ULS/50=1*1.350	0.069	216 SLS:CHR/17=1*	0.024	213 SLS:CHR/14=1*	-	-	-	-
53 BeamSec_53	OK IPE 220	S 275	21.672	111.596	0.332	148 ULS/49=1*1.350	0.070	215 SLS:CHR/16=1*	0.025	212 SLS:CHR/13=1*	-	-	-	-
54 BeamSec_54	OK IPE 220	S 275	11.843	60.985	0.129	172 ULS/73=1*1.000	0.030	215 SLS:CHR/16=1*	0.005	211 SLS:CHR/12=1*	-	-	-	-
55 BeamSec_55	OK IPE 220	S 275	20.146	103.739	0.299	303 ACC:SEI4=1*1.	0.015	216 SLS:CHR/17=1*	0.022	216 SLS:CHR/17=1*	-	-	-	-
58 BeamSec_58	OK IPE 220	S 275	9.894	50.946	0.222	303 ACC:SEI4=1*1.	0.018	211 SLS:CHR/12=1*	0.008	216 SLS:CHR/17=1*	-	-	-	-
60 BeamSec_60	OK IPE 220	S 275	20.524	105.684	0.273	148 ULS/49=1*1.350	0.058	215 SLS:CHR/16=1*	0.043	210 SLS:CHR/11=1*	-	-	-	-
63 BeamSec_63	OK IPE 220	S 275	38.705	199.306	0.388	148 ULS/49=1*1.350	0.298	211 SLS:CHR/12=1*	0.014	215 SLS:CHR/16=1*	-	-	-	-
65 BeamSec_65	OK IPE 220	S 275	21.672	111.596	0.102	148 ULS/49=1*1.350	0.093	215 SLS:CHR/16=1*	0.004	211 SLS:CHR/12=1*	-	-	-	-
66 BeamSec_66	OK IPE 220	S 275	22.213	114.386	0.053	146 ULS/47=1*1.350	0.075	215 SLS:CHR/16=1*	0.004	213 SLS:CHR/14=1*	-	-	-	-
67 BeamSec_67	OK IPE 220	S 275	18.379	94.639	0.054	144 ULS/45=1*1.350	0.026	211 SLS:CHR/12=1*	0.005	213 SLS:CHR/14=1*	-	-	-	-
73 BeamSec_73	OK IPE 220	S 275	28.967	149.161	0.104	144 ULS/45=1*1.350	0.063	211 SLS:CHR/12=1*	0.005	214 SLS:CHR/15=1*	-	-	-	-
102 SColumn_Z_102	OK IPE 220	S 275	74.612	96.051	0.560	102 ULS/3=1*1.350+	-	-	-	-	0.490	211 SLS:CHR/12=1*	0.301	206 SLS:CHR/7=1*1.
189 BeamSec_189	OK IPE 220	S 275	5.748	29.599	0.889	102 ULS/3=1*1.350+	0.023	212 SLS:CHR/13=1*	0.089	202 SLS:CHR/3=1*1.	-	-	-	-
193 Simple member_82	OK IPE 220	S 275	12.320	63.439	0.555	108 ULS/9=1*1.350+	0.014	215 SLS:CHR/16=1*	0.077	208 SLS:CHR/9=1*1.	-	-	-	-
195 Simple member_82	OK IPE 220	S 275	9.880	50.877	0.545	102 ULS/3=1*1.350+	0.017	211 SLS:CHR/12=1*	0.093	208 SLS:CHR/9=1*1.	-	-	-	-
251 BeamSec_251	OK IPE 220	S 275	7.450	38.364	0.205	304 ACC:SEI5=1*1.	0.013	211 SLS:CHR/12=1*	0.007	217 SLS:CHR/18=1*	-	-	-	-
311 BeamSec_311	OK IPE 220	S 275	11.843	60.985	0.119	144 ULS/45=1*1.350	0.071	215 SLS:CHR/16=1*	0.006	212 SLS:CHR/13=1*	-	-	-	-

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
3 Bracing_3	OK CHS 88.9x4	S 275	145.314	145.314	0.609	88 1 * X 0.3 * Y	0.013	204 SLS:CHR/5=1*1.	0.028	212 SLS:CHR/13=1*
43 Bracing_43	OK CHS 88.9x4	S 275	144.100	144.100	0.620	303 ACC:SEV4=1*1.	0.049	202 SLS:CHR/3=1*1.	0.030	212 SLS:CHR/13=1*
44 Bracing_44	OK CHS 88.9x4	S 275	129.967	129.967	0.103	146 ULS/47=1*1.350	0.000	203 SLS:CHR/4=1*1.	0.091	213 SLS:CHR/14=1*
80 Bracing_80	OK CHS 88.9x4	S 275	134.967	134.967	0.491	144 ULS/45=1*1.350	0.007	215 SLS:CHR/16=1*	0.292	204 SLS:CHR/5=1*1.
81 Bracing_81	OK CHS 88.9x4	S 275	162.967	162.967	0.471	303 ACC:SEV4=1*1.	0.017	211 SLS:CHR/12=1*	0.055	204 SLS:CHR/5=1*1.
84 Bracing_84	OK CHS 88.9x4	S 275	148.147	148.147	0.453	303 ACC:SEV4=1*1.	0.008	211 SLS:CHR/12=1*	0.139	202 SLS:CHR/3=1*1.
85 Bracing_85	OK CHS 88.9x4	S 275	139.089	139.089	0.270	88 1 * X 0.3 * Y	0.004	211 SLS:CHR/12=1*	0.013	202 SLS:CHR/3=1*1.
86 Bracing_86	OK CHS 88.9x4	S 275	139.088	139.088	0.334	303 ACC:SEV4=1*1.	0.003	216 SLS:CHR/17=1*	0.060	208 SLS:CHR/9=1*1.
87 Bracing_87	OK CHS 88.9x4	S 275	141.372	141.372	0.145	160 ULS/61=1*1.000	0.002	211 SLS:CHR/12=1*	0.176	211 SLS:CHR/12=1*
88 Bracing_88	OK CHS 88.9x4	S 275	134.736	134.736	0.185	303 ACC:SEV4=1*1.	0.002	215 SLS:CHR/16=1*	0.142	208 SLS:CHR/9=1*1.
89 Bracing_89	OK CHS 88.9x4	S 275	134.992	134.992	0.248	303 ACC:SEV4=1*1.	0.002	215 SLS:CHR/16=1*	0.061	208 SLS:CHR/9=1*1.
90 Bracing_90	OK CHS 88.9x4	S 275	133.896	133.896	0.335	303 ACC:SEV4=1*1.	0.002	215 SLS:CHR/16=1*	0.099	208 SLS:CHR/9=1*1.
91 Bracing_91	OK CHS 88.9x4	S 275	131.105	131.105	0.313	303 ACC:SEV4=1*1.	0.001	215 SLS:CHR/16=1*	0.169	208 SLS:CHR/9=1*1.
92 Bracing_92	OK CHS 88.9x4	S 275	136.571	136.571	0.302	303 ACC:SEV4=1*1.	0.001	217 SLS:CHR/18=1*	0.094	208 SLS:CHR/9=1*1.
96 Bracing_96	OK CHS 88.9x4	S 275	169.137	169.137	0.331	303 ACC:SEV4=1*1.	0.014	211 SLS:CHR/12=1*	0.201	208 SLS:CHR/9=1*1.
97 Bracing_97	OK CHS 88.9x4	S 275	159.200	159.200	0.468	148 ULS/49=1*1.350	0.013	211 SLS:CHR/12=1*	0.254	211 SLS:CHR/12=1*
98 Bracing_98	OK CHS 88.9x4	S 275	146.472	146.472	0.182	146 ULS/47=1*1.350	0.014	212 SLS:CHR/13=1*	0.131	213 SLS:CHR/14=1*
99 Bracing_99	OK CHS 88.9x4	S 275	150.038	150.038	0.523	148 ULS/49=1*1.350	0.027	216 SLS:CHR/17=1*	0.146	204 SLS:CHR/5=1*1.
100 Bracing_100	OK CHS 88.9x4	S 275	124.671	124.671	0.184	164 ULS/65=1*1.000	0.013	211 SLS:CHR/12=1*	0.110	204 SLS:CHR/5=1*1.
101 Bracing_101	OK CHS 88.9x4	S 275	124.012	124.012	0.165	303 ACC:SEV4=1*1.	0.037	215 SLS:CHR/16=1*	0.077	206 SLS:CHR/7=1*1.
157 Simple member_82	OK CHS 88.9x4	S 275	124.418	124.418	0.069	90 0.3 * X 1 * Y	0.023	211 SLS:CHR/12=1*	0.082	206 SLS:CHR/7=1*1.
160 Simple member_82	OK CHS 88.9x4	S 275	110.429	110.429	0.416	148 ULS/49=1*1.350	0.020	211 SLS:CHR/12=1*	0.038	204 SLS:CHR/5=1*1.
186 Bracing_186	OK CHS 88.9x4	S 275	135.910	135.910	0.609	88 1 * X 0.3 * Y	0.426	218 SLS:CHR/19=1*	0.165	212 SLS:CHR/13=1*
314 Bracing_314	OK CHS 88.9x4	S 275	123.834	123.834	0.211	148 ULS/49=1*1.350	0.034	211 SLS:CHR/12=1*	0.081	211 SLS:CHR/12=1*

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
2 Simple member_2	IPE 180	S 275	12.087	61.151	0.190	307 ACC:SEV/8=1*1.000+	0.060	214 SLS:CHR/15=1*1.00	0.003	212 SLS:CHR/13=1*1.00	-	-	-	-
7 BeamSec_7	IPE 180	S 275	7.429	37.586	0.168	308 ACC:SEV/8=1*1.000+	0.043	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.001	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
11 BeamSec_11	IPE 180	S 275	23.050	116.614	0.129	304 ACC:SEV/5=1*1.000+	0.074	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.008	208 SLS:CHR/9=1*1.000	-	-	-	-
16 SColumn_Z_16	IPE 180	S 275	40.454	51.166	0.547	448 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.278	211 SLS:CHR/12=1*1.00	0.077	204 SLS:CHR/5=1*1.000
18 BeamSec_18	IPE 180	S 275	12.086	61.146	0.078	303 ACC:SEV/4=1*1.000+	0.013	218 SLS:CHR/19=1*1.00	0.002	214 SLS:CHR/15=1*1.00	-	-	-	-
22 ColumnT_22	IPE 180	S 275	16.214	58.592	0.532	304 ACC:SEV/5=1*1.000+	-	-	-	-	0.055	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.160	217 SLS:CHR/18=1*1.00
23 ColumnT_23	IPE 180	S 275	11.316	40.892	0.426	304 ACC:SEV/5=1*1.000+	-	-	-	-	0.060	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.160	217 SLS:CHR/18=1*1.00
24 ColumnSec_24	IPE 180	S 275	16.180	24.365	0.516	173 ULS/74=1*1.000+2*1	-	-	-	-	0.055	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.127	215 SLS:CHR/16=1*1.00
25 ColumnSec_25	IPE 180	S 275	16.180	24.365	0.227	164 ULS/65=1*1.000+2*1	-	-	-	-	0.055	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.106	215 SLS:CHR/16=1*1.00
28 ColumnSec_28	IPE 180	S 275	16.182	24.365	0.109	308 ACC:SEV/4=1*1.000+	-	-	-	-	0.023	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.131	216 SLS:CHR/16=1*1.00
30 ColumnT_30	IPE 180	S 275	11.316	40.892	0.327	424 ULS/45=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.050	212 SLS:CHR/13=1*1.00	0.066	216 SLS:CHR/17=1*1.00
59	IPE 180	S 275	1.854	9.380	0.123	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.009	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.003	206 SLS:CHR/7=1*1.000	-	-	-	-
64 BeamSec_64	IPE 180	S 275	7.429	37.586	0.132	148 ULS/49=1*1.350+2*1	0.020	214 SLS:CHR/14=1*1.00	0.003	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
70 Beam70_70	IPE 180	S 275	46.100	166.591	0.220	106 ULS/7=1*1.350+2*1	0.050	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.168	206 SLS:CHR/7=1*1.000	-	-	-	-
71 BeamSec_71	IPE 180	S 275	18.949	95.866	0.174	148 ULS/49=1*1.350+2*1	0.094	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.012	215 SLS:CHR/16=1*1.00	-	-	-	-
72 BeamSec_72	IPE 180	S 275	1.888	9.550	0.121	102 ULS/3=1*1.350+2*1	0.018	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.004	215 SLS:CHR/16=1*1.00	-	-	-	-
75 ColumnSec_75	IPE 180	S 275	16.182	24.365	0.611	144 ULS/45=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.049	212 SLS:CHR/13=1*1.00	0.100	217 SLS:CHR/18=1*1.00
76 ColumnSec_76	IPE 180	S 275	16.180	24.365	0.351	148 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.193	211 SLS:CHR/12=1*1.00	0.285	215 SLS:CHR/16=1*1.00
103 BeamSec_103	IPE 180	S 275	16.381	82.873	0.178	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.040	211 SLS:CHR/12=1*1.00	0.003	213 SLS:CHR/14=1*1.00	-	-	-	-
104 Beam106-104_104	IPE 180	S 275	37.897	136.949	0.349	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.046	212 SLS:CHR/12=1*1.00	0.030	202 SLS:CHR/3=1*1.000	-	-	-	-
105 BeamSec_105	IPE 180	S 275	16.380	82.870	0.164	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.040	212 SLS:CHR/12=1*1.00	0.020	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
106 Beam106-104_106	IPE 180	S 275	37.898	136.952	0.255	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.046	212 SLS:CHR/12=1*1.00	0.092	202 SLS:CHR/3=1*1.000	-	-	-	-
108 BeamSec_108	IPE 180	S 275	16.381	82.874	0.149	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.047	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.008	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
109 ColumnSec_109	IPE 180	S 275	15.284	24.365	0.213	148 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.399	204 SLS:CHR/5=1*1.000	0.454	202 SLS:CHR/3=1*1.000
110 Beam110-112_110	IPE 180	S 275	38.334	138.527	0.376	304 ACC:SEV/5=1*1.000+	0.070	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.072	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
111 BeamSec_111	IPE 180	S 275	16.348	82.705	0.370	148 ULS/49=1*1.350+2*1	0.060	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.032	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
112 Beam110-112_112	IPE 180	S 275	38.267	138.284	0.455	106 ULS/7=1*1.350+2*1	0.070	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.044	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
113 BeamSec_113	IPE 180	S 275	16.381	82.872	0.269	148 ULS/49=1*1.350+2*1	0.060	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.006	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
119 Simple member_82	IPE 180	S 275	16.214	58.592	0.359	148 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.045	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.138	215 SLS:CHR/16=1*1.00
120 Simple member_82	IPE 180	S 275	45.848	165.680	0.278	148 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.107	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.289	215 SLS:CHR/16=1*1.00
121 Simple member_82	IPE 180	S 275	16.180	24.365	0.139	148 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.194	211 SLS:CHR/12=1*1.00	0.140	215 SLS:CHR/16=1*1.00
123 Simple member_82	IPE 180	S 275	15.284	24.365	0.316	148 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.297	212 SLS:CHR/12=1*1.00	0.287	215 SLS:CHR/16=1*1.00
127 Simple member_82	IPE 180	S 275	1.887	9.547	0.138	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.024	211 SLS:CHR/12=1*1.00	0.002	215 SLS:CHR/16=1*1.00	-	-	-	-
128 Simple member_82	IPE 180	S 275	7.429	37.586	0.249	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.032	200 SLS:CHR/1=1*1.000	0.005	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
129 ColumnT_129	IPE 180	S 275	16.214	58.593	0.554	304 ACC:SEV/5=1*1.000+	-	-	-	-	0.042	212 SLS:CHR/13=1*1.00	0.146	216 SLS:CHR/17=1*1.00
142 S_Column_142	IPE 180	S 275	14.159	34.111	0.177	148 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.018	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.307	215 SLS:CHR/16=1*1.00
143 Simple member_82	IPE 180	S 275	16.381	82.872	0.104	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.018	204 SLS:CHR/5=1*1.000	0.006	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
144 SColumn_Z_144	IPE 180	S 275	40.454	51.166	0.225	304 ACC:SEV/5=1*1.000+	-	-	-	-	0.010	211 SLS:CHR/12=1*1.00	0.075	204 SLS:CHR/5=1*1.000
146 SColumn_X_146	IPE 180	S 275	14.159	146.188	0.034	307 ACC:SEV/8=1*1.000+	-	-	-	-	0.028	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.100	217 SLS:CHR/18=1*1.00
150 Simple member_82	IPE 180	S 275	16.182	24.365	0.103	195 ULS/76=1*1.000+2*1	-	-	-	-	0.057	212 SLS:CHR/14=1*1.00	0.137	215 SLS:CHR/16=1*1.00
151 Simple member_82	IPE 180	S 275	15.283	24.365	0.117	166 ULS/67=1*1.000+2*1	-	-	-	-	0.062	211 SLS:CHR/13=1*1.00	0.065	216 SLS:CHR/16=1*1.00
154 Simple member_82	IPE 180	S 275	35.757	129.215	0.269	144 ULS/45=1*1.350+2*1	0.037	211 SLS:CHR/12=1*1.00	0.141	211 SLS:CHR/12=1*1.00	-	-	-	-
161 Simple member_82	IPE 180	S 275	34.059	123.079	0.277	148 ULS/49=1*1.350+2*1	0.097	215 SLS:CHR/16=1*1.00	0.108	215 SLS:CHR/16=1*1.00	-	-	-	-
163 Simple member_82	IPE 180	S 275	19.167	96.970	0.258	90 0.3 * X 1 * Y	0.028	211 SLS:CHR/10=1*1.00	0.023	218 SLS:CHR/19=1*1.00	-	-	-	-
166 SColumn_Z_166	IPE 180	S 275	40.454	51.166	0.042	88 1 * X 0.3 * Y	-	-	-	-	0.014	211 SLS:CHR/12=1*1.00	0.060	208 SLS:CHR/9=1*1.000
167 SColumn_Z_167	IPE 180	S 275	40.454	51.166	0.200	108 ULS/9=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.017	212 SLS:CHR/13=1*1.00	0.060	208 SLS:CHR/9=1*1.000
169 Simple member_82	IPE 180	S 275	16.180	24.365	0.347	148 ULS/49=1*1.350+2*1	-	-	-	-	0.023	213 SLS:CHR/14=1*1.00	0.304	215 SLS:CHR/16=1*1.00

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
170 Simple member_82	IPE 180	S 275	6.742	24.365	0.222	104 ULS/5=1*1.350+2*1.90 0.3 * X 1 * Y	-	-	-	-	0.010	211	0.117	216
172 Simple member_82	IPE 180	S 275	3.162	34.111	0.102	104 ULS/5=1*1.350+2*1.90 0.3 * X 1 * Y	-	-	-	-	0.000	SLS:CHR/12=1*1.00 213	0.050	SLS:CHR/17=1*1.00 216
173 Simple member_82	IPE 180	S 275	0.206	34.111	0.237	148 ULS/49=1*1.350+2*1.144	-	-	-	-	0.001	SLS:CHR/14=1*1.00 216	0.027	SLS:CHR/17=1*1.00 216
187 BeamSec_187	IPE 180	S 275	18.949	95.864	0.148	148 ULS/49=1*1.350+2*1.144	0.063	202	0.013	202	-	SLS:CHR/17=1*1.00 -	-	SLS:CHR/17=1*1.00 -
188 BeamSec_188	IPE 180	S 275	18.949	95.866	0.147	148 ULS/49=1*1.350+2*1.144	0.030	SLS:CHR/3=1*1.000 216	0.009	SLS:CHR/3=1*1.000 215	-	-	-	-
190 Simple member_82	IPE 180	S 275	16.324	82.583	0.192	106 ULS/7=1*1.350+2*1.144	0.041	SLS:CHR/17=1*1.00 211	0.014	SLS:CHR/16=1*1.00 206	-	-	-	-
191 Simple member_82	IPE 180	S 275	2.810	14.215	0.213	144 ULS/7=1*1.350+2*1.144	0.032	SLS:CHR/12=1*1.00 211	0.003	SLS:CHR/7=1*1.000 202	-	-	-	-
194 Simple member_82	IPE 180	S 275	0.033	0.120	0.782	102 ULS/45=1*1.350+2*1.102	0.000	SLS:CHR/12=1*1.00 202	0.001	SLS:CHR/3=1*1.000 208	-	-	-	-
215 SColumn_Z_215	IPE 180	S 275	40.454	51.166	0.078	104 ULS/3=1*1.350+2*1.90 0.3 * X 1 * Y	-	-	-	-	0.018	213	0.031	216
264 ColumnSec_264	IPE 180	S 275	16.180	24.365	0.204	90 0.3 * X 1 * Y	-	-	-	-	0.060	SLS:CHR/14=1*1.00 213	0.106	SLS:CHR/17=1*1.00 215
268 Beam268_268	IPE 180	S 275	22.874	82.661	0.161	304 ACC:SEV/5=1*1.000+	0.005	SLS:CHR/17=1*1.00 216	0.024	SLS:CHR/16=1*1.00 215	-	-	-	SLS:CHR/16=1*1.00 -
269 S_Column_269	IPE 180	S 275	3.365	34.111	0.253	303 ACC:SEV/4=1*1.000+	-	-	-	-	0.000	211	0.047	216
270 SColumn_X_270	IPE 180	S 275	14.159	146.188	0.111	303 ACC:SEV/4=1*1.000+	-	-	-	-	0.011	SLS:CHR/12=1*1.00 215	0.031	SLS:CHR/17=1*1.00 216
302 BeamSec_302	IPE 180	S 275	11.437	57.861	0.066	148 ULS/49=1*1.350+2*1.144	0.045	215	0.002	216	-	-	-	-
303 BeamSec_303	IPE 180	S 275	2.373	12.007	0.125	88 1 * X 0.3 * Y	0.015	SLS:CHR/16=1*1.00 208	0.002	SLS:CHR/17=1*1.00 213	-	-	-	-
304	IPE 180	S 275	16.381	82.874	0.204	303 ACC:SEV/4=1*1.000+	0.031	SLS:CHR/9=1*1.000 211	0.010	SLS:CHR/14=1*1.00 213	-	-	-	-
305 BeamSec_305	IPE 180	S 275	17.879	90.452	0.058	148 ULS/49=1*1.350+2*1.144	0.029	SLS:CHR/12=1*1.00 204	0.017	SLS:CHR/14=1*1.00 215	-	-	-	-
306 Simple member_306	IPE 180	S 275	32.696	118.152	0.285	144 ULS/45=1*1.350+2*1.102	-	-	-	-	-	-	-	-
308 SColumn_Z_308	IPE 180	S 275	40.144	50.774	0.084	102 ULS/3=1*1.350+2*1.102	-	-	-	-	0.031	213	0.436	202
312 SColumn_Z_312	IPE 180	S 275	40.452	51.163	0.465	104 ULS/5=1*1.350+2*1.104	-	-	-	-	0.026	SLS:CHR/14=1*1.00 213	0.081	SLS:CHR/3=1*1.000 208
313 SColumn_Z_313	IPE 180	S 275	10.788	13.644	0.617	144 ULS/5=1*1.350+2*1.104	-	-	-	-	0.246	SLS:CHR/14=1*1.00 212	0.107	SLS:CHR/9=1*1.000 215
357 BeamSec_357	IPE 180	S 275	17.030	86.155	0.173	104 ULS/5=1*1.350+2*1.104	0.096	215	0.008	204	-	SLS:CHR/13=1*1.00 -	-	SLS:CHR/16=1*1.00 -

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:
MEMBER: 313 SColumn_Z_313 POINT: 1 COORDINATE: x = 0.00 L = 0.000 m

LOADS:
Governing Load Case: 144 ULS/45=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+20*1.500+11... (1+2+4+3+5)*1.350+20*1.500+11*0.750

MATERIAL:
S 275 (S 275) $f_y = 275.000$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 180

h=180.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=91.000 mm	Ay=1620.930 mm ²	Az=1125.130 mm ²	Ax=2394.730 mm ²
tw=5.300 mm	Iy=13169600.000 mm ⁴	Iz=1008500.000 mm ⁴	Ix=49000.000 mm ⁴
tf=8.000 mm	Wply=166424.000 mm ³	Wplz=34600.400 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 59.428 kN	My,Ed = -9.803 kN*m	Mz,Ed = 3.834 kN*m	Vy,Ed = 9.832 kN	
Nc,Rd = 658.551 kN	My,Ed,max = -16.665 kN*m		Mz,Ed,max = 3.834 kN*m	Vy,T,Rd = 252.863 kN
Nb,Rd = 658.551 kN	My,c,Rd = 45.767 kN*m	Mz,c,Rd = 9.515 kN*m	Vz,Ed = -17.155 kN	
	MN,y,Rd = 45.767 kN*m	MN,z,Rd = 9.515 kN*m	Vz,T,Rd = 176.578 kN	
	Mb,Rd = 45.767 kN*m		Tt,Ed = 0.042 kN*m	
			Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.000	Mcr = 1417.261 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 1.000
Lcr,low=0.400 m	Lam_LT = 0.180	fi,LT = 0.514	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 0.400 m	Lam_y = 0.124
Lcr,y = 0.800 m	Xy = 1.000
Lamy = 10.788	ky = 0.895



About z axis:

Lz = 0.400 m	Lam_z = 0.157
Lcr,z = 0.280 m	Xz = 1.000
Lamz = 13.644	kyz = 0.497

Torsional buckling:

Curve,T=b	alfa,T=0.340
Lt=0.400 m	fi,T=0.519
Ncr,T=16988.084 kN	X,T=1.000
Lam_T=0.197	Nb,T,Rd=658.551 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=b	alfa,TF=0.340
Ncr,y=42649.231 kN	fi,TF=0.519
Ncr,TF=16988.084 kN	X,TF=1.000
Lam_TF=0.197	Nb,TF,Rd=658.551 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.090 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.214 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.403 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.449 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.039 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.097 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.043 < 1.000$ (6.2.6)

$$\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.029 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 10.788 < \lambda_{y,max} = 210.000 \quad \lambda_{z} = 13.644 < \lambda_{z,max} = 210.000 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.090 < 1.000 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.364 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.617 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.552 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS

Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$$v_x = 0.656 \text{ mm} < v_{x,max} = L/150.000 = 2.667 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

Governing Load Case: 212 SLS:CHR/13=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000 (1+2+4+3+5+20)*1.000

$$v_y = 0.286 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150.000 = 2.667 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

Governing Load Case: 215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000... (1+2+4+3+5+22)*1.000+11*0.500

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:
MEMBER: 186 Bracing_186 POINT: 3 COORDINATE: x = 1.00 L = 4.077 m

LOADS:
Governing Load Case: 88 1 * X 0.3 * Y 86*1.000+87*0.300

MATERIAL:
S 275 (S 275) $f_y = 275.000$ MPa



SECTION PARAMETERS: CHS 88.9x4

h=88.900 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
	Ay=681.183 mm ²	Az=681.183 mm ²	Ax=1070.000 mm ²
tw=4.000 mm	Iy=963000.000 mm ⁴	Iz=963000.000 mm ⁴	Ix=1930000.000 mm ⁴
	Wply=28853.373 mm ³	Wplz=28853.373 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 49.916 kN	My,Ed = -0.572 kN*m	Mz,Ed = 0.030 kN*m	Vy,Ed = 0.036 kN
Nc,Rd = 294.250 kN	My,Ed,max = -0.572 kN*m	Mz,Ed,max = 0.119 kN*m	Vy,T,Rd = 107.617 kN
Nb,Rd = 101.838 kN	My,c,Rd = 7.935 kN*m	Mz,c,Rd = 7.935 kN*m	Vz,Ed = 0.254 kN
	MN,y,Rd = 7.546 kN*m	MN,z,Rd = 7.546 kN*m	Vz,T,Rd = 107.617 kN
			Tt,Ed = 0.034 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 4.077 m	Lam_y = 1.566
Lcr,y = 4.077 m	Xy = 0.346
Lamy = 135.910	kyy = 1.418



About z axis:

Lz = 4.077 m	Lam_z = 1.566
Lcr,z = 4.077 m	Xz = 0.346
Lamz = 135.910	kzy = 1.109

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.170 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.076 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.004 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.000} = 0.006 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.000 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.002 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.005 < 1.000$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.005 < 1.000$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{b,y} = 135.910 < \lambda_{b,max} = 210.000$ $\lambda_{b,z} = 135.910 < \lambda_{b,max} = 210.000$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.609 < 1.000$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.591 < 1.000$ (6.3.3.(4))

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_y = 8.679 \text{ mm} < u_{y \text{ max}} = L/200.000 = 20.387 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 218 SLS:CHR/19=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+23*1.000 (1+2+4+3+5+23)*1.000

$u_z = 3.366 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200.000 = 20.387 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 212 SLS:CHR/13=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000 (1+2+4+3+5+20)*1.000



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 184 Simple member_82 **POINT:** 3
2.501 m

COORDINATE: x = 0.69 L =

LOADS:

Governing Load Case: 102 ULS/3=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+20... (1+2+4+3+5)*1.350+16*1.500+20*0.900+11*0.750

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.000$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 200

h=190.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=200.000 mm	Ay=4512.120 mm ²	Az=1808.120 mm ²	Ax=5383.120 mm ²
tw=6.500 mm	Iy=36921500.000 mm ⁴	Iz=13355100.000 mm ⁴	Ix=186000.000 mm ⁴
tf=10.000 mm	Wply=429521.000 mm ³	Wplz=203822.000 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 127.830 kN	My _{Ed} = -39.514 kN*m	Mz _{Ed} = -0.662 kN*m	Vy _{Ed} = -1.362 kN
Nc,Rd = 1480.358 kN	My _{Ed,max} = -71.605 kN*m		Mz _{Ed,max} = 2.036 kN*m
	Vy,T,Rd = 716.349 kN		
Nb,Rd = 1421.615 kN	My,c,Rd = 118.118 kN*m	Mz,c,Rd = 56.051 kN*m	Vz _{Ed} = -29.208 kN
	MN _{y,Rd} = 118.118 kN*m	MN _{z,Rd} = 56.051 kN*m	Vz,T,Rd = 287.066 kN
	Mb,Rd = 99.872 kN*m		Tt _{Ed} = -0.000 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.000	Mcr = 297.429 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.822
Lcr,low=3.600 m	Lam_LT = 0.630	fi,LT = 0.772	XLT,mod = 0.846

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.600 m	Lam_y = 0.167
Lcr,y = 1.202 m	Xy = 1.000
Lamy = 14.519	kyy = 1.007



About z axis:

Lz = 3.600 m	Lam_z = 0.278
Lcr,z = 1.202 m	Xz = 0.960
Lamz = 24.140	kyz = 0.926

Torsional buckling:

Curve,T=c	alfa,T=0.490
Lt=3.600 m	fi,T=0.825
Ncr,T=3460.835 kN	X,T=0.753
Lam_T=0.654	Nb,T,Rd=1114.595 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	alfa,TF=0.490
Ncr,y=52929.823 kN	fi,TF=0.825
Ncr,TF=3460.835 kN	X,TF=0.753
Lam_TF=0.654	Nb,TF,Rd=1114.595 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.086 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.335 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.012 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 \cdot 2.000 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd}) \cdot 1.000 = 0.124 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.002 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.102 < 1.000 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 14.519 < \lambda_{y,max} = 210.000 \quad \lambda_{z} = 24.140 < \lambda_{z,max} = 210.000 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.115 < 1.000 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.717 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.842 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.524 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS

Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$$v_x = 1.451 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/150.000 = 24.000 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

Governing Load Case: 213 SLS:CHR/14=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+21*1.000... (1+2+4+3+5+21)*1.000+11*0.500

$$v_y = 2.831 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150.000 = 24.000 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

Governing Load Case: 217 SLS:CHR/18=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+23*1.000... (1+2+4+3+5+23)*1.000+11*0.500

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 10 Simple member_10 POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.600 m

LOADS:

Governing Load Case: 148 ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11... (1+2+4+3+5)*1.350+22*1.500+11*0.750

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.000$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 200

h=190.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=200.000 mm	Ay=4512.120 mm ²	Az=1808.120 mm ²	Ax=5383.120 mm ²
tw=6.500 mm	Iy=36921500.000 mm ⁴	Iz=13355100.000 mm ⁴	Ix=186000.000 mm ⁴
tf=10.000 mm	Wply=429521.000 mm ³	Wplz=203822.000 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 111.614 kN	My _{Ed} = -82.860 kN*m	Mz _{Ed} = 1.997 kN*m	Vy _{Ed} = -1.215 kN	
N _{c,Rd} = 1480.358 kN	My _{Ed,max} = -82.860 kN*m		Mz _{Ed,max} = 1.997 kN*m	Vy _{T,Rd} = 716.195 kN
N _{b,Rd} = 1421.615 kN	My _{c,Rd} = 118.118 kN*m	Mz _{c,Rd} = 56.051 kN*m	Vz _{Ed} = -39.329 kN	
	MN _{y,Rd} = 118.118 kN*m	MN _{z,Rd} = 56.051 kN*m	Vz _{T,Rd} = 287.025 kN	
	Mb _{Rd} = 99.872 kN*m		Tt _{Ed} = 0.002 kN*m	
			Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.000	M _{cr} = 297.429 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 0.822
L _{cr,low} = 3.600 m	Lam _{LT} = 0.630	fi _{LT} = 0.772	XLT _{mod} = 0.846

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.600 m	Lam _y = 0.167
L _{cr,y} = 1.202 m	Xy = 1.000
Lam _y = 14.519	ky _y = 1.005



About z axis:

Lz = 3.600 m	Lam _z = 0.278
L _{cr,z} = 1.202 m	Xz = 0.960
Lam _z = 24.140	ky _z = 1.006

Torsional buckling:

Curve _{T=c}	alfa _T = 0.490
L _t = 3.600 m	fi _T = 0.825
N _{cr,T} = 3460.835 kN	X _T = 0.753
Lam _T = 0.654	Nb _{T,Rd} = 1114.595 kN

Flexural-torsional buckling

Curve _{TF=c}	alfa _{TF} = 0.490
N _{cr,y} = 52929.823 kN	fi _{TF} = 0.825
N _{cr,TF} = 3460.835 kN	X _{TF} = 0.753
Lam _{TF} = 0.654	Nb _{TF,Rd} = 1114.595 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.075 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.702 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.036 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^2 = 0.528 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.002 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.137 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.001 < 1.000$ (6.2.6)

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.000 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_y = 14.519 < \lambda_{y,max} = 210.000 \quad \lambda_z = 24.140 < \lambda_{z,max} = 210.000 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_b, R_d, N_b, T, R_d, N_b, T, F, R_d) = 0.100 < 1.000 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_b, R_d = 0.830 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.945 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.575 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS

Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$$v_x = 1.405 \text{ mm} < v_{x,max} = L/150.000 = 24.000 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

Governing Load Case: 215 SLS:CHR/16=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000... (1+2+4+3+5+22)*1.000+11*0.500

$$v_y = 3.708 \text{ mm} < v_{y,max} = L/150.000 = 24.000 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

Governing Load Case: 216 SLS:CHR/17=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+22*1.000 (1+2+4+3+5+22)*1.000

Section OK !!!

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:
MEMBER: 204 Simple member_82 POINT: 1 COORDINATE: x = 0.00 L = 0.000 m

LOADS:
Governing Load Case: 104 ULS/5=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+21... (1+2+4+3+5)*1.350+16*1.500+21*0.900+11*0.750

MATERIAL:
S 275 (S 275) $f_y = 275.000$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 220

h=210.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=220.000 mm	Ay=5370.120 mm ²	Az=2067.120 mm ²	Ax=6434.120 mm ²
tw=7.000 mm	Iy=54097000.000 mm ⁴	Iz=19545600.000 mm ⁴	Ix=271000.000 mm ⁴
tf=11.000 mm	Wply=568498.000 mm ³	Wplz=270599.000 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 0.711 kN	My _{Ed} = -138.603 kN*m	Mz _{Ed} = 0.252 kN*m	Vy _{Ed} = 0.144 kN	
N _{c,Rd} = 1769.383 kN	My _{Ed,max} = -138.603 kN*m		Mz _{Ed,max} = 0.252 kN*m	Vy _{T,Rd} = 847.979 kN
N _{b,Rd} = 1539.201 kN	My _{c,Rd} = 156.337 kN*m	Mz _{c,Rd} = 74.415 kN*m	Vz _{Ed} = 119.382 kN	
	MN _{y,Rd} = 156.337 kN*m	MN _{z,Rd} = 74.415 kN*m	Vz _{T,Rd} = 327.064 kN	
	Mb _{Rd} = 143.908 kN*m		Tt _{Ed} = 0.053 kN*m	
			Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.000	M _{cr} = 720.489 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 0.899
L _{cr,low} = 2.159 m	Lam _{LT} = 0.466	fi _{LT} = 0.654	XLT _{mod} = 0.920

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 2.159 m	Lam _y = 0.271
L _{cr,y} = 2.159 m	Xy = 0.975
Lamy = 23.543	ky _y = 1.000



About z axis:

Lz = 2.159 m	Lam _z = 0.451
L _{cr,z} = 2.159 m	Xz = 0.870
Lamz = 39.167	kyz = 0.826

Torsional buckling:

Curve _{T=c}	alfa _T = 0.490
L _t = 2.159 m	fi _T = 0.651
N _{cr,T} = 9431.602 kN	X _T = 0.880
Lam _T = 0.433	Nb _{T,Rd} = 1556.445 kN

Flexural-torsional buckling

Curve _{TF=c}	alfa _{TF} = 0.490
N _{cr,y} = 24059.721 kN	fi _{TF} = 0.554
N _{cr,TF} = 24059.721 kN	X _{TF} = 0.964
Lam _{TF} = 0.271	Nb _{TF,Rd} = 1705.361 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.000 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.887 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.003 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.000} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.000} = 0.789 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.000 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.365 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.014 < 1.000$ (6.2.6)

$$\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.009 < 1.000 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 23.543 < \lambda_{y,max} = 210.000 \quad \lambda_{z} = 39.167 < \lambda_{z,max} = 210.000 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.000 < 1.000 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.963 < 1.000 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.966 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.500 < 1.000 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS**Deflections (LOCAL SYSTEM):**

$$u_y = 0.135 \text{ mm} < u_{y,max} = L/200.000 = 10.794 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing Load Case: } 211 \text{ SLS:CHR/12} = 1 \cdot 1.000 + 2 \cdot 1.000 + 4 \cdot 1.000 + 3 \cdot 1.000 + 5 \cdot 1.000 + 20 \cdot 1.000 \dots (1+2+4+3+5+20) \cdot 1.000 + 11 \cdot 0.500$$

$$u_z = 0.876 \text{ mm} < u_{z,max} = L/200.000 = 10.794 \text{ mm} \quad \text{Verified}$$

$$\text{Governing Load Case: } 204 \text{ SLS:CHR/5} = 1 \cdot 1.000 + 2 \cdot 1.000 + 4 \cdot 1.000 + 3 \cdot 1.000 + 5 \cdot 1.000 + 16 \cdot 1.000 \dots (1+2+4+3+5+16) \cdot 1.000 + 21 \cdot 0.600 + 11 \cdot 0.500$$

**Displacements (GLOBAL SYSTEM):** Not analyzed**Section OK !!!**

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:
MEMBER: 189 BeamSec_189 POINT: 3 COORDINATE: x = 1.00 L = 1.048 m

LOADS:
Governing Load Case: 102 ULS/3=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+20... (1+2+4+3+5)*1.350+16*1.500+20*0.900+11*0.750

MATERIAL:
S 275 (S 275) $f_y = 275.000$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 220

h=220.000 mm	gM0=1.000	gM1=1.000	
b=110.000 mm	Ay=2289.210 mm ²	Az=1588.130 mm ²	Ax=3337.050 mm ²
tw=5.900 mm	Iy=27718400.000 mm ⁴	Iz=2048860.000 mm ⁴	Ix=88600.000 mm ⁴
tf=9.200 mm	Wply=285426.000 mm ³	Wplz=58111.900 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 3.866 kN	My,Ed = -60.825 kN*m	Mz,Ed = 0.840 kN*m	Vy,Ed = -2.053 kN	
Nc,Rd = 917.689 kN	My,Ed,max = -60.825 kN*m		Mz,Ed,max = -1.311 kN*m	Vy,T,Rd = 361.521 kN
Nb,Rd = 870.787 kN	My,c,Rd = 78.492 kN*m	Mz,c,Rd = 15.981 kN*m	Vz,Ed = -66.148 kN	
	MN,y,Rd = 78.492 kN*m	MN,z,Rd = 15.981 kN*m	Vz,T,Rd = 251.287 kN	
	Mb,Rd = 74.293 kN*m		Tt,Ed = 0.020 kN*m	
			Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.000	Mcr = 498.500 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.927
Lcr,low=1.048 m	Lam_LT = 0.397	fi,LT = 0.612	XLT,mod = 0.947

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 1.048 m	Lam_y = 0.066
Lcr,y = 0.524 m	Xy = 1.000
Lamy = 5.748	kyy = 1.000



About z axis:

Lz = 1.048 m	Lam_z = 0.341
Lcr,z = 0.733 m	Xz = 0.949
Lamz = 29.599	kzy = 0.804

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.004 < 1.000$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.775 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.053 < 1.000$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.000} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.000} = 0.653 < 1.000$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.006 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.263 < 1.000$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.013 < 1.000$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.009 < 1.000$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y,Ed} = 5.748 < \lambda_{max} = 210.000$ $\lambda_{z,Ed} = 29.599 < \lambda_{max} = 210.000$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.819 < 1.000$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.889 < 1.000$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.544 < 1.000$ (6.3.3.(4))

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_y = 0.119 \text{ mm} < u_{y \text{ max}} = L/200.000 = 5.239 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 212 SLS:CHR/13=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+20*1.000 (1+2+4+3+5+20)*1.000

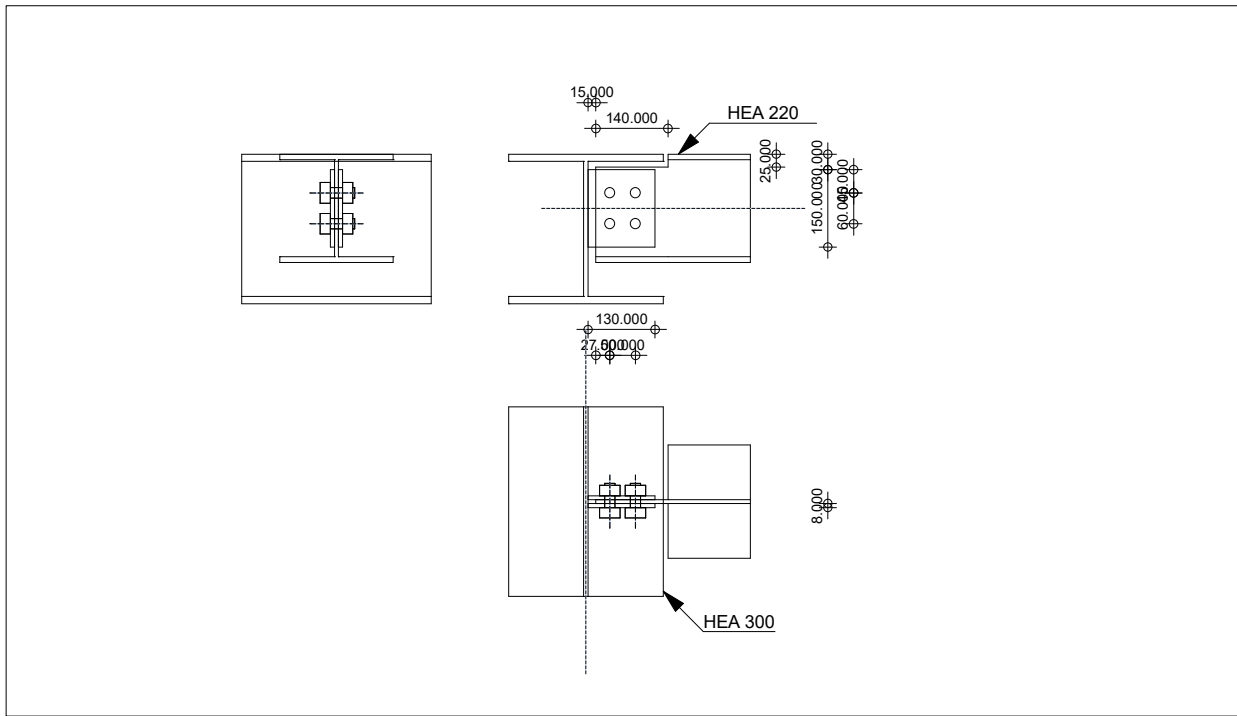
$u_z = 0.466 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200.000 = 5.239 \text{ mm}$ Verified

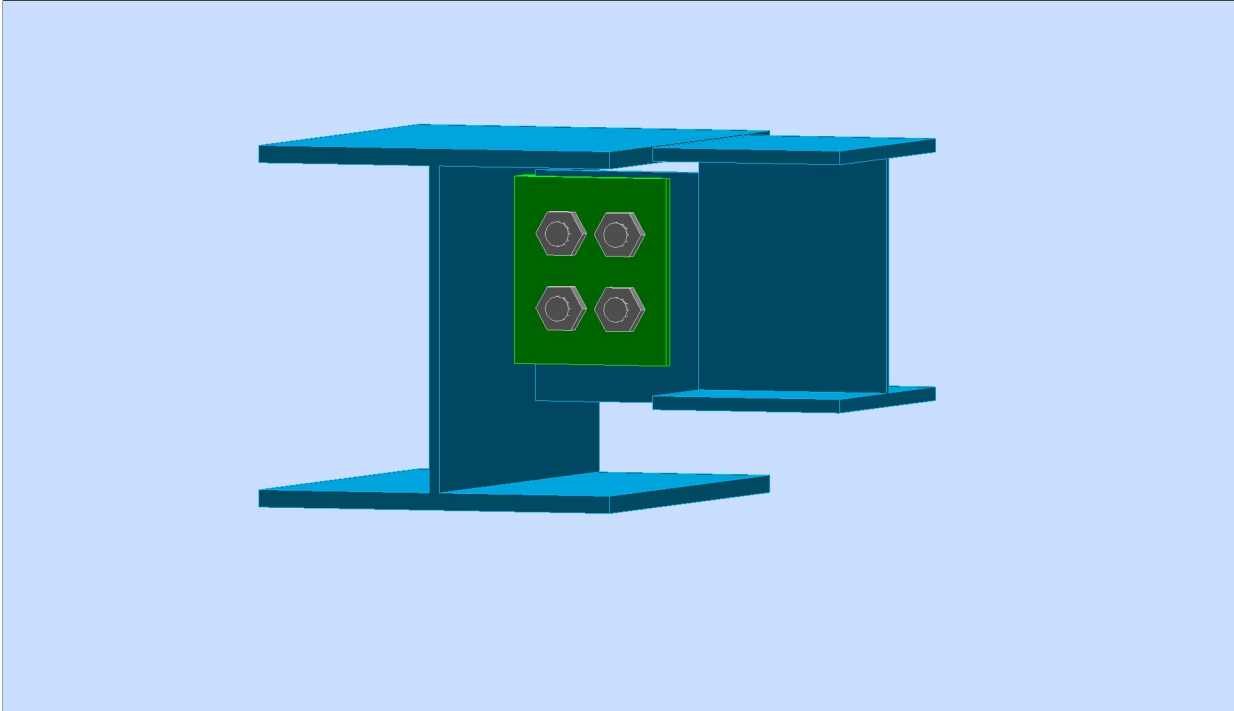
Governing Load Case: 202 SLS:CHR/3=1*1.000+2*1.000+4*1.000+3*1.000+5*1.000+16*1.000... (1+2+4+3+5+16)*1.000+20*0.600+11*0.500



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!







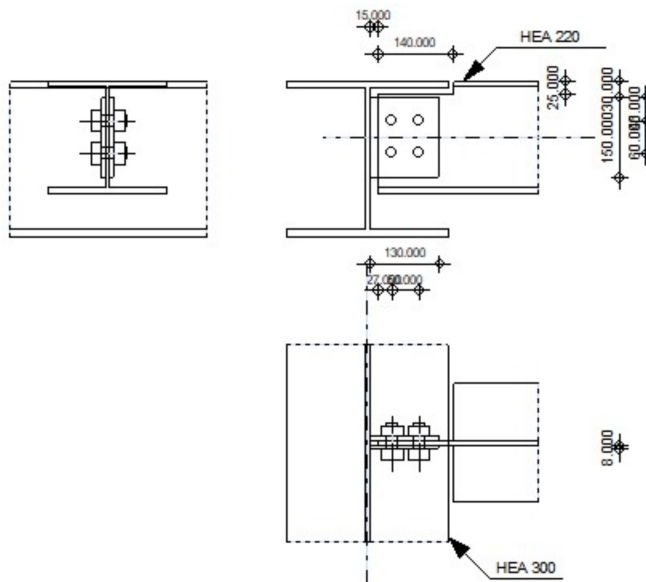
Robot Structural Analysis Professional 2023

Calculation of the beam-to-beam (web) connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,629



GENERAL

Connection no.: 11
Connection name: Beam-beam (web)
Structure node: 91
Structure members: 180, 205

GEOMETRY

PRINCIPAL BEAM

Section: HEA 300
Member no.: 180
Material: S 275
 $f_{yg} = 275,000$ [MPa] Design resistance

BEAM

Section: HEA 220
Member no.: 205
Material: S 275
 $f_{db} = 275,000$ [MPa] Design resistance

PLATE

$l_p = 130,000$ [mm] Plate length
 $h_p = 150,000$ [mm] Plate height
 $t_p = 8,000$ [mm] Plate thickness
 Material: S 275
 $f_{dp} = 275,000$ [MPa] Design resistance

BOLTS

BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = 8.8 Bolt class
 $d = 20,000$ [mm] Bolt diameter
 $k = 2$ Number of bolt columns
 $w = 2$ Number of bolt rows

WELDS

$a_{gp} = 5,000$ [mm] Fillet welds connecting plate with principal beam

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1,000$ Partial safety factor [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,250$ Partial safety factor [2.2]

LOADS

Case: 102: ULS/3=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+20... (1+2+4+3+5)*1.

$N_{b,Ed} = -13,955$ [kN] Axial force
 $V_{b,Ed} = 29,979$ [kN] Shear force
 $M_{b,Ed} = 2,495$ [kN*m] Bending moment

RESULTS

BOLTS CONNECTING BEAM WITH PLATE

FORCES ACTING ON BOLTS IN THE PLATE - BEAM CONNECTION

$F_{x,Ed} = 26,265$	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x	
$F_{z,Ed} = 26,475$	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z	
$F_{Ed} = 37,293$	[kN]	Resultant shear force in a bolt	
$F_{Rdx} = 41,732$	[kN]	Effective design capacity of a bolt	[Table 3.4]
$F_{Rdz} = 47,036$	[kN]	Effective design capacity of a bolt	[Table 3.4]
$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$26,265 < 41,732$	verified (0,629)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$26,475 < 47,036$	verified (0,563)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$37,293 < 241,274$	verified (0,155)

VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)**PLATE**

$$V_{\text{effRd}} = 167,132 \text{ [kN]} \quad \text{Design capacity of a section weakened by openings} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|0.5 \cdot V_{\text{b,Ed}}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |14,989| < 167,132 \quad \text{verified} \quad (0,090)$$

BEAM

$$V_{\text{effRd}} = 138,554 \text{ [kN]} \quad \text{Design capacity of a section weakened by openings} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|V_{\text{b,Ed}}| \leq V_{\text{effRd}} \quad |29,979| < 138,554 \quad \text{verified} \quad (0,216)$$

VERIFICATION OF A PLATE WEAKENED BY OPENINGS

$$V_{\text{pl,Rd}} = 190,526 \text{ [kN]} \quad \text{Design plastic resistance for shear} \quad [6.2.6 (2)]$$

$$|0.5 \cdot V_{\text{b,Ed}}| \leq V_{\text{pl,Rd}} \quad |14,989| < 190,526 \quad \text{verified} \quad (0,079)$$

VERIFICATION OF A BEAM SECTION WEAKENED BY OPENINGS

$$A_t = 587,340 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area of tension zone of the gross section}$$

$$A_{\text{t,net}} = 433,340 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Net area of the section in tension}$$

$$0.9 \cdot (A_{\text{t,net}}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,664 < 0,799$$

$$W_{\text{net}} = 38249,706 \text{ [mm}^3\text{]} \quad \text{Elastic section modulus}$$

$$M_{\text{c,Rdnet}} = 10,519 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending}$$

$$M_{\text{c,Rdnet}} = W_{\text{net}} \cdot f_{\text{yp}} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{\text{c,Rdnet}} \quad |4,631| < 10,519 \quad \text{verified} \quad (0,440)$$

$$A_v = 1295,000 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Effective section area for shear}$$

$$A_{\text{v,net}} = 987,000 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Net area of a section effective for shear}$$

$$A_{\text{v,net}} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = 205,609 \text{ [kN]} \quad \text{Design plastic resistance for shear}$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{\text{b,Ed}} \leq V_{\text{pl,Rd}} \quad |29,979| < 205,609 \quad \text{verified} \quad (0,146)$$

WELD RESISTANCE**FILLET WELDS CONNECTING PLATE WITH PRINCIPAL BEAM**

$$\sigma = 110,795 \text{ [MPa]} \quad \text{Normal stress in a weld}$$

$$\sigma_{\perp} = 78,344 \text{ [MPa]} \quad \text{Normal perpendicular stress in the weld}$$

$$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |78,344| < 309,600 \quad \text{verified} \quad (0,253)$$

$$\tau_{\perp} = 78,344 \text{ [MPa]} \quad \text{Perpendicular tangent stress}$$

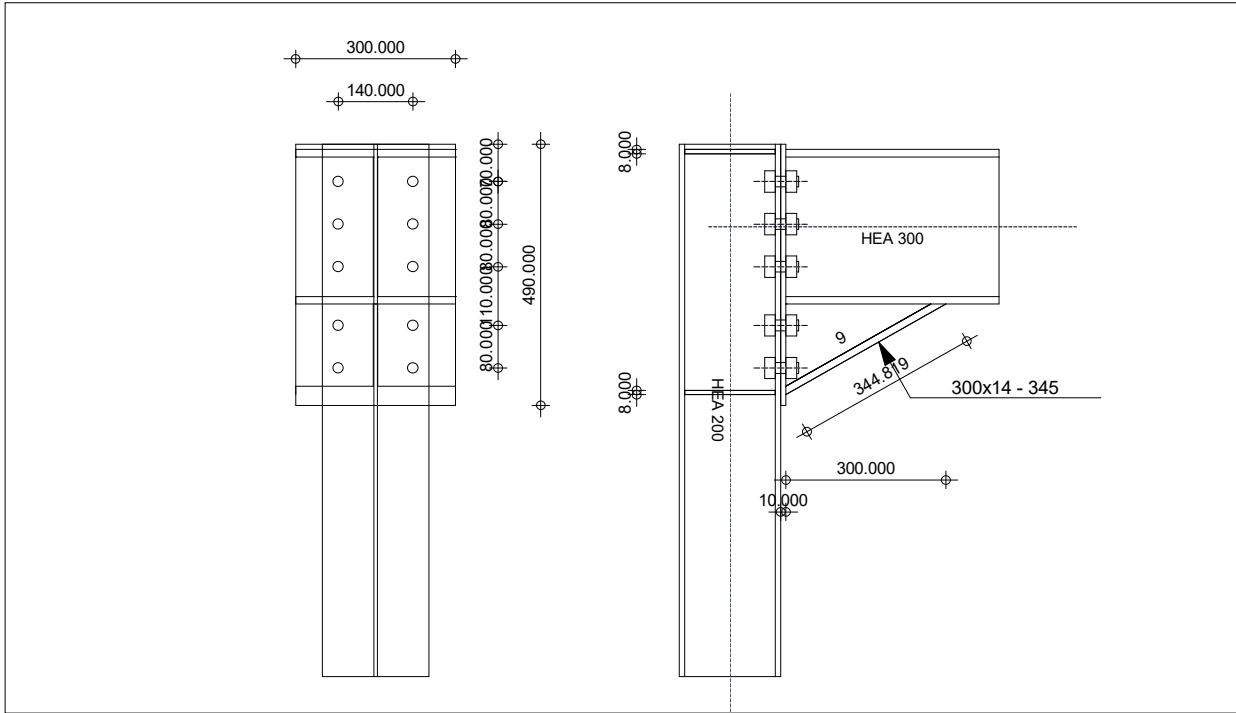
$$\tau_{\parallel} = 19,986 \text{ [MPa]} \quad \text{Parallel tangent stress}$$

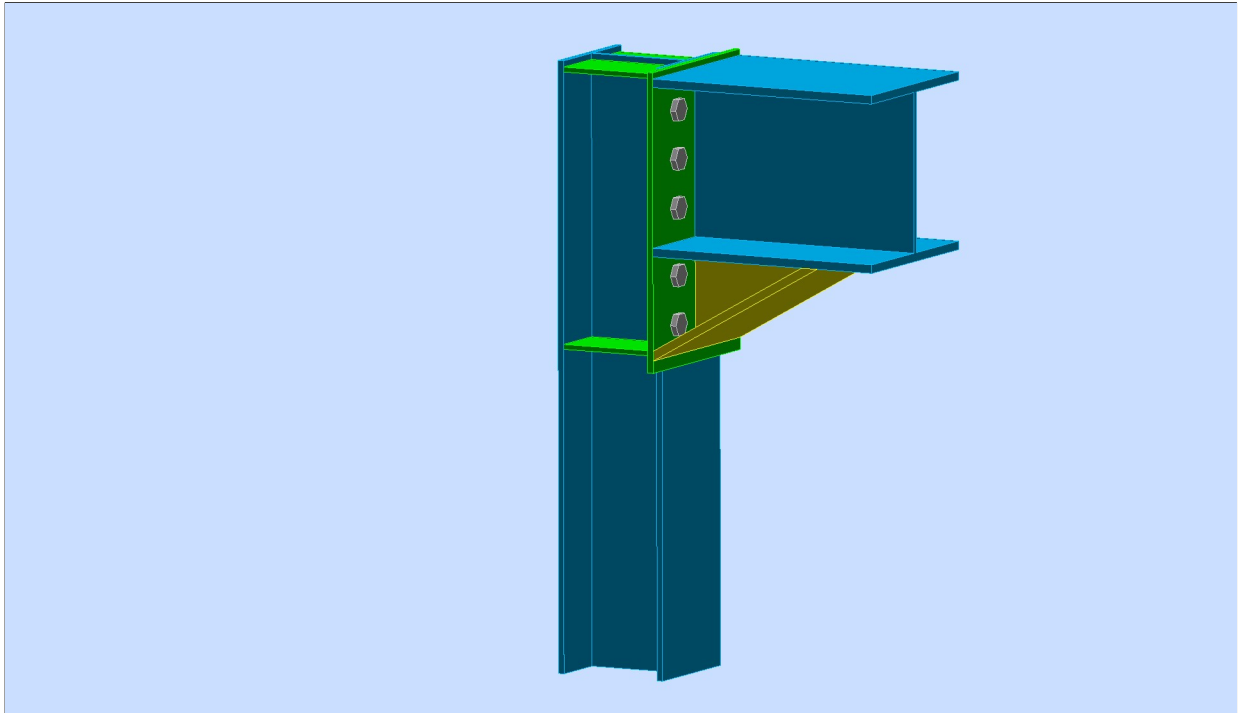
$$\beta_w = 0,850 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [\text{Table 4.1}]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 160,466 < 404,706 \quad \text{verified} \quad (0,397)$$

Connection conforms to the code

Ratio 0,629







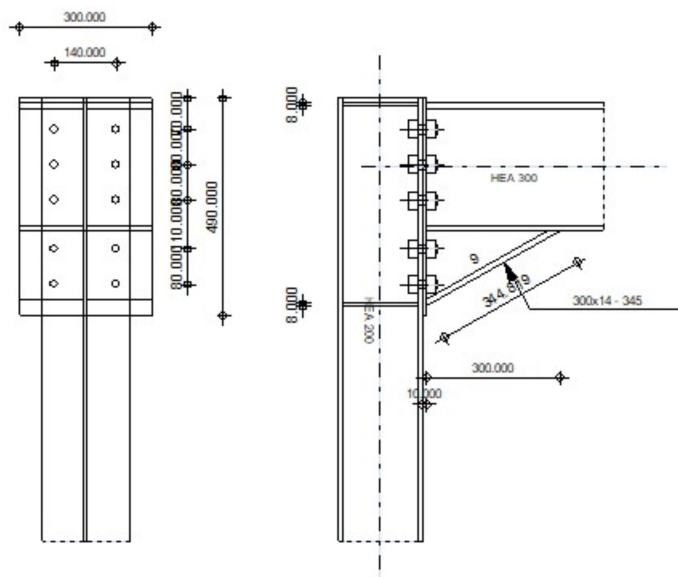
Robot Structural Analysis Professional 2023

Design of fixed beam-to-column connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,935



GENERAL

Connection no.: 2
Connection name: Frame knee
Structure node: 6
Structure members: 184, 182

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 200
Member no.: 184
 $\alpha = -90,000$ [Deg] Inclination angle
Material: S 275
 $f_{yc} = 275,000$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: HEA 300
Member no.: 182
 $\alpha = 0,000$ [Deg] Inclination angle
Material: S 275
 $f_{yb} = 275,000$ [MPa] Resistance

BOLTS

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 20,000$ [mm] Bolt diameter
 Class = 8.8 Bolt class
 $F_{tRd} = 141,120$ [kN] Tensile resistance of a bolt
 $n_h = 2$ Number of bolt columns
 $n_v = 5$ Number of bolt rows
 $h_1 = 70,000$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate
 Horizontal spacing $e_i = 140,000$ [mm]
 Vertical spacing $p_i = 80,000; 80,000; 110,000; 80,000$ [mm]

PLATE

$h_p = 490,000$ [mm] Plate height
 $b_p = 300,000$ [mm] Plate width
 $t_p = 10,000$ [mm] Plate thickness
 Material: S 275
 $f_{yp} = 275,000$ [MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

$w_d = 300,000$ [mm] Plate width
 $t_{fd} = 14,000$ [mm] Flange thickness
 $h_d = 170,000$ [mm] Plate height
 $t_{wd} = 8,500$ [mm] Web thickness
 $l_d = 300,000$ [mm] Plate length
 $\alpha = 29,539$ [Deg] Inclination angle
 Material: S 275
 $f_{ybu} = 275,000$ [MPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} = 170,000$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 96,750$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 8,000$ [mm] Stiffener thickness
 Material: S 235
 $f_{ysu} = 235,000$ [MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} = 170,000$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 96,750$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 8,000$ [mm] Stiffener thickness
 Material: S 235
 $f_{ysu} = 235,000$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 6,000$ [mm] Web weld
 $a_f = 10,000$ [mm] Flange weld
 $a_s = 6,000$ [mm] Stiffener weld
 $a_{fd} = 5,000$ [mm] Horizontal weld

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1,000	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,000	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,250	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,250	Partial safety factor	[2.2]

LOADS**Ultimate limit state**

Case: 108: ULS/9=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+16*1.500+23... (1+2+4+3+5)*1.

$M_{b1,Ed} =$	72,649 [kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} =$	109,971 [kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} =$	-31,417 [kN]	Axial force in the right beam

RESULTS**BEAM RESISTANCES**

$N_{cb,Rd} =$	3094,520 [kN]	Design compressive resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	821,292 [kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,134 < 1,000	verified	(0,134)
$M_{b,pl,Rd} =$	380,435 [kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	574,162 [kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{Nb,Rd} =$	568,333 [kN*m]	Reduced resistance (axial force) of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]
$F_{c,fb,Rd} =$	1290,384 [kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	755,814 [kN]	Beam web resistance	[6.2.6.2.(1)]

COLUMN RESISTANCES

$V_{wp,Ed} =$	190,826 [kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} =$	267,578 [kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,713 < 1,000	verified	(0,713)
$F_{c,wc,Rd} =$	613,955 [kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	613,332 [kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

$N_{j,Rd} =$	1226,664 [kN]	Connection resistance for compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0,026 < 1,000	verified	(0,026)

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	391,954	144,467	144,467	326,231	161,960	865,968	282,240	389,055
2	311,954	34,703	129,699	310,204	147,087	785,043	282,240	389,055
3	231,954	13,389	129,699	310,204	147,087	785,043	282,240	389,055
4	121,954	49,904	129,699	310,204	147,087	785,043	282,240	389,055
5	41,954	25,114	154,003	341,223	147,087	785,043	282,240	389,055

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 77,696 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,935 < 1,000 \quad \text{verified} \quad (0,935)$$

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$V_{j,Rd} = 1059,373 \text{ [kN]} \quad \text{Connection resistance for shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,104 < 1,000 \quad \text{verified} \quad (0,104)$$

WELD RESISTANCE

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 41,054 < 404,706 \quad \text{verified} \quad (0,101)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 56,212 < 404,706 \quad \text{verified} \quad (0,139)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 20,527 < 309,600 \quad \text{verified} \quad (0,066)$$

CONNECTION STIFFNESS

$$S_{j,ini} = 15371,793 \text{ [kN*m]} \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 6166,465 \text{ [kN*m]} \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 32544,209 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2034,013 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

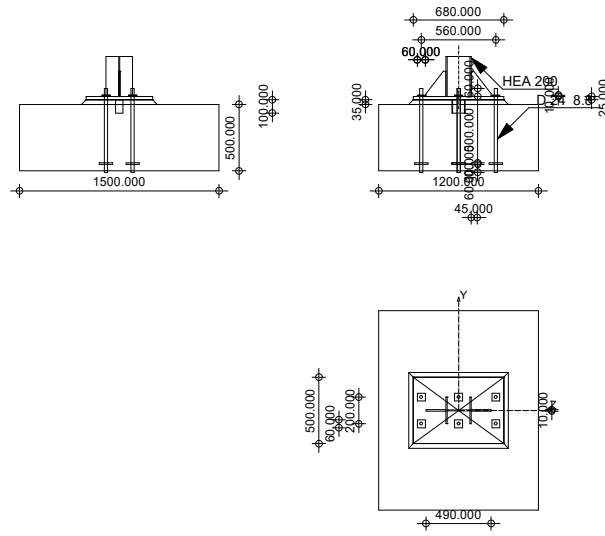
$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGID}$$

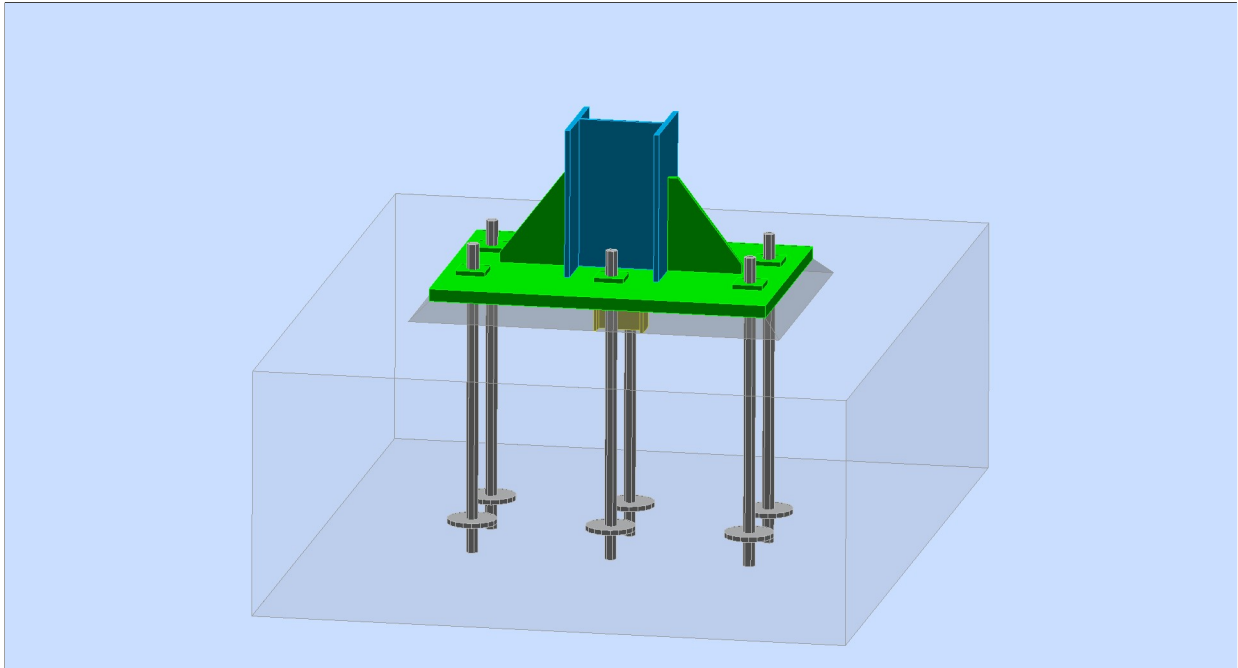
WEAKEST COMPONENT:

COLUMN FLANGE - TENSION

Connection conforms to the code

Ratio 0,935







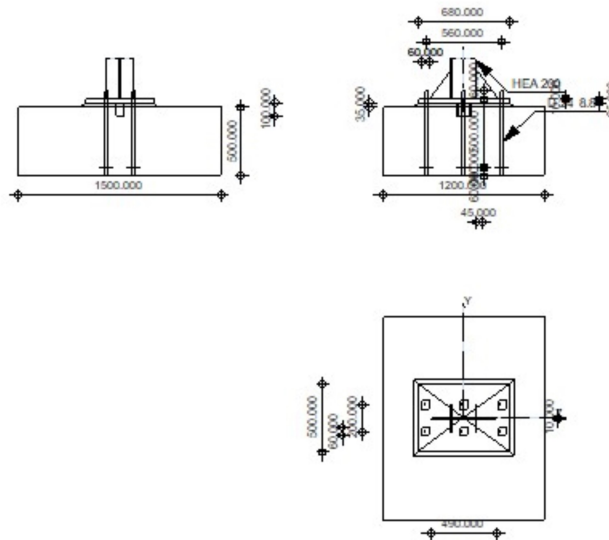
Robot Structural Analysis Professional 2023

Fixed column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0,991



GENERAL

Connection no.: 10
Connection name: Fixed column base
Structure node: 11
Structure members: 10

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 200
Member no.: 10
 $L_c = 3,600$ [m] Column length
 $\alpha = 0,000$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 190,000$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 200,000$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 6,500$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 10,000$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 18,000$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 5383,120$ [mm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{yc} = 36921500,000$ [mm⁴] Moment of inertia of the column section
Material: S 275
 $f_{yc} = 275,000$ [MPa] Resistance
 $f_{uc} = 430,000$ [MPa] Yield strength of a material

COLUMN BASE

$l_{pd} = 680,000$ [mm] Length
 $b_{pd} = 500,000$ [mm] Width
 $t_{pd} = 25,000$ [mm] Thickness
 Material: S 235
 $f_{ypd} = 235,000$ [MPa] Resistance
 $f_{upd} = 360,000$ [MPa] Yield strength of a material

ANCHORAGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = 8.8 Anchor class
 $f_{yb} = 640,000$ [MPa] Yield strength of the anchor material
 $f_{ub} = 800,000$ [MPa] Tensile strength of the anchor material
 $d = 24,000$ [mm] Bolt diameter
 $A_s = 353,000$ [mm²] Effective section area of a bolt
 $A_v = 452,389$ [mm²] Area of bolt section
 $n_H = 3$ Number of bolt columns
 $n_V = 2$ Number of bolt rows
 Horizontal spacing $e_{Hi} = 280,000$ [mm]
 Vertical spacing $e_{Vi} = 200,000$ [mm]

Anchor dimensions

$L_1 = 60,000$ [mm]
 $L_2 = 500,000$ [mm]
 $L_3 = 60,000$ [mm]

Anchor plate

$d = 100,000$ [mm] Diameter
 $t_p = 10,000$ [mm] Thickness
 Material: S 275
 $f_y = 275,000$ [MPa] Resistance

Washer

$l_{wd} = 60,000$ [mm] Length
 $b_{wd} = 60,000$ [mm] Width
 $t_{wd} = 10,000$ [mm] Thickness

WEDGE

Section: IPE 100
 $l_w = 100,000$ [mm] Length
 Material: S 275
 $f_{yw} = 275,000$ [MPa] Resistance

STIFFENER

$l_s = 490,000$ [mm] Length
 $h_s = 190,000$ [mm] Height
 $t_s = 10,000$ [mm] Thickness
 $d_1 = 20,000$ [mm] Cut
 $d_2 = 20,000$ [mm] Cut

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1,000$ Partial safety factor
 $\gamma_{M2} = 1,250$ Partial safety factor
 $\gamma_C = 1,500$ Partial safety factor

SPREAD FOOTING

$L = 1200,000$ [mm] Spread footing length
 $B = 1500,000$ [mm] Spread footing width
 $H = 500,000$ [mm] Spread footing height

Concrete

Class C25/30

$f_{ck} = 25,000$ [MPa] Characteristic resistance for compression

Grout layer

$t_g = 35,000$ [mm] Thickness of leveling layer (grout)

$f_{ck,g} = 25,000$ [MPa] Characteristic resistance for compression

$C_{f,d} = 0,300$ Coeff. of friction between the base plate and concrete

WELDS

$a_p = 20,000$ [mm] Footing plate of the column base

$a_w = 20,000$ [mm] Wedge

$a_s = 20,000$ [mm] Stiffeners

LOADS

Case: 148: ULS/49=1*1.350+2*1.350+4*1.350+3*1.350+5*1.350+22*1.500+11... (1+2+4+3+5)*1

$N_{j,Ed} = -113,599$ [kN] Axial force

$V_{j,Ed,y} = 1,149$ [kN] Shear force

$V_{j,Ed,z} = 33,948$ [kN] Shear force

$M_{j,Ed,y} = -49,045$ [kN*m] Bending moment

$M_{j,Ed,z} = 2,254$ [kN*m] Bending moment

RESULTS

COMPRESSION ZONE

COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} = 16,667$ [MPa] Design compressive resistance EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 20,699$ [MPa] Design bearing resistance under the base plate [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$$

$c = 48,633$ [mm] Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 107,267$ [mm] Effective width of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 297,267$ [mm] Effective length of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 31886,782$ [mm²] Area of the joint between the base plate and the foundation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 256560,266$ [mm²] Maximum design area of load distribution EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 1507,470$ [kN] Bearing resistance of concrete EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,667$ Reduction factor for compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 31,517$ [MPa] Design bearing resistance [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 103500,846$ [mm²] Bearing area for compression [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 47976,774$ [mm²] Bearing area for bending My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 31886,782$ [mm²] Bearing area for bending Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 3262,051$ [kN] Bearing resistance of concrete for compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 1512,091$ [kN] Bearing resistance of concrete for bending My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 1004,980$ [kN] Bearing resistance of concrete for bending Mz [6.2.8.3.(1)]

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$CL = 3,000$ Section class EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{el,y} = 527536,735$ [mm³] Elastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 145,073$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 266,280$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 544,813$ [kN] Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]

$W_{el,z} = 133801,000$ [mm³] Elastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 36,795$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 148,633$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 247,557$ [kN] Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 3262,051$ [kN] Resistance of a spread footing for axial compression [6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 544,813$ [kN] Resistance of spread footing in the compression zone [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{C,Rd,z} = 247,557$ [kN] Resistance of spread footing in the compression zone [6.2.8.3]

TENSION ZONE**STEEL FAILURE**

$A_b = 353,000$ [mm²] Effective anchor area [Table 3.4]

$f_{ub} = 800,000$ [MPa] Tensile strength of the anchor material [Table 3.4]

Beta = 0,850 Reduction factor of anchor resistance [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s1} = 172,829$ [kN] Anchor resistance to steel failure [Table 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,200$ Partial safety factor CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 640,000$ [MPa] Yield strength of the anchor material CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 188,267$ [kN] Anchor resistance to steel failure CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 172,829$ [kN] Anchor resistance to steel failure

PULL-OUT FAILURE

$f_{ck} = 25,000$ [MPa] Characteristic compressive strength of concrete EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 7401,592$ [mm²] Bearing area of the head CEB [15.1.2.3]

$p_k = 187,500$ [MPa] Characteristic strength of concrete (pull-out) CEB [15.1.2.3]

$\gamma_{Mp} = 2,160$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,p} = p_k \cdot A_h / \gamma_{Mp}$$

$F_{t,Rd,p} = 257,000$ [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.3]

CONCRETE CONE FAILURE

$h_{ef} = 433,333$ [mm] Effective anchorage depth CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N/mm^2]^{0.5} \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 405,925$ [kN] Characteristic resistance of an anchor CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 1300,000$ [mm] Critical width of the concrete cone CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 650,000$ [mm] Critical edge distance CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 1690000,000$ [mm²] Maximum area of concrete cone CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 727500,000$ [mm²] Actual area of concrete cone CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,430$ Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.2.4]

$c = 320,000$ [mm] Minimum edge distance from an anchor CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,848$ Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in the

$\psi_{ec,N} = 1,000$ Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} / 200 \leq 1.0$$

$\Psi_{re,N} = 1,000$ Shell spalling factor CEB [9.2.4]

$\Psi_{ucr,N} = 1,000$ Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,160$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 68,577$ [kN] Design anchor resistance to concrete cone failure EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

SPLITTING FAILURE

$h_{ef} = 465,000$ [mm] Effective anchorage depth CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 451,224$ [kN] Design uplift capacity CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 930,000$ [mm] Critical width of the concrete cone CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 465,000$ [mm] Critical edge distance CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 864900,000$ [mm²] Maximum area of concrete cone CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 443525,000$ [mm²] Actual area of concrete cone CEB [9.2.5]

$$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\Psi_{A,N} = 0,513$ Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.2.5]

$c = 320,000$ [mm] Minimum edge distance from an anchor CEB [9.2.5]

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\Psi_{s,N} = 0,906$ Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses in tt

$\Psi_{ec,N} = 1,000$ Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors

$$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef} [\text{mm}] / 200 \leq 1.0$$

$\Psi_{re,N} = 1,000$ Shell spalling factor CEB [9.2.5]

$\Psi_{ucr,N} = 1,000$ Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete CEB [9.2.5]

$$\Psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\Psi_{h,N} = 0,661$ Coeff. related to the foundation height CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,160$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 64,204$ [kN] Design anchor resistance to splitting of concrete CEB [9.2.5]

TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 64,204$ [kN] Tensile resistance of an anchor

BENDING OF THE BASE PLATE

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 250,000$ [mm] Effective length for a single bolt row for mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 250,000$ [mm] Effective length for a single bolt row for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 162,373$ [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 9,180$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 9,180$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 226,139$ [kN] Resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 117,208$ [kN] Resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 128,407$ [kN] Resistance of a plate for mode 3 [6.2.4]

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 117,208 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tension resistance of a plate} \quad [6.2.4]$$

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 296,490 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length for a single bolt row for mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$l_{eff,2} = 296,490 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length for a single bolt row for mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 74,123 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance of a bolt from the stiffening edge} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,1,Rd} = 10,887 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of a plate for mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 10,887 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Plastic resistance of a plate for mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = 587,500 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = 237,562 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = 192,611 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a plate for mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 192,611 \quad [\text{kN}] \quad \text{Tension resistance of a plate} \quad [6.2.4]$$

TENSILE RESISTANCE OF A COLUMN WEB**Bending moment $M_{j,Ed,z}$**

$$t_{wc} = 6,500 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 296,490 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective width of the web for tension} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = 1808,120 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,635 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = 336,749 \quad [\text{kN}] \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 117,208 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a column base in the tension zone} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$$

$$F_{T,Rd,z} = 192,611 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a column base in the tension zone} \quad [6.2.8.3]$$

CONNECTION CAPACITY CHECK

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0,035 < 1,000 \quad \text{verified} \quad (0,035)$$

$$e_y = 431,740 \quad [\text{mm}] \quad \text{Axial force eccentricity} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 133,140 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 280,000 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 70,014 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,701 < 1,000 \quad \text{verified} \quad (0,701)$$

$e_z =$	19,843	[mm]	Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	74,317	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	100,000	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	7,754	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2.8.3]

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,291 < 1,000 \quad \text{verified} \quad (0,291)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,991 < 1,000 \quad \text{verified} \quad (0,991)$$

SHEAR

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 1,923 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 1,000 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,500 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d_p^* / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 432,000 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 0,769 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0,769 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,500 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d_p^* / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 332,308 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$$\alpha_b = 0,248 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 452,389 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Area of bolt section} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,000 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensile strength of the anchor material} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,250 \quad \text{Partial safety factor} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 71,803 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a bolt - without lever arm} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,000 \quad \text{Factor related to the fastening of an anchor in the foundation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 1,150 \text{ [kN*m]} \quad \text{Characteristic bending resistance of an anchor} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 59,500 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm length} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,200 \quad \text{Partial safety factor} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{Rk,s} / (l_{sm} \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 32,208 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a bolt - with lever arm} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$$N_{Rk,c} = 148,126 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design uplift capacity} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,000 \quad \text{Factor related to the anchor length} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,160 \quad \text{Partial safety factor} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 137,153 \quad [\text{kN}] \quad \text{Concrete resistance for pry-out failure} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

CONCRETE EDGE FAILURE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y}^0 = 457,392 \quad [\text{kN}] \quad \text{Characteristic resistance of an anchor}$$

$$\psi_{A,V,y} = 0,168 \quad \text{Factor related to anchor spacing and edge distance}$$

$$\psi_{h,V,y} = 1,249 \quad \text{Factor related to the foundation thickness}$$

$$\psi_{s,V,y} = 0,798 \quad \text{Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction}$$

$$\psi_{ec,V,y} = 1,000 \quad \text{Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anc}$$

$$\psi_{\alpha,V,y} = 1,000 \quad \text{Factor related to the angle at which the shear load is applied}$$

$$\psi_{ucr,V,y} = 1,000 \quad \text{Factor related to the type of edge reinforcement used}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,160 \quad \text{Partial safety factor}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 35,553 \quad [\text{kN}] \quad \text{Concrete resistance for edge failure} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z}^0 = 157,995 \quad [\text{kN}] \quad \text{Characteristic resistance of an anchor}$$

$$\psi_{A,V,z} = 1,000 \quad \text{Factor related to anchor spacing and edge distance}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,000 \quad \text{Factor related to the foundation thickness}$$

$$\psi_{s,V,z} = 1,000 \quad \text{Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,000 \quad \text{Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anc}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,000 \quad \text{Factor related to the angle at which the shear load is applied}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,000 \quad \text{Factor related to the type of edge reinforcement used}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,160 \quad \text{Partial safety factor}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 73,146 \quad [\text{kN}] \quad \text{Concrete resistance for edge failure} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

SPLITTING RESISTANCE

$$C_{f,d} = 0,300 \quad \text{Coeff. of friction between the base plate and concrete} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 113,599 \quad [\text{kN}] \quad \text{Compressive force} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 34,080 \quad [\text{kN}] \quad \text{Slip resistance} \quad [6.2.2.(6)]$$

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 233,333 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 128,333 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete}$$

SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 460,658$ [kN]	Connection resistance for shear		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,002 < 1,000$	verified	(0,002)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 355,658$ [kN]	Connection resistance for shear		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,095 < 1,000$	verified	(0,095)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,098 < 1,000$	verified	(0,098)

STIFFENER CHECK**Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)**

$M_1 = 15,189$ [kN*m]	Bending moment acting on a stiffener		
$Q_1 = 82,105$ [kN]	Shear force acting on a stiffener		
$z_s = 26,684$ [mm]	Location of the neutral axis (from the plate base)		
$I_s = 25426662,326$ [mm ⁴]	Moment of inertia of a stiffener		
$\sigma_d = 1,006$ [MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)
$\sigma_g = 112,496$ [MPa]	Normal stress in upper fibers		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)
$\tau = 43,213$ [MPa]	Tangent stress in a stiffener		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)
$\sigma_z = 74,854$ [MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,479 < 1,000$	verified	(0,479)

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} = 12,785$ [MPa]	Normal stress in a weld		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 12,785$ [MPa]	Perpendicular tangent stress		[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,073$ [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = 1,806$ [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,800$	Resistance-dependent coefficient		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,049 < 1,000$	verified	(0,049)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,071 < 1,000$	verified	(0,071)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,042 < 1,000$	verified	(0,042)

VERTICAL WELDS OF STIFFENERS**Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)**

$\sigma_{\perp} =$	44,628	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	44,628	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	10,803	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	91,197	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,800		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,253 < 1,000 verified (0,253)

TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

Stiffener parallel to the web (along the extension of the column web)

$\sigma_{\perp} =$	9,676	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	9,676	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	14,386	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	31,550	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,800		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,088 < 1,000 verified (0,088)

CONNECTION STIFFNESS

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	107,267	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	297,267	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	20,675	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
$l_{eff} =$	250,000	[mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	162,373	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff}^3 * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	0,776	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b =$	274,000	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2,061	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,501		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	23993,214	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	64612,625	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGID				[5.2.2.5.(2)]

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	20,675	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]

$l_{eff} = 296,490$	[mm]	Effective length for a single bolt row for mode 2	[6.2.6.5]
$m = 74,123$	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff}^3 / t_p^3$			
$k_{15,z} = 4,835$	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
$L_b = 274,000$	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} = 2,061$	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,833$		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 47957,788$	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 23371,425$	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGID			[5.2.2.5.(2)]

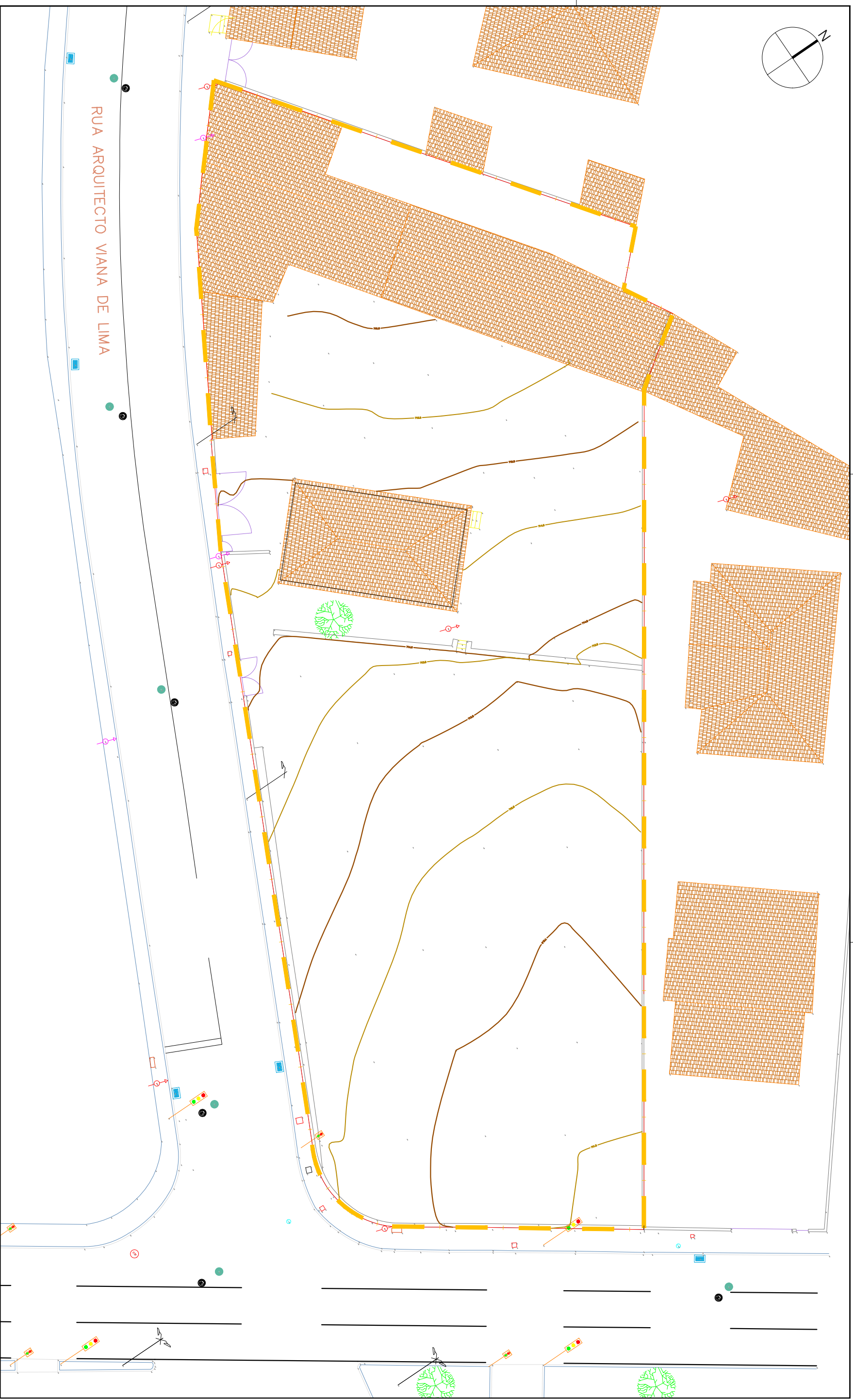
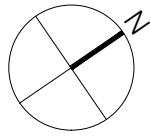
WEAKEST COMPONENT:

BASE PLATE - BENDING

Connection conforms to the code

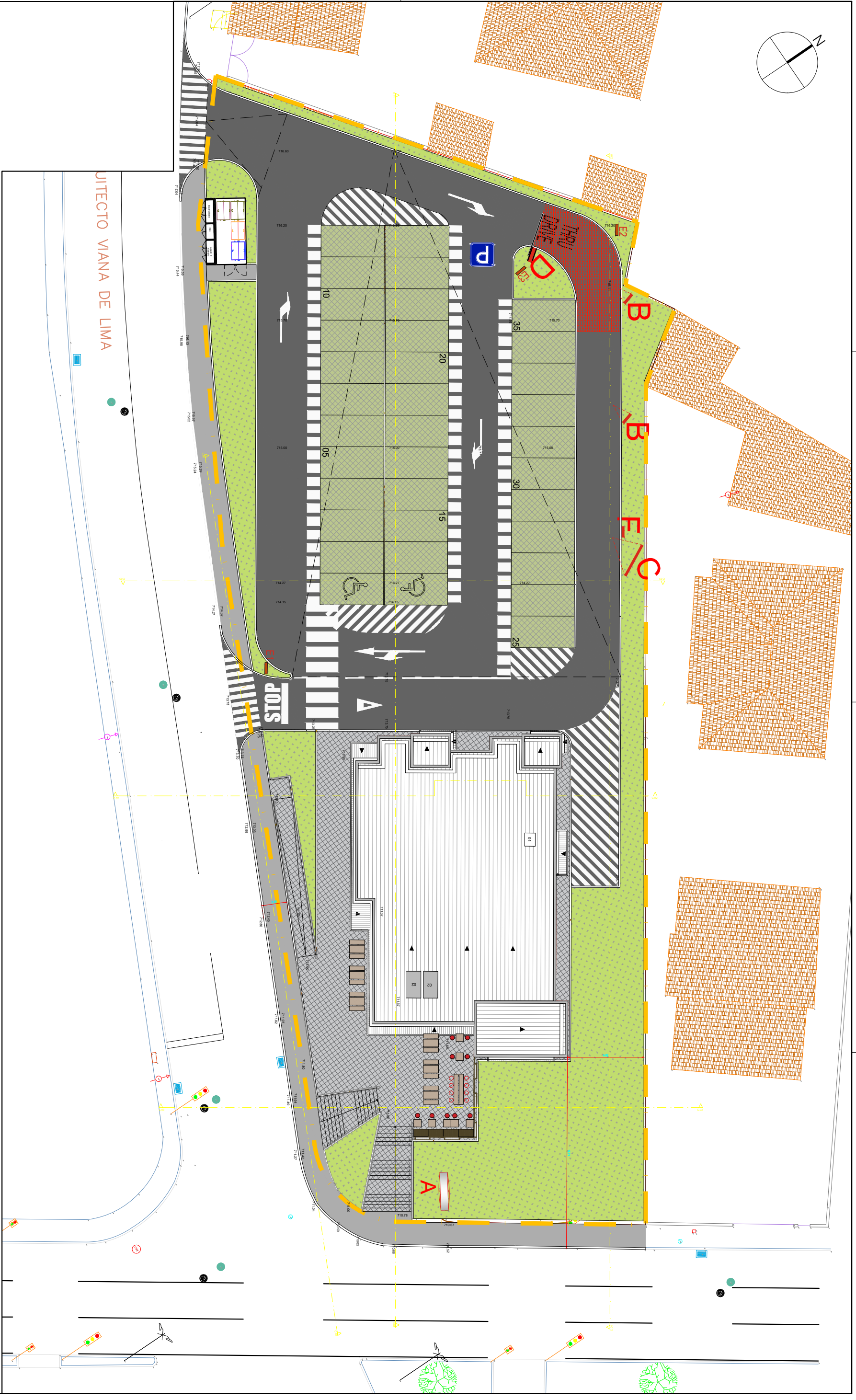
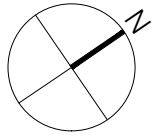
Ratio 0,991

ANEXO VI– PLANTA DE ARQUITETURA



ÁREA DO TERRENO 2655,00m2

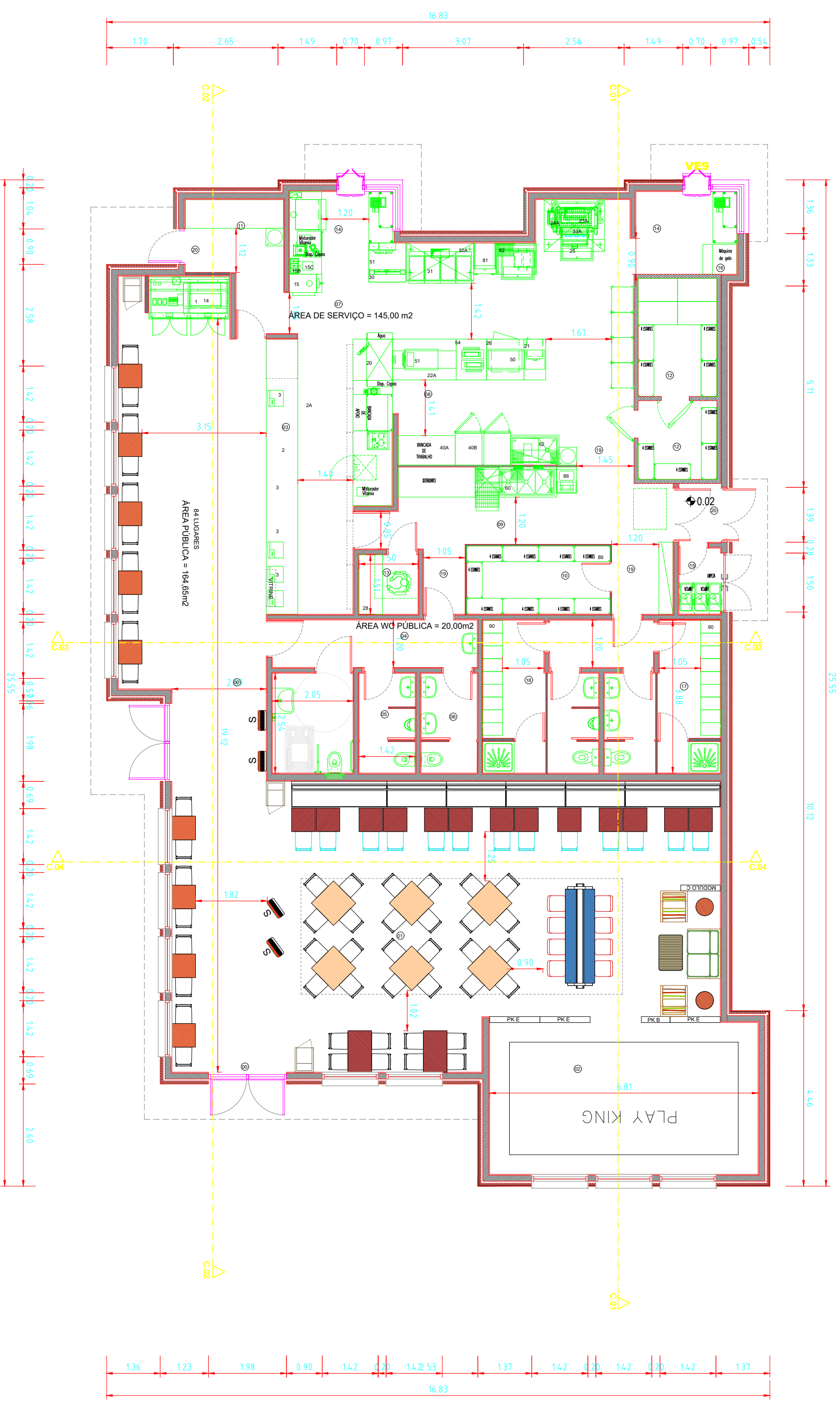
CLIENTE	
Edifício de restauração, Bragaça	
NOME DO CLIENTE	
TÍTULO DO DOCUMENTO	
Planta de arquitetura -	
Levantamento Topográfico	
ESCALA	DATA
1:200	04/04/18
DESIGNADO POR	PROJECCIONADO POR
001/008	0



Pavimentos	
	Asfáltico
	Pavé
	Pavé Vermelho
	Zona Verde
	Grelha de Entrelaçamento

ÁREA DO TERRENO	
ÁREA DE IMPLANTAÇÃO	2655,00m ²
ÁREA DE CONSTRUÇÃO	364,64m ²
CÉRCEA	6 m ²
VOLUMETRIA	2187,84m ²

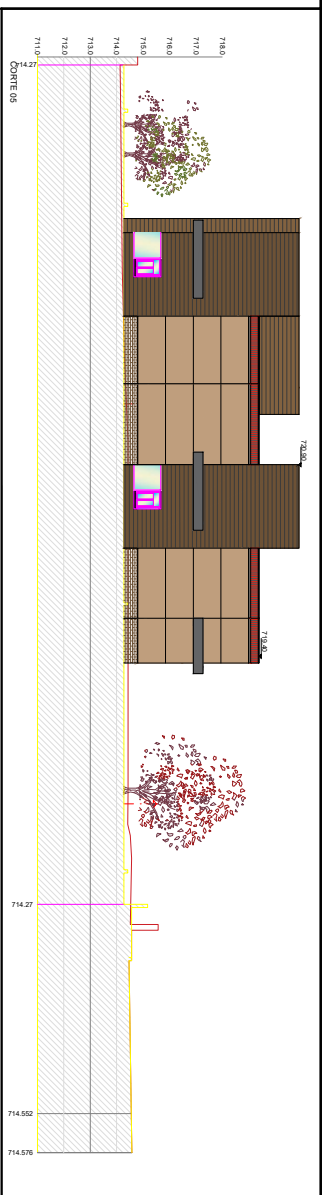
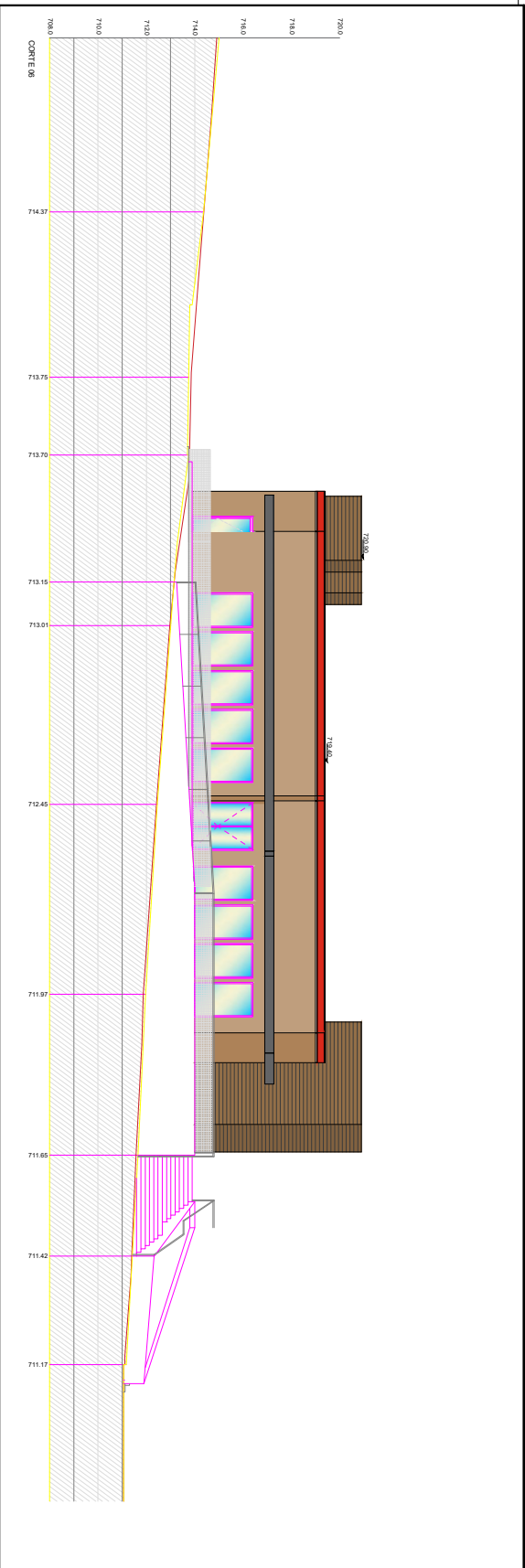
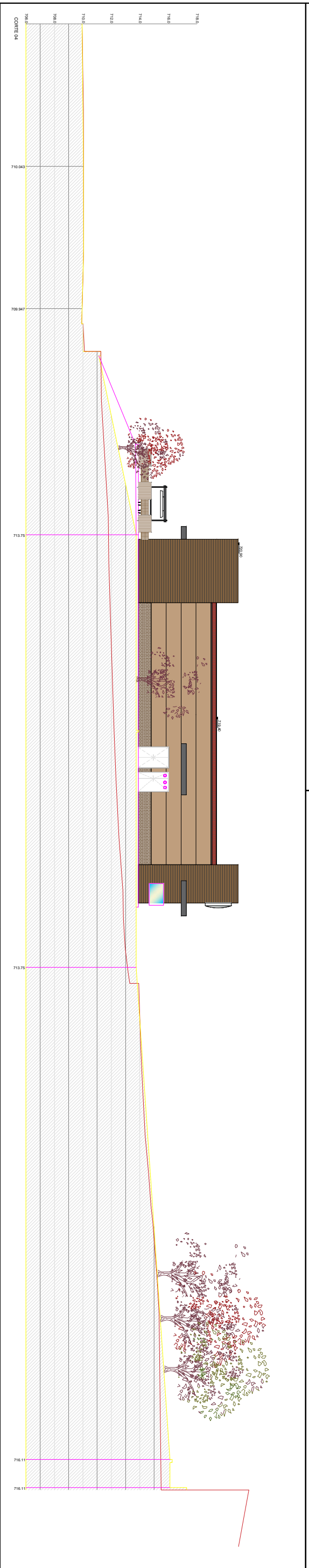
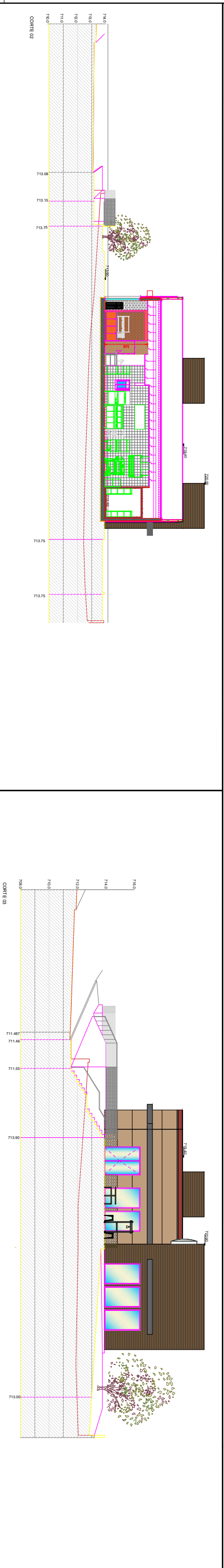
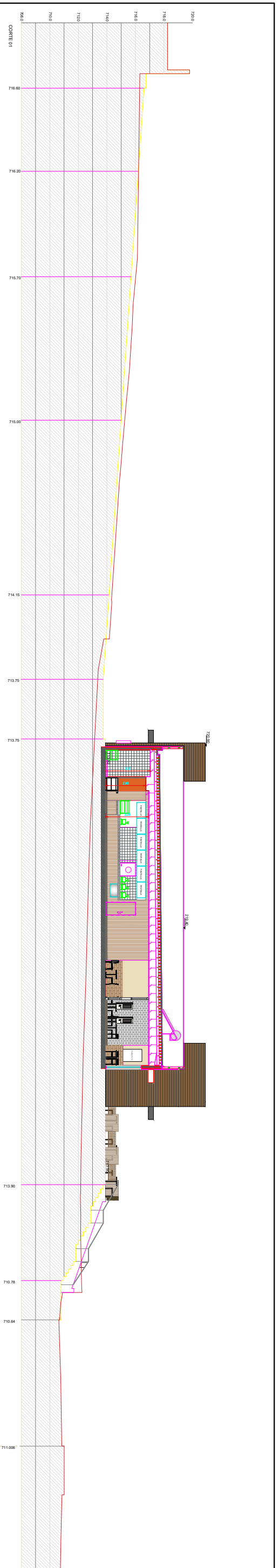
CLIENTE	NOME DA OBRA		
	Edifício de restauração, Bragança		
TÍTULO DO DOCUMENTO	Planta de arquitetura -		
TIPO DE DOCUMENTO	Implantação		
ESCALA	1/200	DATA	04/04/18
NÚMERO DO PROJETO	002/008	DESENHADO POR	
		REVISADO POR	
		REVISÃO	0



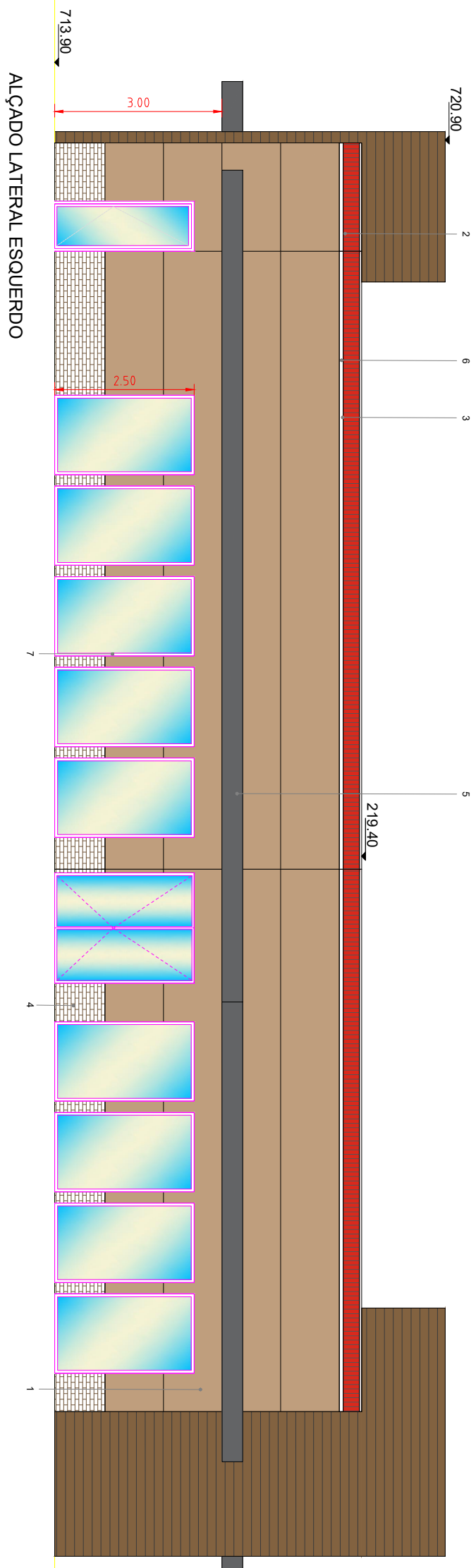
- ÁREA EDIFÍCIO 364,65m²
- LEGENDA
- 00- ENTRADA
 - 01- SALA DE REFEIÇÕES
 - 02- PLAYING
 - 03- BALCO DE ATENDIMENTO
 - 04- ANTE-CÂMARA DAS INST. SANIT.
 - 05- INSTALAÇÕES SANITARIAS MULHERES
 - 06- INSTALAÇÕES SANITARIAS HOMENS
 - 07- COZINHA CONFECÇÃO
 - 08- PREPARAÇÃO
 - 09- LAVAGEM DE LOUÇAS E UTENSÍLIOS
 - 10- ARMAZEM
 - 11- ESPAÇO DE ARMAZENAGEM
 - 12- CÂMARAS FRIGORÍFICAS
 - 13- APOIO ADMINISTRATIVO
 - 14- ATENDIMENTO "DRIVE THRU"
 - 15- ARRUMOS PRODUTOS DE LIMPEZA
 - 16- COMPARTIMENTO DE LIXOS
 - 17- BALNEÁRIO MULHERES
 - 18- BALNEÁRIO HOMENS
 - 19- CIRCULAÇÃO
 - 20- ENTRADA DE SERVIÇO
 - 21- ARRUMOS
 - 22- COMPARTIMENTO ÓLEOS

- LEGENDA DE EQUIPAMENTO
- 1- Estação de bebidas
 - 2- Balcão
 - 2A- Prateleiras do balcão
 - 3- Caixa registradora
 - 14- Torre de extração de bebidas
 - 15- Máquina de bolos e gelados
 - 15B- Toppings de gelados
 - 15C- Máquina misturadora de gelados
 - 15D- Pão de lanchem
 - 16- Máquina de gelo
 - 20- Estação de sandwiches
 - 21A- Mesa auxiliar de preparação
 - 22A- Mesa de preparação de sandwiches especiais
 - 23A- Caldeador
 - 24- Assador/grelhador
 - 24A- Mesa para o assador/grelhador
 - 25- Congelador para carne
 - 26- Refrigerador para frango
 - 28- Mesa em melamina
 - 29- Prateleira em melamina
 - 30- Estufa de batatas
 - 31- Fritadeiras
 - 32A- Dispensador de batatas
 - 33A- Hóide para assador e fritadeiras
 - 35- Depósito de pão
 - 40A- Refrigerador
 - 40B- Congelador
 - 43- Prateleira de parede em aço inox
 - 43A- Prateleiras em aço inox
 - 50- Forno microondas
 - 51- Estação multiprodutos
 - 53- Refrigerador
 - 54- Refrigerador para mesa de preparação
 - 55- Tostador de alta velocidade
 - 59- Vitrine de saladas
 - 60- Cubas de lavagem
 - 60B- Máquinas de lavar
 - 61- Mesa de preparação de vegetais
 - 62- Lavandões de pedal
 - 78- Máquina de café
 - 79- Tábua de bormas
 - 80- Molino de café
 - 81- Congelador
 - 82- Rack para cestas e bandeja de migalhas
 - 83- Refrigerador de cerveja
 - 84- Bag in box
 - 85- Refrigerador de sucos
 - 86- Pão de despido de lanchem
 - 87- Máquina de cerveja TP
 - 88- Contêiner de lixo
 - 89- Quarto eléctrico
 - 90- Candelos

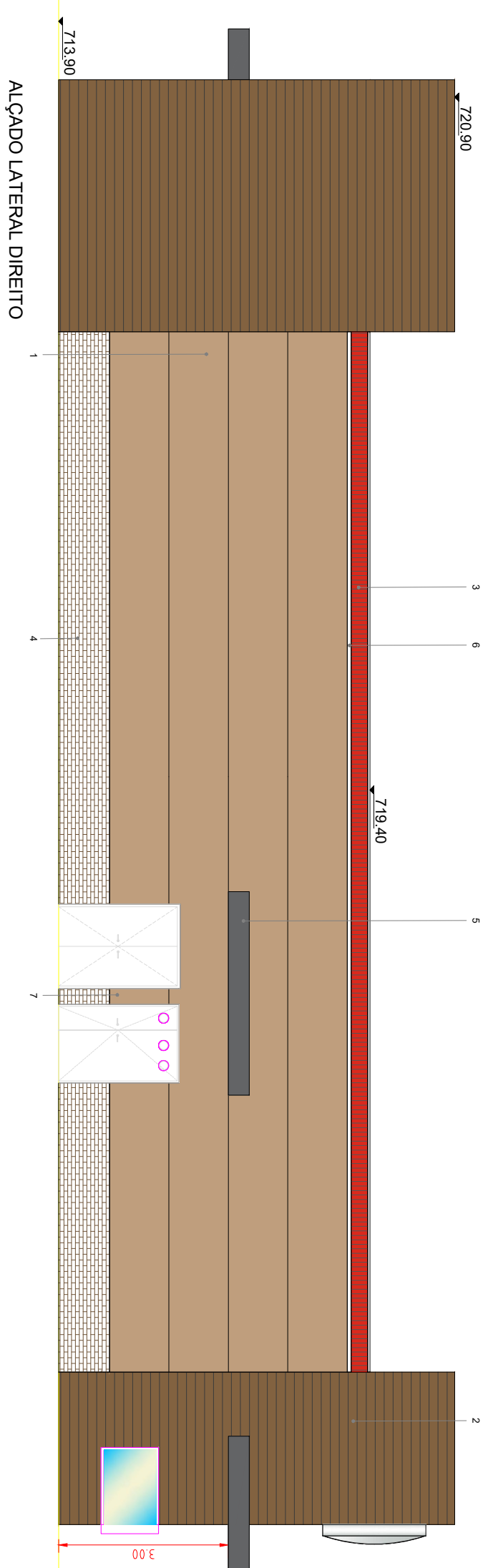
PROJETO DE ARQUITETURA	PROJETO DE	PROJETO DE	PROJETO DE
1000	04/04/18	003/008	0
Edifício de restauração, Bengalla			



CLIENTE		NOME DA OBRA	
Edifício de restauração, Bragança			
TÍTULO DO DOCUMENTO			
Planta de arquitetura - Peris			
ESCALA	DATA	DESENHO DE	APROVAÇÃO POR
1/200	04/04/18		
NÚMERO DO PROJETO	NÚMERO DO DESENHO	REVISÃO	
004/008		0	

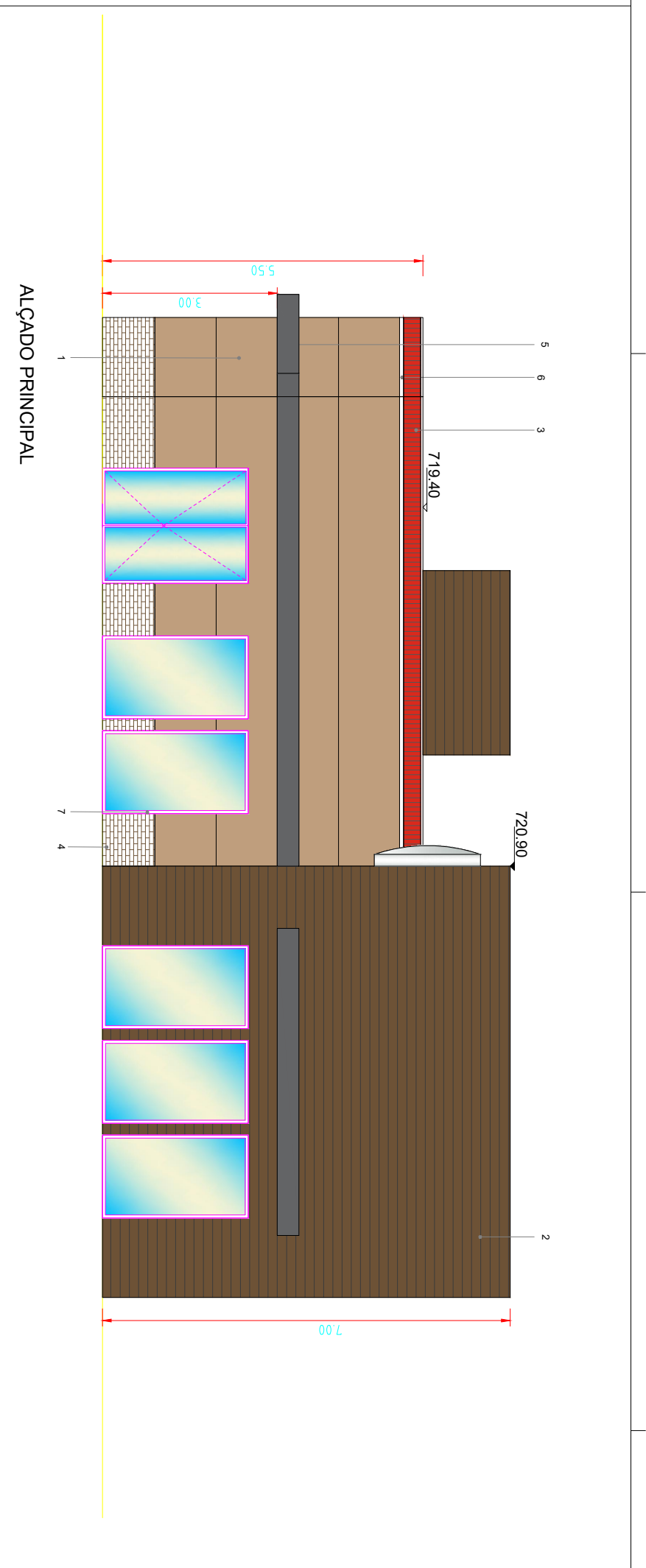


ALÇADO LATERAL ESQUERDO

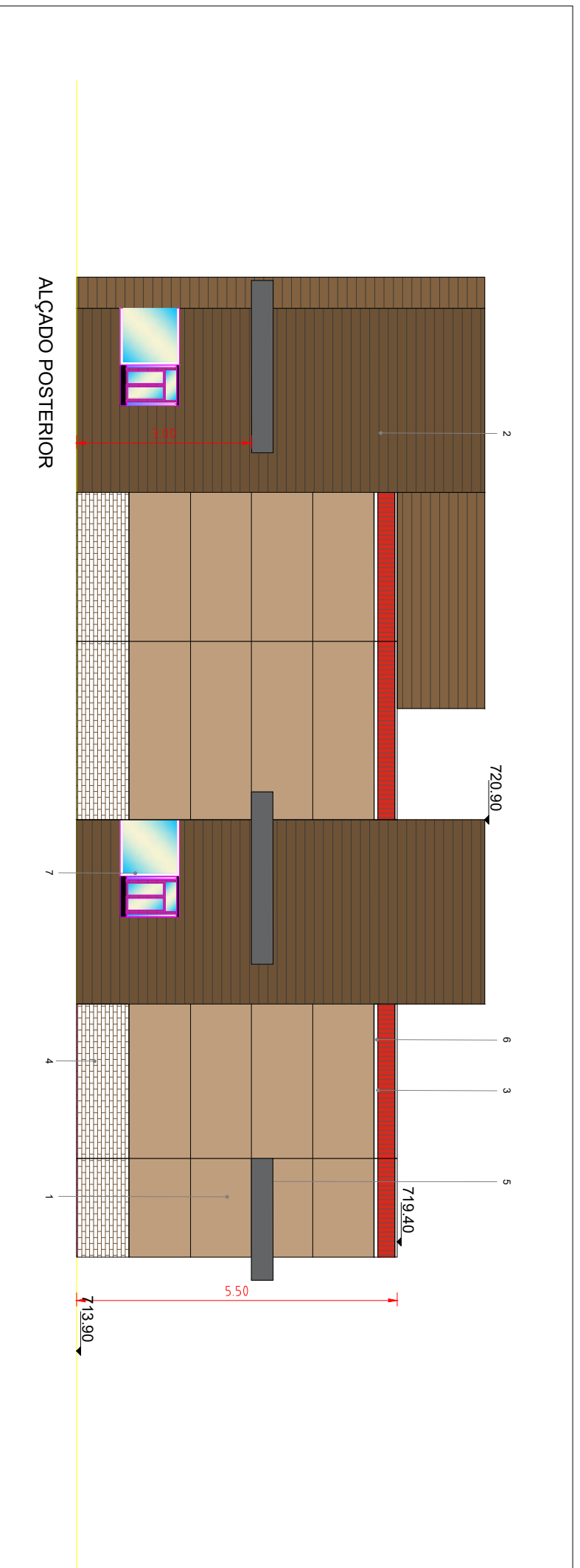


ALÇADO LATERAL DIREITO

CLIENTE		Edifício de restauração, Beiraça	
LOCAL DO OBRA		Beiraça	
TÍTULO DO PROJETO		Planta de arquitetura - Alcôdo	
AUTOR DO PROJETO		04/04/18	
ESCALA		1:1000	
NÚMERO DO PROJETO		005/008	
FOLHA		0	

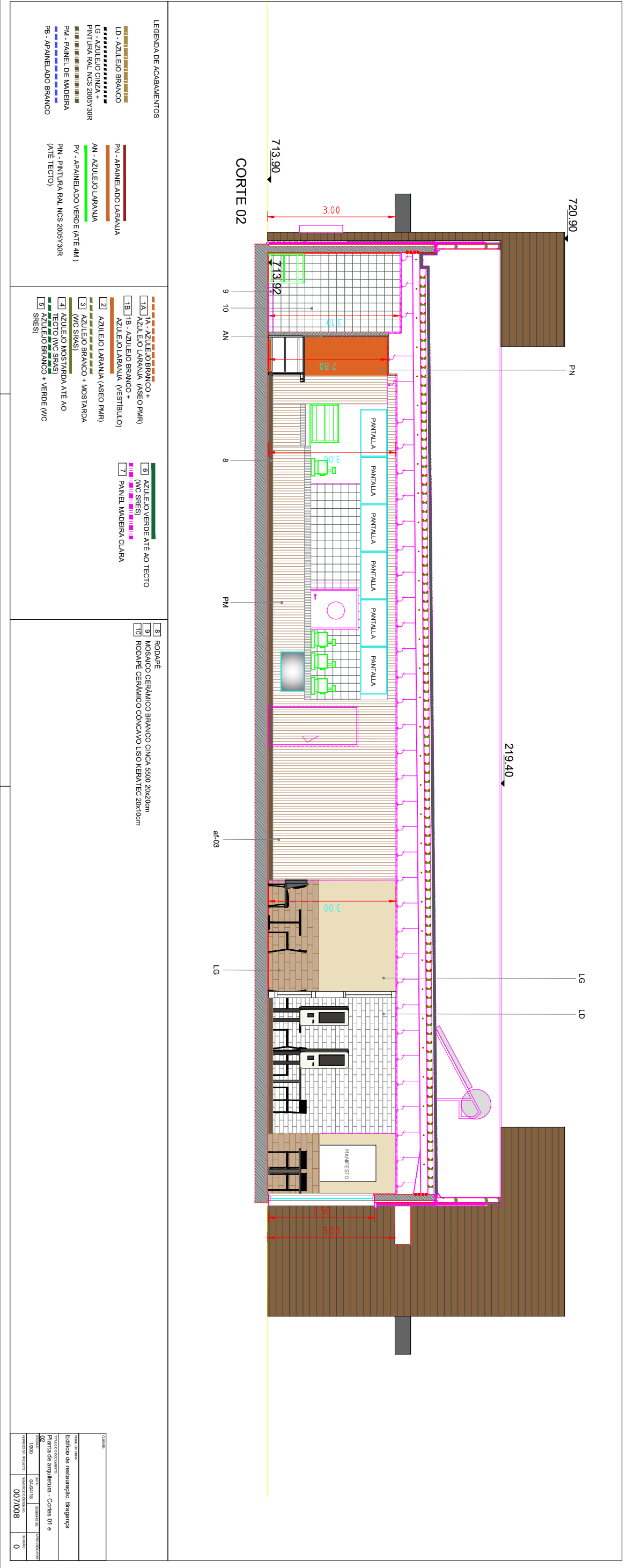
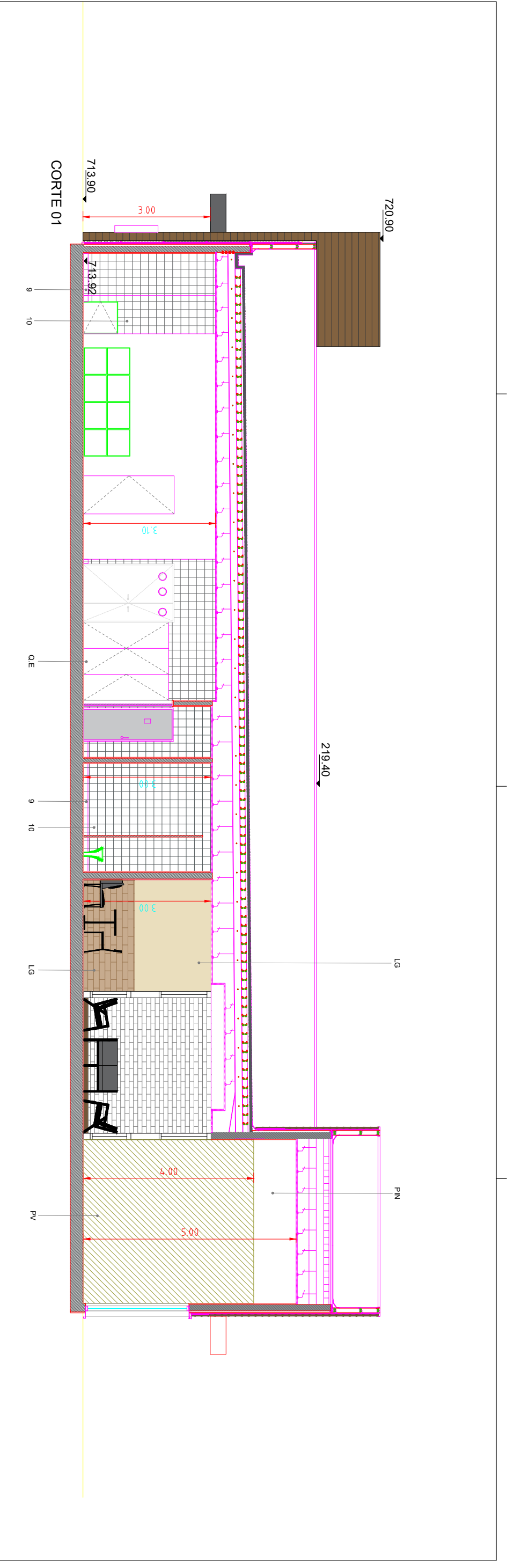


ALÇADO PRINCIPAL



ALÇADO POSTERIOR

CLIENTE		Edifício de restauração, Beiração	
LOCAL DO OBJETO		Edifício de restauração, Beiração	
TÍTULO DO PROJETO		Planta de arquitetura - Alçado	
PROFESSOR		Priscilla e Poliana	
DATA DO PROJETO		04/04/18	
ESCALA		1:1000	
NÚMERO DO PROJETO		0005/08	
FOLHA		0	

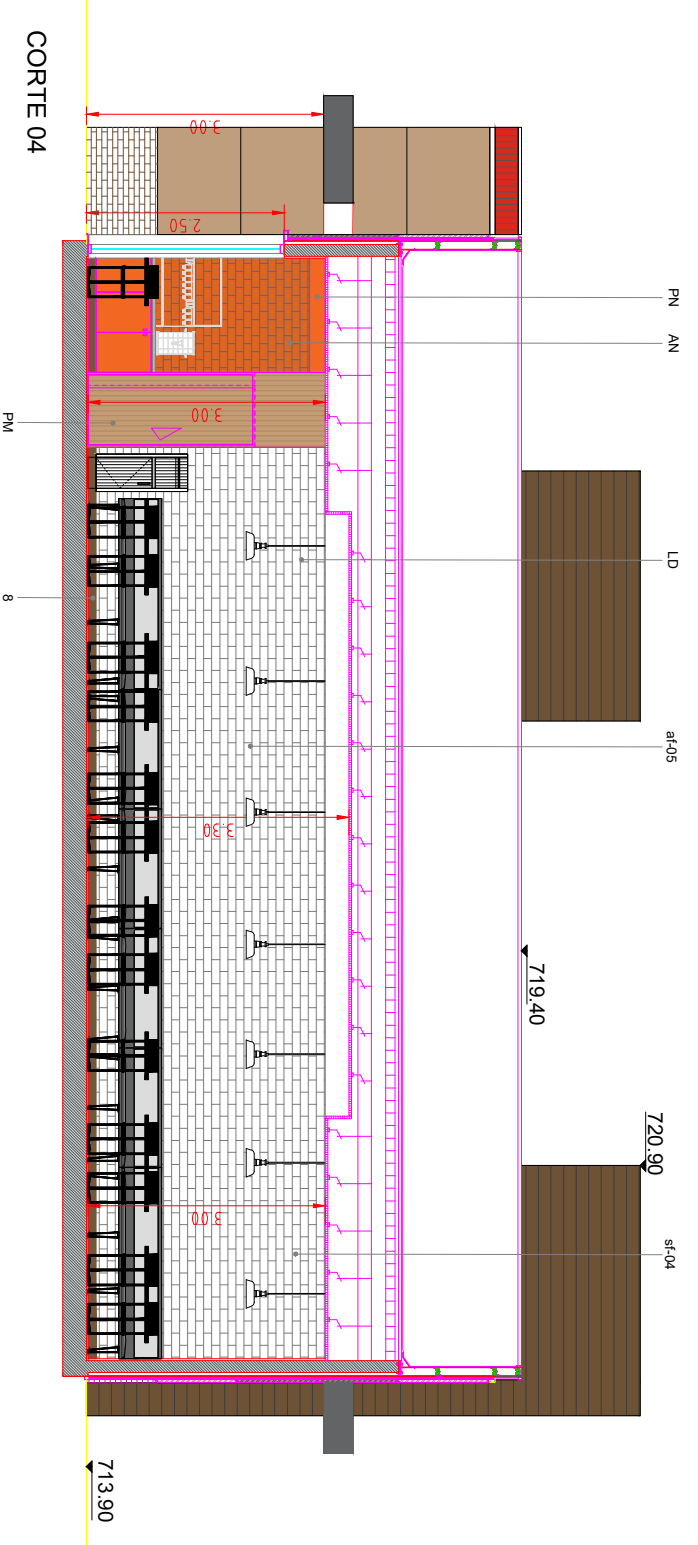
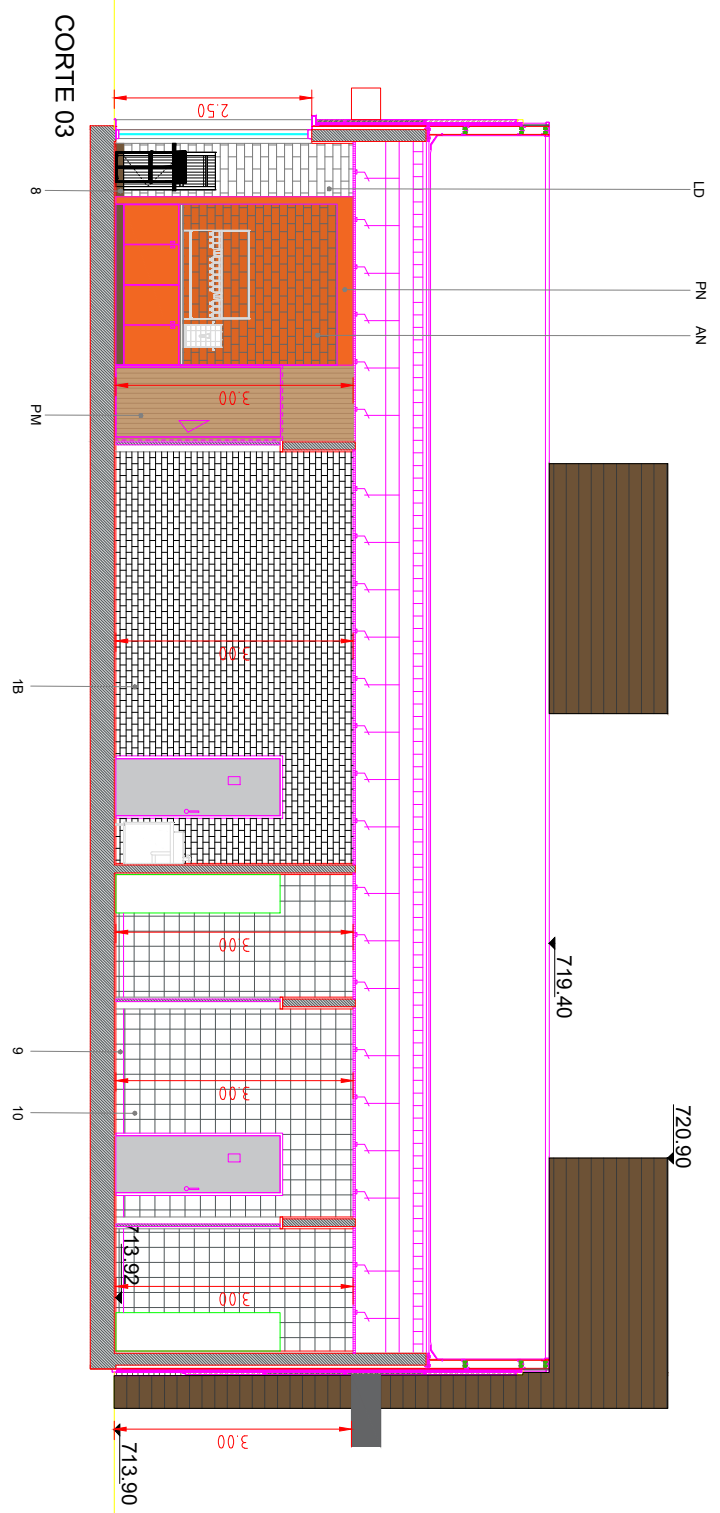


- LEGENDA DE ACABAMENTOS
- LD - AZULEJO BRANCO
 - LG - AZULEJO CINZA
 - PG - AZULEJO CINZA PINTURADO LACS 2005/30R
 - PM - PAINEL DE MADEIRA
 - PB - APAINELADO BRANCO
 - PN - APAINELADO LARANJA
 - AN - AZULEJO LARANJA
 - PV - APAINELADO VERDE (ATE 4M)
 - PN - PINTURA RAL LACS 2005/30R (ATE TECTO)

- 1A - AZULEJO BRANCO + AZULEJO LARANJA (ASEO PMR)
- 1B - AZULEJO BRANCO + AZULEJO LARANJA (VESTIBULO)
- 2 - AZULEJO LARANJA (ASEO PMR)
- 3 - AZULEJO BRANCO + MOSTARDA (WC SRAS)
- 4 - AZULEJO MOSTARDA ATE AO TECTO (WC SRAS)
- 5 - AZULEJO BRANCO + VERDE (WC SRAS)
- 6 - AZULEJO VERDE ATE AO TECTO (WC SRAS)
- 7 - PAINEL MADEIRA CLARA

- 8 - RODAPE
- 9 - MOSAICO CERAMICO BRANCO CINZA 55x50 20x20cm
- 10 - RODAPE CERAMICO CONCAVO LISO KERATEC 20x10cm

CLIENTE	INSTITUTO DE RESTAURACAO, BEIRA NEVA
LOCAL DO OBJETO	Edificio de restauração, Beira Neva
TITULO DO PROJETO	Planta de arquitetura - Cortes 01 e 02
DATA	04/04/18
ESCALA	1:200
NUMERO DO PROJETO	007/008
REVISAO	0



LEGENDA DE ACABAMENTOS

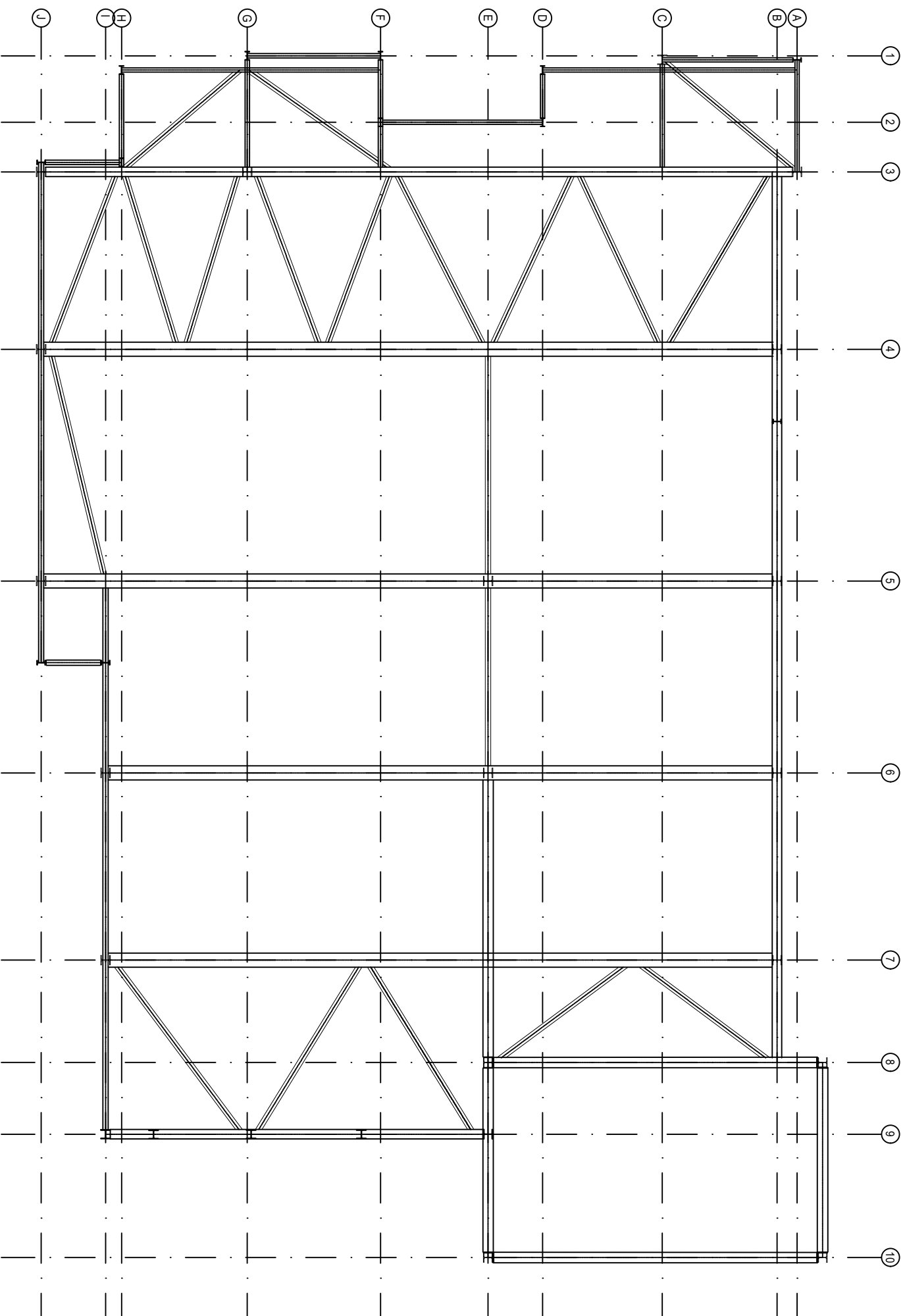
- LD - AZULEJO BRANCO
- LG - AZULEJO CINZA
- PN - PAINEL DE MADEIRA
- PM - PAINEL DE MADEIRA (ATE TECTO)
- PN - APAINELADO LARANJA
- AN - AZULEJO LARANJA
- PV - APAINELADO VERDE (ATE 4M)
- PN - PINTURA RAL NCS 2005Y30R (ATE TECTO)
- PB - APAINELADO BRANCO

- 1A - AZULEJO BRANCO + AZULEJO LARANJA (ASEO PMR)
- 1B - AZULEJO BRANCO + AZULEJO LARANJA (VESTIBULO)
- 2 - AZULEJO LARANJA (ASEO PMR)
- 3 - AZULEJO BRANCO + MOSTARDA (WC SRAS)
- 4 - AZULEJO MOSTARDA ATE AO TECTO (WC SRAS)
- 5 - AZULEJO BRANCO + VERDE (WC SRAS)
- 6 - AZULEJO VERDE ATE AO TECTO (WC SRAS)
- 7 - PAINEL MADEIRA CLARA

- 8 - RODAPÉ MOSAICO CERÂMICO BRANCO CINZA 55x50 20x20cm
- 9 - RODAPÉ CERÂMICO CONCAVO LISO KERATEC 20x10cm

CLIENTE	
NOME DO CLIENTE	
Edificio de restauração, Beiraça	
TÍTULO DO PROJETO	
Planta de arquitetura - Cortes 03 e	
DATA	PROJECTIONISTA
1000	04.04.18
NUMERO DO PROJETO	NUMERO DO PROJETO
008/008	0

ANEXO VII– PLANTA ESTRUTURAL



CLIENTE:

NOME DA OBRA:

Edifício de restauração, Bragança

TÍTULO DO DOCUMENTO:

Planta estrutural (Estrutura Principal)

ESCALA:

1/100

DATA:

18/06/22

DESENHO DE:

CS

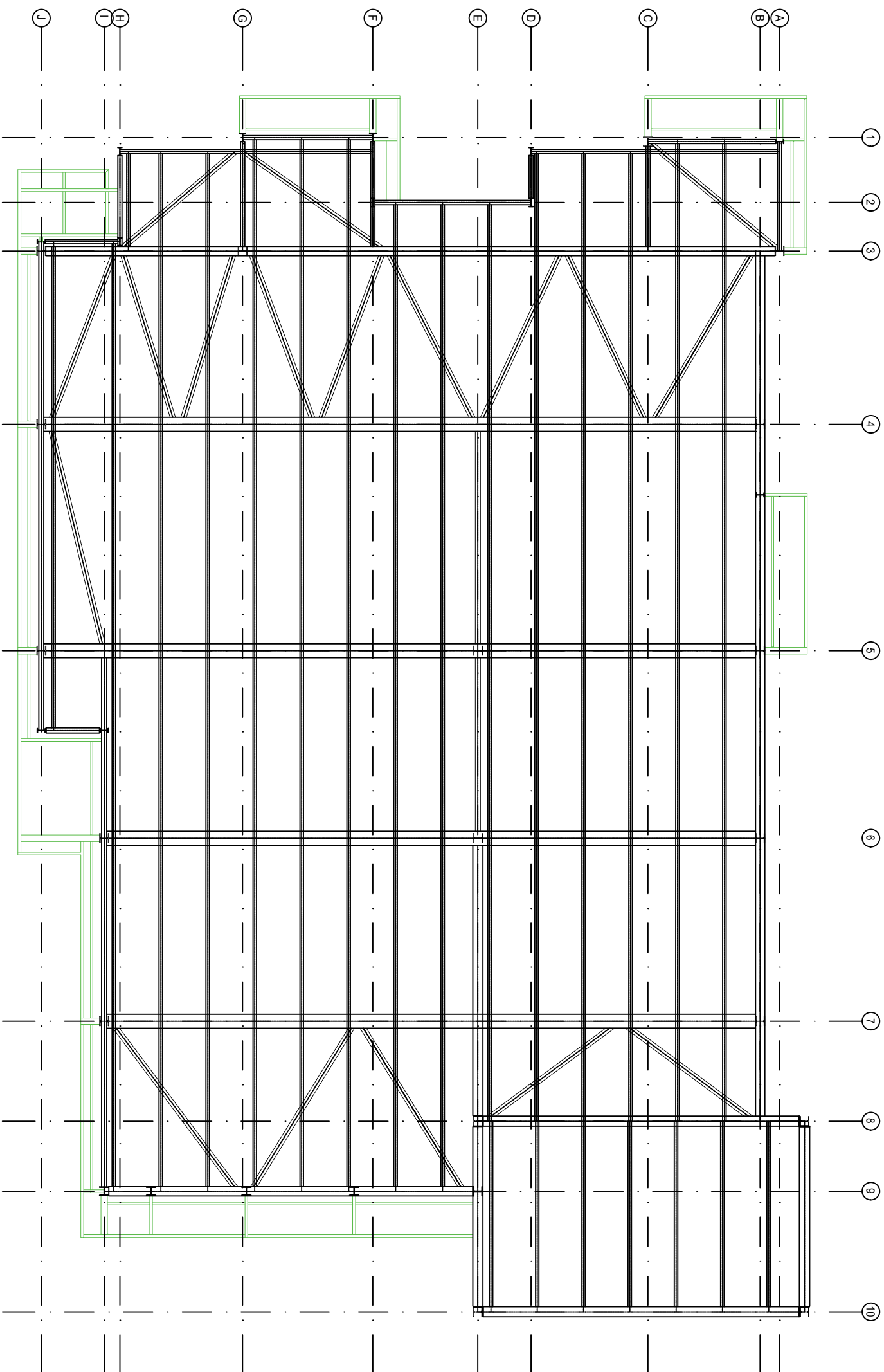
APROVADO POR:

NÚMERO DO PROJETO:

001/004

REVISÃO:

0



CLIENTE:

NOME DA OBRA:

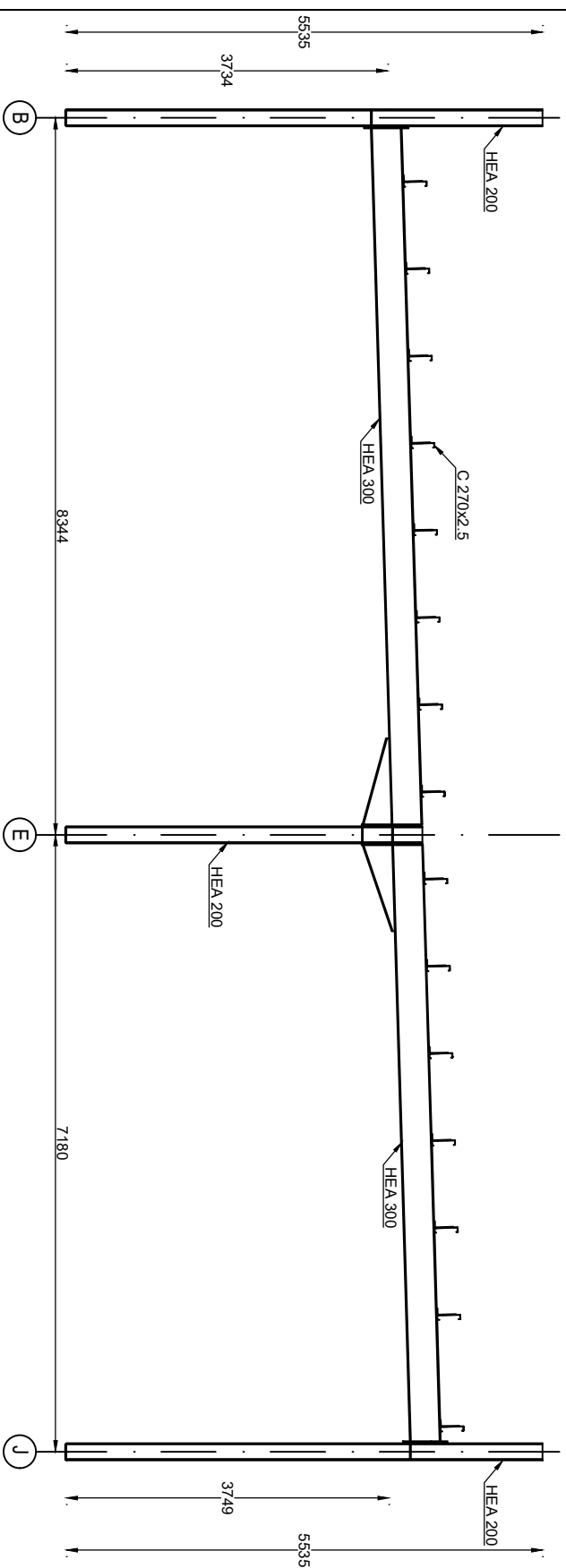
Edifício de restauração, Bragança

TÍTULO DO DOCUMENTO:

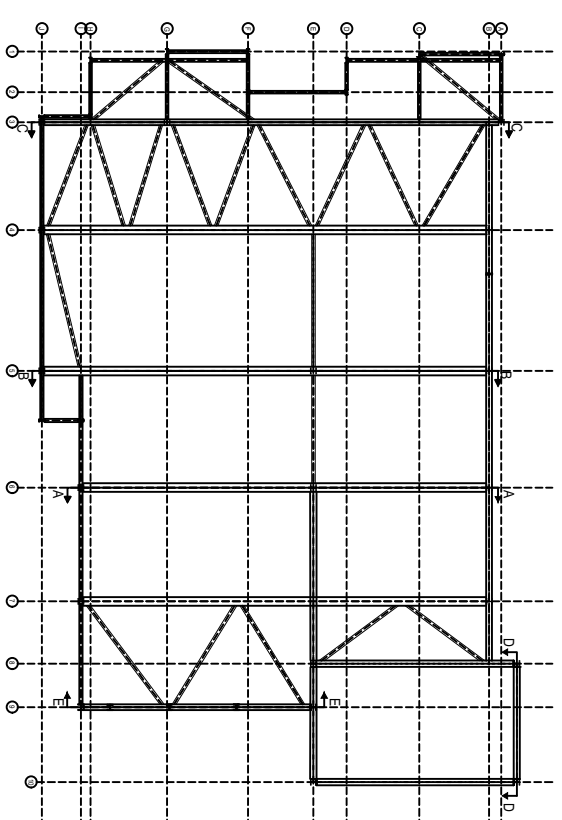
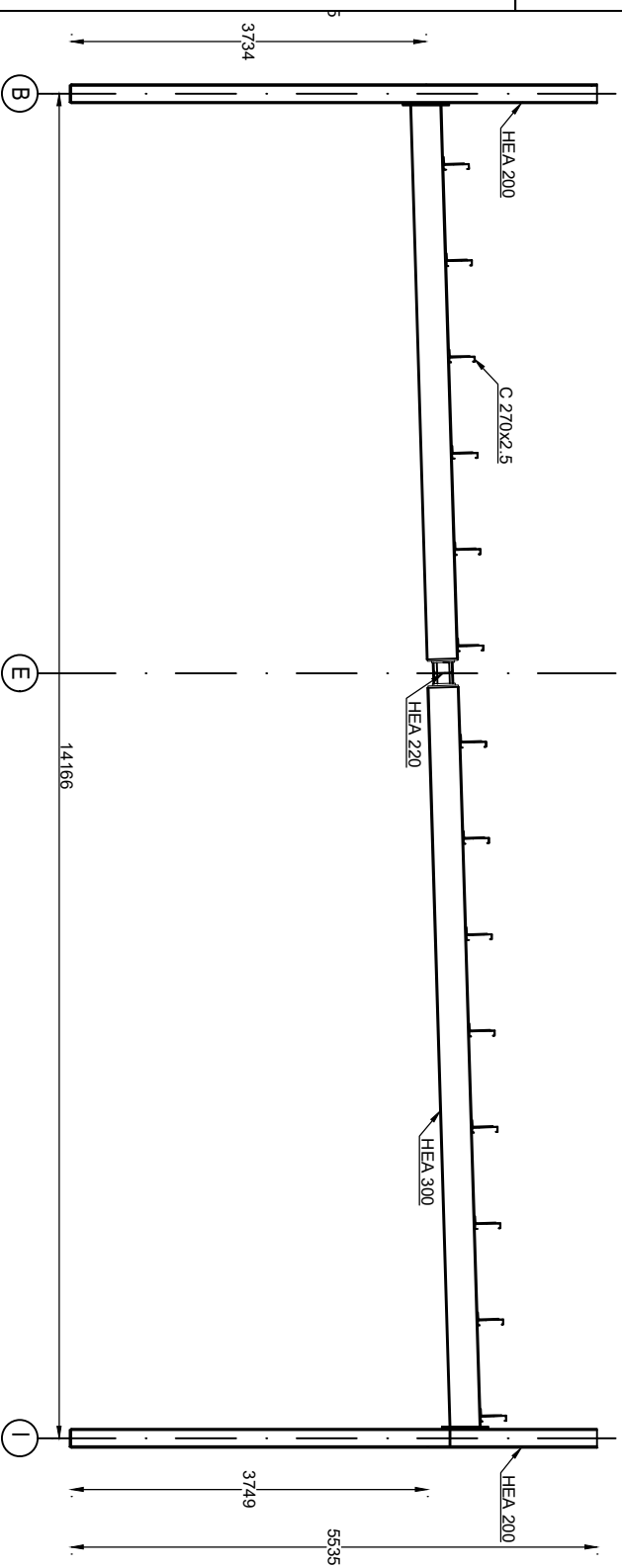
Planta estrutural (com madres e pallas)

ESCALA:	DATA:	DESENHO DE:	APROVADO POR:
1/100	18/06/22	CS	
NÚMERO DO PROJETO:	NÚMERO DO DESENHO:	REVISÃO:	
002/004		0	

Corte: B-B
Escala: 1/75



Corte: A-A
Escala: 1/75



CLIENTE:

NOME DA OBRA:

Edifício de restauração, Bragança

TÍTULO DO DOCUMENTO:

Alçados

ESCALA:

1/75

DATA:

18/06/22

DESENHO DE:

CS

APROVADO POR:

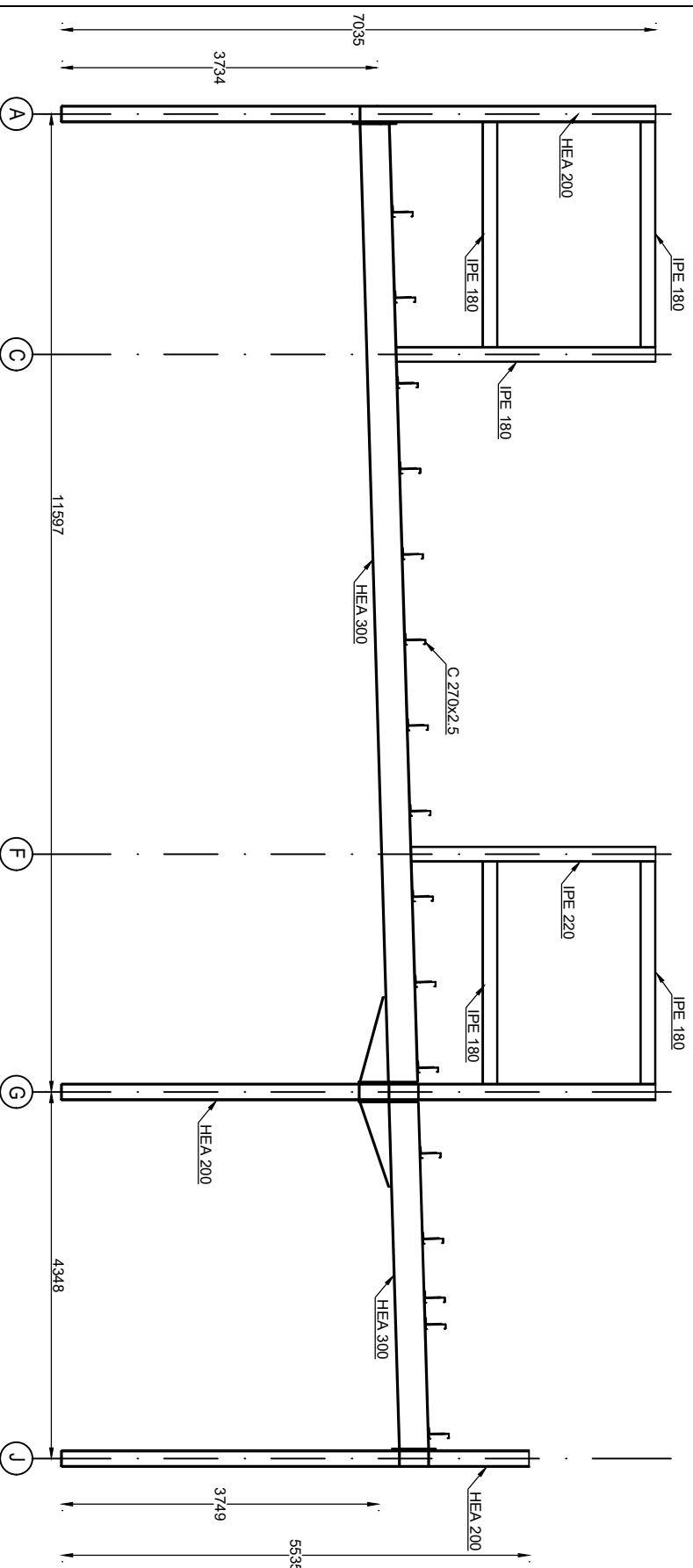
REVISÃO:

0

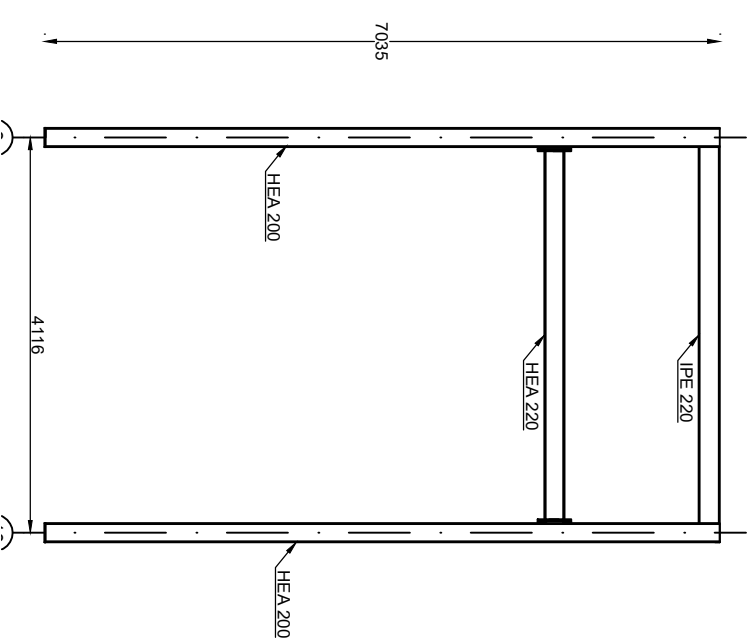
003/004

0

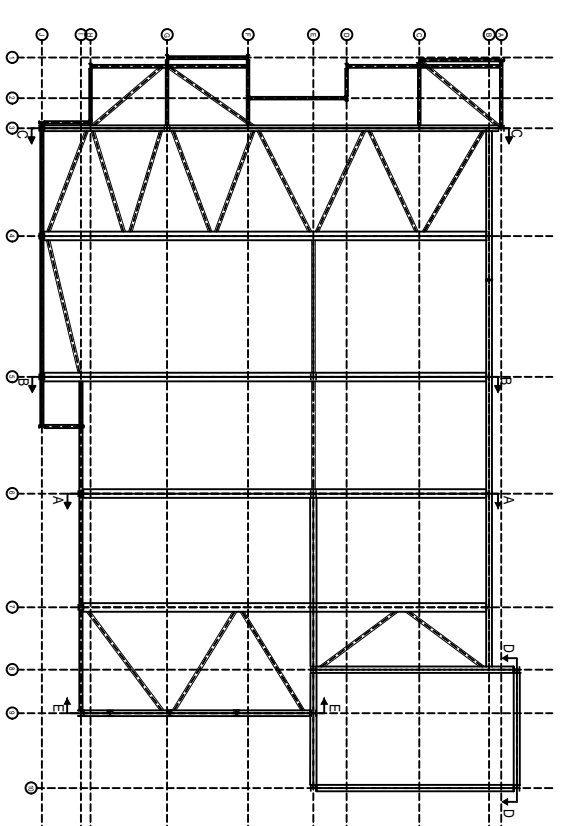
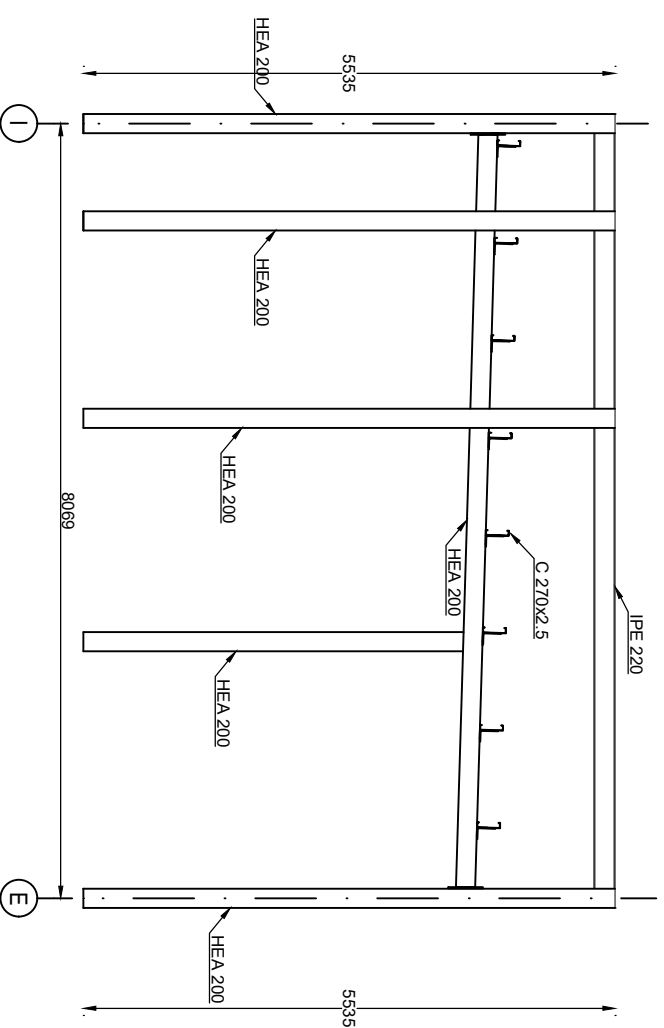
Corte: C-C
Escala: 1/75



Corte: D-D
Escala: 1/75



Corte: E-E
Escala: 1/75



CLIENTE:

NOME DA OBRA:

Edifício de restauração, Bragança

TÍTULO DO DOCUMENTO:

Alçados

ESCALA:

1/75

NÚMERO DO PROJETO:

004/004

DATA:

18/06/22

NÚMERO DO DESENHO:

CS

APROVADO POR:

CS

REVISÃO:

0

ANEXO VIII— REGISTO FOTOGRÁFICO

Registo fotográfico de obra localizada em Santa Maria da Feira



























