



Projeto de Estruturas de uma cobertura metálica a implementar na Escola Básica de Chãos Velhos

BÁRBARA MANUELA FERREIRA BARBOSA

Junho de 2019

**PROJETO DE ESTRUTURAS DE UMA COBERTURA METÁLICA
A IMPLEMENTAR NA ESCOLA BÁSICA DE CHÃOS VELHOS**

BÁRBARA MANUELA FERREIRA BARBOSA

Relatório de Estágio submetida(o) para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESTRUTURAS

Orientador: Alexandre Aníbal Meira Guimarães da Costa

Supervisor: Armando Jorge Andrade de Almeida (Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia)

JUNHO DE 2019

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xxi
Abreviaturas	xxiii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Apresentação e descrição do estágio realizado.....	5
CAPÍTULO 3 Apresentação do Caso de Estudo	19
CAPÍTULO 4 Critérios de Dimensionamento e Segurança	27
CAPÍTULO 5 Dimensionamento dos Elementos Estruturais	43
CAPÍTULO 6 Fundações	71
CAPÍTULO 7 Ligações de Elementos Metálicos	87
CAPÍTULO 8 Considerações Finais.....	107
Referências Bibliográficas	109
Anexo.....	111

RESUMO

O presente relatório documenta o estágio desenvolvido na Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia no âmbito da unidade curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/ Estágio) do Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas do Instituto Superior de Engenharia do Porto. O estágio teve como objetivo principal o dimensionamento estrutural de um percurso e recreio coberto de uma escola em Vila Nova de Gaia.

Neste trabalho pretendeu-se executar a conceção e dimensionamento de um recreio coberto de geometria irregular e elevada complexidade estrutural composto por um revestimento não estrutural de perfis de alumínio com painéis de policarbonato suportados por um sistema estrutural de elementos metálicos e de betão armado considerando condicionante a ação do vento.

O dimensionamento foi realizado através de um programa de modelação espacial (ROBOT) e auxiliado com o desenvolvimento de folhas de cálculo EXCEL segundo as normas europeias (Eurocódigos).

Neste trabalho dimensionou-se as fundações de suporte para os elementos verticais e todas as ligações aparafusadas e/ou soldadas entre elementos estruturais metálicos.

Numa etapa final após obtenção das soluções de cálculo elaborou-se os desenhos e pormenores construtivos de todos os elementos integrantes no projeto.

Em simultâneo com o projeto de estruturas da cobertura desenvolveu-se um trabalho de acompanhamento a uma obra de reabilitação e construção de uma edificação nova.

Palavras-chave: aço; betão; CAD; cobertura; eurocódigos; dimensionamento; EXCEL; fundações; ligações; pormenores construtivos; ROBOT; vento

ABSTRACT

This report documents the stage developed at Vila Nova de Gaia City Hall within the scope of the DIPRE curricular unit (Dissertation / Project / Internship) of the Master in Civil Engineering - Branch of Structures of the Higher Institute of Engineering of Porto. The main objective of the internship was the structural design of a course and covered playground of a school in Vila Nova de Gaia.

This assignment intended to carry out the conception and design of a covered playground with irregular geometry and high structural complexity composed by a non-structural coating of aluminum profiles with polycarbonate panels supported by a structural frame of metallic elements and reinforced concrete considering the wind as predominant action.

The design was performed through a spatial modeling program (ROBOT) and aided by the development of EXCEL spreadsheets according to European standards (Eurocodes).

In this assignment was design the foundations for the vertical elements and all bolted and / or welded connections between metallic structural elements.

In a final stage, after obtaining the calculation solutions, the drawings and constructive details of all elements in the project were elaborated.

Simultaneously with the structural project was developed an attendance to a construction rehabilitation and to a construction of a new building.

Keywords: steel; concrete; CAD; coverage; eurocodes; design; EXCEL; foundations; connections; concrete details; ROBOT; wind

AGRADECIMENTOS

ÍNDICE DE TEXTO

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xxi
Abreviaturas	xxiii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Metodologia.....	2
1.4 Estrutura do relatório	3
CAPÍTULO 2 Apresentação e descrição do estágio realizado.....	5
2.1 Generalidades.....	5
2.2 Descrição da Entidade de Estágio	5
2.3 Apresentação – Escola EB 2/3 Teixeira Lopes.....	6
Acompanhamento da Reabilitação.....	7
2.3.1	7
2.3.2 Acompanhamento da Construção Nova.....	14
CAPÍTULO 3 Apresentação do Caso de Estudo	19

ÍNDICE DE TEXTO

3.1	Generalidades	19
3.2	Bases de Trabalho	19
3.3	Materiais	22
3.4	Modelação	23
CAPÍTULO 4 Critérios de Dimensionamento e Segurança.....		27
4.1	Generalidades	27
4.2	Pré-dimensionamento	27
4.3	Critérios Gerais de Dimensionamento.....	28
4.3.1	Ações Permanentes	30
4.3.2	Ação do Vento	31
4.3.3	Ação da Sobrecarga	42
CAPÍTULO 5 Dimensionamento dos Elementos Estruturais.....		43
5.1	Generalidades	43
	Elementos Metálicos	43
5.2	43
5.2.1	Seção Transversal	47
5.2.2	Verificação de Segurança.....	52
5.2.3	Fenómenos de Instabilidade.....	54
5.3	Elementos de Betão Armado	62
5.3.1	Paredes	64
5.3.2	Pilares.....	67
CAPÍTULO 6 Fundações		71
6.1	Generalidades	71
6.2	Dimensionamento.....	71
6.2.1	Critérios de Dimensionamento e Segurança	71
6.2.2	Pré-dimensionamento	73
6.2.3	Verificação aos estados limites últimos	77

6.2.4	Armaduras ordinárias	80
6.2.5	Chumbadouros	85
CAPÍTULO 7	Ligações de Elementos Metálicos	87
7.1	Generalidades	87
7.2	Ligações Metálicas	87
7.2.1	Dimensionamento das ligações metálicas aparafusadas	89
7.2.2	Ligações metálicas aparafusadas – soldadas.....	103
CAPÍTULO 8	Considerações Finais.....	107
8.1	Conclusões	107
8.2	Desenvolvimentos Futuros	107
	Referências Bibliográficas	109
	Anexo.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Posicionamento da divisão em que se realizou o estágio no organograma parcial da C. M. V. N. Gaia	6
Figura 2.2 – Estado inicial da fachada referente ao bloco A4	8
Figura 2.3 – Estado final de vertentes da fachada referentes ao bloco A4	8
Figura 2.4 - Exemplos do estado (sem intervenção) em elementos estruturais no bloco A4	9
Figura 2.5 - Exemplos do estado (pós intervenção) em elementos estruturais no bloco A4	10
Figura 2.6 – Exemplo do estado inicial (sem intervenção) de uma laje no bloco A4	10
Figura 2.7 – Exemplo do estado (pós intervenção) de uma laje no bloco A4	11
Figura 2.8 – Antes e após a remoção da cobertura.....	12
Figura 2.9 – Exemplo do estado inicial (sem intervenção) de um dos pavimentos no bloco A4.....	12
Figura 2.10 – Etapas de intervenção na substituição dos pavimentos em algumas salas	13
Figura 2.11 – Colocação de novas infraestruturas	14
Figura 2.12 - Execução das fundações no Alpendre (bloco dos professores)	15
Figura 2.13 – Colocação de armaduras e cofragem em elementos verticais no Alpendre (bloco dos professores)	15
Figura 2.14 – Elementos verticais após descofragem do Alpendre (bloco dos professores).....	16
Figura 2.15 – Cofragem e escoramento da laje de cobertura do Alpendre (bloco dos professores)	16
Figura 2.16 – Fase estrutural (final) do alpendre	17
Figura 2.17 – Abertura executada num dos elementos estruturais (após construção).....	17
Figura 2.18 – Etapas posteriores à fase estrutural.....	18
Figura 3.1 – Perspetivas do Projeto de Arquitetura (na fase de estudo)	20
Figura 3.2 – Planta do Projeto de Arquitetura (adaptado)	20

Figura 3.3 – Alçado do Projeto de Arquitetura.....	20
Figura 3.4 - Pormenores do Projeto de Arquitetura.....	21
Figura 3.5 – Classe de exposição em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1 (Quadro 4.1 – NP EN 1992-1-1:2010).....	23
Figura 3.6 – Cotas e coordenadas espaciais dos elementos verticais	24
Figura 3.7 – Cotas e coordenadas dos elementos horizontais dos pórticos principais.....	24
Figura 3.8 – Modelação espacial inicial da cobertura	25
Figura 4.1 – Modelo espacial inicial da cobertura.....	28
Figura 4.2 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (Quadro NA-4.1 – NP EN 1991-1-4).....	32
Figura 4.3 – Cálculo do coeficiente de rugosidade do terreno	32
Figura 4.4 – Valor básico da velocidade de referência do vento (Quadro NA.1 – NP EN 1991-1-4).....	33
Figura 4.5 - Cálculo da velocidade do vento	33
Figura 4.6 – Coeficiente de exposição, $c_e(z) = q_p(z)/q_b$, para $c_0(z) = 1,0$ e $K_1 = 1,0$ (Figura NA-4.2 – NP EN 1991-1-4).....	34
Figura 4.7 - Cálculo da pressão dinâmica de pico.....	34
Figura 4.8 – Escoamento do ar em torno de coberturas isoladas (Figura 7.15 – NP EN 1991-1-4).....	35
Figura 4.9 – Casos de carga e designação definidos para a quantificação dos coeficientes de força e de pressão	35
Figura 4.10 - Valores de $c_{p,net}$ e de c_f	36
Figura 4.11 – Cálculo dos coeficientes de pressão e áreas das cargas do vento na superfície da cobertura na direção X.....	38
Figura 4.12 – Cálculo dos coeficientes de pressão e áreas das cargas do vento na superfície da cobertura na direção Y	38
Figura 4.13 – Representação esquemática da distribuição das zonas e cargas de pressão da ação do vento exercidas na superfície da cobertura na direção X.....	39
Figura 4.14 – Representação esquemática da distribuição das zonas e cargas de pressão da ação do vento exercidas na superfície da cobertura na direção Y	39
Figura 4.15 – Secções estruturais com arestas vivas (Figura 7.25 – NP EN 1991-1-4:2010).....	40
Figura 4.16 – Cálculo do coeficiente de força nos pilares metálicos.....	40

Figura 4.17 – Coeficientes de atrito c_{fr} para paredes, platibandas e coberturas (<i>Quadro 7.10 – NP EN 1991-1-4</i>).....	41
Figura 4.18 - Cálculo do valor da força de atrito na superfície da cobertura.....	41
Figura 4.19 – Área de referencia para as forças de atrito (<i>Figura 7.22 – NP EN 1991-1-4</i>)	42
Figura 4.20 – Valores recomendados para os coeficientes Ψ para edifícios (<i>Quadro A1.1 – NP EN 1991-4</i>)	42
Figura 5.1 – Diagrama tensões-extensões do aço de perfis metálicos laminados a quente (<i>adaptado NP EN 1993-1-1 (2010)</i>).....	43
Figura 5.2 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (<i>Quadro NA.1 – NP EN 1993-1-1:2010</i>).....	44
Figura 5.3 – Configuração da flecha máxima para elementos metálicos verticais	45
Figura 5.4 - Configuração da flecha máxima para elementos metálicos horizontais primários	45
Figura 5.5 – Configurações para os estados limites de verificação no ROBOT para elementos metálicos.....	46
Figura 5.6 – Mapa de validação dos estados limites no ROBOT dos elementos metálicos (versão final) .	47
Figura 5.7 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (<i>Quadro 5.2 – NP EN 1993-1-1:2010</i>)	47
Figura 5.8 – Classificação da seção transversal HEB 240 (3) com recurso ao EXCEL.....	48
Figura 5.9 – Classificação da seção transversal HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT.....	48
Figura 5.10 – Perfil metálico com dimensões variáveis	49
Figura 5.11 - Classificação da seção transversal do IPE_VARIÁVEL (16) com recurso ao EXCEL	50
Figura 5.12 - Classificação da seção transversal do IPE_VARIÁVEL (16) com recurso ao ROBOT	50
Figura 5.13 – Combinação de 2 perfis metálicos UPN 120	51
Figura 5.14 - Classificação da seção transversal do 2 UPN 120 (273) com recurso ao EXCEL.....	51
Figura 5.15 – Classificação da seção transversal do 2 UPN 120 (273) com recurso ao ROBOT	51
Figura 5.16 – Exemplo da verificação de segurança da seção de dois tipos de elementos metálicos	52
Figura 5.17 – Verificação da seção transversal do HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT (editada)	53
Figura 5.18 – Verificação da seção transversal do IPE 120 (250) com recurso ao ROBOT (editada)	53

Figura 5.19 – Escolha da curva de encurvadura em função da seção transversal (<i>adaptado: Quadro 6.2 – NP EN 1993-1-1:2010</i>).....	54
Figura 5.20 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para seções transversais quando considerado $X_{LT} \leq 1,0$ (<i>Quadro 6.4 – NP EN 1993-1-1:2010</i>).....	55
Figura 5.21 - Verificação de segurança a fenómenos de instabilidades de dois tipos de elementos metálicos	56
Figura 5.22 – Parâmetros considerados na encurvadura do HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT.....	57
Figura 5.23 – Parâmetros considerados na encurvadura lateral do HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT	57
Figura 5.24 – Fatores de interação do perfil metálico HEB 240 (3) (Método A) com recurso ao ROBOT..	58
Figura 5.25 – Verificação da estabilidade do HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT (editada)	58
Figura 5.26 – Parâmetros considerados na encurvadura do IPE 120 (250) com recurso ao ROBOT	58
Figura 5.27 – Parâmetros considerados na encurvadura lateral do IPE 120 (250) com recurso ao ROBOT	59
Figura 5.28 – Fatores de interação do perfil metálico IPE 120 (250) (Método A) com recurso ao ROBOT	59
Figura 5.29 – Verificação da estabilidade do IPE 120 (250) com recurso ao ROBOT (editada)	59
Figura 5.30 - Projeto de estabilidade (planta)	60
Figura 5.31 – Pormenores do Projeto de Estabilidade.....	62
Figura 5.32 – Características de resistência e deformação do betão (<i>Quadro 3.1 – NP EN 1992-1-1:2010</i>)	64
Figura 5.33 – Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado de acordo com a <i>EN 10080 (Quadro 4.4N – NP EN 1992-1-1:2010)</i>	64
Figura 5.34 – Bases para o dimensionamento das paredes	65
Figura 5.35 – Dimensionamento das armaduras das paredes	66
Figura 5.36 – Pormenores construtivos da parede P1	67
Figura 5.37 – Bases para o dimensionamento dos pilares	68
Figura 5.38 – Introdução dos esforços atuantes por zona crítica	69
Figura 5.39 – Dimensionamento do pilar P3	69
Figura 5.40 – Pormenores construtivos do pilar P3	70

Figura 6.1 – Pré-dimensionamento das dimensões geométricas das sapatas S1, S10, SP3 e SP4 (adaptado).....	75
Figura 6.2 – Diagramas de tensões que ocorrem consoante o posicionamento da carga resultante em relação ao núcleo central.....	76
Figura 6.3 – Verificação da capacidade resistente presumida do terreno às tensões atuantes das fundações S1, S10, SP3 e SP4 (adaptado)	76
Figura 6.4 – Dimensões geométricas atribuídas as fundações S1, S10 e SP3 e SP4 (adaptado).....	77
Figura 6.5 – Avaliação da capacidade de carga das fundações S1, S10, SP3 e SP4.....	78
Figura 6.6 – Avaliação da resistência ao deslizamento das fundações S1, S10, SP3 e SP4	79
Figura 6.7 – Exemplos de verificação da estabilidade de algumas fundações em estudo (adaptado).....	80
Figura 6.8 – Determinação dos esforços de flexão atuantes das fundações S1, S10, SP3 e SP4.....	81
Figura 6.9 – Determinação das armaduras de flexão das fundações S1, S10, SP3 e SP4	82
Figura 6.10 – Verificação ao corte das fundações S1, S10, SP3 e SP4.....	83
Figura 6.11 - Pormenores construtivos das fundações S1, S2, SP3 e SP4	84
Figura 6.12 – Configuração dos parâmetros para o dimensionamento do chumbadouro.....	85
Figura 6.13 – Representação esquemática tridimensional da ligação pilar-sapata S1	86
Figura 6.14 – Introdução dos esforços atuantes na ligação pilar-sapata S1	86
Figura 6.15 – Pormenor da ligação dos pilares às sapatas S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8 e S9	86
Figura 7.1 – Identificação de todas as diferentes ligações no projeto de estabilidade	88
Figura 7.2 – Distância mínima e máxima entre eixos, distancias às extremidades e aos bordos (<i>Quadro</i> <i>3.3 – NP EN 1993-1-8:2010</i>).....	90
Figura 7.3 – Pormenor da ligação aparafusada rígida pilar-viga L4	92
Figura 7.4 – Configuração para dimensionamento de ligação L4 (pilar-viga) com recurso ao programa de elementos finitos	93
Figura 7.5 – Representação esquemática da ligação 4 (L4) produzida pelo ROBOT através da configuração efetuada	94
Figura 7.6 - Introdução dos esforços atuantes nos elementos no ROBOT.....	94
Figura 7.7 – Bases para o dimensionamento da ligação 12	95

Figura 7.8 – Disposição dos parafusos.....	96
Figura 7.9 – Pormenor da ligação aparafusada L12	96
Figura 7.10 – Cálculo dos esforços reais a atuar em cada parafuso na ligação L12.....	98
Figura 7.11 – Área considerada para a rotura em bloco da ligação metálica L12.....	98
Figura 7.12 – Verificação de segurança da ligação L12	99
Figura 7.13 – Pormenor da ligação aparafusada L11	100
Figura 7.14 – Configuração da ligação L11 no programa de elementos finitos (ROBOT)	101
Figura 7.15 – Representação esquemática da ligação L11 produzida pelo programa de elementos finitos (ROBOT).....	101
Figura 7.16 – Introdução dos esforços atuantes para o dimensionamento da ligação L11.....	102
Figura 7.17 – Cálculo dos esforços reais a atuar em cada parafuso na ligação L11.....	103
Figura 7.18 – Verificação de segurança da ligação L11	103
Figura 7.19 – Bases para o dimensionamento da ligação L2.....	104
Figura 7.20 – Disposição construtiva e cálculo dos esforços atuantes da ligação aparafusada	104
Figura 7.21 – Dimensionamento das soldaduras da ligação L2.....	105
Figura 7.22 – Pormenor da ligação L2	106

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Perfis selecionados e respectivas dimensões	28
Tabela 4.2 – Coeficientes de segurança relativos às ações	29
Tabela 4.3 - Combinações utilizadas/consideradas no dimensionamento	30
Tabela 4.4 – Determinação do ângulo a considerar no cálculo dos coeficientes de pressão	37
Tabela 5.1 – Elementos de betão armado	63
Tabela 6.1 – Tipo e parâmetros do solo	72
Tabela 6.2 – Combinações consideradas para as fundações segundo <i>NP EN 1997-1:2010</i>	73
Tabela 7.1 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente S275 (<i>adaptado: Quadro 3.1 – NP EN 1993-1-1:2010</i>)	89
Tabela 7.2 – Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} , e de tensão de rotura à tração, f_{ub} , para parafusos de CL 8.8	90

ABREVIATURAS

ALT – Alternado

CL – Classe

COMB – Combinação

EC - Eurocódigo

EC0 – Eurocódigo 0: NP EN1990 2009

EC1 – Eurocódigo 2: NP EN1991 2010

EC2 – Eurocódigo 2: NP EN1992-1-1 2010

EC3 – Eurocódigo 3: NP EN1993-1-8 2010

EC8 – Eurocódigo 8: NP EN1998-1 2010

DESFAV – Desfavorável

ELU – Estado Limite Último

EXCEL – Microsoft Office Excel

FAV - Favorável

NA – Não Aplicável

NEG – Negativo

POS – Positivo

RSA – Regulamento de Segurança e Ações

ROBOT – Autodesk Robot Structural Analysis

SI – Sem Informação

VBA – Visual Basic for Applications

VR – Valor Residual

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A presente dissertação diz respeito à realização de um estágio curricular no âmbito da disciplina de DIPRE – Dissertação/Projeto/Estágio para a obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil.

O estágio curricular decorreu na Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia com um período de duração de aproximadamente seis meses, com início a 24 de Outubro de 2018 e fim a 2 de Abril de 2019.

No decorrer do estágio, além do acompanhamento da reabilitação e construção de edifícios de betão armado com mais de 50 anos, foi realizado o dimensionamento de uma estrutura composta por elementos metálicos e de betão armado desde as fundações de suporte às ligações entre elementos estruturais.

O projeto de estruturas procura dentro dos limites estipulados pelas normas técnicas que a estrutura, a ser construída, não entre em colapso e/ou deforme excessivamente. Como tal, o dimensionamento de qualquer componente estrutural, deve ser realizado através da elaboração de um modelo estrutural com cargas atuantes definidas com intuito de verificação à segurança de esforços e deformações. O dimensionamento deve ter em consideração os materiais que serão utilizados de forma a: obter o menor custo possível, obter o menor desperdício de material quer a nível de fabrico quer de construção e ainda a necessidade que posteriormente a edificação pode requerer de conservação e/ou manutenção. Numa etapa final deve ser efetuado, para clarificação, o detalhamento pormenorizado de todas as soluções obtidas.

Já a reabilitação de edifícios visa restabelecer e/ou melhorar as características iniciais dos edifícios. Para tal procedeu-se à substituição, reparação e colocação de novos elementos, em edifícios escolares, nos quais se pretende melhorar as condições de utilização. Ainda no contexto escolar, realizou-se uma amplificação através da construção de novas edificações.

1.2 OBJETIVOS

- Dimensionamento de uma estrutura composta por elementos metálicos e de betão armado; ;
- Acompanhamento da reabilitação e construção de edifícios escolares;

1.3 METODOLOGIA

Para a realização dos objetivos propostos recorreu-se, essencialmente, a métodos que melhor permitissem o aproveitamento de tempo e recursos. Esses métodos foram enquadrados ao tipo de trabalho a realizar.

Para o dimensionamento da cobertura utilizou-se um programa de modelação espacial de elementos finitos (ROBOT) uma vez que esta já existia contacto prévio com este programa. Contudo, devido a pouca experiência nas funcionalidades do programa nomeadamente: dimensionamento de elementos metálicos, fundações e ligações optou-se por auxiliar os resultados através da elaboração de folhas de cálculo. Isto é, o dimensionamento executou-se com o recurso a uma ferramenta de cálculo manual (EXCEL) juntamente com uma ferramenta de cálculo automático (ROBOT).

Desta forma, o EXCEL permitirá comparar a fiabilidade dos resultados obtidos pelo programa e/ou auxiliar na impossibilidade de o programa não executar o dimensionamento pretendido.

Pretendeu-se ainda, que com a criação destas folhas de cálculo, estas posteriormente fossem viáveis para execução de outros projetos e/ou controlo de resultados obtidos por outros programas de cálculo automático. Sendo assim, estas serão executadas com algum nível de automação contudo limitadas ao tempo de estágio ocorrido.

O ROBOT trabalha com base nas normas europeias (Eurocódigos), portanto as folhas de cálculo em EXCEL foram desenvolvidos com base nos mesmos, tendo em entendimento que há parâmetros diferentes aplicáveis a cada país.

No decorrer deste estágio realizou-se também um outro trabalho: o acompanhamento da intervenção da reabilitação e nova construção na escola EB 2/3 Teixeira Lopes (Agrupamento Costa Matos) cuja metodologia passou pelo estudo de todos os projetos referentes a esta obra e acompanhamento da sua execução “in situ”. O controlo desse processo foi executado através de documentação fotográfica dos elementos e alterações relevantes.

Nesta reabilitação e construção o foco foram as anomalias e patologias estruturais efetuando-se a documentação de todo o processo antes da intervenção e após.

Ao longo do acompanhamento da obra foi ainda fundamental entender e comunicar com os diferentes intervenientes, observar com atenção o desenrolar do processo e toda a dinâmica inerente ao contexto de obra.

1.4 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

O relatório é composto por 8 capítulos em que o primeiro é o capítulo introdutório e o último as conclusões tiradas e as possíveis melhorias em relação tanto ao procedimento de trabalho quer as metodologias utilizadas.

Com o capítulo 2 pretende-se, antes da apresentação do tema principal, abordar o contexto em que todo o processo de trabalho foi desenvolvido e apresentação de outros casos de estudo abordados no decorrer do estágio.

No capítulo 3 aborda-se as bases que serviram como ponto de partida para o dimensionamento do tema principal deste relatório.

O capítulo 4 consiste na abordagem da conceção e dimensionamento estrutural da cobertura mista com principal ênfase no estudo da ação do vento (ação neste projeto com maior influência no comportamento da estrutura) e o seu enquadramento na regulamentação.

No capítulo 5 apresenta-se o dimensionamento e análise dos componentes estruturais principais da estrutura da cobertura em estudo para implementação na Escola Básica de Chãos Velhos com recurso a um programa de elementos finitos e a folhas de cálculo manuais.

Nos capítulos 6 e 7 serão abordados outros componentes estruturais fundamentais para a estabilidade e execução da estrutura, primeiramente as fundações e seguidamente as ligações entre os elementos.

Todas as peças e/ou projetos que sejam de mais valia para o entendimento deste relatório serão fornecidos em anexo.

CAPÍTULO 2

APRESENTAÇÃO E DESCRIÇÃO DO ESTÁGIO REALIZADO

2.1 GENERALIDADES

A Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia é o órgão autárquico ao qual cabe promover o desenvolvimento do município em função das necessidades e interesses da população local.

A cidade de Vila Nova de Gaia possui mais de 300 000 habitantes e encontra-se localizado na Região Norte de Portugal. Este município é o terceiro município mais populoso do país e pertence à área metropolitana do Porto.

Este estágio englobou a realização de um projeto para implementação, o acompanhamento de uma obra de reabilitação e amplificação da mesma cujos trabalhos realizados serão seguidamente apresentados no decorrer deste relatório.

2.2 DESCRIÇÃO DA ENTIDADE DE ESTÁGIO

A Câmara Municipal de Gaia funciona como uma hierarquia ramificada e complexa incluindo ainda uma estrutura flexível para serviços municipais.

A atual estrutura nuclear deste órgão público foi aprovada, sob proposta da Câmara Municipal de Vila Nova de Gaia, em Assembleia Municipal. O documento legal que valida a atual estrutura nuclear encontra-se disposto no Artigo 6 do Decreto-Lei n.º 305/2009 de 23 de outubro.

Em atenção à complexidade desta estrutura empresarial, a descrição desta entidade trabalhista, no âmbito deste relatório, será restringida ao sector urbanístico.

Apresenta-se assim, na Figura 2.1, o organograma parcial composto pelas quatro maiores direções municipais da câmara, cujo a divisão onde decorrerá o estágio (assinalada a cor verde), será o alvo neste capítulo. Por consequência, é inevitável mencionar que esta divisão se enquadra no Departamento de Obras e Empreitadas administrado pela Direção Municipal de Infraestruturas e Espaços Públicos.

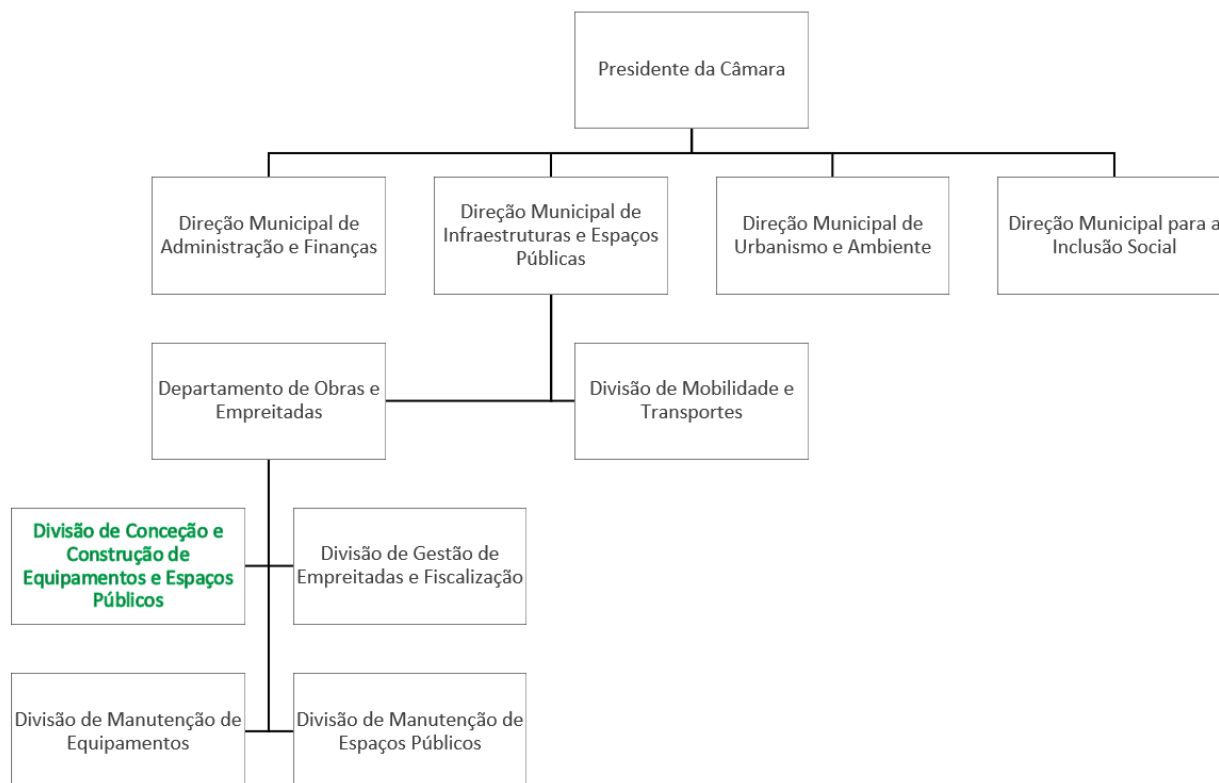


Figura 2.1 – Posicionamento da divisão em que se realizou o estágio no organograma parcial da C. M. V. N. Gaia

2.3 APRESENTAÇÃO – ESCOLA EB 2/3 TEIXEIRA LOPES

O plano de requalificação e modernização da escola EB 2/3 Teixeira Lopes (Agrupamento Costa Matos) têm um papel preponderante na inspiração para projetos como Gai@prende+. Isto porque, esta requalificação procura elevar a educação para um patamar de maior inclusão social através do melhoramento e construção de infraestruturas que condicionam a acessibilidades a crianças com necessidades educativas especiais.

O estabelecimento existente foi concluído em 1973 ao abrigo do programa de construção das escolas do Ciclo Preparatório do Ensino Secundário segundo o projeto do arquiteto Augusto Brandão quando a escolaridade obrigatória em território nacional estendeu-se para 6 anos de idade.

Este projeto com valor global inicial de 2,8 milhões de euros, participado pelo Programa Operacional Regional do Norte 2020, inclui manutenção da edificação existente e possíveis intervenções nas infraestruturas (quer manutenção, substituição ou ampliação).

A reabilitação de edificações já existentes, hoje em dia apresenta ainda alguns desafios para a engenharia civil quer a nível de orçamento e planeamento, abordagem de intervenção e custos, obras que tem por

fim a recuperação e benefício de uma construção, resolvendo as anomalias construtivas, funcionais, higiénicas e de segurança acumuladas ao longo dos anos, procedendo a uma modernização que melhore o seu desempenho até próximo dos níveis de atuais de exigência. [9]

A Escola Básica Dr. Costa Matos localiza-se em Santa Marinha, União de Freguesias de Santa Marinha e São Pedro da Afurada, no Concelho de Vila Nova de Gaia, com uma área total de recinto escolar de 23 488,41 m². A sua exata localização encontra-se no Anexo I.

Esta escola é formada por um conjunto de sete pavilhões e anexos, um pavilhão designado como Central ou Polivalente, um pavilhão Gimnodesportivo e os Blocos (compostos por salas de aula) numerados de A1 a A5.

Para melhor visualização de toda a dimensão da escola em acompanhamento e divisão dos seus blocos (edifícios pertencentes à escola) foi incorporado um projeto neste relatório no Anexo II.

Portanto, os pontos 2.3.1 e 2.3.2 incidirá principalmente sobre a reabilitação do bloco A4 e do Alpendre/Bloco dos professores, devido a abrangente recolha de informação e mais longo acompanhamento em obra durante o tempo de estágio.

O recinto escolar exterior, a nível construtivo encontra-se com pouca degradação dos espaços exteriores em que, grande parte dos pavimentos são compostos por betuminoso e taludes arborizados. Os acessos exteriores são pavimentados a betonilha e cobertos em chapa metálica suportada por pórticos do mesmo material. De salientar que os pavilhões designados por blocos possuem pátios no seu interior também pavimentados a betonilha.

Já os edifícios escolares em betão armado apresentam sinais evidentes de desgaste quer a nível estrutural quer a nível de caixilharias. As madeiras interiores encontram-se em mau estado e as instalações sanitárias incompatíveis com as normas técnicas em vigor.

No decorrer do estágio foi realizado o acompanhamento à reabilitação do bloco A4 e construção do Alpendre/Bloco dos Professores. No último mês de estágio, foi ainda possível o acompanhamento à parte inicial da reabilitação do bloco A3 e A5.

2.3.1 Acompanhamento da reabilitação

O bloco A4 foi o primeiro bloco, desta grande obra, a ser intervencionado, como tal quaisquer eventuais imprevistos e desafios seriam desmistificados neste bloco e aprimorados e/ou replicados nos seguintes blocos da mesma tipologia.

O Anexo III e IV mostra a planta de arquitetura, cortes e alçados proposta para o bloco A4, respetivamente. Este bloco possui uma área de intervenção de 665,66 m².

A Figura 2.2 apresenta uma das primeiras fotos registadas do bloco A4. Na primeira interação com esta obra, esta já se encontrava a decorrer, uma vez que todo o mobiliário existente no bloco já tinha sido retirado, as caixilharias removidas e inclusive já posicionadas novas caixilharias.



Figura 2.2 – Estado inicial da fachada referente ao bloco A4

A Figura 2.3 apresenta o estado final do bloco A4 após reabilitação do edifício.



Figura 2.3 – Estado final de vertentes da fachada referentes ao bloco A4

O acompanhamento às intervenções de restauro e conservação deste bloco é particularmente interessante nos elementos estruturais, uma vez que, tratando-se de um edifício em betão armado com uma idade superior a 50 anos, as irregularidades e degradação existente deste material eram notoriamente visíveis.

Frequentemente foi notório nestes elementos as armadura expostas com: sinais de corrosão, perda de seção e muito provavelmente de aderência e/ou função. Enquanto que no betão observa-se: delaminação, destacamento e segregação, bolhas de ar, recobrimento deficiente, manchas de humidade e eflorescências.

Nas condições técnicas deste projeto de reabilitação, em relação às estruturas de betão armado, foi previsto a consolidação das estruturas existentes através da sua reparação com as técnicas adequadas para o efeito. Para a reparação das estruturas em betão armado demarcou-se as zonas de betão degradado e remoção do mesmo por detrás da armadura mas de forma a não reduzir a integridade estrutural. Deve ainda ser realizada a preparação das armaduras através de uma limpeza inicial com escova de aço para posterior aplicação de jato de água de alta pressão para a limpeza profunda. Será empregado na armadura com o intuito de criar aderência e conferir proteção o produto SIKA MONOTOP 910 ou equivalente. Por último, executa-se um recobrimento de proteção nas armaduras com argamassa tipo SIKA MONOTOP 412 S ou equivalente e é realizado o acabamento da superfície com argamassa de 3 componentes de natureza epóxi-cimento no mínimo de 3 mm do tipo SIKAGARD 720 EPOCEM.

Sendo assim, através do acompanhamento desta obra, foi possível, visualizar as anomalias existentes em elementos estruturais antes da intervenção e o estado após intervenção. A Figura 2.4 representa algumas das anomalias nas vigas de suporte à cobertura, antes de qualquer intervenção, registadas através de fotos, no bloco A4, que são equivalentes as anomalias e/ou patologias no restante vigamento.



Figura 2.4 - Exemplos do estado (sem intervenção) em elementos estruturais no bloco A4

A Figura 2.5 representa as fotografias obtidas para o mesmo tipo de elementos estruturais, no entanto, estas já pós-tratamento.



Figura 2.5 - Exemplos do estado (pós intervenção) em elementos estruturais no bloco A4

No caso, de elementos estruturais, como os despostos na Figura 2.4, as anomalias e patologias eram imediatamente visíveis e tinham sido previamente contabilizadas com o correspondente tipo de tratamento necessário. Contudo, no decorrer da reabilitação deparou-se com outras situações inicialmente não registadas de degradação de elementos estruturais.

Como por exemplo, a parte inferior da laje exposta na Figura 2.6 sem qualquer intervenção, não aparenta apresentar problemas significativos, mas com uma observação mais pormenorizada observa-se delaminação do betão e um ponto isolado de armadura exposta.



Figura 2.6 – Exemplo do estado inicial (sem intervenção) de uma laje no bloco A4

Com o objetivo da parte inferior da laje receber nova pintura foi indispensável o tratamento prévio das anomalias encontradas, ou seja, através da delaminação superficial procedeu-se à remoção de zonas significativas de betão da laje.

A Figura 2.7 representa o estado final da intervenção, após tratamento e remoção do betão delaminado e/ou em destaque, e executada a reparação correspondente ao tipo de anomalias apresentadas. É

possível ainda observar pela área de tratamento existente que a quantidade de betão que foi retirado das mesmas foi alta.

A técnica de reparação utilizada foi de acordo com o princípio 3, ou seja, procedeu-se à substituição e reperfilamento do betão danificado. A escolha do método de reparação teve como principal ponderação a extensão dos danos e o acesso ao local. Esta técnica consiste na remoção do betão delaminado e/ou destacado até a exposição das armaduras. Em seguida, é revestida as armaduras com um base de proteção com intuito de criar um barreira protetora ao oxigénio e à água. Por último coloca-se novo betão que de forma forma a garantir a segurança na aplicação pelo operador aplicou-se produtos de reparação por projeção (via húmida).



Figura 2.7 – Exemplo do estado (pós intervenção) de uma laje no bloco A4

Um ponto importante na reabilitação deste empreendimento escolar é a remoção das chapas da cobertura de fibrocimento. A Figura 2.8 apresenta o registo fotográfico da cobertura antes e após a remoção das chapas. Com a foto 2.8 b) observa-se os elementos estruturais de suporte das chapas e sistema de drenagem de águas pluviais existente.



a) Com cobertura



b) Sem cobertura

Figura 2.8 – Antes e após a remoção da cobertura

Nesta obra, outro ponto de relevo, deve-se à reabilitação executada a elementos não estruturais, especialmente os pavimentos em madeira. Os pavimentos existentes na escola eram predominantemente em taco de pinho nacional. Foi então estabelecido, na fase de planeamento, que alguns seriam mantidos (afagados e encerados) e os pavimentos assinalados em projeto (Anexo VII) seriam executados novos com taco de madeira maciça de pinho com as mesmas dimensões. Contudo, os pavimentos das salas de aula, que seriam para reabilitar, após nova inspeção e observação, decidiu-se que estes também seriam substituídos. O soalhos encontravam-se num estado de degradação demasiado elevado para serem recuperados. Adicionou-se assim novos trabalhos com o intuito de abranger mais salas com pavimento novo.

A degradação dos pavimentos de madeira estima-se que têm causas naturais, ataques de agentes biológicos, naturais e ainda causas com origem construtiva. Isto porque, além dos tacos soltos, detetou-se infiltração significativa de humidade e sinais de presença de insetos, uma vez que os tacos apresentam além de mudança de cor e/ou diminuição de volume, libertação de pó pelos orifícios sistemático com a presença de insetos.

A Figura 2.9 apresenta o estado inicial sem intervenção de um dos pavimentos do bloco inicialmente com intuito de ser mantido. A Figura 2.10 mostra resumidamente as etapas de intervenção para a substituição de um soalho composto por tacos de madeira.



Figura 2.9 – Exemplo do estado inicial (sem intervenção) de um dos pavimentos no bloco A4



a) Levantamento do
soalho

b) Nivelamento do piso

c) Novo soalho

Figura 2.10 – Etapas de intervenção na substituição dos pavimentos em algumas salas

A substituição de grande maioria dos pavimentos revelou ser uma mais valia nesta reabilitação, uma vez que sendo mantidos os inicialmente previsto o resultado final não seria tão positivo.

Já no caso das infraestruturas que possui um dos parâmetros a validar para melhoria das acessibilidades foram executadas: novas redes de abastecimento de água, drenagem de águas residuais e pluviais e redes elétricas. As redes de drenagem de águas pluviais foram em grande parte mantidas intactas procedendo-se só à substituição de elementos degradados. Em relação às redes de abastecimento de água e drenagem de águas residuais procedeu-se a execução de novas redes interiores e exteriores, isto porque foi estipulado a remodelação total ou quase total das instalações sanitárias e/ou remoção de lavatórios existentes no interior das salas de aulas. A rede elétrica e telecomunicações foi substituída na sua totalidade com o intuito de melhor adequação às novas tecnologias e elevada degradação dos materiais e componentes existentes.

Na Figura 2.11 **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** explicita algumas partes das novas infraestruturas executadas, onde é possível observar a rede de drenagem das águas residuais pelo pátio interior e aplicação da esteira que suportara os cabos.



Figura 2.11 – Colocação de novas infraestruturas

Com uma visão mais global deste bloco identifica-se claramente que este se encontrava em mau estado de conservação. Este apresentava várias zonas de infiltração de humidade, inúmeras anomalias e patologias estruturais, sistemas construtivos não funcionais e falta de manutenção e/ou conservação.

2.3.2 Acompanhamento da Construção Nova

O bloco dos professores (alpendre) foi uma construção realizada de raiz, de maneira que, o acompanhamento desta edificação foi particularmente proveitoso para contemplar as várias fases da construção da etapa estrutural de uma obra.

No Anexo V e VI temos a planta de arquitetura, corte e alçados proposta para a construção do alpendre (bloco dos professores), edifício inexistente que se tenciona construir de raiz. Em relação a este bloco realizou-se o acompanhamento desde a etapa de montagem e execução de estruturas até ao início de colocação de infraestruturas (nomeadamente saneamento, abastecimento de água e rede de eletricidade).

Esta construção permitiu a observação do processo construtivo, da montagem e posicionamento das armaduras e cofragens, betonagem dos elementos e tempos de espera.

De salientar que, este bloco será feito com a intenção arquitetónica de que a edificação da sua envolvente não seja revestida. As paredes exteriores ficarão na sua totalidade em betão à vista e as interiores serão parcialmente revestidas.

Em relação a este bloco ainda se pode destacar os grandes vãos de envidraçados e um pé-direito elevado que varia entre 3 e 3,40 metros (possuindo um único piso).

A Figura 2.12 apresenta uma das etapas iniciais da construção da nova edificação, nomeadamente, neste caso, uma foto pós-betonagem das fundações.



Figura 2.12 - Execução das fundações no Alpendre (bloco dos professores)

A Figura 2.13 já retrata uma etapa posterior, em que se observa as armaduras de elementos verticais estruturais já posicionadas e início de colocação das cofragens nesses elementos para posterior betonagem.



Figura 2.13 – Colocação de armaduras e cofragem em elementos verticais no Alpendre (bloco dos professores)

Relativamente à cofragem, de forma a que o edifício se integre harmoniosamente com os restantes blocos, colocou-se tábuas de madeira numa posição específica, para que as paredes de betão apresentasse pós-descofragem marcas que se assemelham à textura da madeira e dos restantes blocos.

A Figura 2.14 evidencia a textura apresentada pelo betão nos elementos da envolvente após endurecimento e descofragem.



Figura 2.14 – Elementos verticais após descofragem do Alpendre (bloco dos professores)

Terminada a fase de descofragem dos elementos verticais foi executada a laje da cobertura do bloco, explicitada na Figura 2.15.

Após a betonagem da laje, a fase seguinte foi a mais demorada, ou seja, foi necessário manter a laje cofrada e escorada por 28 dias. Durante esse tempo de espera foram realizadas as caixas de visita e ramais exteriores de ligação das redes de drenagem.



Figura 2.15 – Cofragem e escoramento da laje de cobertura do Alpendre (bloco dos professores)

Depois da descofragem e remoção das escoras da laje de cobertura, o resultado final da etapa de execução de elementos estruturais é observável na Figura 2.16.



a) Aspecto exterior



b) Aspecto interior

Figura 2.16 – Fase estrutural (final) do alpendre

Depois de terminada a fase da execução de estruturas, iniciou-se a fase de execução de divisórias e infraestruturas interiores. No entanto, foi necessário uma alteração à estrutura já concluída através da realização de uma abertura nos elementos de betão armado. Isto porque, após reunião com o presidente da escola, este requereu uma área exterior privativa para este bloco, não prevista inicialmente no projeto. Esta teve como finalidade acrescentar uma zona exterior adjacente, a única opção viável quer a nível de espaço quer de execução de trabalhos implicou a alteração previamente mencionada. A Figura 2.17 mostra a abertura realizada para o acesso à nova área exterior contígua a este bloco.



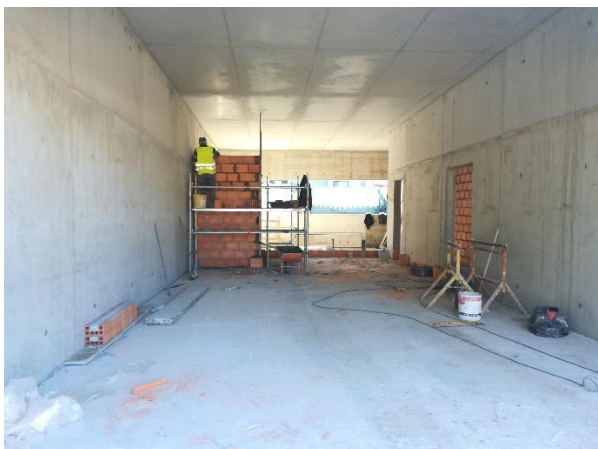
a) Fase inicial da realização de uma abertura num elemento estrutural



b) Fase final da realização de uma abertura num elemento estrutural

Figura 2.17 – Abertura executada num dos elementos estruturais (após construção)

A execução das divisões interiores, de componente não estrutural, foi realizada com tijolos de cerâmica. A Figura 2.18, além de demonstrar a execução das paredes interiores, expõe a abertura de roços realizada para a colocação das infraestruturas, conforme os projetos.



a) Execução de divisões



b) Colocação das infraestruturas

Figura 2.18 – Etapas posteriores à fase estrutural

A execução desta nova construção apresentou-se mais fácil de concretizar que a reabilitação do bloco A4. Isto é, comparando as duas edificações em estudo, o bloco A4 revelou-se mais trabalhoso, com mais imprevistos que consequentemente provocaram o aumento do valor de obra devido à necessidade de acrescento de trabalhos adicionais.

Além do mais, com o acompanhamento da construção nova é mais evidente o encadeamento das etapas construtivas e mais facilmente visualizada a compatibilidade com o projeto.

CAPÍTULO 3

APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1 GENERALIDADES

A edificação em estudo localiza-se em Arcozelo no distrito de Vila Nova de Gaia, concelho do Porto, Portugal. Este projeto têm como propósito o dimensionamento de uma cobertura mista aço-betão com o intuito de prover um percurso e recreio coberto na Escola Básica de Chãos Velhos.

A idealização e conceção das bases de arquitetura foram realizadas pela Arquiteta Joana Almendra.

O terreno apresenta uma morfologia relativamente plana sem qualquer variação de cota relevante. Não foram realizados quaisquer ensaios ou estudos geotécnicos do terreno de implementação, uma vez que grande parte da área de implantação da cobertura encontra-se pavimentada.

Neste dimensionamento, para que seja possível a implantação deste recreio coberto sem dificuldades ou incompatibilidades construtivas, será tido em consideração as edificações existentes da escola, que possam ser limitadoras nesse sentido.

Esta cobertura teve previamente consideradas localização do sistema de escoamento das águas pluviais, para uma eficaz drenagem da água e prevenção de acumulação da mesma na cobertura. Terá ainda um revestimento com painéis de policarbonato (usualmente suportada por uma base de perfis de alumínio) contudo este material não terá componente estrutural neste projeto.

3.2 BASES DE TRABALHO

Na Figura 3.1 apresenta-se as perspetivas arquitetónicas desenvolvidas na fase de estudo pela arquiteta Joana Almendra.

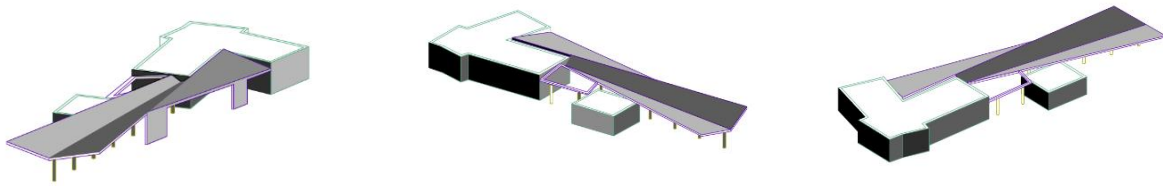


Figura 3.1 – Perspetivas do Projeto de Arquitetura (na fase de estudo)

Na Figura 3.2, Figura 3.3 e Figura 3.4 representam-se a planta do projeto da arquitetura, o alçado e pormenores dos pórticos centrais, respetivamente.



Figura 3.2 – Planta do Projeto de Arquitetura (adaptado)

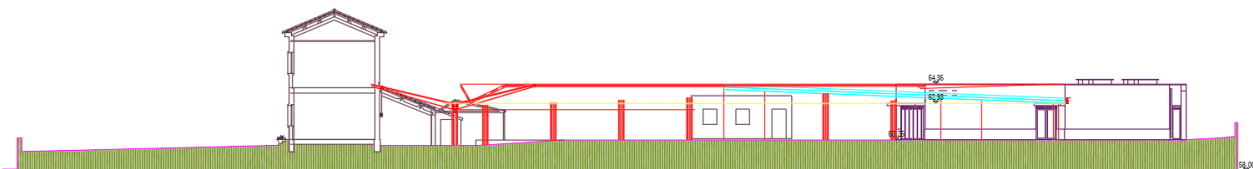


Figura 3.3 – Alçado do Projeto de Arquitetura

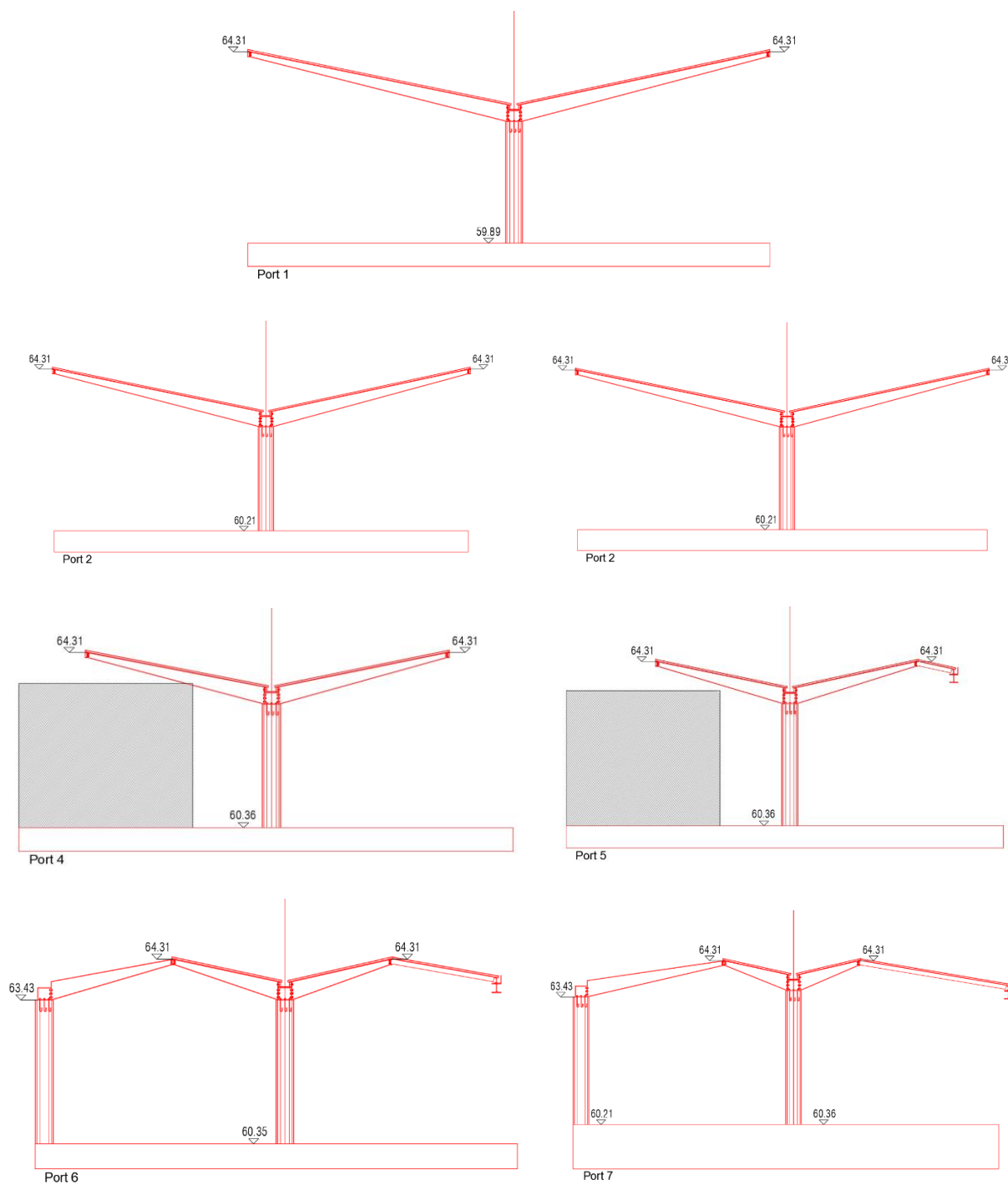


Figura 3.4 - Pormenores do Projeto de Arquitetura

3.3 MATERIAIS

Os materiais a utilizar nas peças de betão armado deverão possuir as características definidas na *NP EN 1992-1-1* [4] e na *EN 206-1* [8], e serão os seguintes:

Aço em armaduras ordinárias A500NR

Betão de regularização C16/20

Betão estrutural em geral C25/30

Os materiais a utilizar nas peças de estrutura metálica (perfis, chapas e elementos de ligação) deverão possuir as características definidas na *NP EN 1993*, e serão os seguintes:

Aço em perfil ou chapa S275

Parafusos CL 8.8

Qualquer projeto, independente do tipo de material, está intrinsecamente relacionado com durabilidade.

No caso dos elementos metálicos existem alguns fatores cujo a importância é decisiva na projeção destes, como por exemplo, utilizar aços com proteção anti-corrosão ou utilização de aços inoxidáveis. Para os elementos metálicos da estrutura em estudo pretende-se que o aço a utilizar possuía previamente proteção anti-corrosão. A proteção por galvanização por imersão a quente é realizada usualmente em contexto de fábrica. No entanto, devido à geometria irregular da estrutura poderá ser necessário realizar soldaduras “in situ” que pode corromper e debilitar a estrutura em pontos importantes.

No caso de elementos de betão armado, a classe de exposição, em função das condições ambientais a que estes estão sujeitos, foi classificado consoante a *NP EN 1992-1-1:2010* [4], e encontra-se transcrito na Figura 3.5. Foi adotada uma classe de exposição XC2.

Designação da Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
1 Nenhum risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
2 Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2
3 Corrosão induzida por cloretos		
XD1	Humidade moderada	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas Elementos de betão expostos a águas industriais contendo cloretos
XD3	Alternadamente húmido e seco	Elementos de pontes expostos a pulverizações contendo cloretos Pavimentos Laies de parques de estacionamento
4 Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar		
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas
5 Ataque gelo/degelo		
XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF3	Saturação elevada em água, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas a chuva e ao gelo
XF4	Saturação elevada em água, com produtos descongelantes ou com água do mar	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes Superfícies de betão expostas a pulverizações directas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo
6 Ataque químico		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA3	Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno

Figura 3.5 – Classe de exposição em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1

(Quadro 4.1 – NP EN 1992-1-1:2010)

3.4 MODELAÇÃO

Para o presente projeto foi executado um modelo espacial utilizando um programa tridimensional - Robot Structural Analysis - cuja a particularidade arquitetónica da edificação tornou o dimensionamento sem o recurso a um programa automático de cálculo praticamente indispensável. A utilização desta ferramenta teve como principal finalidade a análise estática e dinâmica do seu comportamento quando sujeito a cargas gravíticas e ações variáveis regulamentadas.

Devido aos recortes existentes na cobertura, esta modelação foi realizada por introdução de coordenadas espaciais (x,y e z) antecipadamente medidas e/ou extrapoladas através das plantas de arquitetura e cortes fornecidos.

Esses valores foram seguidamente armazenados numa folha EXCEL com o desígnio de futuramente, se necessário, inserir em outro programa de cálculo.

CAPÍTULO 3

A Figura 3.6 – Cotas e coordenadas espaciais dos elementos verticais Figura 3.6 e Figura 3.7 representam as tabelas elaboradas para o registo e consequente cálculo das cotas e coordenadas necessárias para a modelação espacial da estrutura.

Foi acrescentado 30 cm a todos os pilares para modelação.

PÓRTICO	PILARES Nº	PERFIL	NÓ	Dim - ROBOT	Dim - AutoCAD	COORDENADAS			COTAS		Diferença entre Cotas	Diferença Alt. Terreno	Diferença Alt. Pilar	Ângulo
						x	y	z	Cota Terreno	Cota Topo Pilar				
1	1	HEB 240	1	3,37	3,07	0,00	0,00	0,00	59,89	62,96	3,07	0,00	0,00	0
			2			0,00	0,00	3,37						
2	3		5	3,20	2,90	0,00	5,05	0,32	60,21	63,11	2,90	0,32	0,15	0
			6			0,00	5,05	3,82						
3	4		7	3,26	2,96	0,00	10,10	0,41	60,30	63,25	2,95	0,41	0,29	0
			8			0,00	10,10	3,67						
4	5		9	3,36	3,06	0,00	15,15	0,46	60,35	63,40	3,05	0,46	0,44	0
			10			0,00	15,15	3,82						
5	6		11	3,48	3,18	0,00	20,20	0,49	60,38	63,55	3,17	0,49	0,59	0
			12			0,00	20,20	3,97						
6	7		13	3,60	3,30	0,00	25,25	0,52	60,39	63,70	3,31	0,50	0,74	0
			14			0,00	25,25	4,12						
7	8		15	3,75	3,45	0,00	30,30	0,52	60,41	63,85	3,44	0,52	0,89	0
			16			0,00	30,30	4,27						
8	167		370	3,60	3,30	-5,43	24,50	0,74	60,40	63,70	3,30	0,51	0,74	8
			371			-5,43	24,50	4,34						
9	136		199	3,64	3,34	-5,33	29,45	1,00	60,32	63,96	3,64	0,43	1,00	8
			200			-5,33	29,45	4,64						
22	P1		67	4,14	3,84	-0,07	42,65	0,56	60,45	65,15	4,70	0,56	2,19	8
			70			-0,07	42,65	4,70						
P2	300 x 25	222	4,30	3,95	3,41	17,18	4,70	60,36	64,31	3,95	0,47	1,35	8	
		227			3,81	20,18	4,58							
P3	50 x 25	228	3,38	3,95	3,82	20,18	0,40	60,31	64,26	3,95	0,42	1,30	8	
		221			3,41	17,18	0,40							
P4	300 x 25	82	3,77	4,28	5,54	32,85	3,96	60,03	64,31	4,28	0,14	1,06	8	
		81			5,54	32,85	0,19							
P5	300 x 25	84	3,38	3,95	5,94	35,85	3,82	60,06	63,61	3,55	0,17	0,65	8	
		85			5,94	35,85	0,19							
P6	300 x 25	169	3,26	3,61	6,69	41,34	3,55	60,06	63,61	3,55	0,17	0,65	8	
		62			6,69	41,34	0,17							
P7	300 x 25	332	4,56	3,55	1,00	35,15	4,70	60,06	63,61	3,55	0,17	0,65	8	
		349			1,00	35,15	0,14							
P8	300 x 25	353	4,56	3,55	1,40	32,27	4,70	60,06	63,61	3,55	0,17	0,65	8	
		362			1,40	32,27	0,14							

Figura 3.6 – Cotas e coordenadas espaciais dos elementos verticais

PÓRTICO	VIGAS	NÓ	Dim - ROBOT	Dim - AutoCAD	COORDENADAS			COTAS
					x	y	z	Topo do Perfil
1	16	2	6,17	6,28	0,00	0,00	3,37	62,98
		17			-6,09	0,82	4,70	64,31
	9	2	5,94	6,03	0,00	0,00	3,37	62,98
		3			5,85	0,82	4,70	64,31
2	18	6	5,45	5,54	0,00	5,05	3,52	63,13
		19			-5,39	5,77	4,70	64,31
	17	6	5,22	5,33	0,00	5,05	3,52	63,13
		18			5,15	5,77	4,70	64,31
3	21	8	4,73	4,80	0,00	10,10	3,67	63,28
		22			-4,69	10,72	4,70	64,31
	20	8	4,49	4,61	0,00	10,10	3,67	63,28
		21			4,45	10,72	4,70	64,31
4	25	10	4,00	4,06	0,00	15,15	3,82	63,43
		26			-3,99	15,67	4,70	64,31
	24	10	3,77	3,88	0,00	15,15	3,82	63,43
		25			3,75	15,67	4,70	64,31
5	27	12	3,28	3,29	0,00	20,20	3,97	63,58
		28			-3,29	20,62	4,70	64,31
	26	12	3,05	3,17	0,00	20,20	3,97	63,58
		27			3,05	20,62	4,70	64,31
6	29	14	2,56	2,57	0,00	25,25	4,12	63,73
		30			-2,59	25,57	4,70	64,31
	28	14	2,33	2,46	0,00	25,25	4,12	63,73
		29			2,35	25,57	4,70	64,31
7	31	16	1,83	1,83	0,00	30,30	4,27	63,88
		32			-1,89	30,52	4,70	64,31
	30	16	1,70	1,71	0,00	30,30	4,27	63,88
		31			1,65	30,52	4,70	64,31
8	169	375	2,69	2,88	-2,68	24,93	4,70	64,31
		371			-5,43	24,50	4,34	63,95
9	166	52	3,26	3,61	-1,98	29,88	4,70	64,31
		200			-5,33	29,45	4,64	64,25

Figura 3.7 – Cotas e coordenadas dos elementos horizontais dos pórticos principais

Foi elaborada ainda uma terceira tabela igual à da Figura 3.7 para os elementos horizontais secundários.

Posto isto, as coordenadas foram transcritas para o programa de elementos finitos cujo resultado desta operação encontra-se apresentado na Figura 3.8.

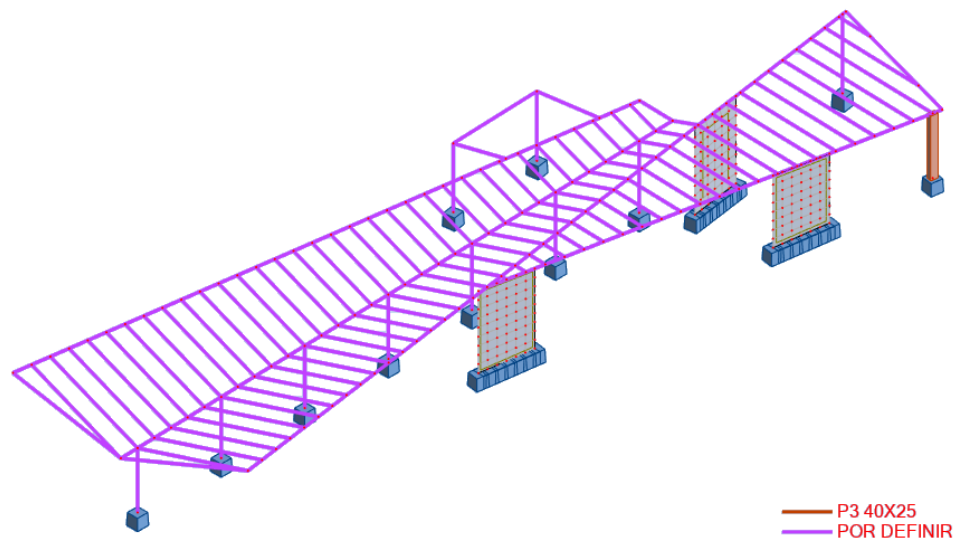


Figura 3.8 – Modelação espacial inicial da cobertura

Todos os elementos metálicos encontram-se por dimensionar, porém as dimensões dos elementos de betão armado têm imposições arquitetónicas, ou seja, pretende-se manter as seguintes dimensões: 3 paredes com 3x0,25 m e um pilar de 0,40x0,25 m.

Todos os elementos verticais metálicos foram definidos como pilares enquanto os restantes elementos metálicos foram definidos como vigas. Os elementos verticais de betão armado foram considerados e modelados como paredes com exceção do P3 (visível na Figura 3.8 pela cor castanha).

A viabilidade das peças estruturas com as dimensões atribuídas será verificada em fase de cálculo.

CAPÍTULO 4

CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO E SEGURANÇA

4.1 GENERALIDADES

No âmbito deste trabalho com o objetivo de dimensionar uma cobertura mista aço-betão desde a concepção inicial até à sua fase final (desenho dos elementos) foi desenvolvido pela autora folhas de cálculo automático de forma a permitir a verificação de todos os componentes estruturais integrantes deste projeto, para validar também os resultados obtidos no programa de cálculo automático.

4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A definição dos perfis que fazem parte desta estrutura foi atribuída através de imposições arquitetónicas tendo o restante ficado ao critério do projetista.

Sendo assim, estava definido que os pórticos principais iriam ser constituídos por um IPE de altura variável com um largura fixa inicial de 200 mm, cuja altura final do elemento deveria ser a mesma do perfil UPN, definido pela arquitetura, como os perfis da envolvente da cobertura.

O eixo central da cobertura principal também deveria ser constituído por dois perfis UPN cuja distância entre eles deveria ser equivalente à largura do pilar e suficiente para que seja possível a instalação de tubagem imprescindível para o escoamento das águas pluviais.

Os elementos secundários não possuem definição na arquitetura quanto às suas dimensões, no entanto, por razões arquitetónicas, deveriam ter dimensões semelhantes ao perfil UPN da envolvente e características semelhantes aos perfis do pórtico, isto é, deveriam ser constituídos por perfis IP.

Na cobertura secundária uma das envolventes não será constituída por um perfil UPN, mas por um perfil do tipo H. Este também será atribuída, na ligação entre o pórtico 8 e o pórtico 9, cuja tipologia de perfil não foi definida pela arquitetura.

Na tabela 4.1 estão descritas as dimensões dos perfis atribuídas aos elementos estruturais metálicos na fase de pré-dimensionamento, que foram posteriormente validados no capítulo 6.

Tabela 4.1 – Perfis selecionados e respectivas dimensões

Tipo de Elemento	Designação	Dimensões			
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)
Pilar	HEB 240	240	240	10	17
Viga	IPE VARIÁVEL	400	200	8,6	13,5
		120			
Viga	IPE 120	120	64	4,4	6,3
Viga	UPN 120	120	55	7	9
Viga	HEB 200	200	200	9	15

A Figura 4.1 representa a modelação, no programa de cálculo automático, da estrutura após a introdução das dimensões pré-dimensionadas dos perfis metálicos.

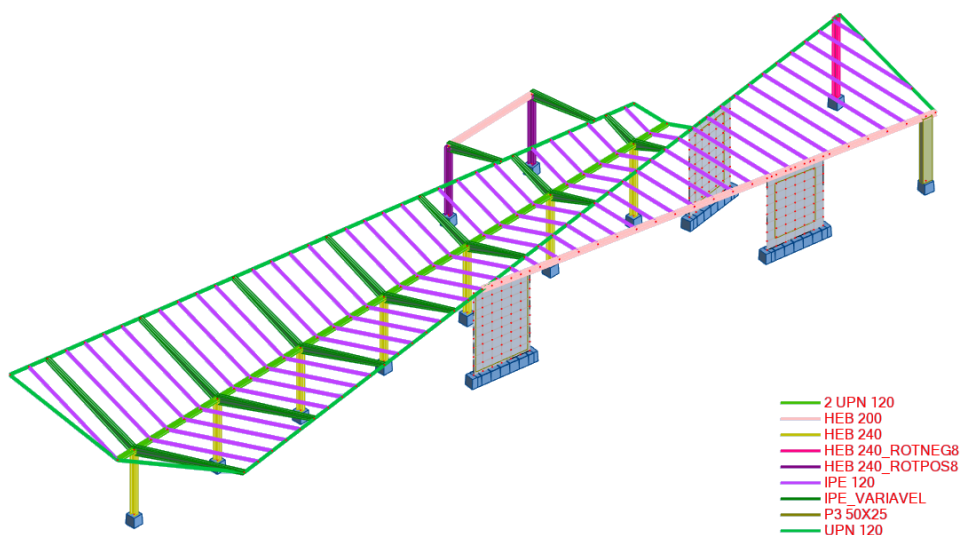


Figura 4.1 – Modelo espacial inicial da cobertura

4.3 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

Na análise e dimensionamento da estrutura adotaram-se os critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e Utilização pressupostos na Regulamentação Europeia:

Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas

Eurocódigo 1 – Ações em estruturas

Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão

Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço

Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico

Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos

A verificação de segurança será efetuada em termos de esforços, garantindo que os esforços atuantes (E_d) não excedem os esforços resistente (R_d).

Para o cálculo dos valores de dimensionamento do esforço atuante, consideraram-se pela regulamentação, que o formato para a combinações de ações, pode ser expressa pela seguinte fórmula:

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

onde:

E_d — valor de cálculo do efeito das ações;

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

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

γ_p — coeficiente parcial relativo à ação de pré-esforço;

P — valor representativo de uma ação de pré-esforço;

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

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

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

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

$Q_{k,i}$ — valor característico da ação variável acompanhante i ;

Tabela 4.2 – Coeficientes de segurança relativos às ações

Ações	Coeficientes de segurança	
	γ_{gk}	γ_{qk}
Desfavorável	1,35	1,50
Favorável	1,00	1,00

A Tabela 4.3 apresenta o conjunto de combinações consideradas com e sem alternância da ação do vento.

Tabela 4.3 - Combinações utilizadas/consideradas no dimensionamento

COMBINAÇÕES	Coeficientes de segurança			ACÇÕES			
	γg		γq	PERMANENTES	VARIÁVEIS		
	Designação	FAV			DESFV	Cobertura Principal	
					Lado 1	Lado 2	Lado 3
ELU - Estado Limite Último							
COMB1_EC_NEG_X	1,00	NA	1,50	pp + rcp	vento		
COMB2_EC_POS_X	NA	1,35	1,50	pp + rcp	vento		
COMB3_EC_NEG_Y	1,00	NA	1,50	pp + rcp	vento		
COMB4_EC_POS_Y	NA	1,35	1,50	pp + rcp	vento		
COMB5_EC_NEG_X_ALT13	1,00	NA	1,50	pp + rcp	vento	NA	vento
COMB6_EC_POS_X_ALT13	NA	1,35	1,50	pp + rcp	vento	NA	vento
COMB7_EC_NEG_Y_ALT13	1,00	NA	1,50	pp + rcp	vento	NA	vento
COMB8_EC_POS_Y_ALT13	NA	1,35	1,50	pp + rcp	vento	NA	vento
COMB9_EC_NEG_X_ALT23	1,00	NA	1,50	pp + rcp	NA	vento	vento
COMB10_EC_POS_X_ALT23	NA	1,35	1,50	pp + rcp	NA	vento	vento
COMB11_EC_NEG_Y_ALT23	1,00	NA	1,50	pp + rcp	NA	vento	vento
COMB12_EC_POS_Y_ALT23	NA	1,35	1,50	pp + rcp	NA	vento	vento
ELU - Estado Limite de Utilização (Deformação)							
COMB 13_EC_ELD	NA	NA	NA	pp + rcp	NA	NA	NA

Para a determinação e quantificação das ações para o dimensionamento dos elementos estruturais foram utilizadas as ações permanentes e variáveis pressupostas na NP EN 1991 [2].

Foi considerado neste projeto a ações variável do vento como ação principal em estudo.

4.3.1 Ações Permanentes

Para as ações permanentes foram consideradas os seguintes pesos específicos para a quantificação das ações permanentes:

Peso próprio do Aço S275 78,50 KN/m³

Peso Específico do Betão 25 KN/m³

Peso do Revestimento (painéis policarbonato) 0,03 KN/m³

4.3.2 Ação do Vento

O vento define-se como um fenómeno de movimento das partículas do ar na atmosfera terrestre. Pode-se então caracterizar a ação do vento como uma ação persistente que varia em função do tempo e da sua localização.

Apesar disso, é possível descrever o vento por um conjunto de pressões ou forças que levam em conta os efeitos extremos, que este provoca, numa dada estrutura, com base em dados estatísticos regulamentados.

Ainda que, inicialmente a quantificação da ação do vento ter sido realizada com recurso ao Regulamento de Segurança e Ações, considerou-se para efeitos de dimensionamento a quantificação desta ação com recurso a *NP EN 1991-4:2010*. Isto porque, o uso do EC1 apresenta maior vantagem em relação ao RSA, por efeito do vento instalado nas coberturas isoladas nas condições normais de utilização. Uma vez que, apesar da ação do vento não ser uma ação completamente conhecida pode ser definida em termos estatísticos. Sendo o eurocódigo um documento mais recente que regulamento, a ação do vento, apresenta valores de pressão mais aproximados aos valores reais.

A quantificação da ação do vento pela *NP EN 1991-4:2010* têm como principal consideração os seguintes critérios: as dimensões e forma quer dos elementos estruturais quer da estrutura e regime local de ventos. O cálculo da força do vento exercida sobre a estrutura em estudo foi realizado através da elaboração e automatização de uma folha de cálculo EXCEL.

A pressão dinâmica de pico depende principalmente da morfologia do terreno e da velocidade do vento. Sendo os ventos influenciados pelo atrito originado entre as partículas do ar em movimento com os solos e os mares, temos como consequência deste fenómeno, o estudo da orografia e a divisão em categorias dos terrenos. Como neste caso de estudo é improvável que devido orografia a velocidade do vento seja aumentada em mais de 5%, este critério não é aplicável, sendo que o coeficiente de orografia tomará o valor conservativo de 1,0. A Figura 4.2 representa o coeficiente de rugosidade atribuído quando considerado o tipo de superfície de terreno.

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

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

Figura 4.2 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (Quadro NA-4.1 – NP EN 1991-1-4)

A Figura 4.3 mostra a formatação de uma folha de cálculo EXCEL conforme a NP EN 1991-1-4 pela qual foi efetuado cálculo do coeficiente de rugosidade da edificação em estudo após atribuída a categoria de terreno mais semelhante à sua envolvente.

NP EN 1991-1-4 (4.3.2)

Tipologia de Construção	Cobertura Isolada
Altura de Referência (ze)	5
Categoria	III
Descrição	Zona com uma cobertura regular de vegetação de edifícios, ou com obstáculos isolados com separação entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)
z_0 (m)	0,3
z_{min} (m)	8
K_r	0,215
$Cr(z)$	4,400

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

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

z_0 : comprimento de rugosidade
 z_{min} : altura mínima definida no Quadro 4.1 da NP EN 1991-1-4
 K_r : coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0
 $Cr(z)$: coeficiente de rugosidade

Figura 4.3 – Cálculo do coeficiente de rugosidade do terreno

Além das características do terreno e obstáculos da envolvente, a relevância da zona de implementação da estrutura têm preponderância na velocidade deste fenómeno. Isto porque, a localização da edificação varia conforme as regiões e países europeus.

No caso de Portugal, a NP EN 1991-4:2010, estabelece uma divisão do regime local de ventos em 2 grandes zonas, como referenciado na Figura 4.4.

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

Figura 4.4 – Valor básico da velocidade de referência do vento (*Quadro NA.I – NP EN 1991-1-4*)

Como a obra será implementada a mais de 5,00 Km da zona costeira e situa-se na zona continental de Portugal aplica-se a zona designada pela letra A.

Contudo, é inteligível que a velocidade do vento terá impactos diferentes em edificações de diferentes alturas. Como tal, o EC1 aborda esta questão através do cálculo de um valor médio para a velocidade do vento, no entanto tendo a orografia sido desconsiderada e altura da edificação neste caso não ser condicionante (uma vez que a altura da cobertura é inferior à largura média da estrutura) a variação do vento com a altura não terá relevância para a quantificação da ação do vento neste projeto.

Assim sendo, a Figura 4.5, resultado da formatação de uma folha de cálculo *EXCEL* conforme a *NP EN 1991-1-4:2010* esclarece o cálculo da velocidade do vento que será utilizada para quantificação desta ação sobre a cobertura e o valor correspondente a velocidade média do vento para a altura máxima de referência atribuída neste caso de estudo, embora não necessário.

EN 1991-1-4 (4.2)	Tipologia de Construção	Cobertura Isolada	
EN 1991-1-4 (4.3)	Altura de Referência (ze)	5	
	Regime Local de Ventos	ZONA A	
	Descrição	Generalidade do território de Portugal Continental, excepto as regiões pertencentes à zona B	
	$v_{b,0}$ (m/s)	27	$v_{b,0}$: valor básico de referência da velocidade do vento
	c_{dir}	1,0	c_{dir} : coeficiente de direção
	$c_{sazão}$	1,0	$c_{sazão}$: coeficiente de sazão
	v_b (m/s)	27	v_b : valor de referência

$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$

Figura 4.5 - Cálculo da velocidade do vento

Após realizada a modelação da estrutura, verificou-se que a maior coordenada em z (medida altimétrica dos elementos) detém um valor aproximadamente de 4,70 metros. Sendo que, para o cálculo da pressão dinâmica de pico foi optado arredondar este valor para uma altura de referência conservativa com um valor de 5,00 metros. Mediante a altura de referência outorgada definiu-se o valor do coeficiente de exposição com recurso ao gráfico exibido na Figura 4.6.

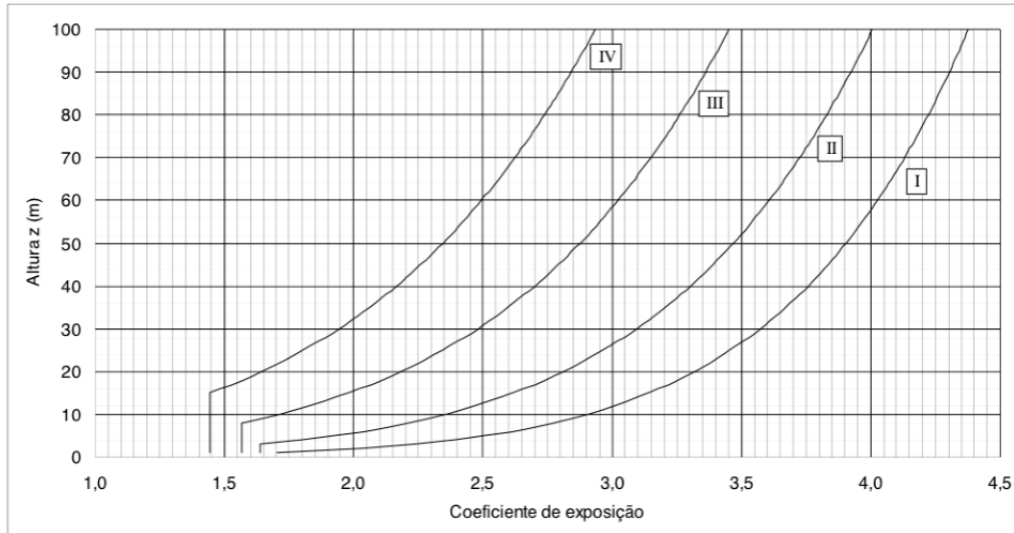


Figura 4.6 – Coeficiente de exposição, $c_e(z) = q_p(z)/q_b$, para $c_0(z) = 1,0$ e $K_1 = 1,0$ (Figura NA-4.2 – NP EN 1991-1-4)

Portanto, com a determinação do coeficiente de exposição gerou-se novamente através de ferramentas EXCEL a pressão dinâmica de pico referente a altura de referência da cobertura, como demonstrado na Figura 4.7, tendo em consideração uma categoria de terreno de III e determinada uma velocidade do vento equivalente a 27 m/s.

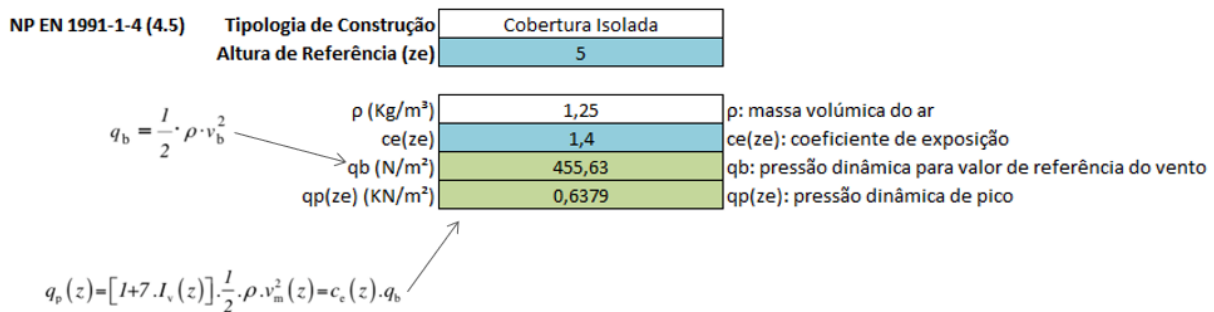


Figura 4.7 - Cálculo da pressão dinâmica de pico

Para a determinação dos coeficientes de pressão e de força que atuam, quer na superfície da cobertura, quer nos elementos verticais designou-se a esta edificação uma tipologia de cobertura isolada. Uma cobertura isolada é definida como sendo a cobertura de uma construção que não têm paredes permanentes, como é o caso, por exemplo, em estações de serviço, armazéns agrícolas abertos, etc. [3]

Os coeficientes de força e de pressão em coberturas isoladas vão depender do grau de obstrução da estrutura em estudo. Sendo que, apesar de se conhecer a existência de edifícios na envolvente, a autora optou por utilizar a condição mais desfavorável, ou seja, vento sem elementos de obstrução ($\phi = 0$).

A Figura 4.8 apresenta como ocorre o escoamento do ar em torno de coberturas isoladas dependendo das condições de obstrução.

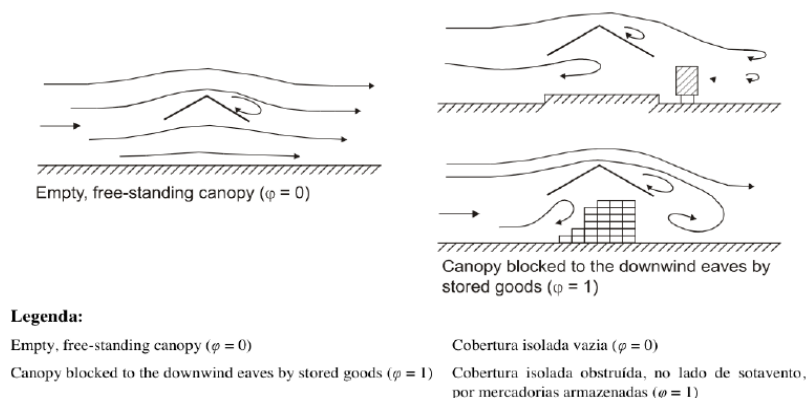


Figura 4.8 – Escoamento do ar em torno de coberturas isoladas (Figura 7.15 – NP EN 1991-1-4)

Quanto às coberturas, o regulamento defini que estas podem ser divididas em diferentes casos de carga:

- cobertura isolada de uma vertente;
- cobertura isolada de duas vertentes;
- cobertura isolada de múltiplas naves de duas vertentes.

Neste caso em particular foram designados 2 tipos diferentes de casos de carga como esclarecidos na Figura 4.9.

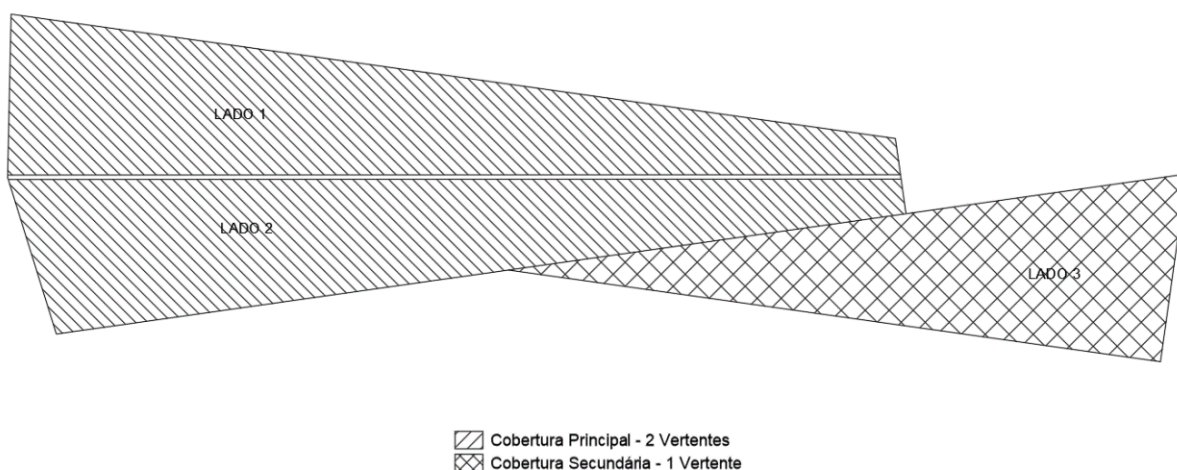


Figura 4.9 – Casos de carga e designação definidos para a quantificação dos coeficientes de força e de pressão

O coeficiente de força global traduz a força resultante. O coeficiente de pressão representa a pressão local máxima para todas as direções do vento; este coeficiente deverá ser utilizado para o cálculo de elementos de cobertura e ligações. [3]

Neste caso, para a quantificação da ação do vento foi utilizado os coeficientes de pressão. A alínea a) e b) da Figura 4.10 representam os valores dos coeficientes regulamentados para coberturas de duas vertentes e uma vertente, respetivamente.

Coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$

Key plan

Inclinação da cobertura α [°]	Obstrução φ	Coeficiente de força global c_f	Zona			
			Zona A	Zona B	Zona C	Zona D
-20	Máximo, qualquer φ	+0.7	+0.8	+1.6	+0.6	+1.7
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.7	-0.9	-1.3	-1.6	-0.6
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.3	-1.5	-2.4	-2.4	-0.6
-15	Máximo, qualquer φ	+0.5	+0.6	+1.5	+0.7	+1.4
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.6	-0.8	-1.3	-1.6	-0.6
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.4	-1.6	-2.7	-2.6	-0.6
-10	Máximo, qualquer φ	+0.4	+0.6	+1.4	+0.8	+1.1
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.6	-0.8	-1.3	-1.5	-0.6
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.4	-1.6	-2.7	-2.6	-0.6
-5	Máximo, qualquer φ	+0.3	+0.5	+1.5	+0.8	+0.8
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.5	-0.7	-1.3	-1.6	-0.6
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.3	-1.5	-2.4	-2.4	-0.6
+5	Máximo, qualquer φ	+0.3	+0.6	+1.8	+1.3	+0.4
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.6	-0.6	-1.4	-1.4	-1.1
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.3	-1.3	-2.0	-1.8	-1.5
+10	Máximo, qualquer φ	+0.4	+0.7	+1.8	+1.4	+0.4
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.7	-0.7	-1.5	-1.4	-1.4
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.3	-1.3	-2.0	-1.8	-1.8
+15	Máximo, qualquer φ	+0.4	+0.9	+1.9	+1.4	+0.4
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.8	-0.9	-1.7	-1.4	-1.8
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.3	-1.3	-2.2	-1.6	-2.1
+20	Máximo, qualquer φ	+0.6	+1.1	+1.9	+1.5	+0.4
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.9	-1.2	-1.8	-1.4	-2.0
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.3	-1.4	-2.2	-1.6	-2.1

(continua)

Coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$

Key plan

Inclinação da cobertura α	Obstrução φ	Coeficientes de força global c_f	Zona		
			Zona A	Zona B	Zona C
0°	Máximo, qualquer φ	+0.2	+0.5	+1.8	+1.1
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.5	-0.6	-1.3	-1.4
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.3	-1.5	-1.8	-2.2
5°	Máximo, qualquer φ	+0.4	+0.8	+2.1	+1.3
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.7	-1.1	-1.7	-1.8
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.4	-1.6	-2.2	-2.5
10°	Máximo, qualquer φ	+0.5	+1.2	+2.4	+1.6
	Mínimo, $\varphi=0$	-0.9	-1.5	-2.0	-2.1
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.4	-1.6	-2.6	-2.7
15°	Máximo, qualquer φ	+0.7	+1.4	+2.7	+1.8
	Mínimo, $\varphi=0$	-1.1	-1.8	-2.4	-2.5
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.4	-1.6	-2.9	-3.0
20°	Máximo, qualquer φ	+0.8	+1.7	+2.9	+2.1
	Mínimo, $\varphi=0$	-1.3	-2.2	-2.8	-2.9
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.4	-1.6	-2.9	-3.0
25°	Máximo, qualquer φ	+1.0	+2.0	+3.1	+2.3
	Mínimo, $\varphi=0$	-1.6	-2.6	-3.2	-3.2
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.4	-1.5	-2.5	-2.8
30°	Máximo, qualquer φ	+1.2	+2.2	+3.2	+2.4
	Mínimo, $\varphi=0$	-1.8	-3.0	-3.8	-3.6
	Mínimo, $\varphi=1$	-1.4	-1.5	-2.2	-2.7

*NOTA: O sinal + indica uma ação resultante do vento com sentido descendente.
O sinal - indica uma ação resultante do vento com sentido ascendente.*

a) Coberturas isoladas de duas vertentes

(Quadro 7.7 – NP EN 1991-1-4)

b) Coberturas isoladas de uma vertente

(Quadro 7.6 – NP EN 1991-1-4)

Figura 4.10 - Valores de $c_{p,net}$ e de c_f

Os valores dos coeficientes de pressão variam com a inclinação da cobertura. A cobertura apresenta inclinações variáveis ao longo do seu desenvolvimento, como tal, foi calculada as inclinações dos vários elementos da cobertura e adotado um único valor de inclinação para cada lado da cobertura assente na Figura 4.10. Caso o valor obtido para a inclinação não esteja igual a nenhum dos tabelados será efetuada uma interpolação.

A Tabela 4.4 representa o cálculo e definição do valor para o ângulo, sendo que optou-se sempre pelo valor mais conservativo obtido.

Tabela 4.4 – Determinação do ângulo a considerar no cálculo dos coeficientes de pressão

Designação		Pórtico	Cateto oposto	Hipotenusa	Ângulo	Ângulo (arredondamento)	Ângulo ADOTADO
Cobertura Principal	LADO 1	PT1	1,40	6,30	12,840	13	15
		PT2	1,25	5,58	12,945	13	
		PT3	1,11	4,86	13,203	13	
		PT4	0,96	4,14	13,408	13	
		PT5	0,81	3,41	13,741	14	
		PT6	0,66	2,69	14,203	14	
		PT7	0,51	1,97	15,004	15	
	LADO 2	PT1	1,40	6,07	13,335	13	17
		PT2	1,25	5,35	13,512	14	
		PT3	1,11	4,63	13,871	14	
		PT4	0,96	3,91	14,213	14	
		PT5	0,81	3,18	14,757	15	
		PT6	0,66	2,46	15,563	16	
		PT7	0,51	1,74	17,044	17	
Cobertura Secundária	LADO 3	IPE	0,05	0,29	9,928	10	10
		IPE	0,10	0,58	9,928	10	
		IPE	0,15	0,87	9,928	10	
		IPE	0,20	1,15	10,015	10	
		IPE	0,25	1,44	9,998	10	
		IPE	0,30	1,73	9,986	10	
		IPE	0,35	2,03	9,928	10	
		IPE	0,40	2,30	10,015	10	
		IPE	0,45	2,59	10,006	10	
		IPE	0,50	2,88	9,998	10	
		IPE	0,55	3,17	9,992	10	
		IPE	0,60	3,47	9,957	10	
		IPE	0,65	3,75	9,982	10	
		IPE	0,70	4,04	9,978	10	
		IPE	0,75	4,33	9,975	10	
		IPE	0,80	4,61	9,994	10	
		IPE	0,85	4,90	9,990	10	
		IPE	0,90	5,19	9,986	10	
		IPE	0,95	5,48	9,983	10	
		IPE	1,00	5,76	9,998	10	
IPE	1,05	6,05	9,995	10			
IPE	1,10	6,34	9,992	10			
IPE	1,15	6,63	9,989	10			

A ação do vento numa estrutura adota duas direções diferentes, que são definidas por X e Y. Estas perfazem um ângulo de 90 graus entre elas.

Portanto, para o cálculo da carga final por metro de superfície da ação do vento é necessário considerar as duas frentes de atuação do vento e ainda contabilizar o efeito da não simultaneidade. Esse efeito é caracterizado pelo coeficiente estrutural, $c_s c_d$, que neste caso assume o valor de 1,0, uma vez que a estrutura em estudo têm uma altimetria inferior a 15 metros.

A Figura 4.11 e Figura 4.12 representam o valor da ação das cargas do vento que atuam na área de superfície da cobertura, na direção X e Y, com recurso à elaboração de uma folha de cálculo no EXCEL, respetivamente.

EN 1991-1-4 (7.3) Tipologia de Construção		Cobertura Isolada	
Altura de Referência (ze)		5	

Casos de Carga		Cobertura Principal		2 Vertentes	
Grau de Obstrução (ϕ)		Cobertura Secundária		1 Vertente	
		Mínimo		0	
		Máximo		Qualquer ϕ	

		Valores para este ângulo foram interpolados						
DIREÇÃO X		Cobertura Principal			Cobertura Secundária			
		LADO 1 $\alpha = -15$		LADO 2 $\alpha = -17$		LADO 3 $\alpha = +10$		
cf		0,50	-0,60	0,58	-0,64	0,50	-0,90	
cp, net	ZONA A	0,60	-0,80	0,68	-0,84	1,20	-1,50	
	ZONA B	1,50	-1,30	1,54	-1,30	2,40	-2,00	
	ZONA C	0,70	-1,60	0,66	-1,60	1,60	-2,10	
	ZONA D	1,40	-0,60	1,52	-0,60	NA		
w,ext		cf	0,32	-0,38	0,37	-0,41	0,32	-0,57
		ZONA A	0,38	-0,51	0,43	-0,54	0,77	-0,96
		ZONA B	0,96	-0,83	0,98	-0,83	1,53	-1,28
		ZONA C	0,45	-1,02	0,42	-1,02	1,02	-1,34
		ZONA D	0,89	-0,38	0,97	-0,38	NA	
pw,ext (KN/m ²)		cf	0,32	-0,38	0,37	-0,41	0,32	-0,57
		ZONA A	0,38	-0,51	0,43	-0,54	0,77	-0,96
		ZONA B	0,96	-0,83	0,98	-0,83	1,53	-1,28
		ZONA C	0,45	-1,02	0,42	-1,02	1,02	-1,34
		ZONA D	0,89	-0,38	0,97	-0,38	NA	
Dimensões		LADO 1		LADO 2		LADO 3		
b (m)		33,33		25,25		3,32		
d (m)		7,96		3,32		3,32		
3d/5 (m)		ZONA A		ZONA B		ZONA C		
		VARIÁVEL		VARIÁVEL		VARIÁVEL		
b/10 (m)		ZONA A		ZONA B		ZONA C		
		3,33		0,39		2,53		
d/10 (m)		ZONA C		ZONA D		ZONA D		
		0,41		0,39		0,33		
d/10 (m)		ZONA D		ZONA D		ZONA D		
		0,41		0,39		NA		

Como d é um valor variável foi adotado um valor intermédio

Como d é um valor variável foi adotado um valor intermédio

Figura 4.11 – Cálculo dos coeficientes de pressão e áreas das cargas do vento na superfície da cobertura na direção X

EN 1991-1-4 (7.3) Tipologia de Construção		Cobertura Isolada	
Altura de Referência (ze)		5	

Casos de Carga		Cobertura Principal		2 Vertentes	
Grau de Obstrução (ϕ)		Cobertura Secundária		1 Vertente	
		Mínimo		0	
		Máximo		Qualquer ϕ	

		Valores para este ângulo foram interpolados						
DIREÇÃO Y		Cobertura Principal			Cobertura Secundária			
		LADO 1 $\alpha = -15$		LADO 2 $\alpha = -17$		LADO 3 $\alpha = +10$		
cf		0,50	-0,60	0,58	-0,64	0,50	-0,90	
cp, net	ZONA A	0,60	-0,80	0,68	-0,84	1,20	-1,50	
	ZONA B	1,50	-1,30	1,54	-1,30	2,40	-2,00	
	ZONA C	0,70	-1,60	0,66	-1,60	1,60	-2,10	
	ZONA D	1,40	-0,60	1,52	-0,60	NA		
w,ext		cf	0,32	-0,38	0,37	-0,41	0,32	-0,57
		ZONA A	0,38	-0,51	0,43	-0,54	0,77	-0,96
		ZONA B	0,96	-0,83	0,98	-0,83	1,53	-1,28
		ZONA C	0,45	-1,02	0,42	-1,02	1,02	-1,34
		ZONA D	0,89	-0,38	0,97	-0,38	NA	
pw,ext (KN/m ²)		cf	0,32	-0,38	0,37	-0,41	0,32	-0,57
		ZONA A	0,38	-0,51	0,43	-0,54	0,77	-0,96
		ZONA B	0,96	-0,83	0,98	-0,83	1,53	-1,28
		ZONA C	0,45	-1,02	0,42	-1,02	1,02	-1,34
		ZONA D	0,89	-0,38	0,97	-0,38	NA	
Dimensões		LADO 1		LADO 2		LADO 3		
b (m)		7,96		3,32		3,32		
d (m)		33,33		3,32		3,32		
4b/5 (m)		ZONA A		ZONA B		ZONA C		
		VARIÁVEL		VARIÁVEL		VARIÁVEL		
b/10 (m)		ZONA A		ZONA B		ZONA C		
		0,41		0,39		2,53		
d/10 (m)		ZONA C		ZONA D		ZONA D		
		3,33		6,67		2,53		
d/10 (m)		ZONA D		ZONA D		ZONA D		
		6,67		6,67		NA		

Como d é um valor variável foi adotado um valor intermédio

Como d é um valor variável foi adotado um valor intermédio

Figura 4.12 – Cálculo dos coeficientes de pressão e áreas das cargas do vento na superfície da cobertura na direção Y

As Figura 4.13 e Figura 4.14 explicitam uma representação esquemática das cargas da ação do vento e respectivas zonas consideradas para a direção X e Y, respetivamente.

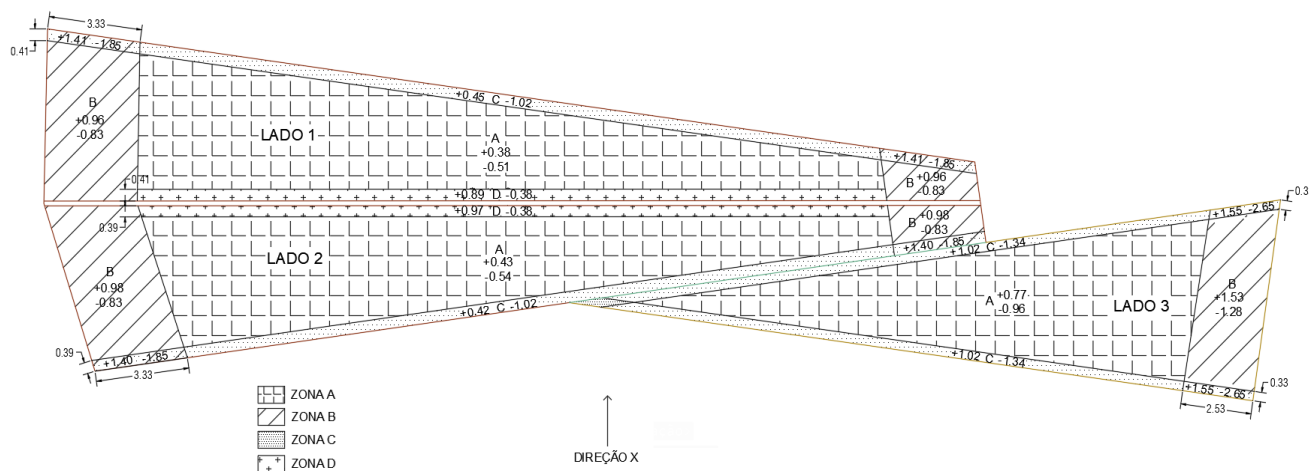


Figura 4.13 – Representação esquemática da distribuição das zonas e cargas de pressão da ação do vento exercidas na superfície da cobertura na direção X

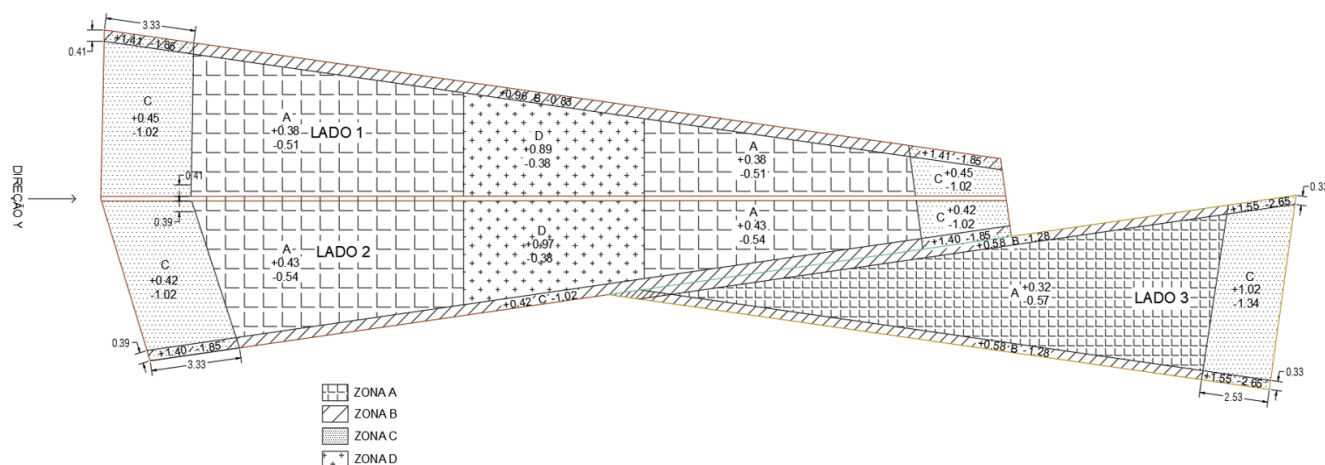


Figura 4.14 – Representação esquemática da distribuição das zonas e cargas de pressão da ação do vento exercidas na superfície da cobertura na direção Y

Após determinada a distribuição por zonas da pressão exercida da ação do vento foi realizada a introdução desse zoneamento no ROBOT através do uso de *claddings*. Todavia, devido à geometria da estrutura, a execução do contorno para elaboração dos *claddings*, teve que sofrer alguns desvios em relação ao zoneamento do regulamento.

A NP EN 1991-1-4:2010 considera o efeito do vento nos elementos verticais subdividido consoante a sua forma e dimensão. Para os perfis metálicos considerou-se a tipologia da seção dos pilares como arestas vivas resultando um coeficiente de força exercida sobre estes com o valor recomendado de 2,0.

A Figura 4.15 representa a tipologia das seções consideradas como arestas vivas para um fácil enquadramento da mesma. A Figura 4.16 representa a determinação do coeficiente de força nos pilares metálicos afetado do coeficiente de efeitos de extremidade, juntamente com a área da seção consoante a direção da ação do vento.

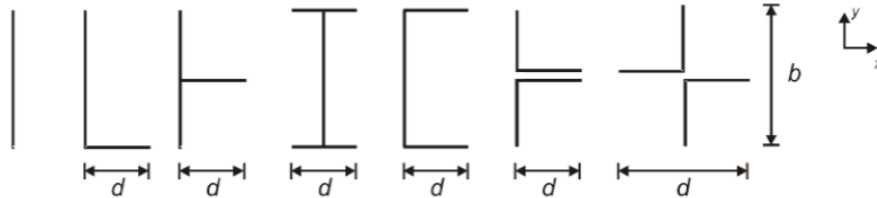


Figura 4.15 – Seções estruturais com arestas vivas (Figura 7.25 – NP EN 1991-1-4:2010)

EN 1991-1-4 (7.7)	Tipologia de Construção	Cobertura Isolada
	Altura de Referência (ze)	5

$c_{f,0}$	2,00	$c_{f,0}$: coeficiente de força
$\psi\lambda$	1,00	$\psi\lambda$: coeficiente de efeitos de extremidade
$c_f = c_{f,0} \cdot \psi\lambda$	2,00	c_f : coeficiente de força

PILAR	l (m)	b (m)	d (m)	λ_x	λ_y	Aref,x (m ²)	Aref,y (m ²)
P1	3,37	0,24	0,24	14,04	14,04	0,81	0,81
P2	3,20			13,33	13,33	0,77	0,77
P3	3,26			13,58	13,58	0,78	0,78
P4	3,36			14,00	14,00	0,81	0,81
P5	3,47			14,46	14,46	0,83	0,83
P6	3,61			15,04	15,04	0,87	0,87
P7	3,74			15,58	15,58	0,90	0,90
P8	3,60			15,00	15,00	0,86	0,86
P9	3,64			15,17	15,17	0,87	0,87
P10	4,14			17,25	17,25	0,99	0,99
P11	3,38	0,25	0,40	13,52	14,08	0,81	1,35

$A_{ref,x} = \ell \cdot b$ $A_{ref,y} = \ell \cdot d$

Figura 4.16 – Cálculo do coeficiente de força nos pilares metálicos

No caso das paredes de betão armado foi considerada um tipologia designada pela NP EN 1991-1-4:2010 como uma parede isolada. Apesar da norma especificar o cálculo para ação do vento em paredes isoladas através de zoneamento e coeficientes de pressão e este ter sido determinado conforme este regulamento foi optado pela autora utilizar um valor conservativo de 2,0 KN/m², tal como utilizado para os pilares.

Isto porque, tendo em conta à não ortogonalidade dos pilares, ao proceder à divisão dos elementos verticais moldados como paredes por zonas no ROBOT ao gerar o cálculo da estrutura induze em erros de verificação difíceis de corrigir. Sendo assim, a opção mais vantajosa foi optar por um valor uniforme e conservativo para toda parede.

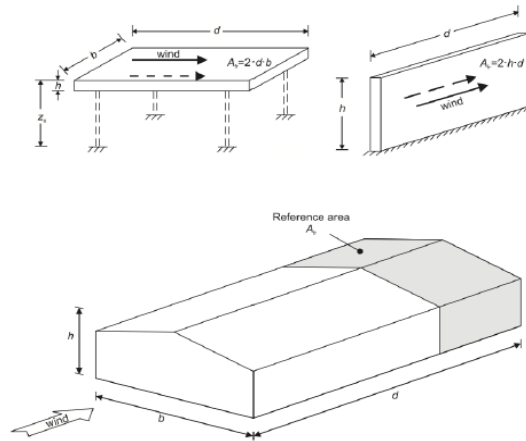


Figura 4.19 – Área de referência para as forças de atrito (Figura 7.22 – NP EN 1991-1-4)

4.3.3 Ação da Sobrecarga

Esta cobertura foi caracterizada como uma cobertura não acessível, como tal foi considerado o seguinte peso específico para a quantificação da ação da sobrecarga:

Sobrecarga em coberturas não acessíveis 0,3 kN/m³

Pode-se deduzir pelo tópico 4.1.3.2.1.3 que a combinação mais gravosa pressupõem a ação do vento como ação variável base.

Porém, ao não considerar a sobrecarga como uma ação variável base, esta não terá intervenção nos cálculos de dimensionamento. Visto que, se trata de uma cobertura que consoante a regulamentação é caracterizada pela categoria H, cujos coeficientes apresentam um valor de zero, não se contabiliza o efeito desta ação.

Ação	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Ação da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ¹⁾			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude H > 1000 m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude H ≤ 1000 m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Ação do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTA: Os valores de ψ podendo ser definidos no Anexo Nacional.
¹⁾ Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.

Figura 4.20 – Valores recomendados para os coeficientes ψ para edifícios (Quadro A1.1 – NP EN 1991-4)

CAPÍTULO 5

DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.1 GENERALIDADES

Neste capítulo serão apresentadas as formas de dimensionamento utilizadas para o cálculo de estruturas metálicas e de betão armado, de acordo com as regras estabelecidas pela *NP EN 1992* e *NP EN 1993*, tendo em ponderação as propriedades dos materiais definidos e as ações atuantes na estrutura obtidas através da modelação.

A introdução do aço na construção civil, há cerca de século e meio, resultou numa profunda alteração de métodos e práticas de engenharia civil e numa quase revolução da paisagem construída. [11]

Pode-se definir o aço como uma liga que resulta da junção do ferro e do carbono. Os perfis mais utilizados nas construções civis são usualmente laminados a quente com formatos em I ou H.

Os aços de construção são um material com um comportamento dúctil, ou seja, sofre uma deformação plástica considerável antes de ocorrer rotura. A Figura 5.1 representa as curvas tensões-extensões para um aço típico laminado a quente.

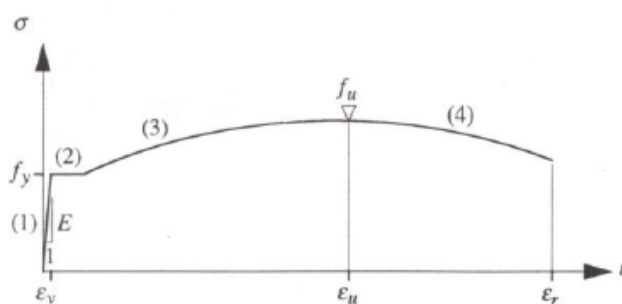


Figura 5.1 – Diagrama tensões-extensões do aço de perfis metálicos laminados a quente (*adaptado NP EN 1993-1-1 (2010)*)

5.2 ELEMENTOS METÁLICOS

As propriedades dos elementos metálicos e cálculos de verificação foram efetuados com recurso ao EXCEL e ao ROBOT. A estabilidade da estrutura ao colapso e à deformação foi verificada e analisada através do

programa de elementos finitos. De evidenciar que o controlo de resultados através da elaboração de uma folha de cálculo EXCEL foi importante. No entanto, o programa de elementos finitos executa uma verificação todos os fenómenos da estrutura algo que, por questão de tempo foi impossível de reproduzir nas folhas de cálculo, efetuando-se apenas as verificações principais cujos valores eram condicionantes.

No programa de elementos finitos existem ainda importantes definições a ter em consideração quando o cálculo se trata de uma estrutura metálica. A primeira configuração a ter em conta, anterior à definição do tipo de seções, é a correta definição das barras, ou seja, em estruturas metálicas as barras têm de estar divididas sempre que existe um ponto de ligação, uma vez que, o ponto final e inicial da barra usados para o cálculo de fenómenos de instabilidade (como por exemplo: a encurvadura) terá influência nos comprimentos efetivos.

Seguidamente, é necessário a definição por grupos do tipo de elementos para a limitação da flecha consoante o Estado Limite de Deformação. Como já foi realizado previamente, em 3.4, a definição dos elementos por pilares e vigas, apenas é necessário definir as limitações da flecha para vigas e pilares. Consequentemente todas as barras definidas como estes dois elementos ficaram sujeitas a essa limitação.

Algo importante de salientar, na funcionalidade “*Steel Member Design*” do ROBOT, é a praticável divisão dos elementos por importância, ou seja, embora não seja obrigatório este passo ou sequer influenciável nos cálculos é vantajoso definir vigas como primárias, secundárias, terciárias, etc. Isto porque, numa estrutura que possui um número elevado de elementos, esta funcionalidade permite filtrar e identificar os elementos de maior interesse com mais eficácia.

Para a definição do limite do deslocamento horizontal, o EC3 define, para pórticos sem aparelhos de elevação (onde se enquadra esta cobertura), uma deformação de $h/150$. Por outro lado, os limites dos deslocamentos verticais são valores tabelados consoante as condições de utilização e representado na Figura 5.2.

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{max} possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-
<i>NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.</i>		

Figura 5.2 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (*Quadro NA.I – NP EN 1993-1-1:2010*)

As Figura 5.3 e Figura 5.4 representam como foi realizada a configuração das deformações no programa de elementos finitos.

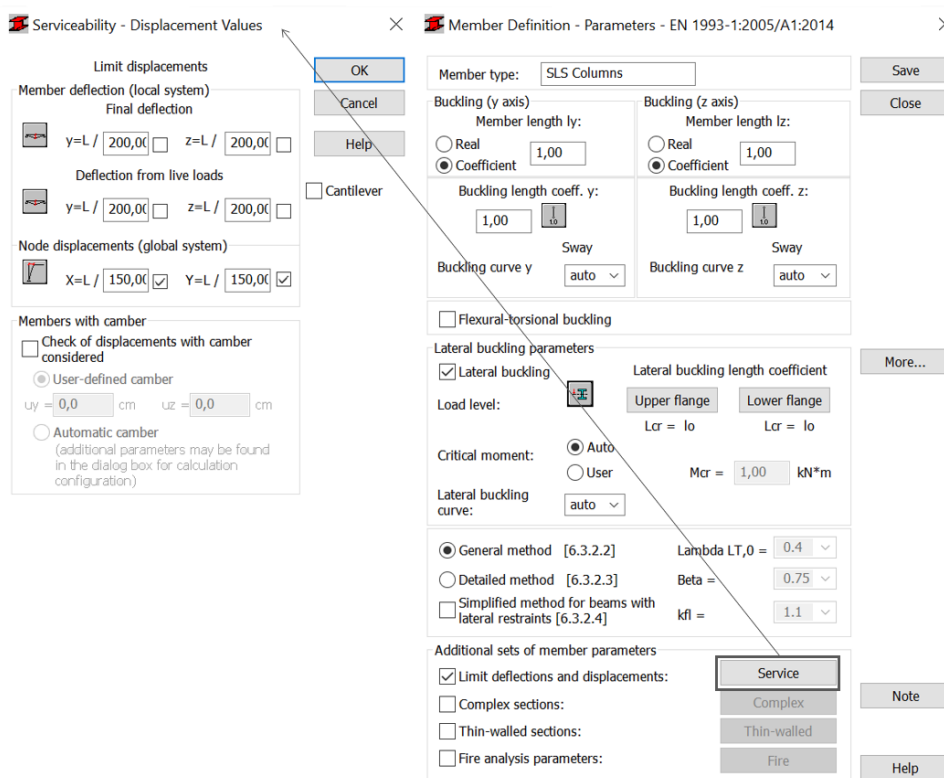


Figura 5.3 – Configuração da flecha máxima para elementos metálicos verticais

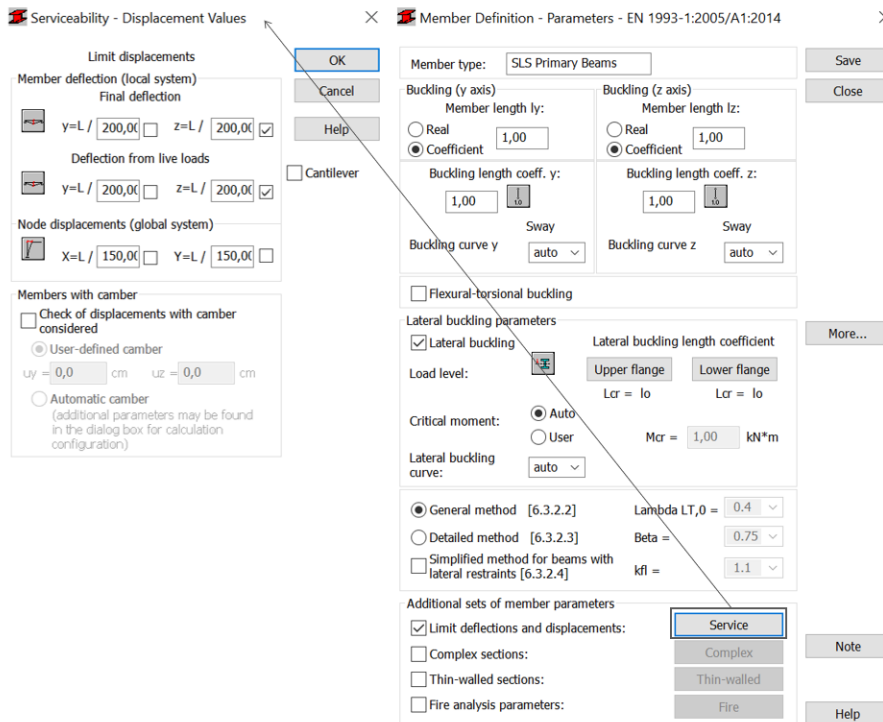


Figura 5.4 - Configuração da flecha máxima para elementos metálicos horizontais primários

Seguidamente configurou-se os parâmetros de cálculo para os estados limites, apresentados nas Figura 5.3 e Figura 5.4, respetivamente, para o conjunto de combinações a considerar (apresentadas em 4.3) para o estado limite ultimo, e para o estado limite de utilização como explicitado pela Figura 5.5.

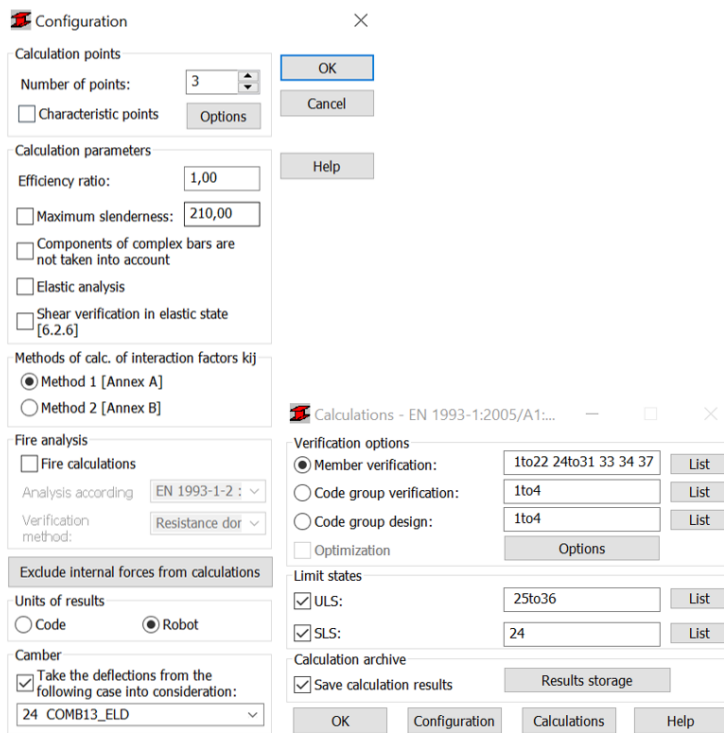


Figura 5.5 – Configurações para os estados limites de verificação no ROBOT para elementos metálicos

Ao executar “Calculations” o programa gera automaticamente uma tabela que identifica logo quais os elementos que verificam e quais não. Essa tabela, têm uma opção de que as verificações sejam visíveis num mapa de cores.

A Figura 5.6 apresenta o mapa que valida os estados limites no ROBOT dos elementos metálicos. Esta versão apresentada já é uma versão cujos elementos que não verificavam inicialmente foram substituídos para uma versão dentro dos parâmetros de aceitação.

Os elementos verdes estão dimensionados dentro dos rácios ideais enquanto que os elementos assinalados a amarelo estão sobredimensionados, porém ambos verificam à segurança e devido à necessidade de preservar a arquitetura não têm interesse alterar a solução para obter rácios ideais para todos os elementos.

Para que a verificação esteja completa não podem existir elementos vermelhos uma vez que significaria que esses elementos estariam subdimensionados e não verificados à segurança.

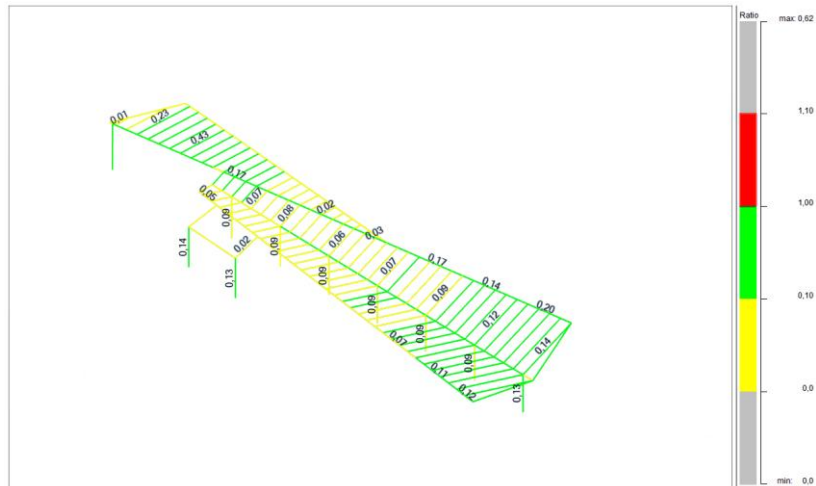


Figura 5.6 – Mapa de validação dos estados limites no ROBOT dos elementos metálicos (versão final)

5.2.1 Seção Transversal

As secções transversais dos elementos metálicos são classificadas por classes. Esta classificação depende da geometria da seção que influenciará a capacidade da seção atingir a rótula plástica e/ou ocorrência de fenômenos de encurvadura local.

A Figura 5.7 representa os limites regulamentados para a classificação das seções. Porém, para seções padronizadas, algumas tabelas de fabricantes, já possuem a classificação da seção. No entanto, foi executada a classificação de todas as seções padronizadas e não padronizadas presentes neste projeto.

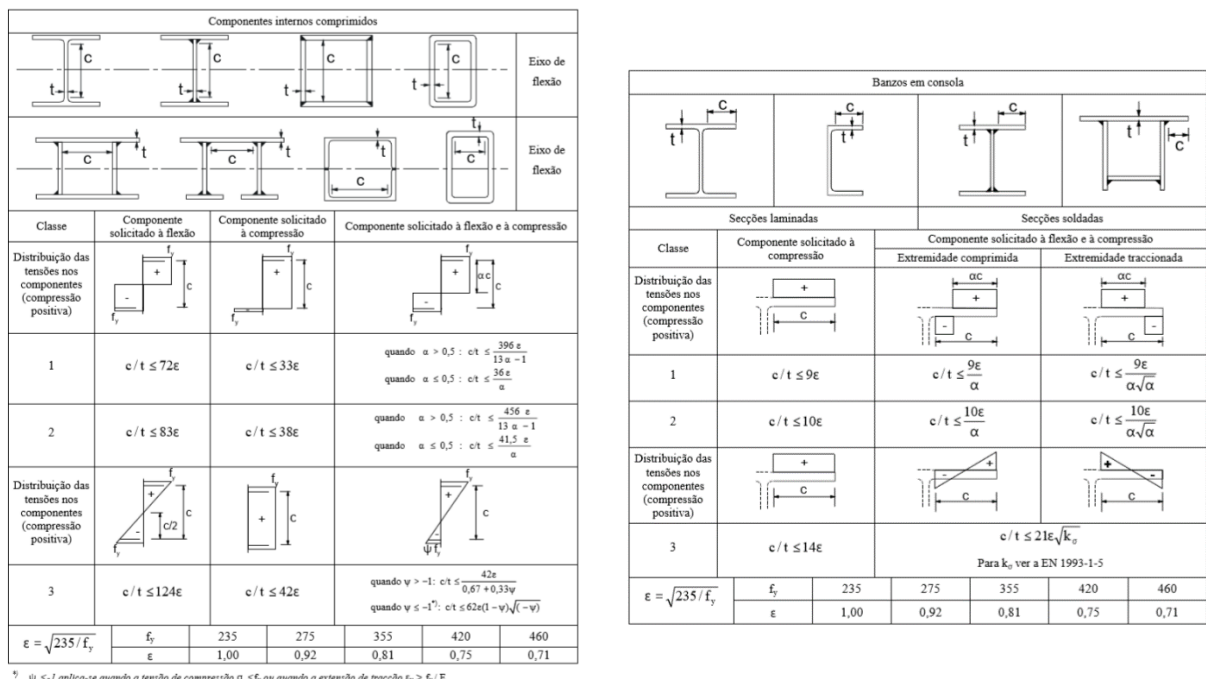


Figura 5.7 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Quadro 5.2 – NP EN 1993-1-1:2010)

A Figura 5.8 representa a automação da folha de cálculo em EXCEL para a classificação das seções transversais dos elementos metálicos de acordo com a NP EN 1993-1-1:2010. As dimensões do perfil são colocadas automaticamente pelo EXCEL resultante da introdução prévia de tabelas padronizadas dos perfis.

NP EN 1993-1-1 (5.5)

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	EC3
MÉTODOS CONSTRUTIVOS	PRÉ-FABRICADO
Coeficientes de Segurança	
γ_{M0}	1,00
γ_{M1}	1,00
γ_{M2}	1,25
MATERIAIS	
Aço	A275NR
f_y (MPa)	275
ϵ	0,92

PERFIL	HEB 240	
Designação	3	
Dimensões do Perfil		
h (mm)	240	h: altura do perfil
b (mm)	240	b: largura do perfil
tw (mm)	10	tw: espessura da alma
tf (mm)	17	tf: espessura do banzo
r1 (mm)	21	r1: raio de curvatura interno
r2 (mm)	NA	r2: raio de curvatura externo
d (mm)	164	d: altura da alma sem raios de curvatura
A (cm ²)	106	A: área da seção transversal

PERFIL	HEB 240		
Classificação da Seção			
c/tw	16,4		
c/tf	5,53		
VERIFICAÇÃO	CLASSE 1	CLASSE 2	CLASSE 3
ALMA	$c/tw \leq 33\epsilon$	$c/tw \leq 38\epsilon$	$c/tw \leq 42\epsilon$
Compressão	VERIFICA	NA	NA
	$c/tw \leq 72\epsilon$	$c/tw \leq 83\epsilon$	$c/tw \leq 124\epsilon$
Flexão	VERIFICA	NA	NA
BANZO	$c/tf \leq 9\epsilon$	$c/tf \leq 10\epsilon$	$c/tf \leq 14\epsilon$
Compressão	VERIFICA	NA	NA
	$c/tf \leq 9\epsilon/\alpha$	$c/tf \leq 10\epsilon/\alpha$	$c/tf \leq 21\epsilon/V\alpha$
Flexão	VERIFICA	NA	NA
CLASSE	1		

Figura 5.8 – Classificação da seção transversal HEB 240 (3) com recurso ao EXCEL

As classes obtidas pelo cálculo manual foram comparadas com as obtidas pelo programa de elementos finitos. A Figura 5.9 representa os cálculos efetuados pelo programa de elementos finitos para a classificação da mesma seção utilizada como exemplo na Figura 5.8.

Class of section			
cf	9.4	cm	flange width (Table 5.2)
tf	1.7	cm	flange thickness (Table 5.2)
cf/tf	5.53		Flange slenderness (Table 5.2)
KLF	1		Flange class (5.5.2)
cw	16.4	cm	Web height (Table 5.2)
tw	1.0	cm	Web thickness (Table 5.2)
cw/tw	16.40		Web slenderness (Table 5.2)
alfa	0.52		Relative extent of the compressed plastic zone (Table 5.2)
psi	-0.98		Stress or strain ratio (Table 5.2)
KLW	1		Web class (5.5.2)
(hw/tw)lim	66.56		limit slenderness of a web for shear EN315(5.1)
hw/tw	20.60		web slenderness for shear EN315(5.1)
KLSZ	Plastic		Web class (shear) EN315(5.1)
KL	1		Section type (5.5.2)

Figura 5.9 – Classificação da seção transversal HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT

As relações largura-espessura das seções são iguais quer obtidas pelo programa, quer pela folha de cálculo concluindo-se assim que a base de dados de cálculo encontra-se padronizada de acordo com a NP EN 1993. As classes obtidas separadamente para a alma e para o banzo da seção obtida pelo ROBOT é

coincidente com a obtida pelo cálculo manual. Contudo, o ROBOT não apresenta os valores limites estabelecidos consoante a classe de aço considerada para a verificação à compressão e a flexão.

O ROBOT utilizou um α de 0,52, definido no EC3 como a zona comprimida de parte de uma seção, que difere com o valor de 1,0 utilizado na folha de cálculo manual. A obtenção do valor 0,52 é praticamente inviável manualmente devido à complexidade da estrutura. Contudo, calculando os limites para os diferentes alfas, o valor limite com o valor de 1,0 é mais conservativo do que o valor limite cujo α têm o valor de 0,52 pois induz a um limite mais condicionante.

Tanto para a folha de cálculo formatado como para o ROBOT é possível verificar que ambos chegaram à classe correta das seções padronizadas.

Contudo, põem-se agora o problema quando as seções não são padronizadas. Este projeto possui seções não padronizadas, ou seja, contém elementos personalizados e conjunto de perfis a operar como um componente único existindo assim a necessidade de uma abordagem diferente para esses casos, tendo ainda o objetivo de enquadrar com a formatação efetuada para os perfis padronizados como demonstrado na Figura 5.8. Os perfis com dimensões variáveis são perfis que apresentam uma seção inicial diferente da seção final.

A Figura 5.10 representa o perfil metálico com dimensões variáveis que integra no vigamento dos pórticos principais da cobertura.

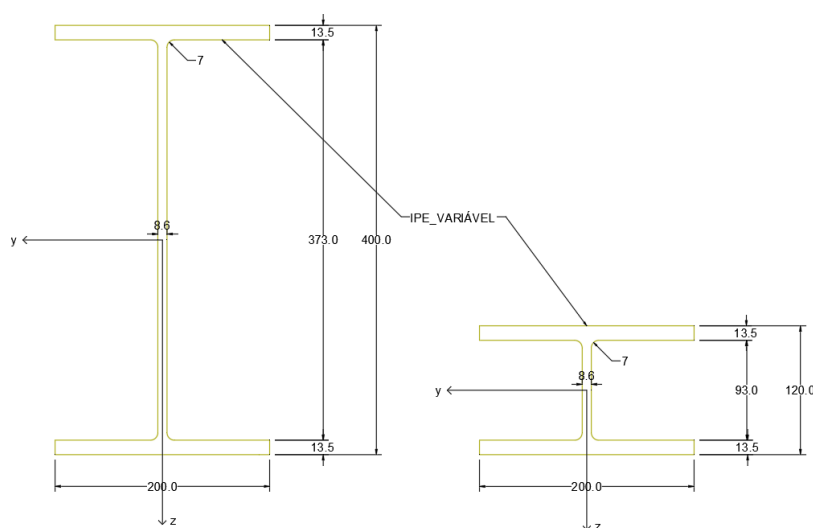


Figura 5.10 – Perfil metálico com dimensões variáveis

A classificação dos elementos com as características mencionadas anteriormente foi realizada com cruzamento das dimensões das extremidades do elemento de forma a demarcar uma seção equivalente intermédia. Sendo assim, a única dimensão variável a considerar será a altura do elemento (h), que terá um valor intermédio entre 120 mm e 400 mm.

A Figura 5.11 mostra a classe obtida para o perfil personalizado admitindo uma altura intermédia equivalente de 260 mm, mantendo a formatação demonstrada inicialmente em 5.9.

NP EN 1993-1-1 (5.5)

MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	EC3
MÉTODO CONSTRUTIVO	PRÉ-FABRICADO
Coeficientes de Segurança	
γ_{M0}	1,00
γ_{M1}	1,00
γ_{M2}	1,25
MATERIAIS	
Aço	A275NR
f_y (MPa)	275
ϵ	0,92

PERFIL	IPE_VARIÁVEL	
Designação	16	
Dimensões do Perfil		
h (mm)	260	h: altura do perfil
b (mm)	200	b: largura do perfil
tw (mm)	8,6	tw: espessura da alma
tf (mm)	13,5	tf: espessura do banzo
r1 (mm)	S1	r1: raio de curvatura interno
r2 (mm)	S1	r2: raio de curvatura externo
d (mm)	233	d: altura da alma sem raios de curvatura
A (cm ²)	74,04	A: área da secção transversal

PERFIL	IPE_VARIÁVEL		
Classificação da Seção			
c/tw	27,09		
c/tf	7,09		
VERIFICAÇÃO	CLASSE 1	CLASSE 2	CLASSE 3
ALMA	c/tw ≤ 33ε	c/tw ≤ 38ε	c/tw ≤ 42ε
Compressão	VERIFICA	NA	NA
	c/tw ≤ 72ε	c/tw ≤ 83ε	c/tw ≤ 124ε
Flexão	VERIFICA	NA	NA
BANZO	c/tf ≤ 9ε	c/tf ≤ 10ε	c/tf ≤ 14ε
Compressão	VERIFICA	NA	NA
	c/tf ≤ 9ε/α	c/tf ≤ 10ε/α	c/tf ≤ 21εvKα
Flexão	VERIFICA	NA	NA
CLASSE	1		

Figura 5.11 - Classificação da secção transversal do IPE_VARIÁVEL (16) com recurso ao EXCEL

Ao comparar o cálculo efetuado pelo EXCEL com o do ROBOT entende-se que o programa optou por considerar a altura inicial do elemento variável. A Figura 5.12 demonstra a classificação da secção transversal pelo programa de elementos finitos.

Class of section				
cf	9.2	cm	flange width	(Table 5.2)
tf	1.4	cm	flange thickness	(Table 5.2)
cf/tf	6.83		Flange slenderness	(Table 5.2)
KLF	1		Flange class	(5.5.2)
cw	39.3	cm	Web height	(Table 5.2)
tw	0.9	cm	Web thickness	(Table 5.2)
cw/tw	45.71		Web slenderness	(Table 5.2)
alfa	0.50		Relative extent of the compressed plastic zone	(Table 5.2)
psi	-1.00		Stress or strain ratio	(Table 5.2)
KLW	1		Web class	(5.5.2)
(hw/tw)lim	66.56		limit slenderness of a web for shear	EN315(5.1)
hw/tw	46.51		web slenderness for shear	EN315(5.1)
KL SZ	Plastic		Web class (shear)	EN315(5.1)
KL	1		Section type	(5.5.2)

Figura 5.12 - Classificação da secção transversal do IPE_VARIÁVEL (16) com recurso ao ROBOT

O conjunto de elementos é quando se associa um ou mais perfis metálicos com secção padronizada a funcionar como um único elemento. A classificação de elementos com estas características realiza-se com a adição dos elementos alterando as dimensões da secção, o reposicionamento do centro de gravidade e cálculo das novas propriedades. A Figura 5.13 representa a combinação de dois perfis metálicos UPN 120 presentes neste projeto.

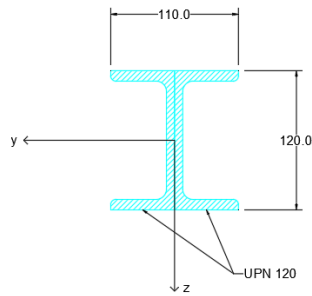


Figura 5.13 – Combinação de 2 perfis metálicos UPN 120

A elaboração deste conjunto de perfis duplica a largura (b) e espessura da alma (tw) altera o centro de gravidade em relação aos elementos em separado e consequentemente o seu comportamento quando sujeito a esforços.

A Figura 5.14 e Figura 5.15 explicitam a classe obtida para o conjunto de perfis, uma elaborada através da execução da folha de cálculo e outra através do ROBOT, respetivamente.

NP EN 1993-1-1 (5.5)		PERFIL 2 UPN's 120_1	
MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	EC3	Designação	273
MÉTODO CONSTRUTIVO	PRÉ-FABRICADO	Dimensões do Perfil	
Coefficientes de Segurança		h (mm)	120
yM0	1,00	b (mm)	110
yM1	1,00	tw (mm)	14
yM2	1,25	tf (mm)	9
MATERIAIS		r1 (mm)	9
Aço	A275NR	r2 (mm)	4,5
fy (MPa)	275	d (mm)	82
ε	0,92	A (cm ²)	34
		h: altura do perfil b: largura do perfil tw: espessura da alma tf: espessura do banzo r1: raio de curvatura interno r2: raio de curvatura externo d: altura da alma sem raios de curvatura A: área da secção transversal	
		PERFIL 2 UPN's 120_1	
Classificação da Secção		c/tw 5,86	
		c/tf 5,33	
VERIFICAÇÃO	CLASSE 1	CLASSE 2	CLASSE 3
ALMA	c/tw ≤ 33ε	c/tw ≤ 38ε	c/tw ≤ 42ε
Compressão	VERIFICA	NA	NA
	c/tw ≤ 72ε	c/tw ≤ 83ε	c/tw ≤ 124ε
Flexão	VERIFICA	NA	NA
BANZO	c/tf ≤ 9ε	c/tf ≤ 10ε	c/tf ≤ 14ε
Compressão	VERIFICA	NA	NA
	c/tf ≤ 9ε/α	c/tf ≤ 10ε/α	c/tf ≤ 21ε/Kα
Flexão	VERIFICA	NA	NA
CLASSE	1		

Figura 5.14 - Classificação da secção transversal do 2 UPN 120 (273) com recurso ao EXCEL

Class of section			
cf	3.9	cm	flange width (Table 5.2)
tf	0.9	cm	flange thickness (Table 5.2)
cf/tf	4.33		Flange slenderness (Table 5.2)
KLF	1		Flange class (5.5.2)
cw	8.4	cm	Web height (Table 5.2)
tw	0.7	cm	Web thickness (Table 5.2)
cw/tw	12.00		Web slenderness (Table 5.2)
KLW	1		Web class (5.5.2)
(hw/tw)lim	66.56		limit slenderness of a web for shear EN315(5.1)
hw/tw	14.57		web slenderness for shear EN315(5.1)
KL SZ	Plastic		Web class (shear) EN315(5.1)
KL	1		Section type (5.5.2)

Figura 5.15 – Classificação da seção transversal do 2 UPN 120 (273) com recurso ao ROBOT

Para o caso do conjunto de elementos padronizados a classificação efetuada pela folha de cálculo manual e pela folha de cálculo automático é equivalente. A disparidade entre a folha de cálculo criada e os valores obtidos pelo ROBOT deve-se as dimensões da alma e dos banzos consideradas.

5.2.2 Verificação de Segurança

Após a classificação das seções, pretende-se que estas quando sujeitas a ações externas, resistam aos esforços instalados nas seções. Portanto, a comparação entre o esforço de cálculo atuante (E_d) e o valor resistente (R_d) é essencial para a verificação de segurança ao Estado Limite Último.

A Figura 5.16 representa a elaboração e formatação de uma folha de cálculo para verificação de segurança ao Estado Limite Último das seções transversais segundo a NP EN 1993-1-1:2010 para dois tipos de perfis que funcionam como diferentes tipos de suporte, ou seja, um como elemento vertical (pilar) e outro como elemento horizontal (viga). Foi realizada a verificação para todos elementos desiguais não apenas para os representados na Figura 5.16.

O funcionamento da folha de cálculo tem por base a definição do perfil requerido e a introdução dos esforços atuantes de cálculo resultantes das combinações mais gravosas determinados pelo programa de elementos finitos. Os restantes cálculos apresentados pela folha EXEL foram efetuados automaticamente após introdução de fórmulas ou programação de comandos.

NP EN 1993-1-1 (5.5)		Numeração conforme fornecida pelo ROBOT		PERFIL		PERFIL			
MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	EC3	PERFIL	HEB 240	HEB 240	HEB 240	HEB 240	HEB 240		
MÉTODO CONSTRUTIVO	PRÉ-FABRICADO	Designação	3	250	3	250	3		
Coefficientes de Segurança		Dimensões do Perfil		Dimensões do Perfil		VERIFICAÇÕES			
γ_{M0}	1,00	h (mm) =	240	120	Compressão	0,01	0,00		
γ_{M1}	1,00	b (mm) =	240	64	em torno de y	VERIFICA	VERIFICA		
γ_{M2}	1,25	tw (mm) =	10	4,4	em torno de z	0,08	0,00		
MATERIAIS		r1 (mm) =	21	7	Flexão Simples	0,06	0,15		
Aço	A275NR	r2 (mm) =	NA	NA	em torno de y	VERIFICA	VERIFICA		
f_y (MPa)	275	d (mm) =	164	93,4	em torno de z	0,08	0,00		
ϵ	0,92	A (cm ²) =	106	13,21	Flexão Composta	VERIFICA	VERIFICA		
		yg (m) =	120	60	Verificações no caso de secções duplamente simétricas	728,75	90,82		
		Propriedades da Seção		Propriedades da Seção		225,50	56,51		
		$W_{el,y}$ (cm ³) =	938,3	52,96	$n =$	0,01	0,00		
		$W_{pl,y}$ (cm ³) =	1053	60,73	$\alpha =$	0,23	0,39		
		$W_{el,z}$ (cm ³) =	326,9	8,65	MN _{y,Rd} (KN/m) =	289,58	20,73		
		$W_{pl,z}$ (cm ³) =	498,4	13,58	MN _{z,Rd} (KN/m) =	137,06	3,73		
		A_v (cm ²) =	33,23	6,31	Flexão Desviada	[Med _y /MN _{y,Rd}] ^α + [Med _z /MN _{z,Rd}] ^β	0,08	0,01	
		Cominação + gravosa		Cominação + gravosa		Corte	0,02	0,01	
		PERFIL	HEB 240	HEB 240	PERFIL	HEB 240	HEB 240		
		ELEMENTO	PILAR	VIGA	ELEMENTO	PILAR	VIGA		
		Esforços Atuantes		Esforços Atuantes		Encurvatura devido ao Esforço Transverso			
		N _{Ed} (KN) =	22,34	0,23			hw/tw =	16,40	21,23
		V _{Ed,y} (KN) =	7,89	VR			72e/η =	66,24	66,24
		V _{Ed,z} (KN) =	10,26	0,86			Interação com o Momento Fletor	263,80	50,09
		M _{Ed,y} (KN.m) =	18,50	2,49			V _{Ed} ≤ 0,5V _{pl,Rd}	VERIFICA	VERIFICA
		M _{Ed,z} (KN.m) =	10,34	0,00			SECÇÃO	OK	OK
		Esforços Resistentes		Esforços Resistentes					
		N _{pl,Rd} (KN) =	2915,00	363,28					
		V _{pl,Rd} (KN) =	527,60	100,18					
		M _{pl,Rd,y} (KN.m) =	289,58	16,70					
		M _{pl,Rd,z} (KN.m) =	137,06	3,73					

Figura 5.16 – Exemplo da verificação de segurança da seção de dois tipos de elementos metálicos

Os valores obtidos e verificações foram comparadas com as obtidas pelo programa de elementos finitos. As tabelas obtidas pelo ROBOT são extensas sendo que será abordada seguidamente de forma sucinta. A Figura 5.17 e Figura 5.18, respetivamente, apresentam o cálculo dos esforços resistentes, apresentando mais valores do que os considerados na folha de cálculo da Figura 5.16.

Design forces:				
Nc.Rd	2914.61	kN	Design compression resistance	(6.2.4)
Nb.Rd	2278.91	kN	Design buckling resistance of comp. member	(6.3.1.1)
Mb.Rd	271.22	kN*m	Design buckling resistance moment	(6.3.2.1)
About the v axis of cross-section				
Mv.pl.Rd	289.63	kN*m	Design plastic resistance moment	(6.2.5.(2))
Mv.el.Rd	258.03	kN*m	Design elastic resistance moment	(6.2.5.(2))
Mv.c.Rd	289.63	kN*m	Design moment resistance	(6.2.5.(2))
MN.v.Rd	289.63	kN*m	Reduced design plastic resistance moment	(6.2.9.1)
Vv.c.Rd	1422.37	kN	Design plastic shear resistance	(6.2.6.(2))
Vv.T.Rd	1422.09	kN	resistance for shear considering torsion	(6.2.7)
About the z axis of cross-section				
Mz.pl.Rd	137.07	kN*m	Design plastic resistance moment	(6.2.5.(2))
Mz.el.Rd	89.89	kN*m	Design elastic resistance moment	(6.2.5.(2))
Mz.c.Rd	137.07	kN*m	Design moment resistance of a compressed section part	(6.2.5.(2))
MN.z.Rd	137.07	kN*m	Reduced design plastic resistance moment	(6.2.9.1)
Vz.c.Rd	527.53	kN	Design plastic shear resistance	(6.2.6.(2))
Vz.T.Rd	527.47	kN	resistance for shear considering torsion	(6.2.7)

Verification formulas:				
Section strength check:				
UFSINcI	0.01		$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	(6.2.4.(1))
UFSINcMvMzI	0.00		$(M_{v,Ed}/M_{N,v,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2$	(6.2.9.1.(6))
UFSIVvI	0.00		$V_{v,Ed}/V_{v,T,Rd}$	(6.2.6-7)
UFSIVzI	0.02		$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd}$	(6.2.6-7)
UFSIVvTI	0.00		$\tau_{v,Ed}/(f_v/\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})$	(6.2.6)
UFSIVzTI	0.00		$\tau_{z,Ed}/(f_v/\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})$	(6.2.6)

Figura 5.17 – Verificação da seção transversal do HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT (editada)

Design forces:				
Nc.Rd	363.28	kN	Design compression resistance	(6.2.4)
Nb.Rd	14.69	kN	Design buckling resistance of comp. member	(6.3.1.1)
Mb.Rd	4.31	kN*m	Design buckling resistance moment	(6.3.2.1)
About the v axis of cross-section				
Mv.pl.Rd	16.70	kN*m	Design plastic resistance moment	(6.2.5.(2))
Mv.el.Rd	14.56	kN*m	Design elastic resistance moment	(6.2.5.(2))
Mv.c.Rd	16.70	kN*m	Design moment resistance	(6.2.5.(2))
MN.v.Rd	16.70	kN*m	Reduced design plastic resistance moment	(6.2.9.1)
Vv.c.Rd	144.49	kN	Design plastic shear resistance	(6.2.6.(2))
Vv.T.Rd	144.47	kN	resistance for shear considering torsion	(6.2.7)
About the z axis of cross-section				
Mz.pl.Rd	3.73	kN*m	Design plastic resistance moment	(6.2.5.(2))
Mz.el.Rd	2.38	kN*m	Design elastic resistance moment	(6.2.5.(2))
Mz.c.Rd	3.73	kN*m	Design moment resistance of a compressed section part	(6.2.5.(2))
MN.z.Rd	3.73	kN*m	Reduced design plastic resistance moment	(6.2.9.1)
Vz.c.Rd	100.11	kN	Design plastic shear resistance	(6.2.6.(2))
Vz.T.Rd	100.10	kN	resistance for shear considering torsion	(6.2.7)

Verification formulas:				
Section strength check:				
UFSINcI	0.00		$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	(6.2.4.(1))
UFSINcMvMzI	0.01		$(M_{v,Ed}/M_{N,v,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2$	(6.2.9.1.(6))
UFSIVvI	0.00		$V_{v,Ed}/V_{v,T,Rd}$	(6.2.6-7)
UFSIVzI	0.00		$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd}$	(6.2.6-7)
UFSIVvTI	0.00		$\tau_{v,Ed}/(f_v/\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})$	(6.2.6)
UFSIVzTI	0.00		$\tau_{z,Ed}/(f_v/\sqrt{3} \cdot \sigma_{M0})$	(6.2.6)

Figura 5.18 – Verificação da seção transversal do IPE 120 (250) com recurso ao ROBOT (editada)

Portanto, como esforços imprescindíveis para a validação da segurança foram considerados os esforços resistentes axiais, de corte e momento fletor em ambas as direções da seção transversal. As verificações efetuadas neste tópico foram referentes a seção transversal.

5.2.3 Fenómenos de Instabilidade

Os fenómenos de instabilidade considerados neste projeto foram: a encurvadura e encurvadura lateral. Os componentes metálicos de uma estrutura são peças usualmente esbeltas e com grandes vãos sendo que a limitação da flexão destes elementos é essencial para que se verifique a segurança.

A encurvadura ocorre quando uma peça se encontra solicitada a esforços de compressão e/ou momento fletor, provocando flexão na peça. Foi verificadas ambas flexões, isto é apesar de praticamente todos os elementos da estrutura sofrerem de momento fletor e compressão em simultâneo realizou-se a verificação considerando só a compressão. A encurvadura lateral foi só considerada nos elementos classificados como vigas. Um elemento sem travamento lateral e solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia deverá ser verificado em relação à encurvadura lateral. [5]

A atribuição das curvas de encurvadura me relação ao eixo para o caso considerado (perfis laminados) encontra-se transcrito na Figura 5.19. Esta atribuição foi feita manualmente.

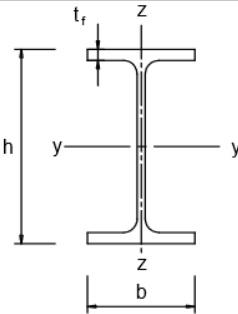
Secção transversal		Limites		Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d	c c

Figura 5.19 – Escolha da curva de encurvadura em função da seção transversal (adaptado: Quadro 6.2 – NP EN 1993-1-1:2010)

A expressão 5.1 explicita o valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido:

$$N_{b,Rd} = \frac{X \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \tag{5.1}$$

onde:

X — coeficiente de redução associado à encurvadura;

A — área de uma seção transversal;

f_y — tensão de cedência;

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento.

A expressão 5.2 e 5.3 explicita o valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.3)$$

onde:

N_{Ed} ; $M_{y,Ed}$; $M_{z,Ed}$ – valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;

X_y ; X_z – coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

X_{LT} – coeficientes de redução devidos à encurvadura lateral;

k_{yy} ; k_{zy} – fatores de interação.

Para o cálculo dos fatores de interação foi seguido o procedimento de cálculo designado na norma europeia pelo método A.

Os esforços resistentes calculados pelas fórmulas 5.1, 5.2 e 5.3 têm que ser superior aos esforços atuantes para que esteja validada a segurança.

A determinação da curva de encurvadura lateral nas vigas considerando as seções em I laminadas encontra-se explicitada na tabela da Figura 5.20.

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

Figura 5.20 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para seções transversais quando considerado $X_{LT} \leq 1,0$ (Quadro 6.4 – NP EN 1993-1-1:2010)

Já a expressão 5.3 explicita o valor de cálculo da resistência à encurvadura lateral:

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \times w_y \times f_y}{\gamma_{M1}} \tag{5.4}$$

onde:

X_{LT} — coeficiente de redução associado à encurvadura;

w_y — área de uma seção transversal;

f_y — tensão de cedência;

γ_{M1} — coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenômenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento.

A Figura 5.21 demonstra a verificação de segurança a fenômenos de instabilidade de dois tipos de elementos metálicos obtidos através do procedimento anteriormente explicado resultado da configuração de um folha de cálculo de acordo com a NP EN 1993-1-1:2010.

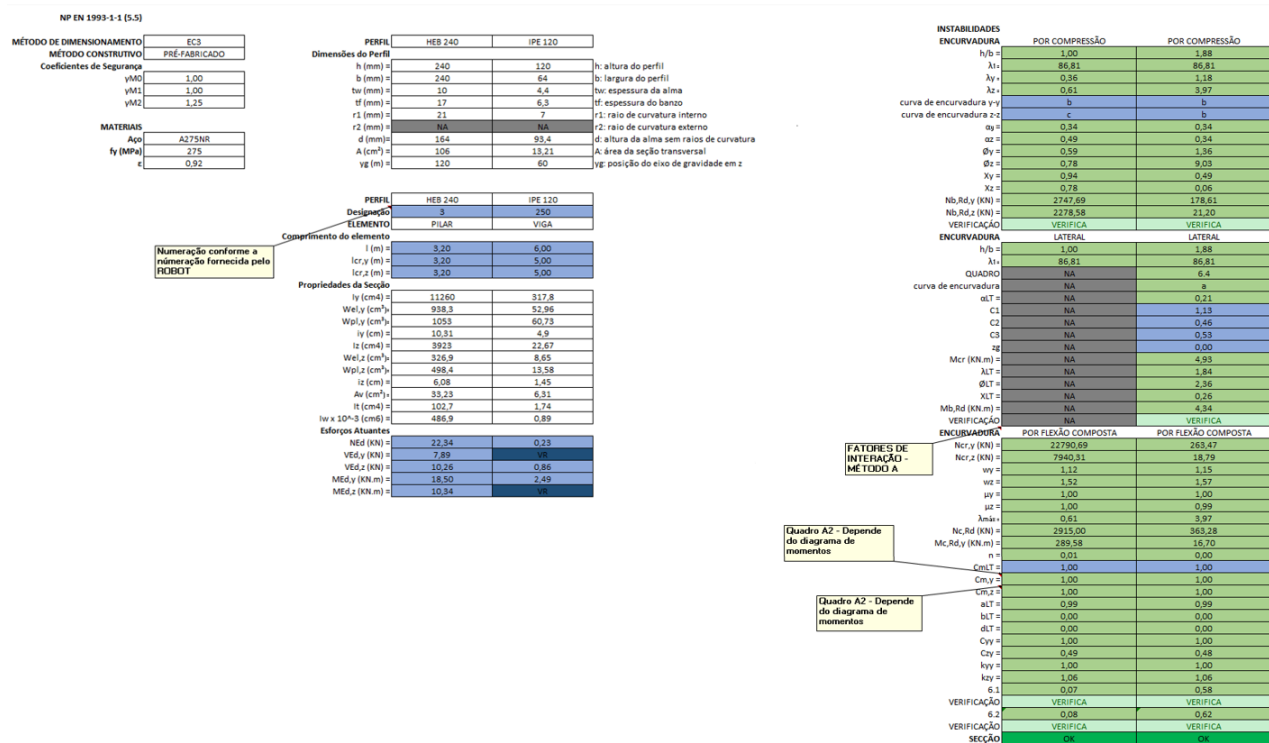


Figura 5.21 - Verificação de segurança a fenômenos de instabilidades de dois tipos de elementos metálicos

Neste projeto os fenômenos de encurvadura são causados por flexão composta (compressão e momento fletor). Os parâmetros a considerar nos fenômenos de encurvadura foram introduzidos manualmente.

Posto isto, para os valores obtidos explicitados na Figura 5.21, foi realizada a comparação com os obtidos com o programa de elementos finitos (ROBOT).

A Figura 5.22 e Figura 5.23 apresentam os parâmetros considerados quer para a encurvadura por flexão composta quer para a encurvadura lateral, respetivamente.

Parameters of buckling analysis:			
About the v axis of cross-section			
Curve v	b		Buckling curve (Table 6.2)
L _{cr.v}	3.20	m	Effective buckling length (6.3.1.2.(1))
L _{am.v}	31.05		Slenderness ratio (6.3.1.2.(1))
L _{am.v}	0.36		Non-dimensional slend. ratio for buckling (6.3.1.2.(1))
alfa.v	0.34		imperfection factor (6.3.1.2.(2))
fi.v	0.59		Coefficient for calculation of X (6.3.1.2.(1))
X _v	0.94		Reduction factor for buckling (6.3.1.2.(1))
N _{v.b.Rd}	2747.21	kN	Design buckling resistance of comp. member (6.3.1.1.(3))
About the z axis of cross-section			
Curve z	c		Buckling curve (Table 6.2)
L _{cr.z}	3.20	m	Effective buckling length (6.3.1.2.(1))
L _{am.z}	52.60		Slenderness ratio (6.3.1.2.(1))
L _{am.z}	0.61		Non-dimensional slend. ratio for buckling (6.3.1.2.(1))
alfa.z	0.49		imperfection factor (6.3.1.2.(2))
fi.z	0.78		Coefficient for calculation of X (6.3.1.2.(1))
X _z	0.78		Reduction factor for buckling (6.3.1.2.(1))
N _{z.b.Rd}	2278.91	kN	Design buckling resistance of comp. member (6.3.1.1.(3))

Figura 5.22 – Parâmetros considerados na encurvadura do HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT

Parameters of lateral-torsional buckling analysis:			
General method [6.3.2.2]			
L _{cr.upp}	3.20	m	Lateral buckling length of upper flange active
L _{cr.low}	3.20	m	Lateral buckling length of lower flange inactive
C1	1.13		Factor for M _{cr} calculations ENV311(E.1.2.(1))
C2	0.46		Factor for M _{cr} calculations ENV311(E.1.2.(1))
C3	0.53		Factor for M _{cr} calculations ENV311(E.1.2.(1))
I _w	487674.9	cm ⁶	Warping constant (6.3.2.2)
z ₀	0.0	cm	Distance from the point where the load is applied to the shear center ENV311(E.1.2.(1))
M _{cr}	1372.41	kN*m	Critical moment for lateral-torsional buckling ENV311(E.1)
L _{am.LT}	0.46		Non-dimens. slend. ratio for lat.-tors. buckling (6.3.2.2.(1))
Curve.LT	a		Lateral buckling curve (6.3.2.2.(2))
alfa.LT	0.21		Imperfection factor for lateral buckling curves (Table 6.3)
fi.LT	0.63		Coefficient for calculation of X _{LT} (6.3.2.2.(1))
X _{LT}	0.94		Reduction factor for lateral-torsional buckling (6.3.2.2.(1))

Figura 5.23 – Parâmetros considerados na encurvadura lateral do HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT

A Figura 5.24 representa os valores dos fatores de interação do perfil metálico HEB 240 (3) gerados pelo ROBOT pelo Método 1 (Anexo A) da NP EN 1993-1-1:2010. Já Figura 5.25 representa as verificações finais aos fenómenos de instabilidade.

Parameters of global stability analysis of member			
Method of interaction parameter calculations - Annex A			
Ncr.v	22789.27	kN	Euler buckling load in v direction (Table A.1)
Ncr.z	7939.62	kN	Euler buckling load in z direction (Table A.1)
Ncr.T	12924.04	kN	Critical force (lateral-torsional buckling) (Table A.1)
Miv	1.00		Coefficient for calculation of interaction coefficients kii (Table A.1)
Miz	1.00		Coefficient for calculation of interaction coefficients kii (Table A.1)
wv	1.12		Coefficient related to ratio of section properties (Table A.1)
wz	1.50		Coefficient related to ratio of section properties (Table A.1)
Lam.0	0.49		Relative slenderness for lateral buckling (constant moment) (Table A.1)
Cmv.0	1.00		Parameter related to bending moment distribution (Table A.2)
Cmz.0	1.00		Parameter related to bending moment distribution (Table A.2)
Cmv	1.00		Parameter related to bending moment distribution (Table A.1)
Cmz	1.00		Parameter related to bending moment distribution (Table A.1)
Cmv.0LT	1.00		Parameter related to bending moment distribution (Table A.2)
CmvLT	1.00		Parameter related to bending moment distribution (Table A.1)
CmLT	1.00		Parameter related to bending moment distribution (Table A.1)
aLT	0.99		Coefficient for calculation of interaction coefficients kii (Table A.1)
bLT	0.00		Coefficient for calculation of Cvz (Table A.1)
Cvv	1.00		Coefficient for calculation of interaction coefficients kii (Table A.1)
cLT	0.03		Coefficient for calculation of Cvz (Table A.1)
Cyz	0.99		Coefficient for calculation of interaction coefficients kii (Table A.1)
dLT	0.01		Coefficient for calculation of Cvz (Table A.1)
Czv	1.00		Coefficient for calculation of interaction coefficients kii (Table A.1)
eLT	0.24		Coefficient for calculation of Czz (Table A.1)
Czz	1.00		Coefficient for calculation of interaction coefficients kii (Table A.1)
kvv	1.00		Interaction parameter (Table A.1)
kvz	0.70		Interaction parameter (Table A.1)
kzv	0.52		Interaction parameter (Table A.1)
kzz	1.00		Interaction parameter (Table A.1)

Figura 5.24 – Fatores de interação do perfil metálico HEB 240 (3) (Método A) com recurso ao ROBOT

Verification formulas:			
Global stability check of member:			
UEB(Lambda)	0.25	Max(Lambda.v/Lambda.max : Lambda.z/Lambda.max)	stable
UEB(Mv)	0.07	Mv.Ed.max/Mb.Rd	(6.3.2.1.(1))
UEB(NvMvMz)	0.09	$N.Ed/(Xv \cdot N.Rk/\alpha M1) + kvv \cdot Mv.Ed.max/(XL.T \cdot Mv.Rk/\alpha M1) + k$	(6.3.3.(4))
UEB(NzMvMz)	0.07	$N.Ed/(Xz \cdot N.Rk/\alpha M1) + kzv \cdot Mv.Ed.max/(XL.T \cdot Mv.Rk/\alpha M1) + k$	(6.3.3.(4))

Figura 5.25 – Verificação da estabilidade do HEB 240 (3) com recurso ao ROBOT (editada)

As Figura 5.26, Figura 5.27, Figura 5.28 e Figura 5.29 são as mesmas verificações já mencionadas mas aplicadas ao IPE 120 (250).

Parameters of buckling analysis:			
About the v axis of cross-section			
Curve.v	a		Buckling curve (Table 6.2)
Lcr.v	6.04	m	Effective buckling length (6.3.1.2.(1))
Lam.v	123.12		Slenderness ratio (6.3.1.2.(1))
Lam.v	1.42		Non-dimensional slend. ratio for buckling (6.3.1.2.(1))
alfa.v	0.21		imperfection factor (6.3.1.2.(2))
fi.v	1.63		Coefficient for calculation of X (6.3.1.2.(1))
Xv	0.41		Reduction factor for buckling (6.3.1.2.(1))
Nv.b.Rd	148.62	kN	Design buckling resistance of comp. member (6.3.1.1.(3))
About the z axis of cross-section			
Curve.z	b		Buckling curve (Table 6.2)
Lcr.z	6.04	m	Effective buckling length (6.3.1.2.(1))
Lam.z	417.25		Slenderness ratio (6.3.1.2.(1))
Lam.z	4.81		Non-dimensional slend. ratio for buckling (6.3.1.2.(1))
alfa.z	0.34		imperfection factor (6.3.1.2.(2))
fi.z	12.83		Coefficient for calculation of X (6.3.1.2.(1))
Xz	0.04		Reduction factor for buckling (6.3.1.2.(1))
Nz.b.Rd	14.69	kN	Design buckling resistance of comp. member (6.3.1.1.(3))

Figura 5.26 – Parâmetros considerados na encurvadura do IPE 120 (250) com recurso ao ROBOT

Parameters of lateral-torsional buckling analysis:				
General method [6.3.2.2]				
L _{cr, upp}	6.04	m	Lateral buckling length of upper flange	active
L _{cr, low}	6.04	m	Lateral buckling length of lower flange	inactive
C ₁	1.13		Factor for M _{cr} calculations	ENV311(F.1.2.(1))
C ₂	0.46		Factor for M _{cr} calculations	ENV311(F.1.2.(1))
C ₃	0.53		Factor for M _{cr} calculations	ENV311(F.1.2.(1))
lw	894.2	cm ⁶	Warping constant	(6.3.2.2)
z ₀	6.0	cm	Distance from the point where the load is applied to the shear center	ENV311(F.1.2.(1))
M _{cr}	4.90	kN*m	Critical moment for lateral-torsional buckling	ENV311(F.1)
λ _{am, LT}	1.85		Non-dimens. slend. ratio for lat.-tors. buckling	(6.3.2.2.(1))
Curve, LT	a		Lateral buckling curve	(6.3.2.2.(2))
α _{LT}	0.21		Imperfection factor for lateral buckling curves	(Table 6.3)
η _{LT}	2.38		Coefficient for calculation of XLT	(6.3.2.2.(1))
XLT	0.26		Reduction factor for lateral-torsional buckling	(6.3.2.2.(1))

Figura 5.27 – Parâmetros considerados na encurvadura lateral do IPE 120 (250) com recurso ao ROBOT

Parameters of global stability analysis of member				
Method of interaction parameter calculations - Annex A				
N _{cr, y}	180.61	kN	Euler buckling load in y direction	(Table A.1)
N _{cr, z}	15.73	kN	Euler buckling load in z direction	(Table A.1)
N _{cr, T}	547.64	kN	Critical force (lateral-torsional buckling)	(Table A.1)
M _{iv}	1.00		Coefficient for calculation of interaction coefficients k _{ii}	(Table A.1)
M _{iz}	0.99		Coefficient for calculation of interaction coefficients k _{ii}	(Table A.1)
w _v	1.15		Coefficient related to ratio of section properties	(Table A.1)
w _z	1.50		Coefficient related to ratio of section properties	(Table A.1)
λ _{am, 0}	1.88		Relative slenderness for lateral buckling (constant moment)	(Table A.1)
C _{mv, 0}	1.00		Parameter related to bending moment distribution	(Table A.2)
C _{mz, 0}	1.00		Parameter related to bending moment distribution	(Table A.2)
C _{mv}	1.00		Parameter related to bending moment distribution	(Table A.1)
C _{mz}	1.00		Parameter related to bending moment distribution	(Table A.1)
C _{mv, 0LT}	1.00		Parameter related to bending moment distribution	(Table A.2)
C _{mv, LT}	1.00		Parameter related to bending moment distribution	(Table A.1)
C _{m, LT}	1.00		Parameter related to bending moment distribution	(Table A.1)
a _{LT}	0.99		Coefficient for calculation of interaction coefficients k _{ii}	(Table A.1)
b _{LT}	0.00		Coefficient for calculation of C _{yy}	(Table A.1)
C _{yy}	1.00		Coefficient for calculation of interaction coefficients k _{ii}	(Table A.1)
c _{LT}	0.04		Coefficient for calculation of C _{yz}	(Table A.1)
C _{yz}	0.97		Coefficient for calculation of interaction coefficients k _{ii}	(Table A.1)
d _{LT}	0.00		Coefficient for calculation of C _{zz}	(Table A.1)
C _{zz}	0.99		Coefficient for calculation of interaction coefficients k _{ii}	(Table A.1)
k _{vv}	1.00		Interaction parameter	(Table A.1)
k _{vz}	0.71		Interaction parameter	(Table A.1)
k _{zy}	0.53		Interaction parameter	(Table A.1)
k _{zz}	1.01		Interaction parameter	(Table A.1)

Figura 5.28 – Fatores de interação do perfil metálico IPE 120 (250) (Método A) com recurso ao ROBOT

Verification formulas:			
Global stability check of member:			
U _{FBI} (λ _{ambda})	1.99	Max(λ _{ambda, y} /λ _{ambda, max} ; λ _{ambda, z} /λ _{ambda, max})	instable
U _{FBI} (M _v)	0.58	M _v .E _d .max/M _b .R _d	(6.3.2.1.(1))
U _{FBI} (N _v M _v M _z)	0.58	N _v .E _d /(X _v *N _v .R _k /αM ₁) + k _{vv} *M _v .E _d .max/(XLT*M _v .R _k /αM ₁) + k _{vz}	(6.3.3.(4))
U _{FBI} (N _z M _v M _z)	0.32	N _v .E _d /(X _z *N _v .R _k /αM ₁) + k _{zy} *M _v .E _d .max/(XLT*M _v .R _k /αM ₁) + k _{zz}	(6.3.3.(4))

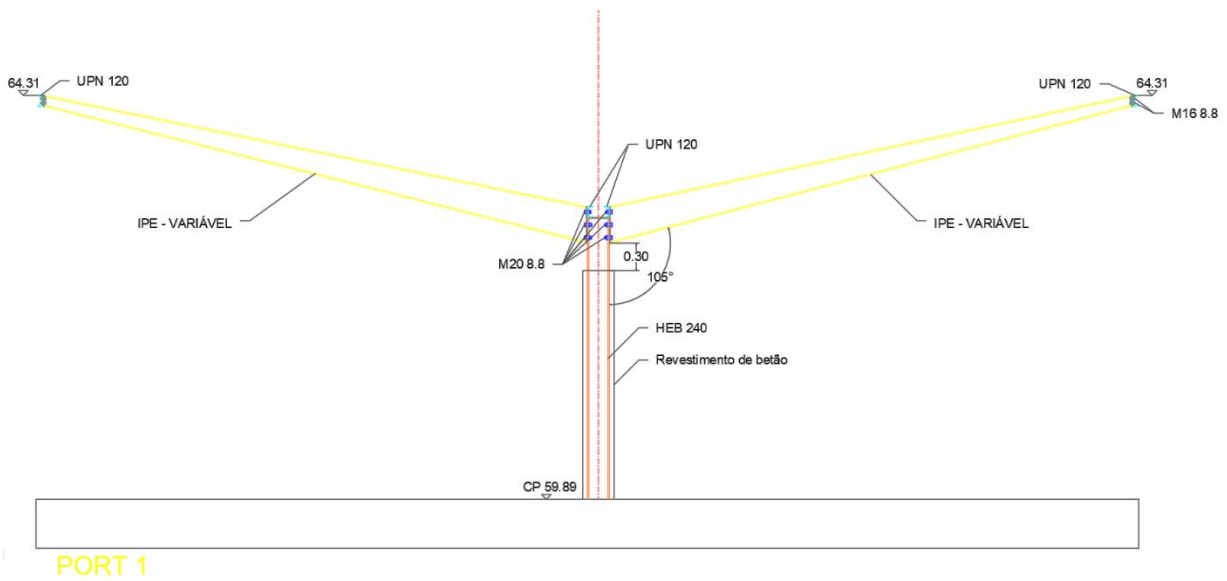
Figura 5.29 – Verificação da estabilidade do IPE 120 (250) com recurso ao ROBOT (editada)

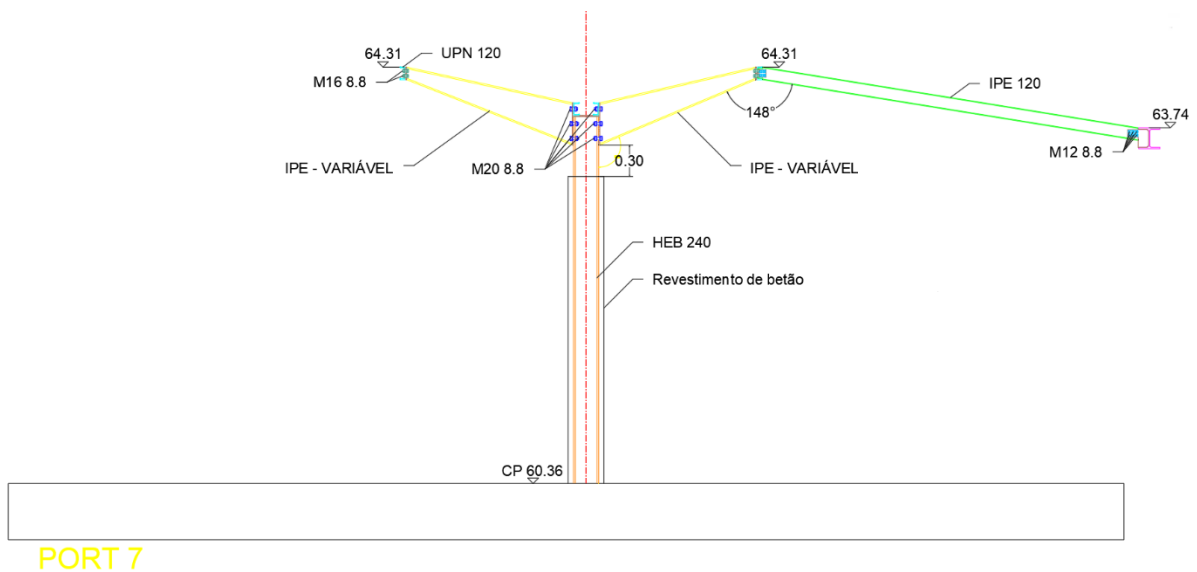
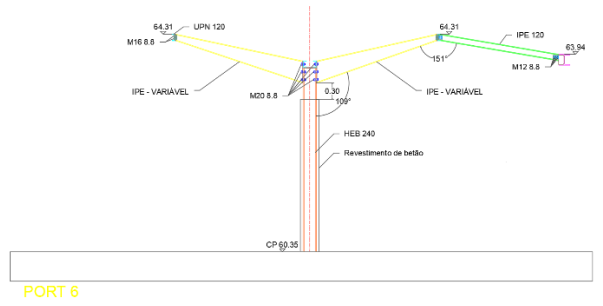
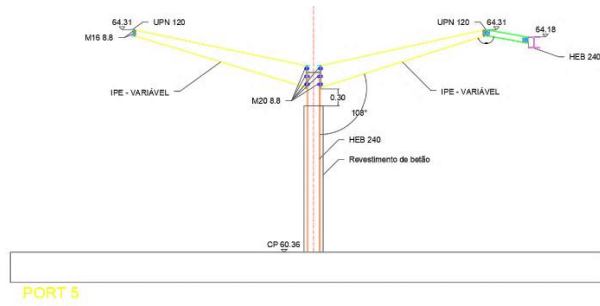
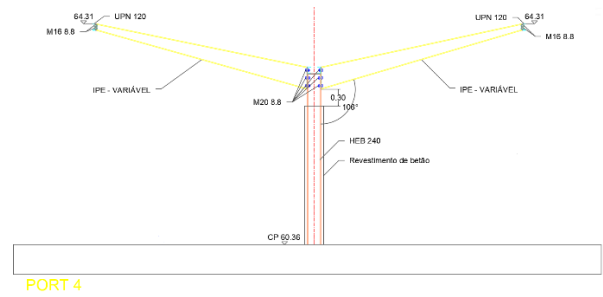
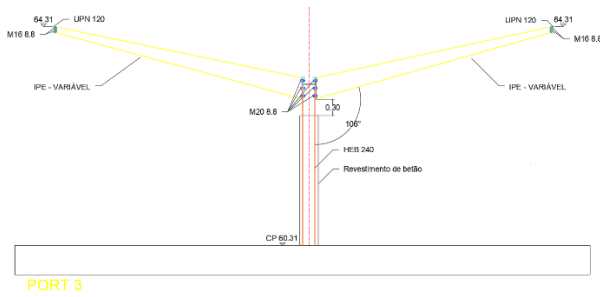
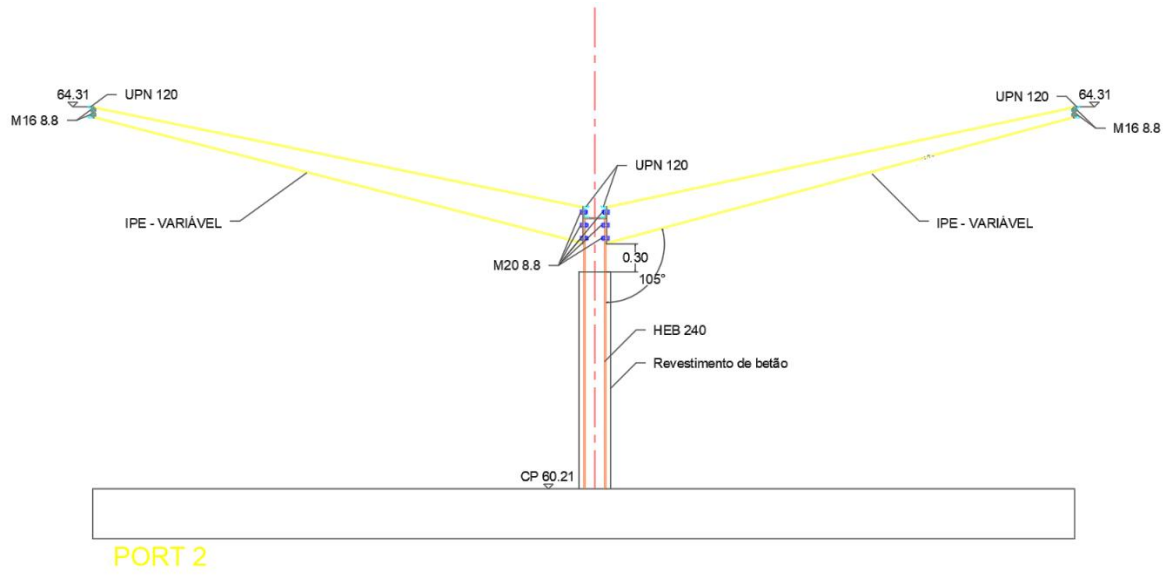
Concluída todas as verificações obteve-se a solução de projeto de estabilidade representado na Figura 5.30. A Figura 5.31 mostra os pormenores dos pórticos principais da solução estrutural. O objetivo de

manter uma estética harmoniosa e sem transições bruscas entre elementos foi cumprida dentro dos parâmetros inicialmente atribuídos no pré-dimensionamento.



Figura 5.30 - Projeto de estabilidade (planta)





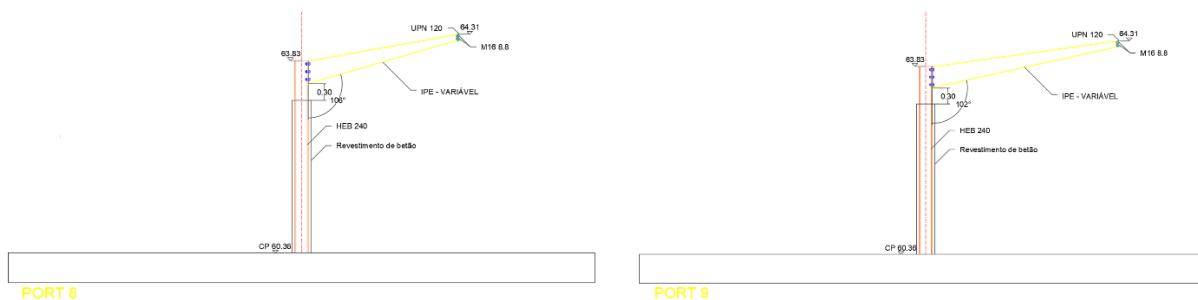


Figura 5.31 – Pormenores do Projeto de Estabilidade

5.3 ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

O betão é um material utilizado na construção civil há milhares de anos, sendo em primeiro lugar utilizado na construção de pavimentos através da mistura de argila, areia, cascalho e água. [10]

Há registos de que os Romanos fizeram tentativas para armarem o betão com cabos de bronze, experiências não bem sucedidas devido aos diferentes coeficientes de dilatação térmica do bronze e do betão. [11]

Os betões são, em termos regulamentares, classificados por classes de resistência. As classes de resistência estão definidas de acordo com os valores característicos de tensão de rotura à compressão aos 28 dias de idade.

O betão por si só não apresenta uma boa solução estrutural. Como tal, ao ter em consideração que a resistência à tração do betão é fraca e a resistência à compressão é boa a junção deste material com o aço atribui características, do ponto de vista estrutural, satisfatórias, uma vez que este apresenta uma boa resistência tanto à tração quanto à compressão.

Em Portugal, existem apenas duas famílias de aços que são caracterizadas consoante as nervuras destes, como A400 e A500. Ao usar-se o aço como armadura no interior do betão obtém-se um conjunto eficiente em termos de comportamento de resposta estrutural.

O dimensionamento para os elementos de betão armado foi elaborado com base na *NP EN 1992-1-1:2010*. A Tabela 5.1 esclarece a quantidade e dimensão dos elementos de betão armado presentes neste projeto.

Tabela 5.1 – Elementos de betão armado

Tipo de Elemento	Designação	Dimensões geométricas (m)	Quantidade (un)
Parede	P1	3 x 0,25	3
	P3	3 x 0,25	
	P4	3 x 0,25	
Pilar	P2	0,50 x 0,25	1
Viga	V1	0,40 x 0,50	1

O quadro exibido na Figura 5.32 representa as características de resistência e deformação do betão consoante o tipo de betão que serão utilizadas no cálculo do dimensionamento dos componentes. A classe do betão definida para os elementos de betão armado foi explicitada em 3.3.

A Figura 5.33 apresenta os valores de recobrimento mínimo tendo em conta a uma classe estrutural de S4 e a classe de exposição atribuída em 3.3.

Classes de resistência do betão														Expressão analítica /Comentários	
f_{tk} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{tk} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ quantilho de 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ quantilho de 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} em MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 $\epsilon_{c1}^{(0/100)} = 0,7 \times f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1}^{(0/100)} = 2,8 + 2,7[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2}^{(0/100)} = 2,0 + 0,085(f_{tk} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2}^{(0/100)} = 2,6 + 3,5[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{tk} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver a Figura 3.4 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3}^{(0/100)} = 1,75 + 0,55[(f_{tk} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.4 para $f_{tk} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3}^{(0/100)} = 2,6 + 3,5[(90 - f_{ck})/100]^4$

Figura 5.32 – Características de resistência e deformação do betão (Quadro 3.1 – NP EN 1992-1-1:2010)

Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Estrutural	Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 5.33 – Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado de acordo com a EN 10080 (Quadro 4.4N – NP EN 1992-1-1:2010)

5.3.1 Paredes

As paredes são elementos construtivos que podem ter várias funcionalidades. As paredes são utilizadas usualmente como elemento vertical de envolvente exterior, como divisórias e/ou contraventamento.

Normalmente, paredes executadas com componente estrutural, funcionam ou como contraventamento ou como suporte de cargas.

As paredes presentes neste projeto além da estética de interesse arquitetónico possuem um papel preponderante no suporte e contraventamento da estrutura.

O comportamento deste tipo de elementos verticais (paredes) é similar ao dos pilares, ou seja, segundo a *NP EN 1992-1-1:2010*, caracteriza-se por paredes os elementos verticais cujo o comprimento é igual ou superior a 4 vezes a sua espessura.

A Figura 5.31 representa a base para o dimensionamento das paredes elaborada com recurso à ferramenta EXCEL. Nesta base de cálculo é designado além das condições construtivas (como: condições de betonagem, recobrimento, nº de pisos, etc.) a classe do betão (que automaticamente “procura” as características de resistência e deformação segundo o quadro da Figura 5.30), a classe de exposição (através do quadro regulamentado pela norma e transposto na Figuras 3.5) e o aço que constituirá as armaduras (cuja tensão de cedência e rotura é automaticamente colocada pela folha de cálculo).

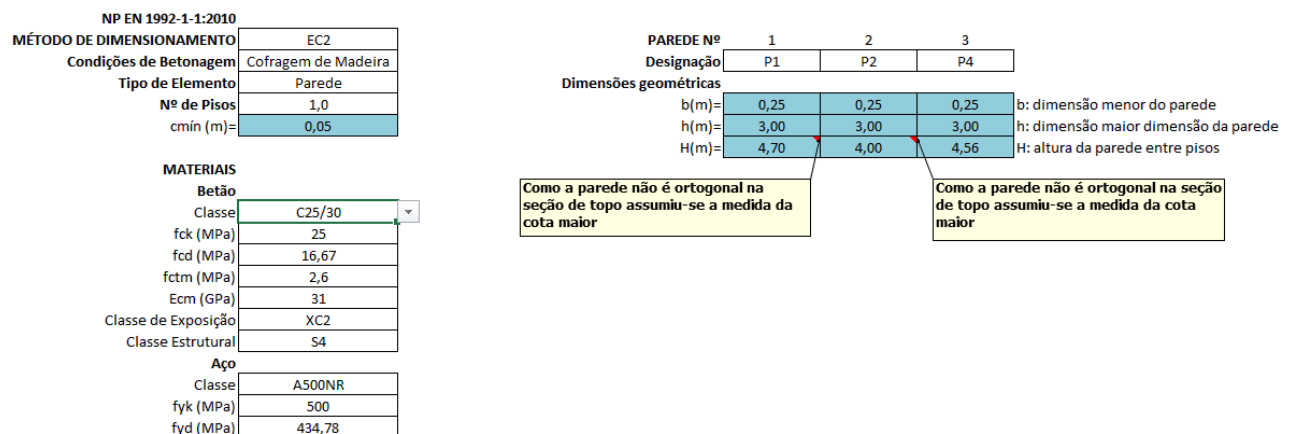


Figura 5.34 – Bases para o dimensionamento das paredes

Na zona de introdução dos dados que servem como bases para o dimensionamento foi necessário a extrapolação de cotas para duas das paredes, uma vez que, estas serviram de apoio para vigas com inclinação.

ARMADURAS FLEXÃO				
Momento Económico Reduzido				
v	0,00072	0,00358	0,00582	
μ_y	0,00031	0,00039	0,00126	
μ_z	0,00070	0,00076	0,00531	
w	0,010	0,010	0,010	
Área de armaduras				
Asl,v (cm ²) =	2,88	2,88	2,88	Asl,v: Armadura longitudinal vertical da parede
Asl,h (cm ²) =	4,50	3,83	4,37	Asl,h: Armadura longitudinal horizontal da parede
Asmin,v (cm ²) =	1,50	1,50	1,50	Asmin,v: Armadura mínima vertical requerida
Asmáx,v (cm ²) =	300,00	300,00	300,00	Asmáx,v: Armadura máxima vertical
Asmin,h (cm ²) =	0,72	0,72	0,72	Asmin,h: Armadura mínima horizontal requerida
Asmáx,h (cm ²) =	300,00	300,00	300,00	Asmáx,h: Armadura máxima horizontal
Asl,v,adopt (cm ²) =	2,88	2,88	2,88	As, adopt: Armadura longitudinal a adoptar
Asl,h,adopt (cm ²) =	4,50	3,83	4,37	
As,v,sol (cm ²) =	Ø10//0,25	Ø10//0,25	Ø10//0,25	
As,v,solução (cm ²) =	3,14	3,14	3,14	
As,h,sol (cm ²) =	Ø10//0,15	Ø10//0,15	Ø10//0,15	
As,h,solução (cm ²) =	5,24	5,24	5,24	
CORTE				
As,t (cm ² /m) =	DISPENSA DE CINTAS	DISPENSA DE CINTAS	DISPENSA DE CINTAS	As,t: Armadura transversal
Ast,adopt (cm ²) =				Ast, adopt: Armadura transversal a adoptar
Ast,sol (cm ²) =	Ø6//0,30	Ø6//0,30	Ø6//0,30	
Ast,solução (cm ²) =	0,94	0,94	0,94	
BORDO LIVRE				
As,bl (cm ² /m) =				As,bl: Armaduras dos bordos livres
Ast,adopt (cm ²) =	Ø6//0,30	Ø6//0,30	Ø6//0,30	Asbl, adopt: Armadura do bordo livre a adoptar
Ast,sol (cm ²) =	Ø6//0,30	Ø6//0,30	Ø6//0,30	
Ast,solução (cm ²) =	0,94	0,94	0,94	
Verificação das Disposições das Armaduras				
Armadura Longitudinal				
sl,máx (m) =	0,40	0,40	0,40	sl,máx: espaçamento máximo permitido entre varões longitudinais
Armadura Transversal				
st,máx (m) =	0,25	0,25	0,25	st,máx: espaçamento máximo permitido entre varões transversais
Armadura Bordo Livre				
sbl,máx (m) =	0,5	0,5	0,5	sbl,máx: espaçamento máximo permitido entre varões do bordo livre

Através da interpolação das Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Seções de Betão Armado Solicitadas à Flexão e Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2

Figura 5.35 – Dimensionamento das armaduras das paredes

Segundo o dimensionamento realizado as paredes, não necessitam armaduras transversais (cintas), contudo a cintagem de elementos verticais é sempre recomendada, sendo que será usada uma armadura construtiva, que não foi definida por término do estágio.

Os varões de canto das paredes devem ser protegidos por uma armadura de bordo, quer por as cargas concentradas serem mais elevadas nos cantos, quer por reforço sísmico. A folha de cálculo foi também para verificar a disposição regulamentar limite.

A Figura 5.33 representa o pormenor construtivo das armaduras da parede P1.

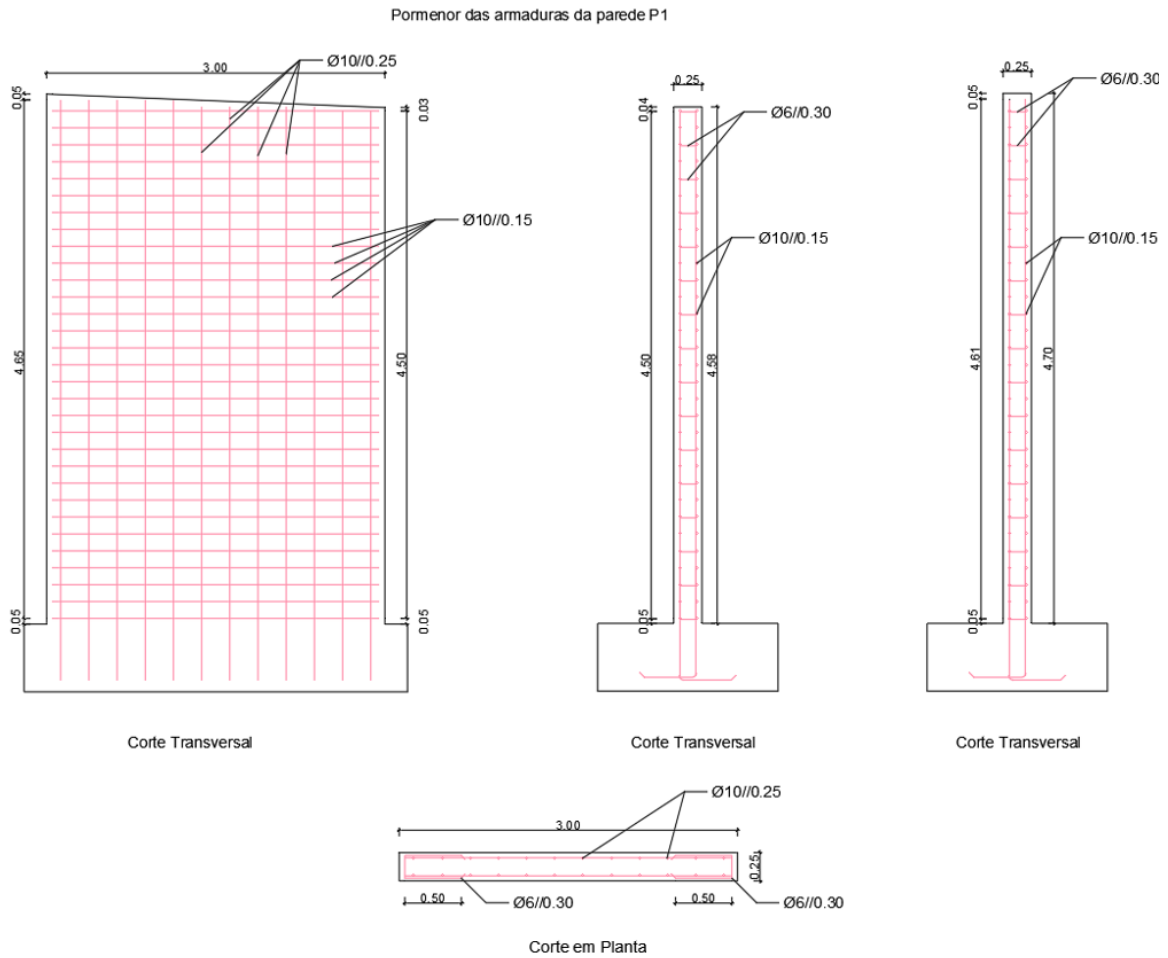


Figura 5.36 – Pormenores construtivos da parede P1

5.3.2 Pilares

Os pilares são elementos estruturais que normalmente se encontram sujeitos à compressão e/ou flexão e transmitem as cargas dos elementos horizontais às fundações.

Os pilares são os elementos deverão resistir às ações horizontais (como por exemplo: vento, sismos, etc.), uma vez que o colapso deste elemento pode implicar o colapso da estrutura. O mesmo se aplica a paredes com componente estrutural, usualmente designadas por paredes resistentes.

A folha de cálculo no EXCEL, como demonstra na Figura 5.34, realizou-se para os pilares a mesma tipologia da realizada para a base de dimensionamento das paredes.

NP EN 1992-1-1:2010		PILAR Nº 1	
MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	EC2	Designação	P3
Condições de Betonagem	Cofragem de Madeira	Dimensões geométricas	
Tipo de Elemento	Pilar	b(m)=	0,25 b: dimensão menor do pilar
Nº de Pisos	1,0	h(m)=	0,50 h: dimensão maior do pilar
c _{min} (m)=	0,05	H(m)=	3,38 H: altura do pilar entre pisos
MATERIAIS			
Betão			
Classe	C25/30		
f _{ck} (MPa)	25		
f _{cd} (MPa)	16,67		
f _{ctm} (MPa)	2,6		
E _{cm} (GPa)	31		
Classe de Exposição	XC2		
Classe Estrutural	S4		
Aço			
Classe	A500NR		
f _{yk} (MPa)	500		
f _{yd} (MPa)	434,78		

Figura 5.37 – Bases para o dimensionamento dos pilares

O dimensionamento dos pilares deve ter em conta a sua sensibilidade aos efeitos de segunda ordem devido a desvios laterais.

A geometria complexa da estrutura em estudo torna a identificação da zona crítica de atuação dos esforços de flexão nos pilares difícil. Isto é, a consideração do pilar em análise como um elemento contraventado (nós fixos) ou não contraventado (nós móveis) terá que ser executado através de um cálculo grosseiramente aproximado.

Sendo assim, considerou-se a seguinte inequação 5.1, para a determinação do comportamento estrutural do pilar:

$$h_{total} \sqrt{\frac{\sum N_{Ed}}{\sum E_{cm} \times I}} \leq \eta \tag{5.2}$$

onde:

h_{total} — altura do elemento vertical;

I — inércia do elemento vertical (na direção em estudo);

E_{cm} — módulo de elasticidade secante do betão;

N_{Ed} — esforço normal atuante;

Para a validação da inequação 5.1, considerou-se a expressão expressa seguidamente em 5.2:

$$\eta \leq \begin{cases} 0,6 \\ 0,2 + 2n \end{cases} \tag{5.3}$$

onde:

n — número de pisos;

Obteve-se para ambas as direções um comportamento estrutural de elemento contraventado (nós fixos). Foi inserido na folha de cálculo os esforços retirados do ROBOT para as 3 zonas mais críticas do pilar: seção de topo, seção intermédia e seção de base.

A Figura 5.35 representa as células selecionadas para a introdução dos esforços atuantes, retirados do programa de elementos finitos para a combinação mais gravosa, para as zonas críticas no estudo de um pilar.

PILAR Nº	1
Tipo de Nós	Fixos
Esforços Atuantes	
Seção de Topo	
NEd (KN)	12,36
MEd,y (KN.m)	6,19
MEd,z (KN.m)	-2,45
Seção Intermédia	
NEd (KN)	26,27
MEd,y (KN.m)	4,36
MEd,z (KN.m)	5,63
Seção de Base	
NEd (KN)	40,18
MEd,y (KN.m)	0,00
MEd,z (KN.m)	0,00

Figura 5.38 – Introdução dos esforços atuantes por zona crítica

Ao atribuir o pilar a tipologia de nós fixos a secção crítica considerada na resolução do dimensionamento será apenas a seção intermédia. A Figura 3.6 representa o dimensionamento das armaduras do pilar considerando a seção intermédia como crítica.

FLEXÃO		
Momento Económico Reduzido		
Seção de Topo		
v	0,00593	
μy	0,01187	
μz	0,01188	
Seção Intermédia		
v	0,01261	
μy	0,02522	
μz	0,00837	
Seção de Base		
v	0,01929	
μy	0,03857	
μz	0,00000	
w		
Seção de Topo	NA	Através da interpolação das Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Seções de Betão Armado Solicitadas à Flexão e Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2
Seção Intermédia	0,010	
Seção de Base	NA	
Área de armaduras		
FLEXÃO		
Asl (cm ²) =	0,48	Asl: Armadura longitudinal do pilar
Asmin (cm ²) =	2,50	Asl,min: Armadura mínima requerida
Asmáx (cm ²) =	50,00	Asl,máx: Armadura máxima possível
Asl, adopt (cm ²) =	2,50	Asl, adopt: Armadura longitudinal a adoptar
As,sol (cm ²) =	6Ø10	
As,solução (cm ²) =	4,71	
CORTE		
Ast (cm ²) =	NA	Ast: Armadura transversal do pilar
As,adopt (cm ²) =	NA	As, adopt: Armadura longitudinal a adoptar
As,sol (cm ²) =	Ø8//0,15	Armadura construtiva
As,solução (cm ²) =	5,74	
Verificação das Disposições das Armaduras		
Armadura Longitudinal		
sl,máx (m) =	0,40	sl,máx: espaçamento máximo permitido entre varões longitudinais
Armadura Transversal		
st,máx (m) =	0,25	st,máx: espaçamento máximo permitido entre varões transversais

Figura 5.39 – Dimensionamento do pilar P3

CAPÍTULO 5

Após configuração da folha de cálculo para o dimensionamento foi elaborado os desenhos correspondentes à informação obtida.

A Figura 5.37 representa os pormenores construtivos desenhados para o pilar P3

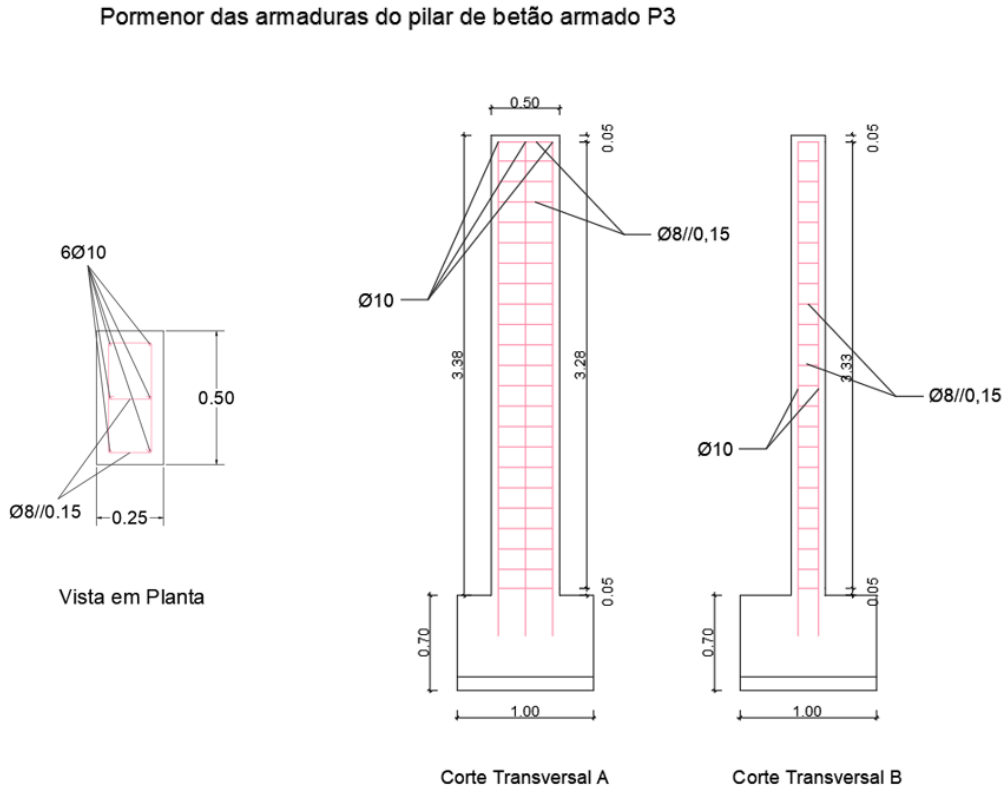


Figura 5.40 – Pormenores construtivos do pilar P3

CAPÍTULO 6

FUNDAÇÕES

6.1 GENERALIDADES

O dimensionamento geotécnico deste projeto será realizado com base no cálculo o que acarreta a ponderação das propriedades dos solos e ações atuantes nas fundações . As fundações de suporte da estrutura serão determinadas com a realização de uma folha de cálculo EXCEL conforme a *NP EN 1997-1:2010* para a obtenção das dimensões geométricas dos elementos de suporte e armaduras necessárias.

Os elementos verticais da estrutura, quer metálicos, quer de betão armado serão suportados através de fundações diretas, ou seja, sapatas isoladas e/ou contínuas, tendo-se adotado por esta tipologia de fundações uma vez que para edificações de porte pequeno e para a zona de Vila Nova de Gaia considerou-se uma opção razoável por parte da entidade de estágio.

Para dimensionamento foi necessário definir questões de ordem prática, ou seja, possíveis limitações devido a métodos construtivos, neste caso, devido a estruturas existentes na zona de implantação. De salientar, que como se desconhece as características do devido à ausência de estudo geológico-geotécnico.

6.2 DIMENSIONAMENTO

6.2.1 Critérios de Dimensionamento e Segurança

A definição dos estados limites (últimos e de utilização) e os respetivos coeficientes de segurança são muito importantes no adequado dimensionamento das fundações. Em relação aos estados limites últimos estes são definidos para o colapso da estrutura. Os estados limites de utilização ou de serviço são dimensionados para deformações e deslocamentos excessivos ou até mesmo fissuração que possa prejudicar a estabilidade da estrutura. [10]

A *NP EN 1997-1:2010* para fundações superficiais (caso das sapatas isoladas e/ou contínuas) compilou quais os estados limites a ter em consideração para a validação da segurança deste elementos estruturais.

Neste projeto foi considerado para o dimensionamento geotécnico os seguintes estados limites últimos (ELU):

- perda de estabilidade global: que avalia a instabilidade causada por forças opostas que podem levar ao desequilíbrio da estrutura por derrube;
- rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento: que avalia a capacidade que o terreno têm para suportar a carga aplicada pela estrutura;
- rotura por deslizamento: que avalia a resistência a ações horizontais que podem levar ao deslizamento entre os materiais.

O tipo e parâmetros geotécnicos do solo prováveis de existir na zona de implementação e que foram adotados neste projeto encontram-se presentes na Tabela 6.1. Os parâmetros utilizados equivalem aos designados pelo ROBOT.

Tabela 6.1 – Tipo e parâmetros do solo

Tipo de Solo	Peso específico (KN/m ³)	c (KPa)	∅ (°)
Argiloso	27,53	50	25

Uma vez que, não foi executado quaisquer ensaios em zonas próximas ou ensaios de prospeção geotécnica nem extrapolação através das características de terrenos vizinhos, optou-se por considerar um solo de características fracas.

A Tabela 6.2 apresenta os coeficientes parciais para majoração das ações e explicita as combinações geotécnicas e correspondentes designações consideradas para o dimensionamento das fundações.

Pela avaliação das combinações realizadas podemos deduzir que a combinação 1 é mais condicionante que a combinação 2. Isto porque, os coeficientes parciais de segurança quando combinados desfavoravelmente induzem a valores mais condicionantes. Para mais, em algumas combinações, a ação variável que atua na estrutura é mais condicionante que as ações permanentes, sendo que agravando o vento com um coeficiente de 1,5 é mais prejudicial que agravando de 1,3.

Além do mais, quando a ação permanente é multiplicada pelo fator 1,0 está induzirá a menos carga aplicada no terreno e portanto uma situação mais favorável.

Tabela 6.2 – Combinações consideradas para as fundações segundo *NP EN 1997-1:2010*

COMBINAÇÃO	Coeficientes Parciais de Segurança			DESIGNAÇÃO
	γ_{g_FAV}	γ_{g_DESFAV}	γ_q	
1		1,35	1,50	COMB1_GEO_NEG_X_DESF
1		1,35	1,50	COMB1_GEO_POS_X_DESF
1		1,35	1,50	COMB1_GEO_NEG_Y_DESF
1		1,35	1,50	COMB1_GEO_POS_Y_DESF
1	1,00		1,50	COMB1_GEO_NEG_X_FAV
1	1,00		1,50	COMB1_GEO_POS_X_FAV
1	1,00		1,50	COMB1_GEO_NEG_Y_FAV
1	1,00		1,50	COMB1_GEO_POS_Y_FAV
2		1,00	1,30	COMB2_GEO_NEG_X_DESF
2		1,00	1,30	COMB2_GEO_POS_X_DESF
2		1,00	1,30	COMB2_GEO_NEG_Y_DESF
2		1,00	1,30	COMB2_GEO_POS_Y_DESF
2	1,00		1,30	COMB2_GEO_NEG_X_FAV
2	1,00		1,30	COMB2_GEO_POS_X_FAV
2	1,00		1,30	COMB2_GEO_NEG_Y_FAV
2	1,00		1,30	COMB2_GEO_POS_Y_FAV

6.2.2 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento será executado através do método prescritivo que considera que as tensões do terreno têm um limite admissível.

A expressão 6.1 explicita a igualdade que permitirá determinar as dimensões das sapatas.

$$\frac{V_k}{B \times L} = \sigma_{Adm} \quad (6.1)$$

onde:

V_k — valor característico da componente de ação total vertical;

B — menor dimensão da sapata;

L — maior dimensão da sapata;

σ_{adm} — tensão admissível.

Considerando que pretende-se obter uma sapata regular (quadrada), ou seja, cuja dimensão B seja igual à dimensão L , pode-se substituir a expressão anterior pela expressão 6.2.

$$\frac{V_k}{B^2} = \sigma_{Adm} \quad (6.2)$$

onde:

V_k — valor característico da componente de ação total vertical ;

B — dimensão da sapata;

σ_{adm} — tensão admissível.

Considerou-se como ação vertical as ações permanentes e variáveis não majoradas consequentes da estrutura. A essas cargas foi ainda adicionados de 10% das mesmas ações, considerando ser esta uma estimativa razoável do que será o valor do peso próprio da sapata após dimensionamento.

Como mencionado na Tabela 6.1 será ponderado no dimensionamento um terreno do tipo argiloso, solo usualmente classificado como mau. Ainda assim, considerou-se razoável um valor de tensão admissível, que se enquadrasse entre um valor baixo e médio utilizando-se então um valor de 300 KPa para a tensão de pré-dimensionamento. Isto porque, inicialmente ao considerar um valor de tensão admissível mais baixo verificou-se que as dimensões das sapatas eram elevadas. No entanto, como foi considerado por defeito um solo mau preferiu-se aumentar um pouco a tensão do pré-dimensionamento para obtenção de dimensões mais razoáveis.

A Figura 6.1 representa um exemplo do pré-dimensionamento para obtenção das dimensões geométricas de algumas das sapatas da estrutura através da folha de cálculo elaborada e que potencialmente serão as dimensões finais reais das sapatas.

Numa primeira etapa definiu-se a tipologia consoante as limitações construtivas e dimensões geométricas dos pilares, uma vez que o local de implementação da cobertura possui construções vizinhas adjacentes. Isto implica que algumas das sapatas serão excêntricas em relação ao seu eixo e que a proximidade entre edificações poderá interferir com as fundações vizinhas.

Para obtenção dos esforços atuantes característicos procedeu-se à recolha desses valores no ROBOT para as ações permanentes e para as 4 direções do vento. Como anteriormente mencionado, a combinação 1 é a mais condicionante, principalmente quando as ações se apresentam de forma desfavorável. Sendo assim, procedimento obteve-se o valor mais condicionante para V_k , $M_{gk,z}$ e $M_{gk,y}$ utilizando as COMB1_DESF.

Com a aplicação da expressão 6.2 obteve-se um valor mínimo para B resultante das cargas verticais centradas.

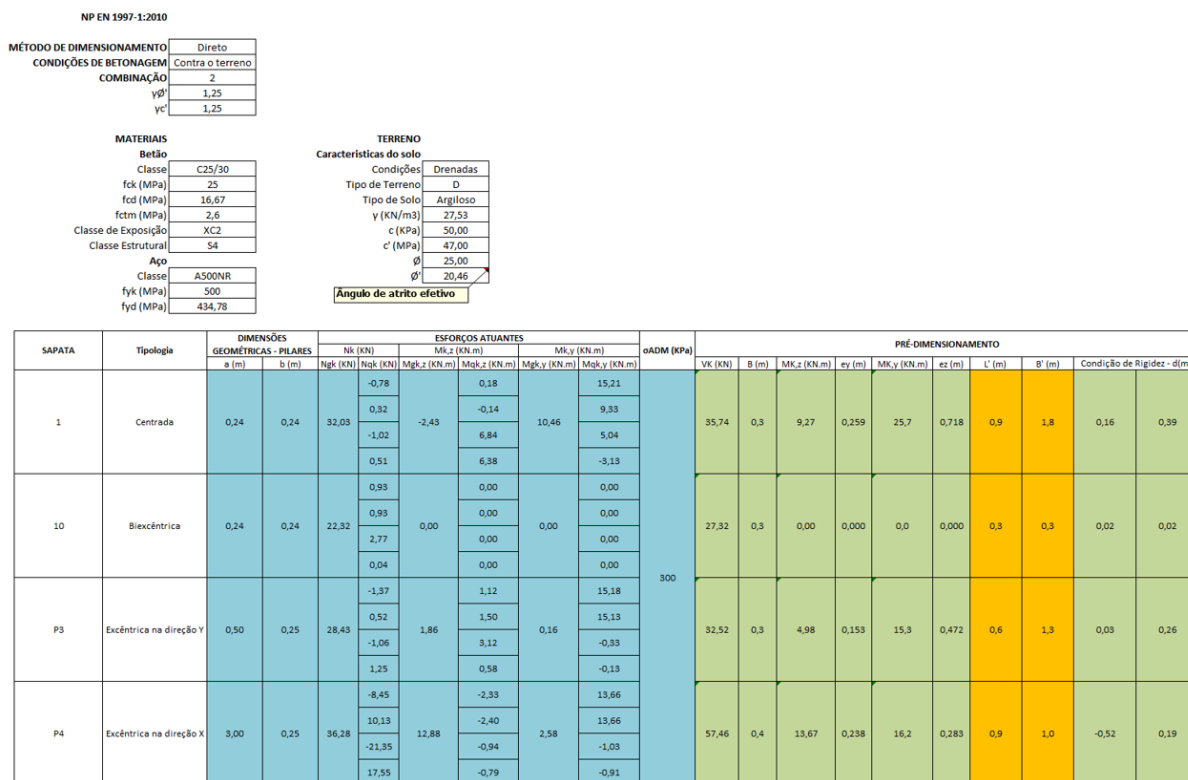


Figura 6.1 – Pré-dimensionamento das dimensões geométricas das sapatas S1, S10, SP3 e SP4 (adaptado)

Contudo, para obter as dimensões em planta de ambos os lados da sapata é necessário ainda no pré-dimensionamento considerar cargas verticais excêntricas em relação ao centro de gravidade, uma vez que, estas cargas verticais excêntricas irão induzir momento fletor na fundação conduzindo a esforços de flexão para os quais a sapata terá que possuir resistência. Os parâmetros L' e B' representam as dimensões pré-dimensionadas em planta em cada direção proporcional ao sentido em que atua o momento.

Antes da averiguação da capacidade do terreno suportar as tensões aplicadas pelas cargas, que depende do tipo de solo, foi calculada a rigidez mínima necessária para o mesmo efeito, como representado na Figura 6.1

O entendimento do conceito de núcleo central é fundamental no cálculo de fundações para compreender a distribuição das tensões no solo e a sua implicação na estabilidade da fundação. Como tal, Figura 6.2, explicita a diferença nos diagramas de tensão no solo consoante se as ações atuantes se encontram dentro ou fora do núcleo central.

Encontra-se então estabelecido que: se a divisão do momento a atuante pelas cargas verticais centradas (e) for superior à divisão entre dimensão (do lado em que atua o momento fletor) por 6, então o centro de tensões encontra-se fora do núcleo central. Desde logo, ao contrário, o centro de tensões encontra-se dentro.

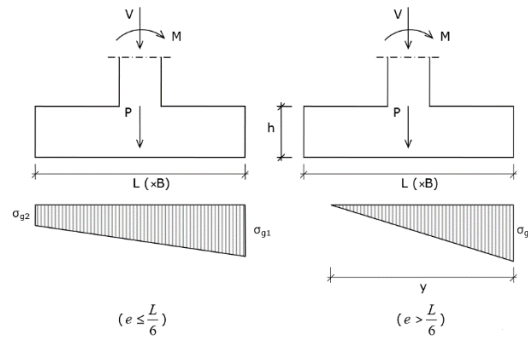


Figura 6.2 – Diagramas de tensões que ocorrem consoante o posicionamento da carga resultante em relação ao núcleo central

Deste modo, verificou-se a capacidade do terreno suportar as tensões causadas pela estrutura para uma combinação de ações não majoradas. A Figura 6.3 representa a verificação da capacidade resistente presumida do terreno às tensões atuantes.

NP EN 1997-1:2010	
MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	Direto
CONDIÇÕES DE BETONAGEM	Contra o terreno
COMBINAÇÃO	2
γ_{ϕ}	1,25
$\gamma_{c'}$	1,25
MATERIAIS	
Betão	
Classe	C25/30
f_{ck} (MPa)	25
f_{cd} (MPa)	16,67
f_{ctm} (MPa)	2,6
Classe de Exposição	XC2
Classe Estrutural	S4
Aço	
Classe	A500NR
f_{yk} (MPa)	500
f_{yd} (MPa)	434,78
TERRENO	
Características do solo	
Condições	Drenadas
Tipo de Terreno	D
Tipo de Solo	Argiloso
γ (KN/m ³)	27,53
c (KPa)	50,00
c' (MPa)	47,00
ϕ	25,00
ϕ'	20,46
Ângulo de atrito efetivo	

SAPATA	Tipologia	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS - PILARES		σ_{ADM} (KPa)	TENSÕES													
		a (m)	b (m)		VK (KN)	L' (m)	B' (m)	η_z	η_y	η	Núcleo Central	λ_1	$\sigma_{gk,1}$ (KPa)	$\sigma_{gk,2}$ (KPa)	$\sigma_{gk,3}$ (KPa)	$\sigma_{gk,4}$ (KPa)	$\sigma_{3/4}$ (KPa)	VERIFICAÇÃO
1	Centrada	0,24	0,24	300	35,74	0,8	1,7	0,149	0,414	0,563	FORA	0,10	260,3	ÁBACO	ÁBACO	ÁBACO	195,2	VERIFICA
10	Biexcêntrica	0,24	0,24		27,32	0,3	0,3	0,000	0,000	0,000	DENTRO	NA	28,3	28,3	28,3	28,3	28,3	VERIFICA
P3	Excêntrica na direção Y	0,50	0,25		32,53	0,6	1,2	0,123	0,383	0,506	FORA	0,25	190,1	ÁBACO	ÁBACO	ÁBACO	142,6	VERIFICA
P4	Excêntrica na direção X	3,00	0,25		57,46	0,9	0,9	0,272	0,323	0,595	FORA	0,15	170,4	ÁBACO	ÁBACO	ÁBACO	127,8	VERIFICA

Figura 6.3 – Verificação da capacidade resistente presumida do terreno às tensões atuantes das fundações S1, S10, SP3 e SP4 (adaptado)

Posteriormente à validação da resistência das sapatas à tensão admissível do terreno considerada obteve-se as dimensões geométricas para as sapatas apresentadas na Figura 6.4.

NP EN 1997-1:2010	
MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	Direto
CONDIÇÕES DE BETONAGEM	Contra o terreno
COMBINAÇÃO	2
γ^{ϕ}	1,25
γ^c	1,25

MATERIAIS	
Betão	
Classe	C25/30
fck (MPa)	25
fcd (MPa)	16,67
fctm (MPa)	2,6
Classe de Exposição	XC2
Classe Estrutural	S4
Aço	
Classe	A500NR
fyk (MPa)	500
fyd (MPa)	434,78

TERRENO	
Características do solo	
Condições	Drenadas
Tipo de Terreno	D
Tipo de Solo	Argiloso
γ (KN/m3)	27,53
c (KPa)	50,00
c' (MPa)	47,00
ϕ	25,00
ϕ'	20,46
Ângulo de atrito efetivo	

Dados da Fundação
L: dimensão da sapata na direção X
B: dimensão da sapata na direção Y
H: altura da sapata
D: altura útil da sapata
a: dimensão do pilar na direção X
b: dimensão do pilar na direção Y
h: altura do pelinto
h': altura da camada de betão de limpeza
ex: excentricidade na direção X
ey: excentricidade na direção Y

SAPATA	Tipologia	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS - PILARES		PRÉ-DIMENSIONAMENTO		DIMENSÕES GEOMÉTRICAS - SAPATAS							
		a (m)	b (m)	L' (m)	B' (m)	L (m)	B (m)	H (m)	D(m)	h (m)	h' (m)	ex (m)	ey (m)
1	Centrada	0,24	0,24	0,90	1,80	1,80	1,80	0,60	0,54	0,00	0,10	0,00	0,00
10	Biexcêntrica	0,24	0,24	0,30	0,30	1,00	1,00	0,60	0,54	0,00	0,10	0,20	0,20
P3	Excêntrica na direção Y	0,50	0,25	0,60	1,30	1,00	1,00	0,60	0,54	0,00	0,10	0,00	0,25
P4	Excêntrica na direção X	3,00	0,25	0,90	1,00	3,40	1,60	0,60	0,54	0,00	0,10	0,00	0,48

Figura 6.4 – Dimensões geométricas atribuídas as fundações S1, S10 e SP3 e SP4 (adaptado)

Como mencionado anteriormente, para a atribuição das dimensões geométricas foi tido em consideração limitações construtivas e métodos de construção, uma vez que existem elementos estruturais verticais que estão muito próximos à construção escolar já existente, portanto a probabilidade que ocorra descalçamento da edificação existente é alta nas zonas de proximidade.

6.2.3 Verificação aos estados limites últimos

Num primeiro cálculo de verificação dos estados limites averiguou-se a avaliação da capacidade de carga de uma sapata para a não ocorrência de rotura por falta de capacidade do terreno, estado limite este que se encontra designado na NP EN 1997-1:2010 por: *“rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO)”*.

O valor de cálculo da capacidade resistente é obtido pela fórmula seguinte:

$$\frac{R_d}{A'} = c'_d \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c \times f_c + q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q \times f_q + 0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma + b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma \times f_\gamma \tag{6.3}$$

onde:

R_d – valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação;

A' – valor de cálculo da área efetiva da fundação definida como a área de base de fundação;

c_d' — coesão em tensões efetivas;

$N_c; N_q; N_\gamma$ — fatores de capacidade de carga;

$b_c; b_q; b_\gamma$ — valores de cálculo dos coeficientes adimensionais de inclinação da base da fundação;

$s_c; s_q; s_\gamma$ — valores de cálculo dos coeficientes adimensionais de forma da fundação;

$i_c; i_q; i_\gamma$ — valores de cálculo dos coeficientes adimensionais de inclinação da ação;

$f_c; f_q; f_\gamma$ — valores correspondentes à presença do firme;

γ' — valor de cálculo do peso volúmico submerso do solo sob a base de fundação;

B' — largura efetiva da fundação;

Por meio da Figura 6.5 tenciona-se, com o método analítico, demonstrar que o terreno aguenta a carga exercida pela fundação neste.

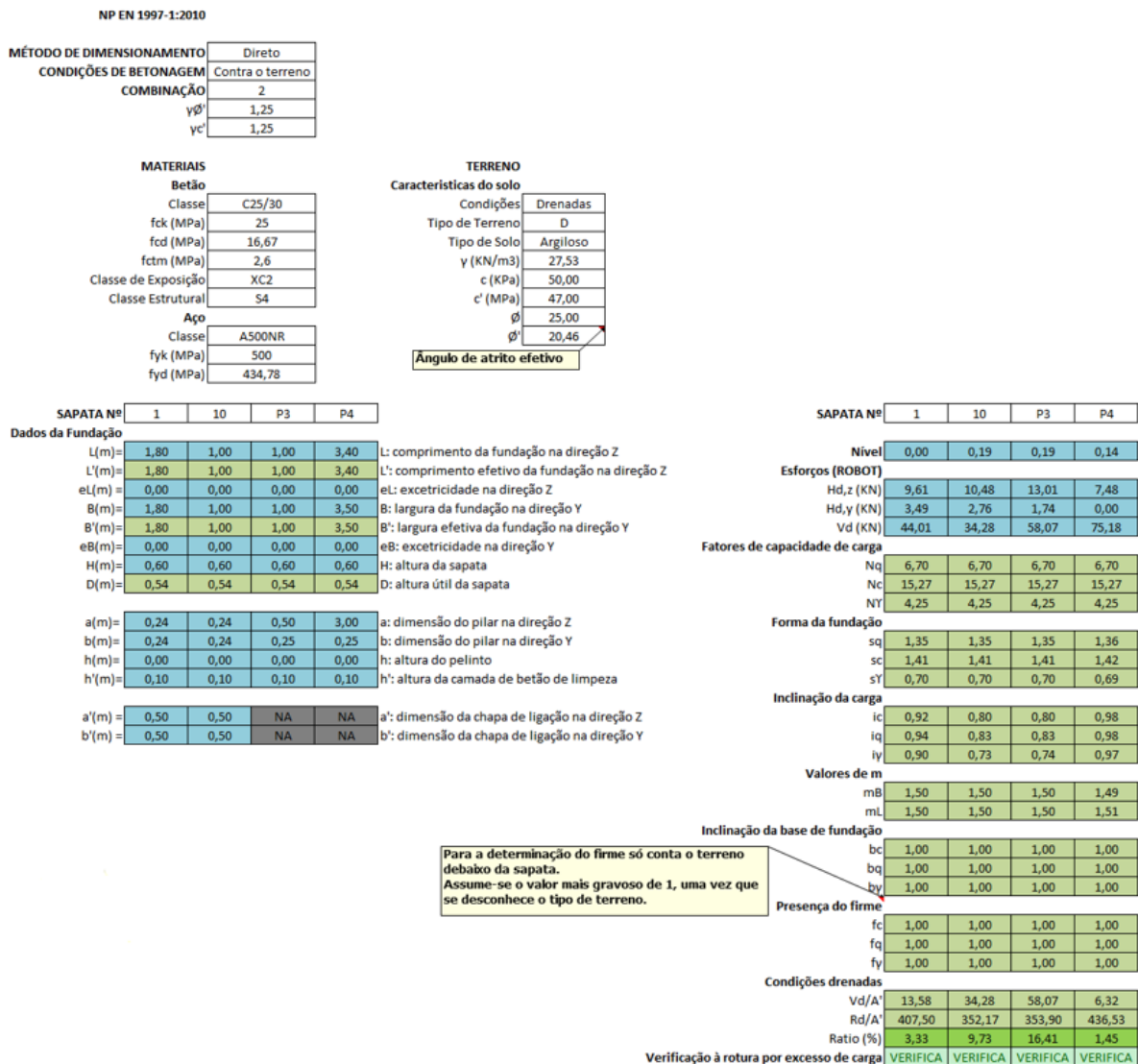


Figura 6.5 – Avaliação da capacidade de carga das fundações S1, S10, SP3 e SP4

A verificação da segurança ao deslizamento pela base deve ser garantida sempre que o carregamento não seja normal à base da fundação, a NP EN 1997-1:2010 define este estado limite último como: “rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais (incluindo, por exemplo, sapatas, estacas ou muros de caves), que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR)”

A Figura 6.6 demonstra a avaliação da resistência ao deslizamento das fundações.

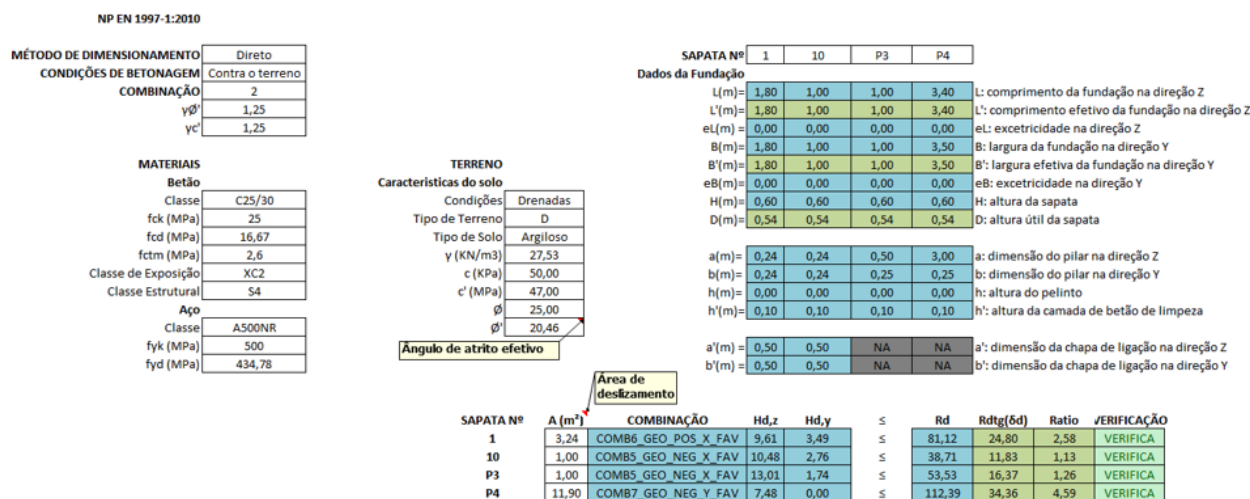


Figura 6.6 – Avaliação da resistência ao deslizamento das fundações S1, S10, SP3 e SP4

A segurança em relação à perda de estabilidade global deve ser verificada de forma a que as forças desestabilizadoras é inferior as estabilizadoras, a NP EN 1997:1-2010 classifica este estado limite como: “perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistência (EQU)”.

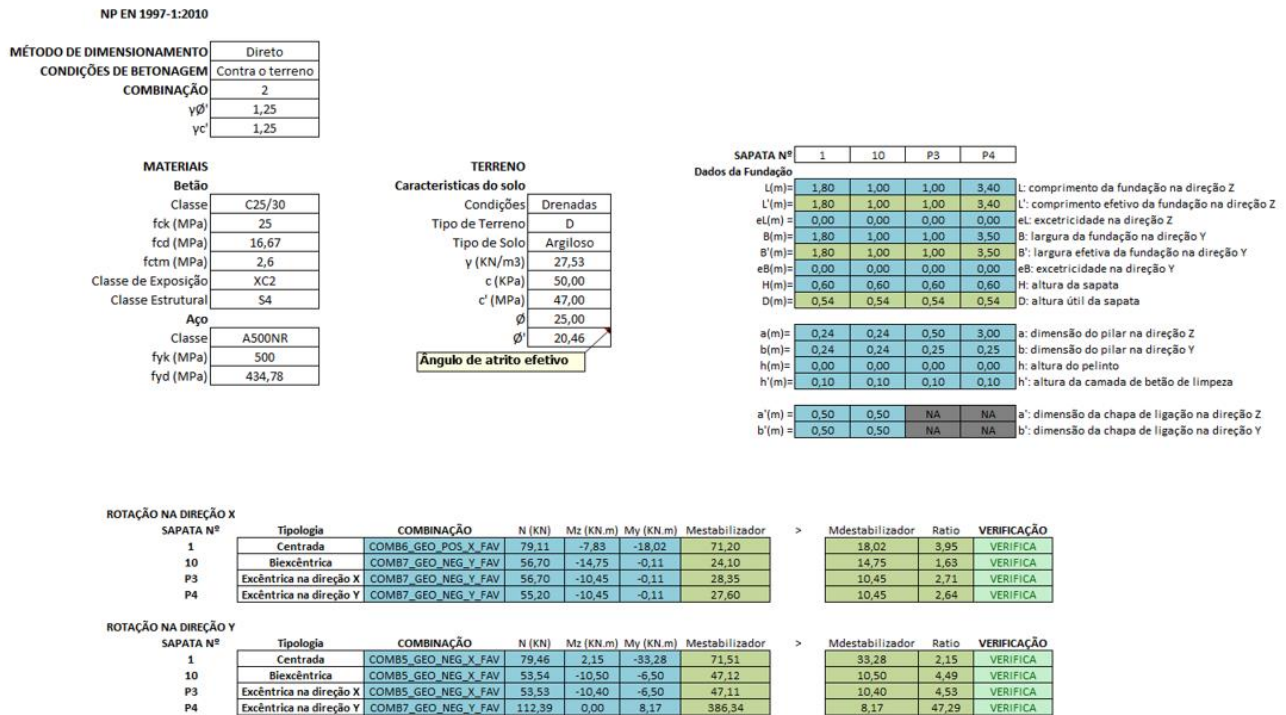


Figura 6.7 – Exemplos de verificação da estabilidade de algumas fundações em estudo (adaptado)

De salientar que o programa de elementos finitos obteve os mesmos valores para as combinações expostas na Tabela 6.2.

6.2.4 Armaduras ordinárias

Para a validação das dimensões geométricas das sapatas e determinação das armaduras recorreu-se ao método direto, ou seja, realizou-se análises separadas para cada um dos estados limites.

Este método implica considerar os parâmetros do terreno e o valor das ações atuantes recorrendo a modelos de cálculo.

Como visto em 6.2.1, a combinação 1 é mais condicionante que a 2, sendo que por uma questão de gestão de tempo foi apenas realizada a determinação de armaduras ordinárias necessárias no EXCEL para a combinações estimadas mais gravosas.

A Figura 6.8 representa a determinação dos esforços de flexão atuantes nas sapatas tabelados em EXCEL. Os momentos flectores que serão utilizados para o cálculo das armaduras são os valores máximos das combinação mais gravosa. A folha foi automatizada para que automaticamente seleciona os valores máximos. Devido ao desconhecimento do tipo de terreno não foi contabilizadas as tensões causadas por estes.

NP EN 1997-1:2010	
MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	Direto
CONDIÇÕES DE BETONAGEM	Contra o terreno
COMBINAÇÃO	2
γ_{ϕ}	1,25
γ_c	1,25

MATERIAIS	
Betão	
Classe	C25/30
f_{ck} (MPa)	25
f_{ctm} (MPa)	16,67
f_{ctm} (MPa)	2,6
Classe de Exposição	XC2
Classe Estrutural	S4
Aço	
Classe	A500NR
f_{yk} (MPa)	500
f_{yd} (MPa)	434,78

TERRENO	
Características do solo	
Condições	Drenadas
Tipo de Terreno	D
Tipo de Solo	Argiloso
γ (KN/m ³)	27,53
c (KPa)	50,00
c' (MPa)	47,00
ϕ	25,00
ϕ'	20,46
Ángulo de atrito efetivo	

Dados da Fundação	
L:	dimensão da sapata na direção X
B:	dimensão da sapata na direção Y
H:	altura da sapata
D:	altura útil da sapata
a:	dimensão do pilar na direção X
b:	dimensão do pilar na direção Y
h:	altura do pelinto
h':	altura da camada de betão de limpeza
ex:	excentricidade na direção X
ey:	excentricidade na direção Y

SAPATA	Tipologia	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS -		DIMENSÕES GEOMÉTRICAS - SAPATAS							DESIGNAÇÃO	ESFORÇOS ATUANTES					ESFORÇOS DE FLEXÃO					
		a (m)	b (m)	L (m)	B (m)	H (m)	h (m)	h' (m)	ex (m)	ey (m)		N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	ex (m)	ey (m)	xi,x (m)	xi,y (m)	Mx+ (kN.m)	My+ (kN.m)	Mx- (kN.m)	My- (kN.m)
1	Centrada	0,24	0,24	1,80	1,80	0,60	0,00	0,10	0,00	0,00	COMB1_GEO_NEG_X_DESF	42,08	-3,01	36,94	-0,07	0,88	0,82	0,82	7,83	36,94	-3,50	0,00
											COMB1_GEO_POS_X_DESF	43,73	-3,50	28,12	-0,08	0,64						
											COMB1_GEO_NEG_Y_DESF	41,72	6,98	21,68	0,17	0,52						
											COMB1_GEO_POS_Y_DESF	44,01	6,29	9,43	0,14	0,21						
											COMB1_GEO_NEG_X_FAV	30,86	-2,15	33,28	-0,07	1,08						
											COMB1_GEO_POS_X_FAV	32,52	-2,65	24,46	-0,08	0,75						
10	Bieccéntrica	0,24	0,24	1,00	1,00	0,60	0,00	0,10	0,20	0,20	COMB1_GEO_NEG_Y_DESF	32,80	7,14	5,77	0,22	0,18	0,92	0,92	8,57	8,57	0,00	0,00
											COMB1_GEO_POS_Y_DESF	31,52	7,88	7,88	0,25	0,25						
											COMB1_GEO_NEG_X_DESF	31,53	7,88	7,88	0,25	0,25						
											COMB1_GEO_POS_X_DESF	34,28	8,57	8,57	0,25	0,25						
											COMB1_GEO_NEG_Y_FAV	30,51	7,83	18,02	0,26	0,59						
											COMB1_GEO_POS_Y_FAV	32,80	7,14	5,77	0,22	0,18						
P3	Eccéntrica na direção Y	0,50	0,25	1,00	1,00	0,60	0,00	0,10	0,00	0,25	COMB1_GEO_NEG_X_DESF	30,19	7,55	7,55	0,25	0,25	0,83	0,91	0,00	14,52	0,00	0,00
											COMB1_GEO_POS_X_DESF	31,52	7,88	7,88	0,25	0,25						
											COMB1_GEO_NEG_Y_DESF	23,71	5,93	5,93	0,25	0,25						
											COMB1_GEO_POS_Y_DESF	23,72	5,93	5,93	0,25	0,25						
											COMB1_GEO_NEG_X_FAV	26,47	6,62	6,62	0,25	0,25						
											COMB1_GEO_POS_X_FAV	22,28	5,57	5,57	0,25	0,25						
P4	Eccéntrica na direção X	3,00	0,25	3,40	1,60	0,60	0,00	0,10	0,48	0,00	COMB1_GEO_NEG_X_DESF	53,00	0,00	13,25	0,00	0,25	2,35	0,71	136,60	23,98	0,00	-1,60
											COMB1_GEO_POS_X_DESF	56,07	0,00	14,02	0,00	0,25						
											COMB1_GEO_NEG_Y_DESF	56,17	0,00	14,04	0,00	0,25						
											COMB1_GEO_POS_Y_DESF	58,07	0,00	14,52	0,00	0,25						
											COMB1_GEO_NEG_X_FAV	38,53	0,00	9,63	0,00	0,25						
											COMB1_GEO_POS_X_FAV	41,60	0,00	10,40	0,00	0,25						

Figura 6.8 – Determinação dos esforços de flexão atuantes das fundações S1, S10, SP3 e SP4

A Figura 6.9 representa a folha de cálculo elaborada para a determinação das armaduras ordinárias nas fundações de suporte que irão resistir ao fenómeno de flexão. Esta folha, foi elaborada para que esteja conforme a NP EN 1992-1-1:2010, onde a quantidade de aço necessária esteja dentro dos limites superiores e inferiores tal como as disposições construtivas da armação.

A fórmula seguinte expressa como foi obtida a área de armadura necessária:

$$A_s = \frac{b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} \tag{6.4}$$

onde:

b — largura da seção retangular ou largura do banzo de seção T;

d — altura útil de seção transversal;

f_{cd} — valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} — valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias.

CAPÍTULO 6

NP EN 1997-1:2010

MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO	Direto
CONDIÇÕES DE BETONAGEM	Contra o terreno
COMBINAÇÃO	2
γ^p	1,25
γ^c	1,25

MATERIAIS	
Betão	
Classe	C25/30
fck (MPa)	25
fd (MPa)	16,67
fctm (MPa)	2,6
Classe de Exposição	XC2
Classe Estrutural	S4
Aço	
Classe	A500NR
fyk (MPa)	500
fyd (MPa)	434,78

TERRENO	
Características do solo	
Condições	Drenadas
Tipo de Terreno	D
Tipo de Solo	Argiloso
γ (KN/m ³)	27,53
c (KPa)	50,00
c' (MPa)	47,00
ϕ	25,00
ϕ'	20,46
Ângulo de atrito efetivo	

SAPATA Nº	1	10	P3	P4	
Dados da Fundação					
L(m)=	1,80	1,00	1,00	3,40	L: comprimento da fundação na direção Z
L'(m)=	1,80	1,00	1,00	3,40	L': comprimento efetivo da fundação na direção Z
eL(m)=	0,00	0,00	0,00	0,00	eL: excentricidade na direção Z
B(m)=	1,80	1,00	1,00	3,50	B: largura da fundação na direção Y
B'(m)=	1,80	1,00	1,00	3,50	B': largura efetiva da fundação na direção Y
eB(m)=	0,00	0,00	0,00	0,00	eB: excentricidade na direção Y
H(m)=	0,60	0,60	0,60	0,60	H: altura da sapata
D(m)=	0,54	0,54	0,54	0,54	D: altura útil da sapata
a(m)=	0,24	0,24	0,50	3,00	a: dimensão do pilar na direção Z
b(m)=	0,24	0,24	0,25	0,25	b: dimensão do pilar na direção Y
h(m)=	0,00	0,00	0,00	0,00	h: altura do peito
h'(m)=	0,10	0,10	0,10	0,10	h': altura da camada de betão de limpeza
a'(m)=	0,50	0,50	NA	NA	a': dimensão da chapa de ligação na direção Z
b'(m)=	0,50	0,50	NA	NA	b': dimensão da chapa de ligação na direção Y

SAPATA Nº	1	10	P3	P4	
FLEXÃO					
Momento Fletor					
Mz+ (KN.m)=	7,83	8,57	0,00	136,60	Mx+: Momento fletor positivo na direção X
My+ (KN.m)=	36,94	8,57	14,52	23,98	My+: Momento fletor positivo na direção Y
Mz- (KN.m)=	-3,50	0,00	0,00	0,00	Mx-: Momento fletor negativo na direção X
My- (KN.m)=	0,00	0,00	0,00	-1,60	My-: Momento fletor positivo na direção Y
Momento Económico Reduzido					
μ_{z+} =	0,001611	0,001763	0,000000	0,028107	μ_{x+} : Momento económico reduzido positivo na direção X
μ_{y+} =	0,007901	0,001763	0,002988	0,004934	μ_{y+} : Momento económico reduzido positivo na direção Y
μ_{z-} =	0,000720	0,000000	0,000000	0,000000	μ_{x-} : Momento económico reduzido negativo na direção X
μ_{y-} =	0,000000	0,000000	0,000000	0,000329	μ_{y-} : Momento económico reduzido positivo na direção Y
w					
wz+ =	0,001614	0,001766	0,000000	0,028897	
wy+ =	0,007659	0,001766	0,002997	0,004959	
wz- =	0,000721	0,000000	0,000000	0,000000	
wy- =	0,000000	0,000000	0,000000	0,000329	
Área de armadura					
As,z+ (cm ² /m)=	0,334	0,366	0,000	5,982	As,x+: Armadura longitudinal inferior na direção X
As,y+ (cm ² /m)=	1,585	0,366	0,620	1,026	As,y+: Armadura longitudinal inferior na direção Y
As,z- (cm ² /m)=	0,149	0,000	0,000	0,000	As,x-: Armadura longitudinal superior na direção X
As,y- (cm ² /m)=	0,000	0,000	0,000	0,068	As,y-: Armadura longitudinal superior na direção Y
As,min (cm ² /m)=	7,301	7,301	7,301	7,301	As,min: Armadura mínima longitudinal
As,máx (cm ² /m)=	240	240	240	240	
As,adopt (cm ² /m)=	7,301	7,301	7,301	7,301	As,adopt: Armadura longitudinal a adoptar
As,sol,+ (cm ² /m)=	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	
As,sol,- (cm ² /m)=	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	
As,sol,y- (cm ² /m)=	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	
As,sol,y+ (cm ² /m)=	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	$\phi 12/0,15$	
As,solução (cm ² /m)=	7,540	7,540	7,540	7,540	
Verificação - espaçamento					
smin (mm)=	20	20	20	20	
smáx (mm)=	250	250	250	250	

Figura 6.9 – Determinação das armaduras de flexão das fundações S1, S10, SP3 e SP4

A área de aço expressa na folha de cálculo como “As,adopt”, cujo valor determinará a quantidade e disposição de aço necessária em cada sapata foi obtido através da automatização do EXCEL atribuindo o valor máximo entre a armadura obtida através do cálculo da expressão 6.3 e a área mínima de aço obrigatória. A Figura 6.10 representa a verificação ao corte para as sapatas através da elaboração de uma folha de cálculo em EXCEL. Como se comprova a resistência da fundação ao esforço transversal, a sapata não necessitará de armadura para esse efeito.

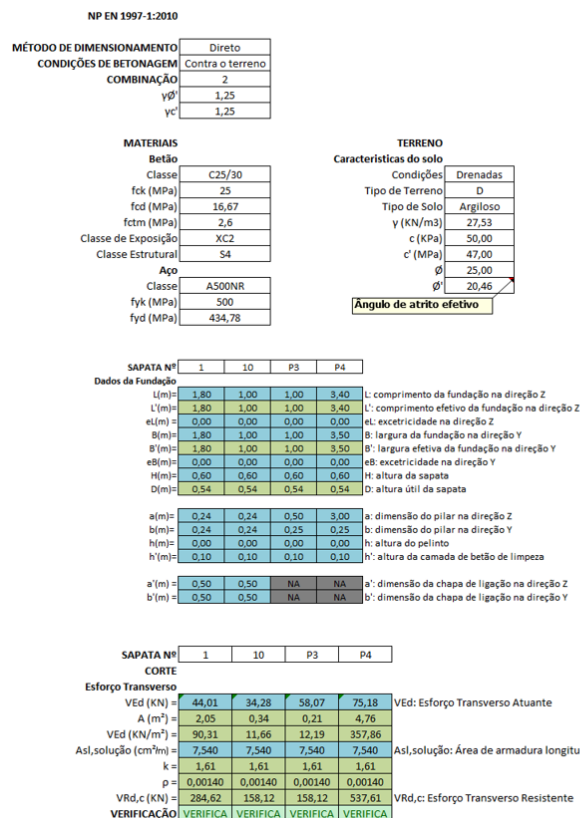
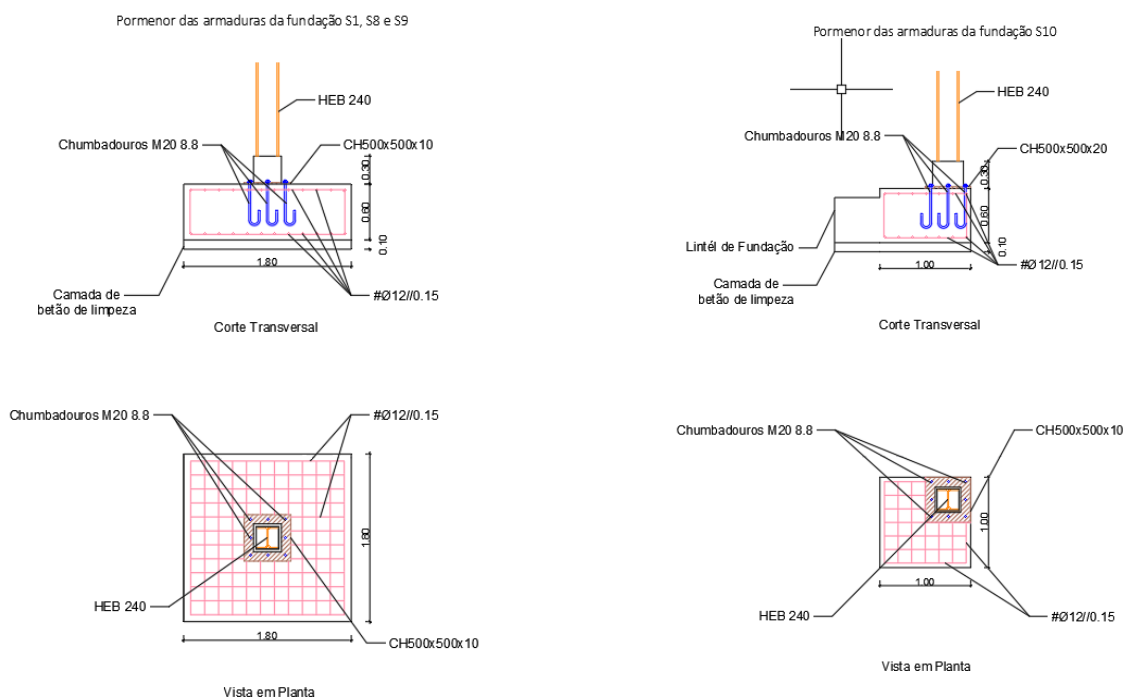


Figura 6.10 – Verificação ao corte das fundações S1, S10, SP3 e SP4

Após o dimensionamento de todas as fundações da estrutura foi elaborado os pormenores construtivos das soluções obtidas através das folhas de cálculo. A Figura 6.11 corresponde aos pormenores construtivos das sapatas usadas como exemplo de cálculo neste relatório.



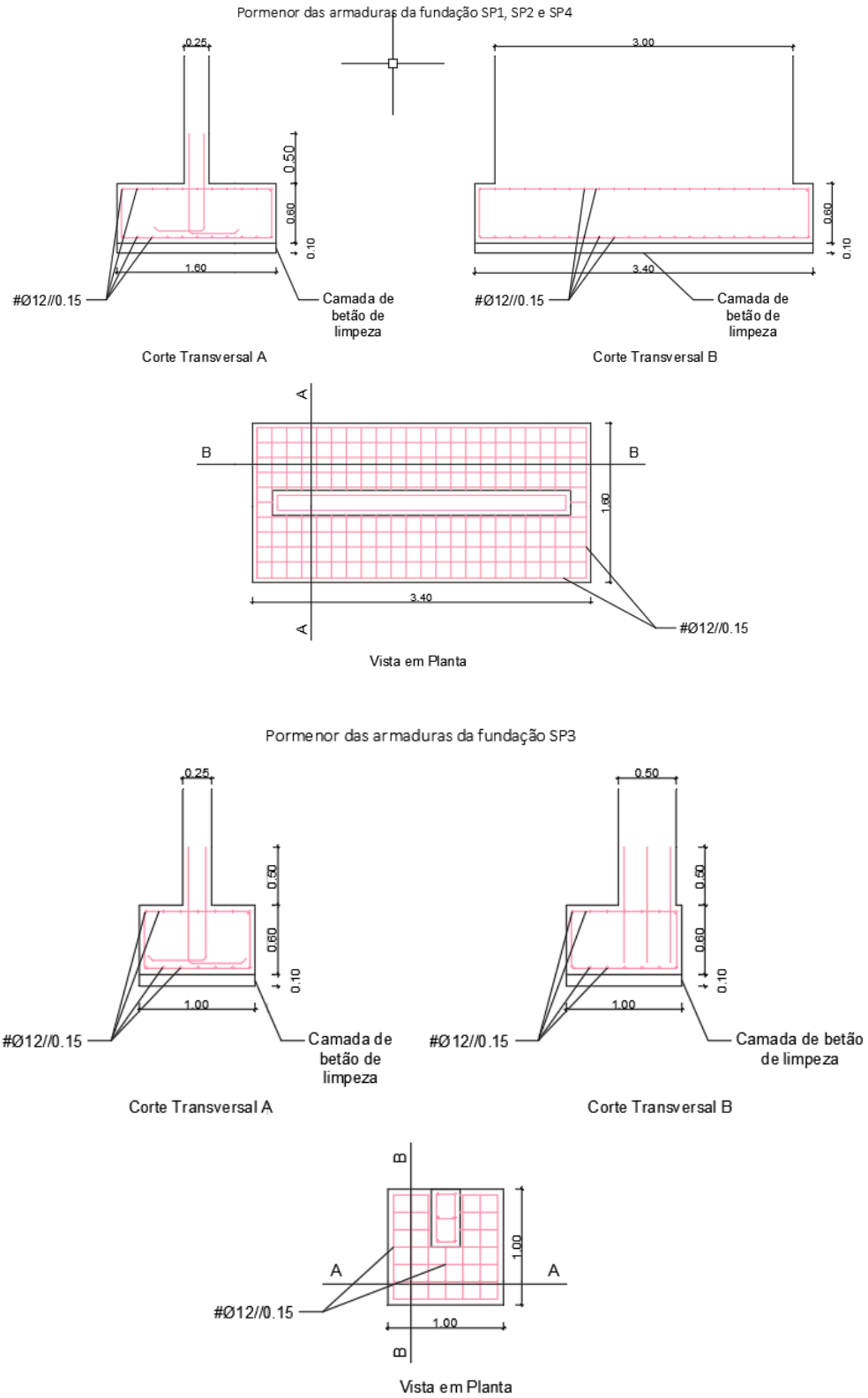


Figura 6.11 - Pormenores construtivos das fundações S1, S2, SP3 e SP4

6.2.5 Chumbadouros

Os chumbadouros apresentam, de uma forma geral, a mesma função dos parafusos, ou seja, são elementos de fixação usualmente classificados como dispositivos de ancoragem.

Este tipo de elemento de ligação é normalmente utilizado em estruturas mistas quando se pretende transmitir esforços entre elementos de aço para elementos de betão.

Este tipo de ligação é constituída pela convergência entre um elemento de betão e um perfil metálico interligados por uma chapa metálica e respetivos elementos de fixação (chumbadouros).

A utilização deste tipo de ligação está limitada às dimensões geométricas dos elementos convergentes, ou seja, o elemento de betão armado deverá possuir dimensões superiores ao elemento metálico de transmissão de esforços. O elemento de ligação deverá ter dimensões suficientes para respeitar a regulamentação de disposição construtiva que se encontra explicitada na Figura 7.4.

A Figura 6.12e Figura 6.13 representa a configuração dos parâmetros para o dimensionamento dos chumbadouros e representação esquemática tridimensional da ligação dos pilares metálicos às sapatas geradas pelo ROBOT, respetivamente.

A Figura 6.14 demonstra como se executou a introdução das cargas atuantes no elemento de ligação.

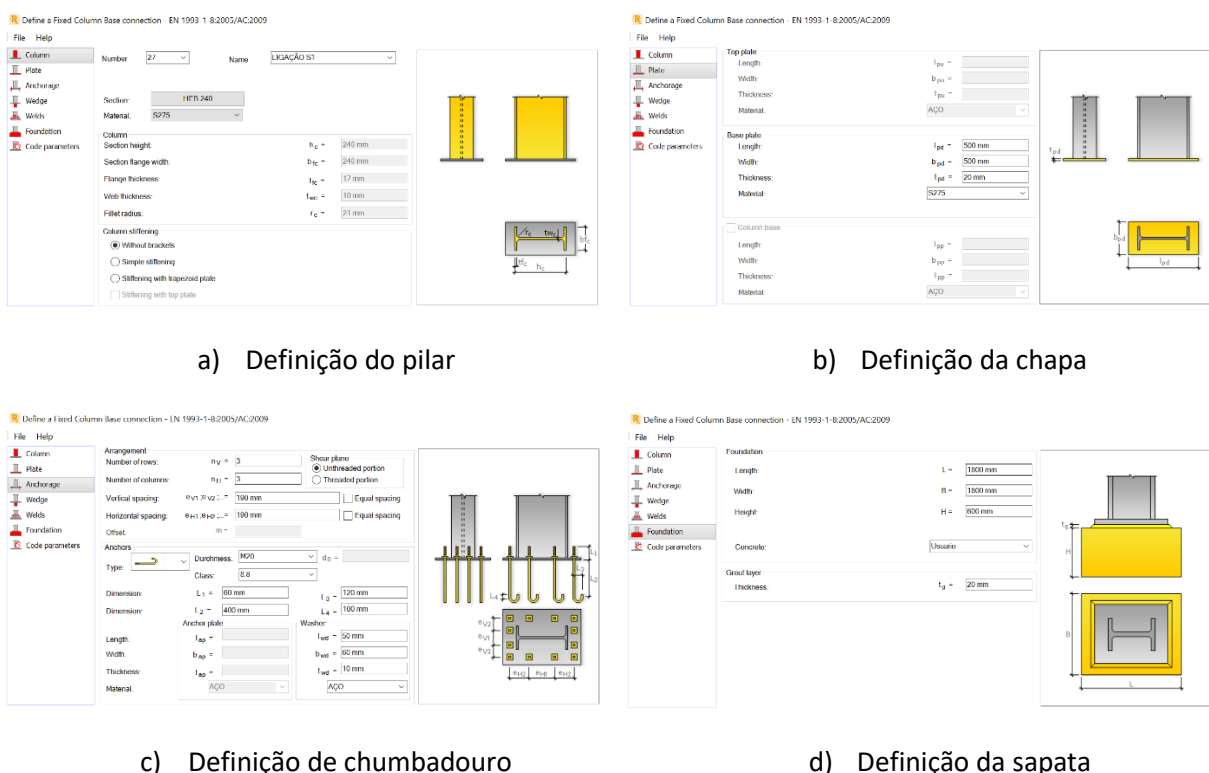


Figura 6.12 – Configuração dos parâmetros para o dimensionamento do chumbadouro

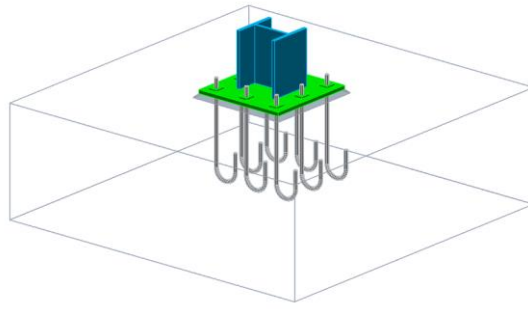


Figura 6.13 – Representação esquemática tridimensional da ligação pilar-sapata S1

Manual Connection Verification

Node number: 0

Connection number: 27

Internal forces in the connection

Normal force	$N_{j,Ed}$	-30,86	kN
Bending moment	$M_{j,Ed,y}$	33,28	kN*m
Bending moment	$M_{j,Ed,z}$	-2,15	kN*m
Shear force	$V_{j,Ed,y}$	5,55	kN
Shear force	$V_{j,Ed,z}$	9,61	kN

Simplified note

Close Calculations

Figura 6.14 – Introdução dos esforços atuantes na ligação pilar-sapata S1

A Figura 6.15 representa os desenhos para o pormenor da ligação das sapatas centradas.

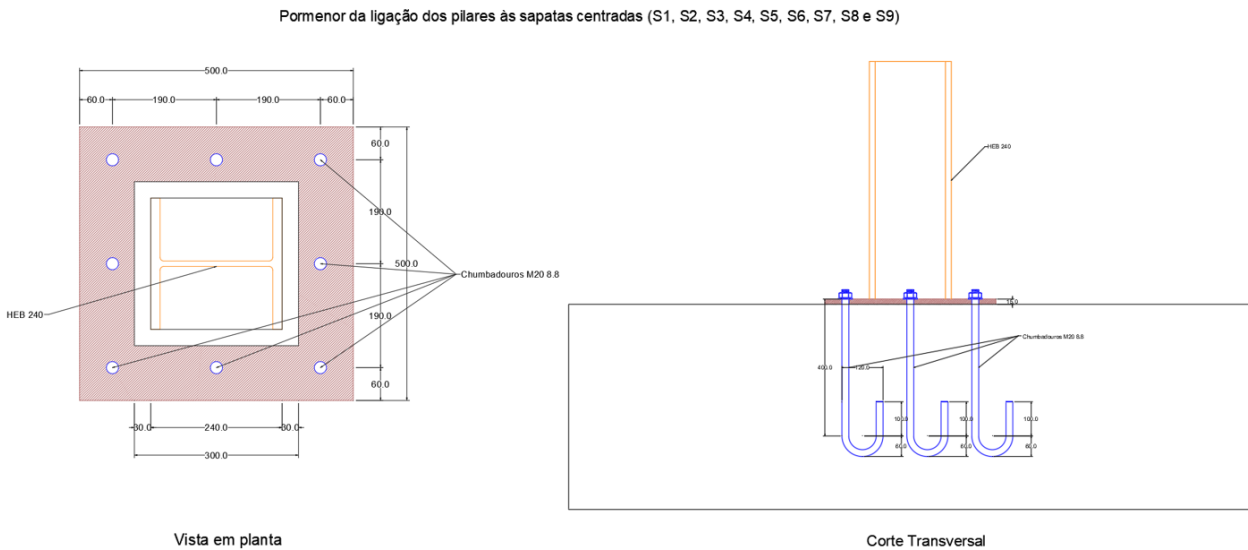


Figura 6.15 – Pormenor da ligação dos pilares às sapatas S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8 e S9

CAPÍTULO 7

LIGAÇÕES DE ELEMENTOS METÁLICOS

7.1 GENERALIDADES

Os aços das ligações metálicas são aços com características especiais e encontram-se preconizados na *NP EN 1993-1-8 2010*. As ligações entre elementos metálicos serão determinadas com a realização de uma folha de cálculo conforme a norma para a obtenção da disposição dos elementos de ligação e verificação da sua resistência aos esforços aplicados.

Para o dimensionamento considerou-se vital o método construtivo e tipologia da ligação. Tenciona-se ainda que o tipo de ligações a utilizar na estrutura sejam maioritariamente aparafusadas, devido às vantagens que apresentam relativamente às ligações soldadas. A utilização de ligações aparafusadas apresenta como principais vantagens: a rápida execução em obra e não requerer mão-de-obra especializada. Contudo, devido à invulgar geometria da estrutura, a aplicação de apenas ligações aparafusadas não é exequível.

Consequentemente, limitou-se as ligações soldadas de forma a que a soldadura seja executada em ambiente de fábrica, salvaguardando assim a não ocorrência de fragilidades e perda de revestimento protetor do aço resultantes de soldaduras “*in situ*”.

7.2 LIGAÇÕES METÁLICAS

As ligações assegurassem a transmissão de esforços entre os vários elementos. O termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura. Existe uma variedade infinita de tipos de ligações estruturais, que têm como objetivo interligar dois ou mais elementos, garantindo o seu monolitismo. No dimensionamento das ligações do presente caso de estudo serão apenas consideradas ligações articuladas (que permitem as rotações relativas) e rígidas (que impedem as rotações relativas).

Todos os pontos de ligação que diferem em relação a características como: tipo de elementos estruturais (pilar-viga, viga-viga, etc.), ângulo formado entre elementos, quantidade de elementos convergentes num só ponto e diferente seção transversal dos elementos estão identificados na Figura 7.1.

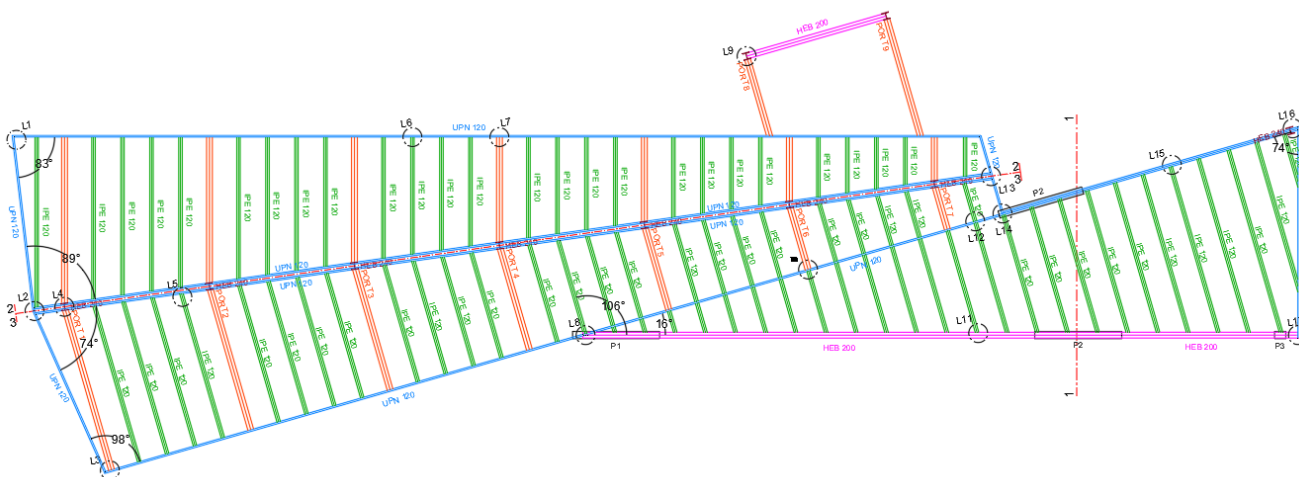


Figura 7.1 – Identificação de todas as diferentes ligações no projeto de estabilidade

O termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura que têm como objetivo interligar dois ou mais elementos, garantindo o seu monolitismo.

Nesta estrutura, nas zonas ortogonais e contabilizando com a inclinação dos elementos estruturais admitiu ligações metálicas aparafusadas em todos os lados dos elementos onde dois ou mais elementos foram interligados.

No caso das zonas não ortogonais, pretende-se utilizar uma tipologia de ligação mista, ou seja, pretende-se executar uma parte soldada e outra aparafusada de forma a que a soldadura a executar não seja “in situ”. Para que, essa possibilidade seja realizável, a parte soldada será posicionada nos elementos inclinados, para que haja transitabilidade para obra. Isto porque, o elemento base de ligação que receberá ou parafusos ou solda, será forçosamente uma chapa fabricada à medida (uma vez que esta precisa de ser quinada para corresponder ao ângulo imposto) que pode ser prontamente soldada à peça estrutural em fábrica tornando-se apenas necessário interligar ao outro elemento através de aparafusamento já no local de implantação.

O programa de elementos finitos (ROBOT) contém um funcionalidade designada de “Steel Connections Design” que permite o dimensionamento das ligações de estruturas metálicas quer diretamente conectadas com a estrutura quer de forma independente. No entanto, esta vertente do programa, apresenta algumas limitações, principalmente quando se trata de uma geometria não ortogonal complexa. Quer dizer que a utilização desta ferramenta do programa do cálculo automático foi

praticamente inexecutável, uma vez que não foi exequível a identificação e conexão automática entre elementos estruturais metálicos em pontos de ligação angulosos (quase todos).

Apesar de realizada a simulação das ligações (através da criação das mesmas sem conexão à estrutura) e aplicada os esforços mais gravosos correspondentes aos obtidos na estrutura pelo ROBOT, o mesmo problema manteve-se, ou seja, a singularidade das ligações não eram reproduzidas por este programa.

Os elementos de ligação que serão utilizados neste projeto serão chapas e se praticável cantoneiras. O aço utilizado para execução deste elementos é o mesmo utilizado nos perfis metálicos usados como componentes estruturais da edificação. A Tabela 7.1 transcreve os valores nominais da tensão de cedência e tensão de rotura para aços laminados a quente correlacionado com a espessura das peças.

Tabela 7.1 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente S275 (adaptado: Quadro 3.1 – NP EN 1993-1-1:2010)

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da seção (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 80$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025-2 S275	275	430	255	410

7.2.1 Dimensionamento das ligações metálicas aparafusadas

As ligações metálicas aparafusadas funcionam através da junção de um ou mais elementos através de elementos de ligação e fixação.

Em relação às características resistentes dos aços dos parafusos estas devem apresentar tensões de cedência e de rotura superiores quer às características resistentes dos aços dos elementos estruturais quer do aço usado nos elementos de ligação, uma vez que se ocorrer algum desses fenómenos, esta deve ocorrer no aço mais fraco e esse aço não deve ser o elemento de fixação. A Tabela 7.2 menciona os valores padronizados na norma para a tensão de cedência e de rotura dos parafusos referentes à classe do parafuso selecionada.

Tabela 7.2 – Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} , e de tensão de rotura à tração, f_{ub} , para parafusos de CL 8.8

Classe do Parafuso	8.8
F_{yb} (N/mm ²)	640
F_{ub} (N/mm ²)	800

No dimensionamento de ligações aparafusadas, além das tensões do material, as dimensões quer dos parafusos quer dos elementos de ligações quer dos parafusos terão o papel preponderante no dimensionamento.

O quadro representado na Figura 7.2, segundo a NP EN 1993-1-8:2010, tabela os limites mínimos e máximos das distâncias dos parafusos de forma a delimitar a disposição destes. A simbologia das distâncias ao extremo e ao bordo lateral e ainda para os espaçamentos das peças de ligação encontra-se transposta na , segundo a norma anteriormente referida.

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

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

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

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

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

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

Figura 7.2 – Distância mínima e máxima entre eixos, distancias às extremidades e aos bordos (Quadro 3.3 – NP EN 1993-1-8:2010)

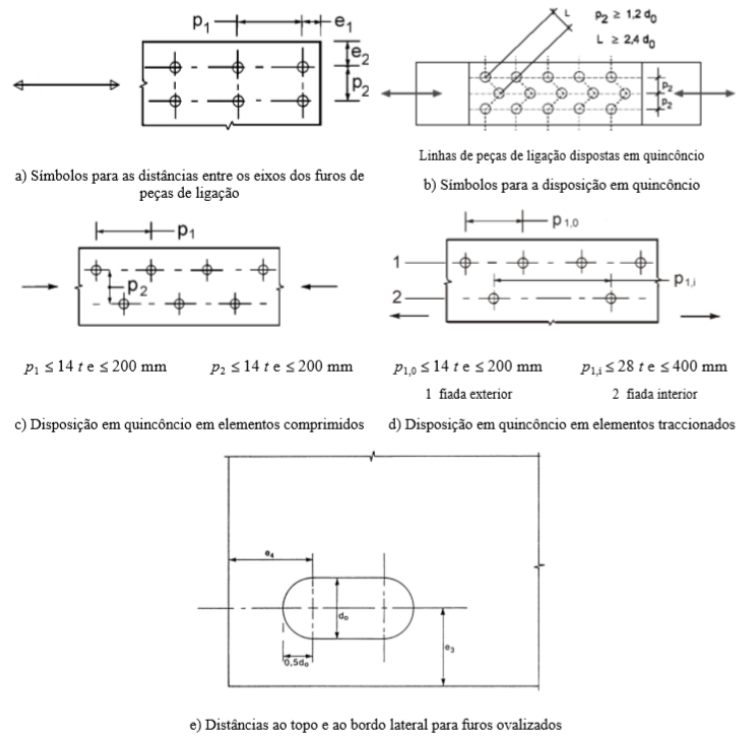


Figura 7.3 – Símbolos para as distâncias ao extremo e ao bordo lateral e para os espaçamentos das peças de ligação (Figura 3.1 – NP EN 1993-1-8:2010)

A junção das informações fornecidas pela norma europeia na Figura 7.2 e Figura 7.3 foram implementadas nas folhas de cálculo das ligações, ou seja, foi adotada a mesma simbologia e limites de verificação.

7.2.1.1 Ligação Pilar-Viga

A ligação pilar-viga procura transmitir as cargas exercidas pela cobertura nas vigas aos pilares. Neste projeto, devido aos amplos vãos em consola e número minorado de pilares, optou-se pela utilização de ligações rígidas para interligar o viga principal aos pilares.

O cálculo desta ligação optou-se utilizar a função do programa de elementos finitos (ROBOT) designada por “Steel Connetions Design”. A Figura 7.3 representa o pormenor desenhado da ligação L4 com recurso a ferramentas CAD.

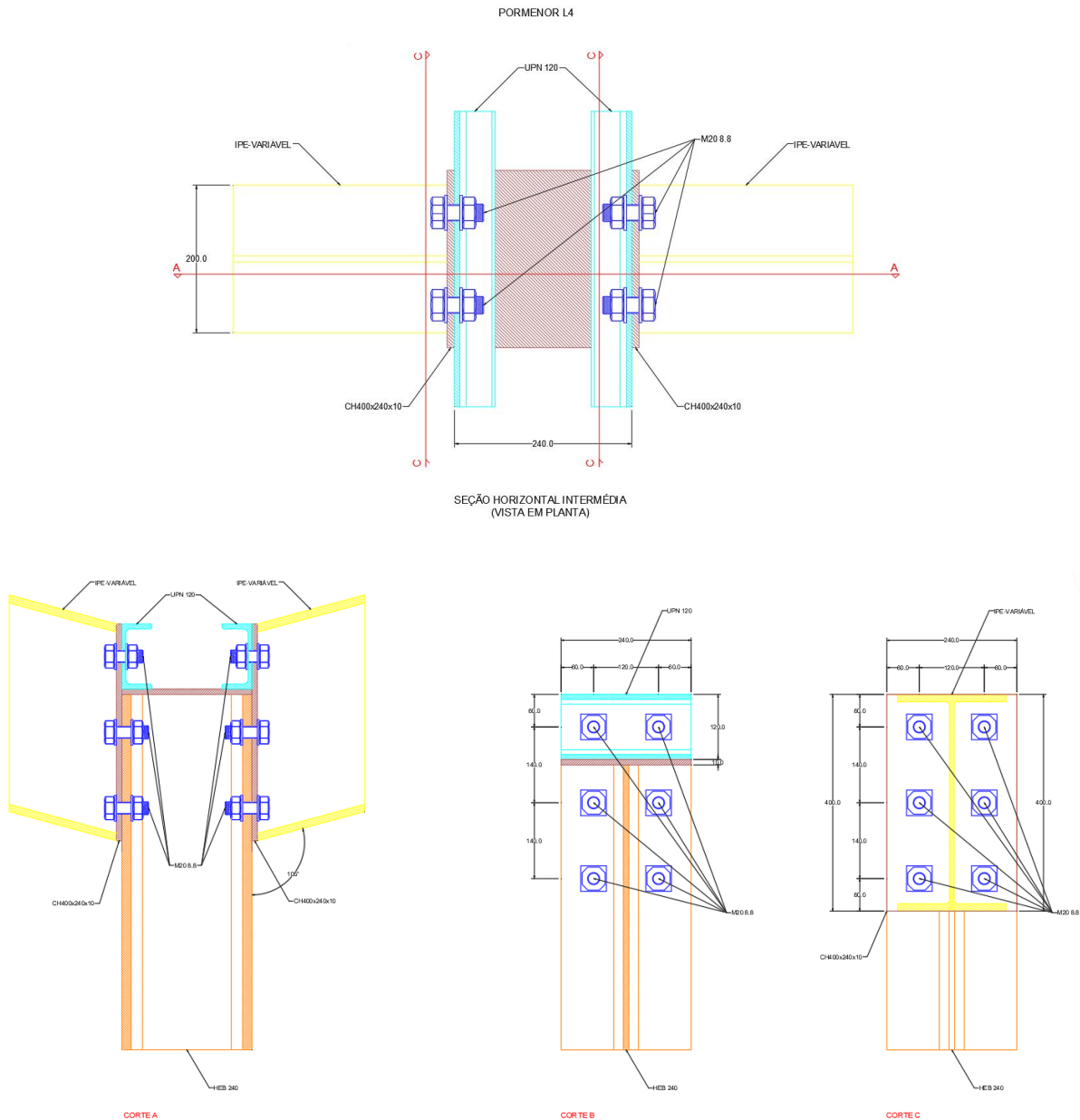
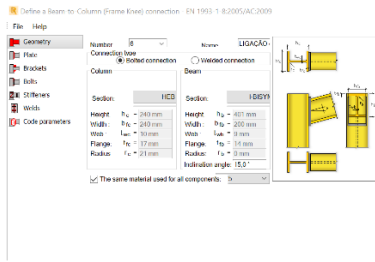


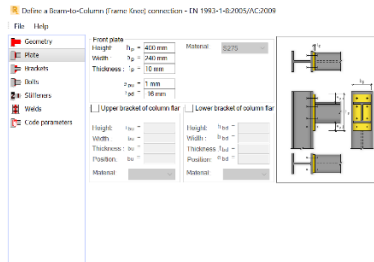
Figura 7.3 – Pormenor da ligação aparafusada rígida pilar-viga L4

A configuração da ligação aparafusada L4 foi realizada seguindo o procedimento explicitado na Figura 7.4. Os efeitos do comportamento das juntas na distribuição dos esforços numa estrutura e nas deformações globais da estrutura deverão, em geral, ser tidos em conta, mas poderão ser desprezados quando são suficientemente reduzidos. [6]

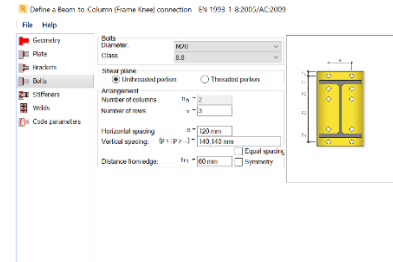
Na ligação rígida considerou-se uma análise global do tipo elasto-plástica, ou seja, admitindo que a formação de rótulas pode ocorrer e que as condições de equilíbrio encontram-se na geometria não deformada. Para a configuração dos parâmetros de cálculo ponderou-se ainda que a conexão não possui possibilidade de rotação e que o comprimento crítico é igual ao comprimento real da peça. Foi usado o comprimento real do elemento com maior vão.



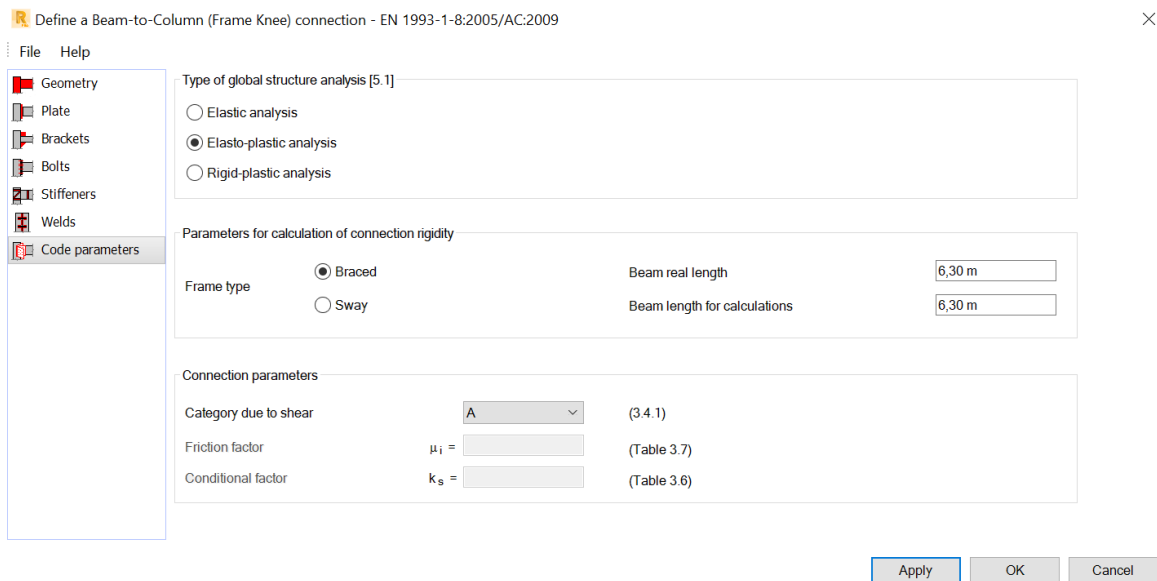
a) Definição dos elementos estruturais (características geométricas)



b) Definição do elemento de ligação (dimensões e posicionamento)



c) Definição dos parafusos (classe e disposição construtiva)



d) Configuração dos parâmetros de cálculo

Figura 7.4 – Configuração para dimensionamento de ligação L4 (pilar-viga) com recurso ao programa de elementos finitos

Após a configuração da ligação em estudo, o programa gera, como demonstrado na Figura 7.5, uma representação esquemática bidimensional (com cotas) e tridimensional da ligação configurada.

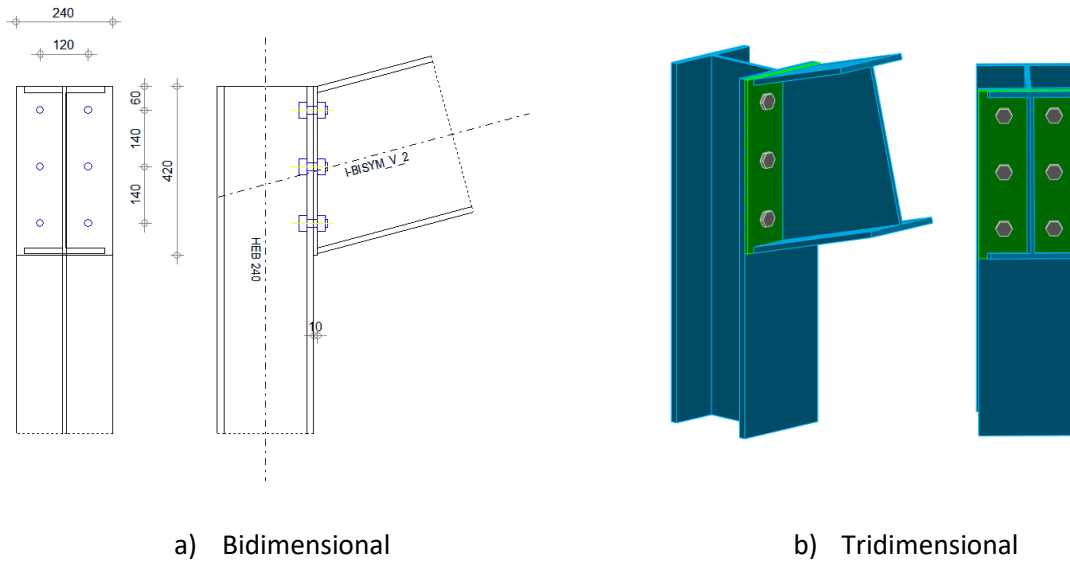


Figura 7.5 – Representação esquemática da ligação 4 (L4) produzida pelo ROBOT através da configuração efetuada

Para a validação do dimensionamento introduziu-se os esforços atuantes que atuam nos elementos estruturais, como exibido na Figura 7.6.

Manual Connection Verification ✕

Node number:

Connection number:

Internal forces in the beam (right side):

Bending moment	Mb1,Ed =	<input type="text" value="1,47"/>	kN*m	
Shear force	Vb1,Ed =	<input type="text" value="6,99"/>	kN	
Axial force	Nb1,Ed =	<input type="text" value="-27,79"/>	kN	

Internal forces in the beam (left side):

Bending moment	Mb2,Ed =	<input type="text" value="0,00"/>	kN*m	
Shear force	Vb2,Ed =	<input type="text" value="0,00"/>	kN	
Axial force	Nb2,Ed =	<input type="text" value="0,00"/>	kN	

Internal forces in the column (bottom):

Bending moment	Mc1,Ed =	<input type="text" value="13,67"/>	kN*m	
Shear force	Vc1,Ed =	<input type="text" value="1,65"/>	kN	
Axial force	Nc1,Ed =	<input type="text" value="5,99"/>	kN	

Internal forces in the column (top):

Bending moment	Mc2,Ed =	<input type="text" value="0,00"/>	kN*m	
Shear force	Vc2,Ed =	<input type="text" value="0,00"/>	kN	
Axial force	Nc2,Ed =	<input type="text" value="0,00"/>	kN	

Simplified note

Figura 7.6 - Introdução dos esforços atuantes nos elementos no ROBOT

Após a seleção de “Calculations” o programa apresenta um folha com todos os cálculos e verificações efetuadas à ligação previamente configurada. Se todos as verificações forem validadas a seção aparece como OK.

7.2.1.2 Ligação Viga-Viga

A ligação viga-viga procura a transmissão das cargas da cobertura de forma uniforme pelos elementos horizontais. Para esta tipologia de ligações (viga-viga) optou-se por considerar ligações nem totalmente rígidas nem totalmente articuladas. Considerou-se então ligações semirrígidas, uma vez que, para os pórticos principais (cuja capacidade de sustentar carga é maior) considerou-se ligações rígidas essa repetição para os elementos secundários e terciários não era razoável. Além disso a alta pressão do vento exercida sobre esta estrutura juntamente com a grande área que possui em balanço fornecer alguma capacidade flexível à estrutura uma ação oportuna.

Neste caso, considerou-se ligação semi-rígida, a ligação que possui elementos de ligação entre as vigas.

A ligação 12 (L12) representa uma das ligações semi-rígidas com ortogonalidade em planta entre os elementos estruturais da estrutura em estudo. A Figura 7.7 explicita as bases para o dimensionamento, ou seja, os esforços atuantes que atuam nos elementos estruturais que serão ligados, qual o tipo de elemento de ligação (dimensões e propriedades) e tipo de parafusos (dimensões e propriedades) necessárias.

Para as restantes ligações aparafusadas foi estabelecida a mesma base como modelo de folha de cálculo para visualização dos dados requeridos para o dimensionamento.

NP EN 1993-1-8: 2010														
Coeficientes de segurança														
YMO	1,00													
YM1	1,00													
YM2	1,25													
YM3	1,25													
LIGAÇÃO		12		ESFORÇOS ATUANTES										
TIPO DE LIGAÇÃO	Viga-Viga	NEd (KN)		VEd (KN)		MEd, y (KN.m)								
Elemento 1	UPN 120	-		-		-								
Elemento 2	IPE 120	1,16		-1,32		-0,81								
Elemento 3	IPE 120	1,61		-0,94		-1,10								
ELEMENTOS DE LIGAÇÃO				PARAFUSOS										
Tipo de Aço	S275	Tipo de Aço	S275											
Tipo de Elemento	Cantoneira	Tipo de Disposição	Ortogonalis											
Designação	L90x70x8	Tipo de Parafuso	M12											
Dimensões dos Elementos		Classe do parafuso	8.8											
t (mm) =	8	Dimensões do Parafuso												
b (mm) =	90	d (mm) =	12,00											
h (mm) =	70	d0 (mm) =	13,00											
Propriedades da ligação		Propriedades dos Parafuso												
fu (MPa) =	430	fub (Mpa) =	800											
fy (MPa) =	275	av =	0,6											
		A (mm²) =	113											
Designação	Nº de Elementos	Tipo de elemento estrutural	MÉTODO DE LIGAÇÃO	Nº de Elementos de Ligação	Elemento de Ligação	Designação								
UPN 120	1	Viga	Aparafusada	4	Cantoneira	L90x70x8								
IPE 120	1	Viga	Aparafusada											
IPE 120	1	Viga	Aparafusada											

Figura 7.7 – Bases para o dimensionamento da ligação 12

Após a configuração das bases de dimensionamento, na continuidade da mesma folha de cálculo, foi determinado o posicionamento das furações dos elementos de fixação, representado na Figura 7.8. Para

o cálculo dos valores limites mínimos e máximos foi considerado as fórmulas referentes ao aço exposto a atmosfera ou a outras influências corrosivas explicitados na Figura 7.2.

DISPOSIÇÃO DOS FURROS	
e1 (mm) =	16
e1, mín (mm) =	15,60
e1, máx (mm) =	72,00
e2 (mm) =	16
e2, mín (mm) =	15,60
e2, máx (mm) =	72,00
Em quincôncio	
L (mm) =	NA
L, mín (mm) =	31,20

p1 (mm) =	42
p1, mín (mm) =	28,60
p1, máx (mm) =	112,00
p2 (mm) =	38
p2, mín (mm) =	28,60
p2, máx (mm) =	112,00

Figura 7.8 – Disposição dos parafusos

Através da atribuição de um limite máximo e mínimo para a disposição das furações objetivou-se atribuir um valor intermédio à disposição dos parafusos entre esses dois valores. Porém devido ao espaço existente para a colocação do elemento de fixação (como por exemplo: chapa, cantoneira, etc.) e número de parafusos suficientes capazes de sustentar os esforços atuantes esta opção, em primeiras cálculos revelou-se impraticável. Isto é, dentro dos limites do regulamento, foi necessário diminuir ou aumentar os espaçamentos da localização dos parafusos.

A Figura 7.9 mostra o pormenor de desenhos em planta e cortes da ligação aparafusada L12 da estrutura em estudo cuja a disposição equivale à determinada.

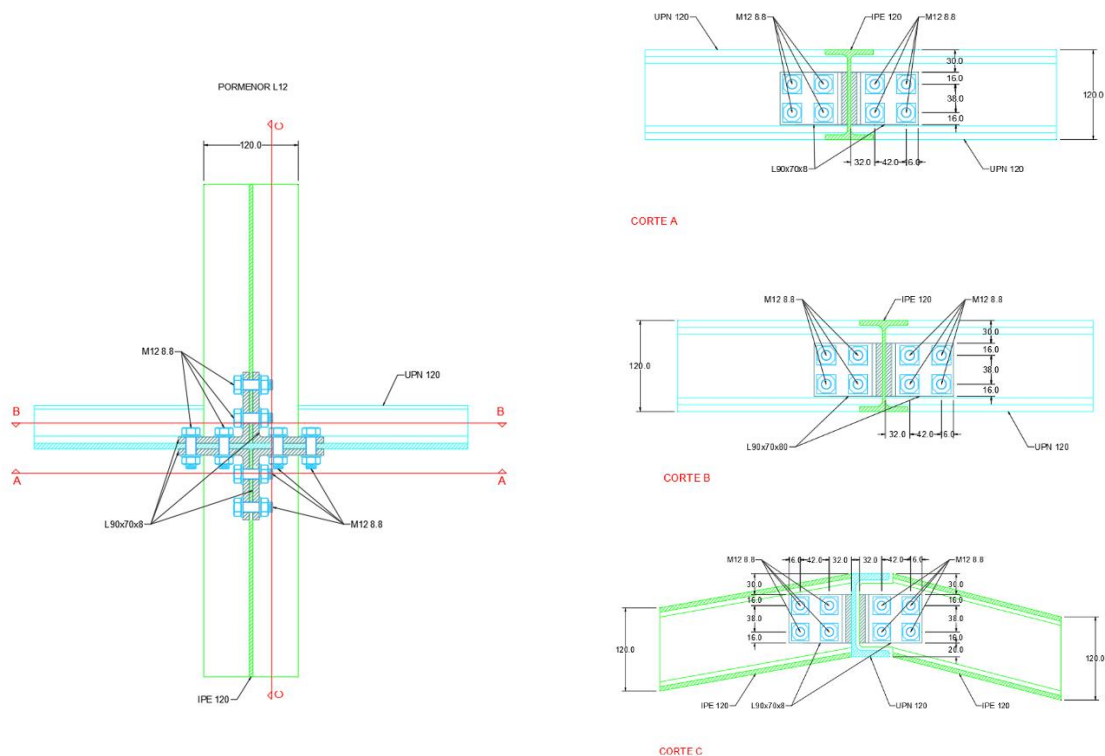


Figura 7.9 – Pormenor da ligação aparafusada L12

A Figura 7.10 expressa o cálculo dos esforços reais a atuar em cada parafuso na folha de cálculo elaborada para o dimensionamento das ligações. Foram então obtidos para cada parafuso da ligação o esforço axial, o esforço de corte e o momento fletor atuante.

A expressão seguinte exprime como foi obtido o valor do momento fletor real nos parafusos:

$$M_{0,Ed} = V_{Ed} \times e + M_{Ed} \text{ (KN.m)} \quad (7.1)$$

onde:

V_{Ed} — esforço de corte atuante;

e — distância entre o centro dos parafusos à alma da viga;

M_{Ed} — momento fletor atuante;

A distância entre o centro do conjunto dos parafusos e a alma da viga (do lado da ligação em estudo) foi aproximado através da medição dos pormenores realizados com recurso a ferramentas CAD.

A fórmula seguinte exprime como foi obtido o valor do esforço axial nos parafusos:

$$FN_{Ed} = \frac{N_{Ed} / \text{Nº Parafusos}}{\text{Nº Elementos de Ligação}} \text{ (KN)} \quad (7.2)$$

onde:

N_{Ed} — esforço axial atuante;

A fórmula seguinte exprime como foi obtido o valor do esforço de corte nos parafusos:

$$FV_{Ed} = \frac{V_{Ed} / \text{Nº Parafusos}}{\text{Nº Elementos de Ligação}} + FN_{Ed} \sin \alpha \text{ (KN)} \quad (7.3)$$

onde:

V_{Ed} — esforço transversal atuante;

N_{Ed} — esforço axial atuante;

α — ângulo formado pelo perfil com a horizontal.

Através dos cálculos efetuados obteve-se uma força resultante de corte, uma força resultante axial e momentos atuantes resultantes em ambas as direções.

FORÇAS NOS PARAFUSOS	L90x70x8 (LIGAÇÃO IPE 120)	L90x70x8 (LIGAÇÃO UPN)	L90x70x8 (LIGAÇÃO IPE 120)	L90x70x8 (LIGAÇÃO UPN)	
	ESQUERDA		DIREITA		
Nº de Parafusos (por ligação)	4	4	4	4	
e (mm) =	42,00	55,00	55,00	58,00	e: distância entre o centro dos parafusos à alma da viga
M0,Ed (KN.m) =	0,04	-1,15	0,04	-0,89	M0: momento fletor real que atua nos parafusos
FN,x (KN) =	0,20	0,40	0,15	0,29	FN,x: esforço axial atuante num parafuso
Fv,Ed (KN) =	0,31	0,62	0,30	0,61	Fv,Ed: esforço transverso atuante num parafuso
Mx,Ed (KN.m) =	0,23	6,82	0,43	5,27	Mx,Ed: momento fletor atuante num parafuso na direção x (longitudinal)
Mz,Ed (KN.m) =	0,26	7,54	0,24	11,65	Mz,Ed: momento fletor atuante num parafuso na direção x (perpendicular)
Fx,Ed (KN) =	0,44	7,22	0,57	5,56	Fx,Ed: esforço transverso atuante num parafuso na direção x (longitudinal)
Fz,Ed (KN) =	0,57	8,16	0,54	12,26	Fz,Ed: esforço transverso atuante num na direção z (perpendicular)
FD (KN) =	0,72	10,90	0,79	13,46	FD: força atuante resultante de corte

Figura 7.10 – Cálculo dos esforços reais a atuar em cada parafuso na ligação L12

Seguidamente ao cálculo dos esforços a atuar em cada parafuso procedeu-se a verificação de segurança de forma a que os esforços atuantes (Ed) sejam inferiores aos esforços resistentes (Rd). A verificação de segurança foi realizada essencialmente para três fenómenos: resistência ao corte, resistência ao esmagamento e resistência à rotura em bloco. Em alguns casos, em que o valor de esforço axial já tinha alguma preponderância, foi considerada a resistência ao esforço axial.

A área considerada para a rotura em bloco da ligação metálica L12 encontra-se esquematizada, na Figura 7.11, consoante o tipo de esforço participante. Para a avaliação das resistências anteriormente mencionadas, os esforços resistentes foram determinados pela *NP EN 1993-1-8:2010*, com recurso à folha de cálculo EXCEL, como ilustrado na Figura 7.12.

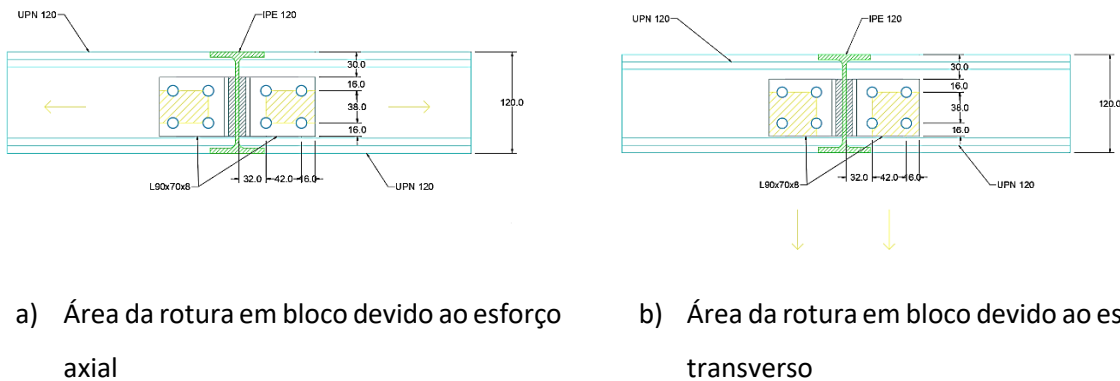


Figura 7.11 – Área considerada para a rotura em bloco da ligação metálica L12

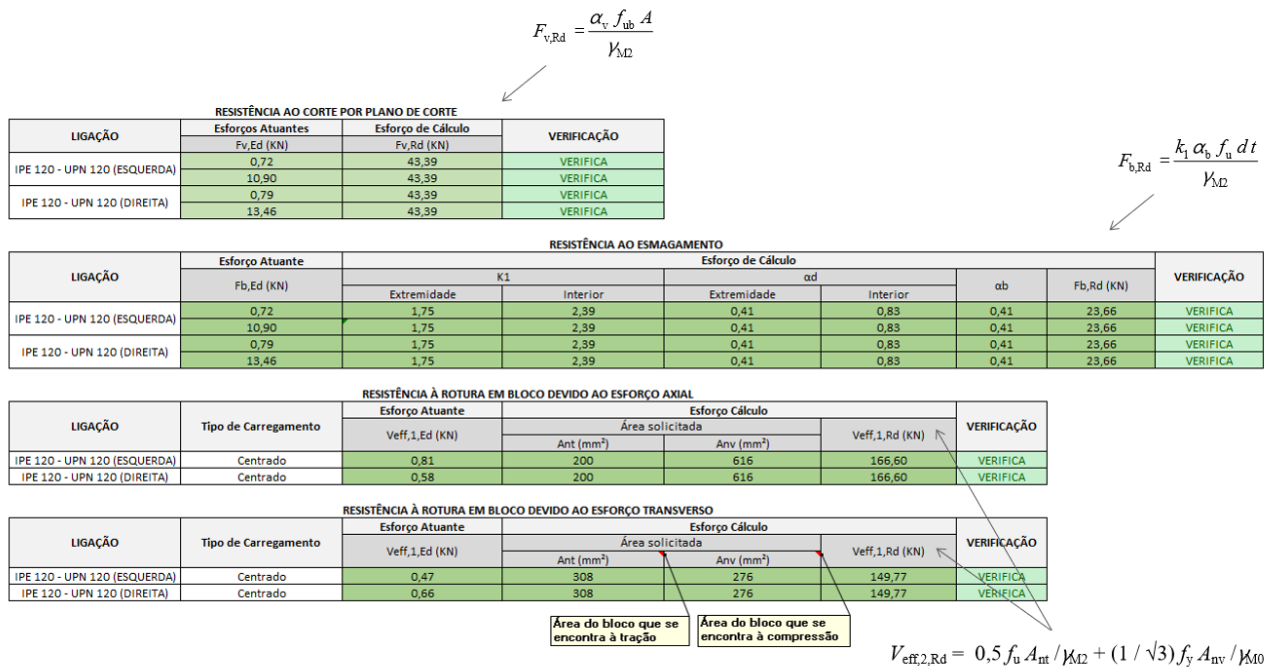


Figura 7.12 – Verificação de segurança da ligação L12

Na parte superior da folha elaborada para o dimensionamento das ligações metálicas, na eventualidade de pelo menos um dos estados limites verificados não se apresentar válido surgirá numa célula, previamente formatada para o efeito, com a designação de KO sinalizada a vermelho e OK sinalizada a verde, caso contrário.

Como ligações puramente aparafusadas (viga-viga) pode-se identificar as ligações: L5, L6, L7, L8, L11 (descrita), L12 (descrita), L14 e L17.

Este projeto apresenta ainda outros casos de ligações a executar puramente com parafusos cuja solução construtiva exequível encontrada desperta algum benefício de análise.

A ligação foi realiza com recurso ao ROBOT devido a invulgaridade do elemento de ligação. A definição deste desenho de ligação deveu-se predominantemente devido as limitações construtivas causadas pelas vigas.

A Figura 7.13 ilustra o pormenor da ligação 11 e respetivos cortes. Esta ligação apresenta maior fragilidade em relação as restantes dimensionadas na estrutura, uma vez que o elemento de ligação (chapa com uma geometria particular) não se encontra soldada na viga mas sim encaixada.

O dimensionamento desta ligação foi realizado com recurso ao módulo de cálculo de ligações do programa de elementos finitos comparado posteriormente com os resultados obtidos na folha de cálculo EXCEL.

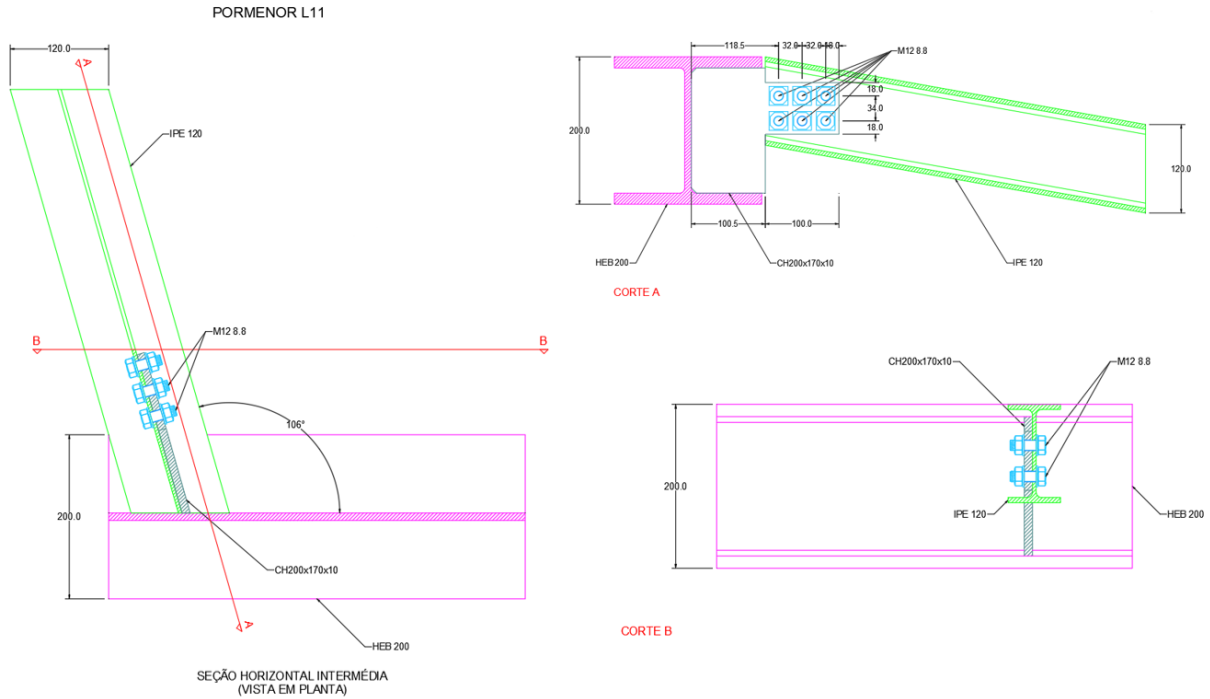
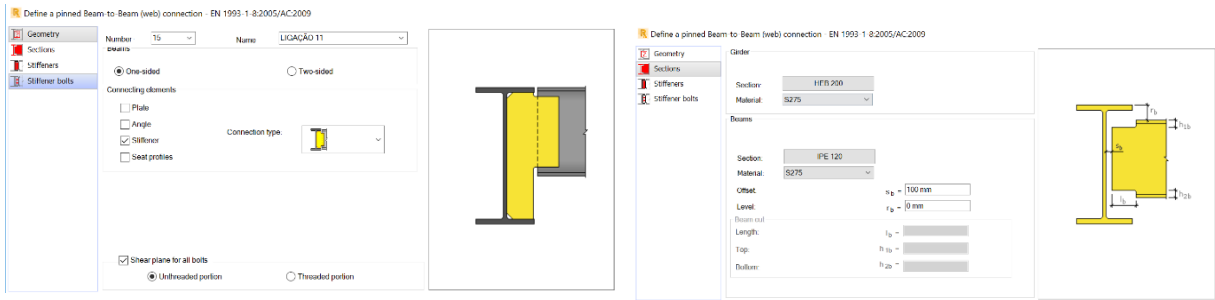


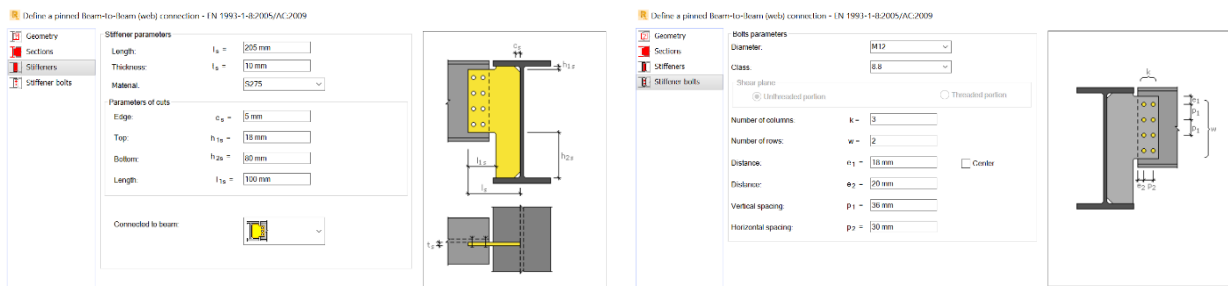
Figura 7.13 – Pormenor da ligação aparafusada L11

A Figura 7.14 demonstra como foi executada a configuração da ligação L11 no programa de elementos finitos (ROBOT). A introdução dos dados no programa de elementos finitos para a solução de elemento de ligação é executada através de parametrização, que após a aplicação, o ROBOT, como referido anteriormente, reproduz de forma esquemática (quer no plano, quer no espaço) as configurações seleccionadas. Essas representações esquemáticas do modelo espacial da ligação e planificação estão explicitadas na Figura 7.15.



a) Definição do tipo de elemento de ligação

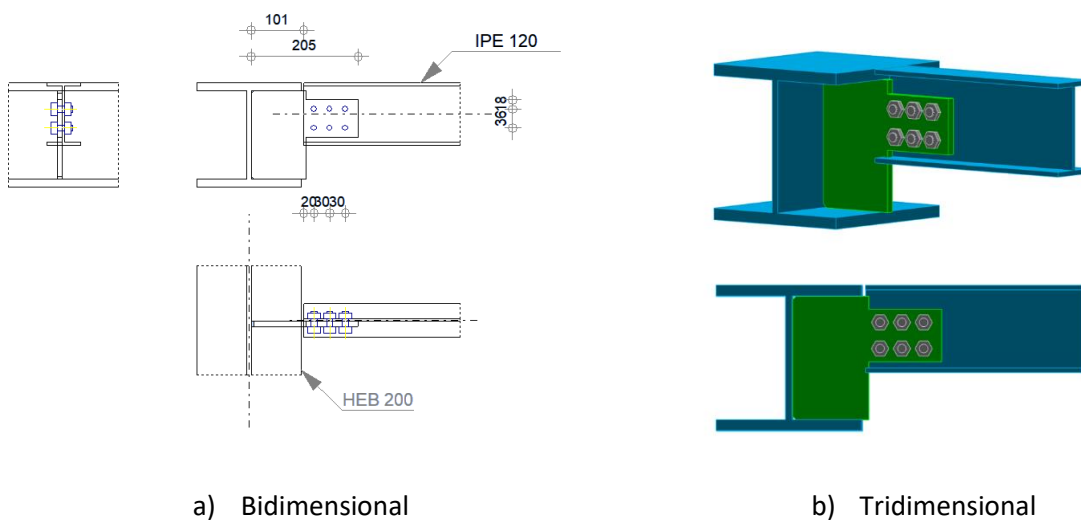
b) Definição dos tipos de elementos estruturais



c) Definição da geometria da chapa

d) Definição dos parafusos

Figura 7.14 – Configuração da ligação L11 no programa de elementos finitos (ROBOT)



a) Bidimensional

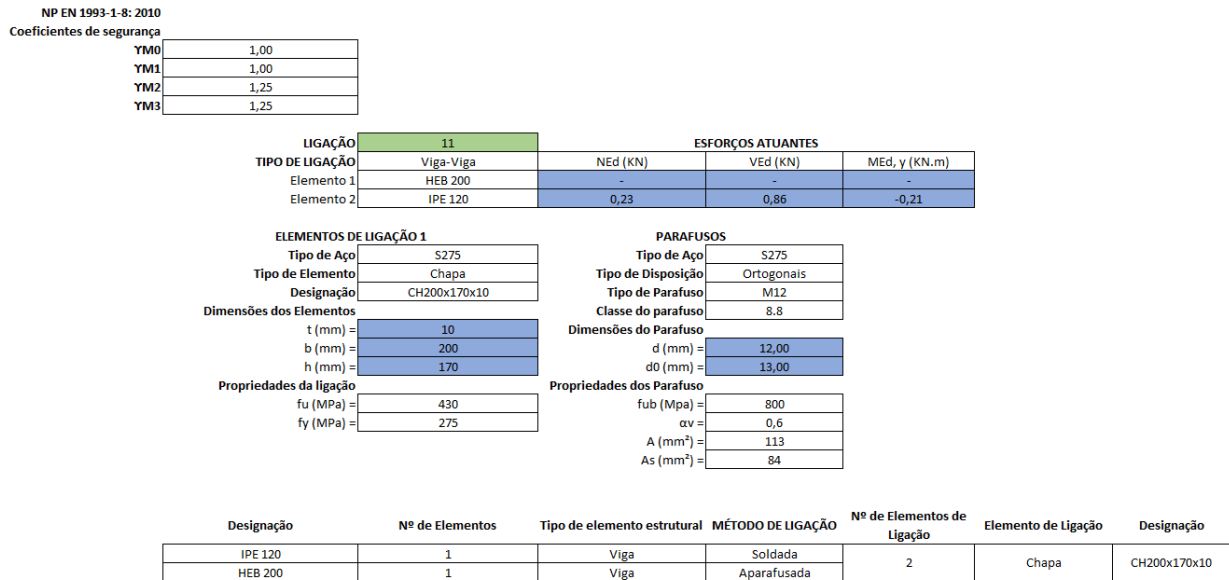
b) Tridimensional

Figura 7.15 – Representação esquemática da ligação L11 produzida pelo programa de elementos finitos (ROBOT)

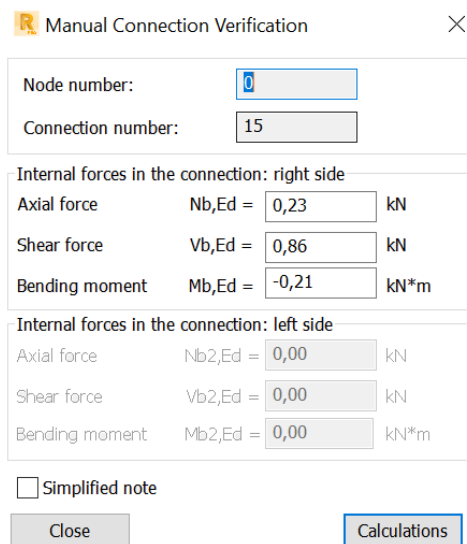
CAPÍTULO 7

Para a verificação de segurança desta ligação foi realizado o cálculo quer pelo programa de cálculo automático (ROBOT) quer pelo cálculo manual (EXCEL).

A Figura 7.16 representa a introdução dos esforços atuantes nos componentes que servirão como base para o dimensionamento das ligações.



a) Introdução dos esforços atuantes no programa de cálculo manual (EXCEL)



b) Introdução dos esforços atuantes no programa de cálculo automático (ROBOT)

Figura 7.16 – Introdução dos esforços atuantes para o dimensionamento da ligação L11

A Figura 7.17 esclarece a diferença de valores obtidos na determinação dos esforços atuantes reais num parafuso. Estas diferenças devem-se à decomposição da força resultante provocada por esforços axiais e transversos não contabilizadas pelo ROBOT.

FORÇAS NOS PARAFUSOS		LIGAÇÃO CHL80x70x8		FORCES ACTING ON BOLTS IN THE STIFFENER - BEAM CONNECTION	
Nº de Parafusos (por ligação)	4	e (mm)	155,00	Bolt shear	$e = 155$ [mm]
M0,Ed (KN.m)	-0,08	M0: momento fletor real que atua nos parafusos		$M_0 = -0,08$ [kN*m]	Distance between centroid of a bolt group and center of the principal beam web
FN, x (KN)	0,06	FN, x: esforço axial atuante num parafuso		$F_{N,x} = 0,04$ [kN]	Real bending moment
Fv,Ed (KN)	0,27	Fv,Ed: esforço transversal atuante num parafuso		$F_{Vz} = 0,14$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force
Mx,Ed (KN.m)	0,56	Mx,Ed: momento fletor atuante num parafuso na direção x (longitudinal)		$F_{Mx} = 0,25$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force
Mz,Ed (KN.m)	0,60	Mz,Ed: momento fletor atuante num parafuso na direção z (perpendicular)		$F_{Mz} = 0,42$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction
Fx,Ed (KN)	0,62	Fx,Ed: esforço transversal atuante num parafuso na direção x (longitudinal)		$F_{x,Ed} = 0,29$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction
Fz,Ed (KN)	0,87	Fz,Ed: esforço transversal atuante num parafuso na direção z (perpendicular)		$F_{z,Ed} = 0,56$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction x
FEd (KN)	1,07	FEd: força atuante resultante de corte		$F_{Ed} = 0,63$ [kN]	Design total force in a bolt on the direction z
					Resultant shear force in a bolt

a) EXCEL

b) ROBOT

Figura 7.17 – Cálculo dos esforços reais a atuar em cada parafuso na ligação L11

A verificação de segurança, apresentada na Figura 7.18, realizou-se com a mesma metodologia e para os mesmo estados limites referida anteriormente, representados na Figura 7.12.

RESISTÊNCIA AO CORTE POR PLANO DE CORTE			
LIGAÇÃO	Esforços Atuantes	Esforço de Cálculo	VERIFICAÇÃO
IPE 120 - UPN 120	Fv,Ed (KN)	Fv,Rd (KN)	VERIFICA
	1,07	43,39	

RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO						
LIGAÇÃO	Esforço Atuante	Esforço de Cálculo				VERIFICAÇÃO
		K1		αd		
	Fb,Ed (KN)	Extremidade	Interior	Extremidade	Interior	ab
IPE 120 - UPN 120	1,07	1,96	1,96	0,46	0,57	0,46
						Fb,Rd (KN)
						37,37
						VERIFICA

RESISTÊNCIA À ROTURA EM BLOCO DEVIDO AO ESFORÇO AXIAL					
LIGAÇÃO	Tipo de Carregamento	Esforço Atuante	Esforço Cálculo		VERIFICAÇÃO
			Área solicitada	Veff,1,Rd (KN)	
		Veff,1,Ed (KN)	Ant (mm2)	Anv (mm2)	
IPE 120 - UPN 120	Centrado	0,23	190	650	168,56
					VERIFICA

RESISTÊNCIA À ROTURA EM BLOCO DEVIDO AO ESFORÇO TRANSVERSO					
LIGAÇÃO	Tipo de Carregamento	Esforço Atuante	Esforço Cálculo		VERIFICAÇÃO
			Área solicitada	Veff,1,Rd (KN)	
		Veff,1,Ed (KN)	Ant (mm2)	Anv (mm2)	
IPE 120 - UPN 120	Centrado	0,86	535	305	232,47
					VERIFICA

Área do bloco que se encontra à tração

Área do bloco que se encontra à compressão

Figura 7.18 – Verificação de segurança da ligação L11

7.2.2 Ligações metálicas aparafusadas – soldadas

As ligações metálicas aparafusadas – soldadas dimensionadas e elaboradas no decorrer deste projeto, apresentam um dos lados aparafusado ao elemento estrutural e o outro lado soldado. O lado onde será executada a soldadura será o lado que sofrerá inclinações quer no plano Y quer no plano Z.

A Figura 7.19 apresenta as bases para o dimensionamento da ligação L2. Esta ligação apresenta um acréscimo para introdução e cálculo dos dados relativos à soldadura.

Como parâmetros relevantes para o dimensionamento dos cordões de soldadura adotou-se uma espessura de 5 mm (a), um comprimento de total dos cordões de 270 mm (l) e área efetiva do cordão (Aw).

As soldaduras entre peças de diferentes classes de resistência deverão ser calculadas adotando as propriedades da classe de resistência mais baixa. [6]

CAPÍTULO 7

Como tal é necessário diminuir a resistência através de um fator β_w designado por fator de correlação e exposto conforme a norma NP EN 1993-1-8:2010. Admitiu-se assim um fator de correlação de 0,85 correspondente à classe de aço considerada (S275).

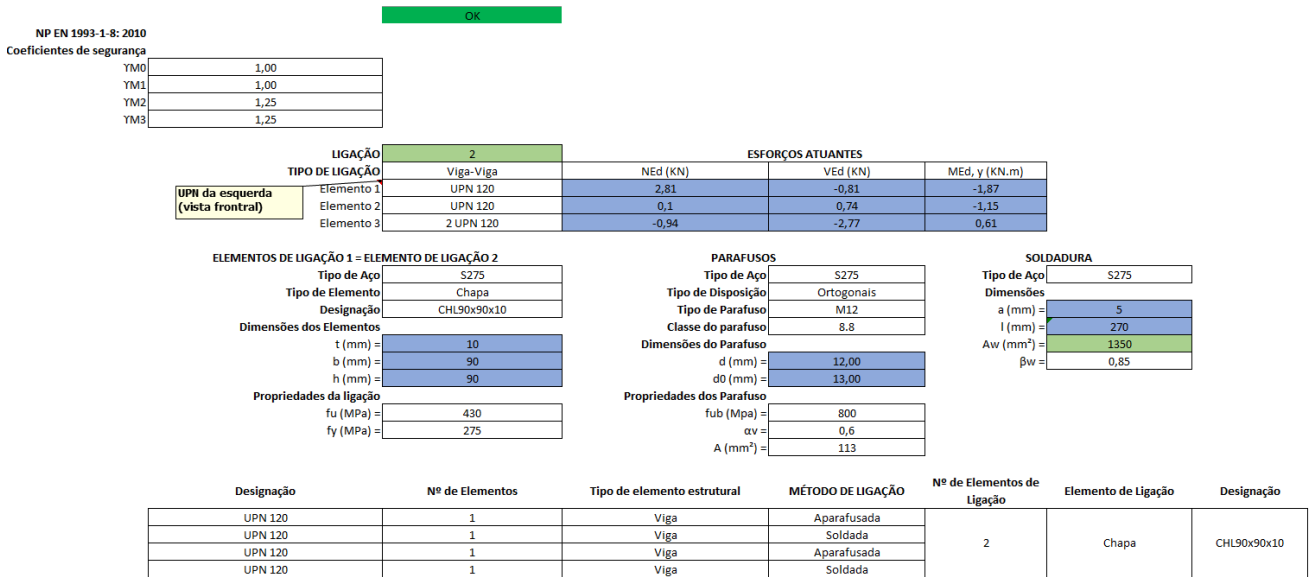


Figura 7.19 – Bases para o dimensionamento da ligação L2

A folha de cálculo elaborada contém as ligações que possuem quer elementos de fixação (parafusos) quer cordões de soldadura. Realizou-se o dimensionamento para cada lado separadamente conforme o tipo de ligação. A Figura 7.20 mostra a disposição construtiva e cálculo dos esforços atuantes do lado em que ligação será aparafusada, em que a formatação e configuração assemelha-se à considerada nas ligações meramente aparafusadas.

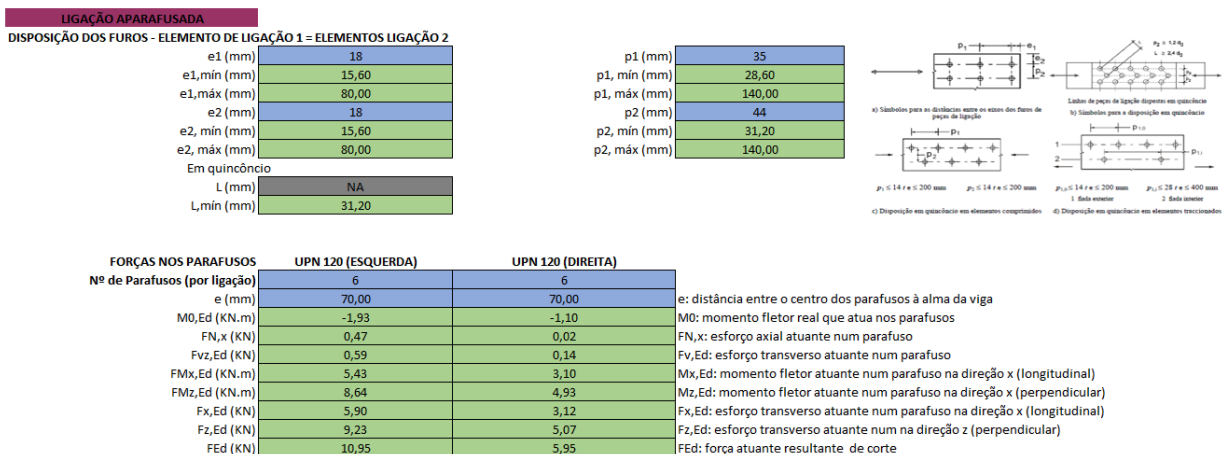


Figura 7.20 – Disposição construtiva e cálculo dos esforços atuantes da ligação aparafusada

As verificações aos estados limites foi elaborada da mesma forma que as verificações explicitadas na Figura 7.18. No caso do lado onde será efetuado cordões de soldadura foi utilizado o método simplificado de cálculo que se exprimir da seguinte forma:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} \tag{7.4}$$

onde:

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

$F_{w,Rd}$ — valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento;

Para validação da expressão 7.4 obteve-se as tensões nos cordões de soldadura através do método direcional. Neste método, os esforços transmitidos por unidade de comprimento da soldadura são decompostos em componentes paralelas e transversais ao eixo longitudinal da soldadura e , posteriormente, noa componentes perpendiculares e transversais ao plano que define a espessura do cordão [6].

A Figura 7.21 explicita como foi realizado o dimensionamento da parte soldada da ligação. De salientar que, para o cálculo das tensões normais e tangenciais de cordão utilizou-se o momento polar de inércia já pré-estabelecido em elementos de ligação padronizados (cantoneiras) cujas dimensões das chapas são idênticas.

LIGAÇÃO SOLDADA		UPN 120 (ESQUERDA)		UPN 120 (DIREITA)	
FORÇAS NAS SOLDADURAS		UPN 120 (ESQUERDA)		UPN 120 (DIREITA)	
Nº de Soldaduras (por ligação) =		3		3	
e (mm) =		63,00		63,00	
xi (mm) =		45,00		45,00	
zi (mm) =		60,25		60,25	
MO (kNm) =		0,44		0,44	
IO (cm4) =		362,16		362,16	
τFx (MPa) =		-0,70		-0,70	
τFz (MPa) =		-2,05		-2,05	
τMx (MPa) =		7,24		7,24	
τMz (MPa) =		5,41		5,41	
σ (MPa) =		7,36		7,36	

RESISTÊNCIA DA SOLDADURA						
LIGAÇÃO	MÉTODO	Cordão		Esforço de Atuante Fw,Ed (N/mm²)	Esforço de Cálculo Fw,Rd (N/mm²)	VERIFICAÇÃO
		Nº	l (mm)			
UPN 120 (ESQUERDA)	Simplificado	1	90	14,72	233,66	VERIFICA
		2	90			
		3	90			
UPN 120 (DIREITA)	Simplificado	1	90	14,72	233,66	VERIFICA
		2	90			
		3	90			

Figura 7.21 – Dimensionamento das soldaduras da ligação L2

A Figura 7.22 explicita o pormenor estrutural relativo a ligação L2.

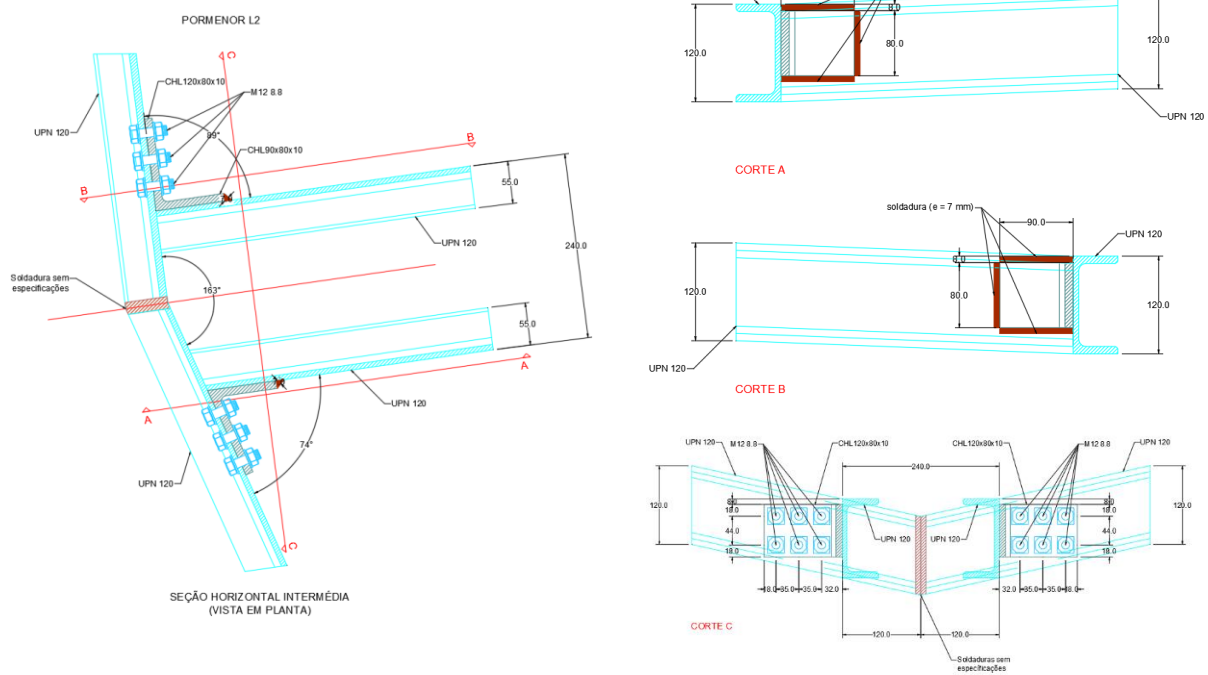


Figura 7.22 – Pormenor da ligação L2

CAPÍTULO 8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 CONCLUSÕES

Primeiramente, em relação ao caso de estudo mencionado no Capítulo 2, este teve uma maior valia de aprendizagem quer a nível prático dos procedimentos construtivos e de planeamento, de condutas em caso de alterações ao projeto e implicações das mesmas e dinâmica entre intervenientes.

As coberturas predominantemente compostas em aço são estruturas que permitem alcançar vãos elevados permitindo a concretização de obras esteticamente interessantes e agradáveis.

A análise detalhada dos efeitos das ações neste tipo de estruturas tem especial relevância, sendo que a ação mais relevante neste projeto (ação do vento) deveria ser realizada com recurso a ensaios no túnel de vento para a sua correta quantificação. Isto é, apesar da tentativa de minuciosidade na determinação das pressões exercidas pelo vento, pode-se inferir que os valores obtidos são aproximados.

No pré-dimensionamento de qualquer tipo de elementos estruturais desta cobertura, recorreu-se a algumas simplificações através de aproximações com base em experiência ou conceitos simples. A modelação efetuada no ROBOT indicando o facto da irregularidade geométrica da edificação e a forma de introdução dos dados apresentou vários erros e limitações. A nível de dimensionamento de estruturas maioritariamente metálicas a aprendizagem da configuração das verificações de cálculo é de dificuldade intermédia e vagarosa. O número elevado de verificações efetuadas pelo programa torna a análise dos resultados demorada.

No entanto, os resultados obtidos no ROBOT tendo em conta o dimensionamento à deformação e colapso dos elementos metálicos são confiáveis, uma vez que, com os mesmos cálculos configurados nas folhas de cálculo EXCEL obteve-se valores notoriamente aproximados.

8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Em relação ao programa de cálculo manual (EXCEL) a otimização das folhas elaborados ao longo da elaboração deste projeto pode ser imensamente melhorada. A limitação de tempo e complexidade de

CAPÍTULO 8

cálculo de todos os elementos intervenientes dificultou a otimização e automatização de vários parâmetros. Outro desenvolvimento importante em EXCEL seria a potencialização das folhas elaboradas com recurso a VBA (Visual Basic for Applications).

Além da elaboração de macros em cada folha elaborada para cada elemento estrutural interveniente a interligação das várias folhas de cálculo também seria atraente para ligação total entre todos os elementos. Contudo, um desenvolvimento desse nível seria muito ambicioso e praticamente equiparável a um programa de cálculo automático.

Seria também importante ainda evoluir todo este processo interligando a outros softwares com funcionalidades 3D (como por exemplo: o REVIT, etc.) economizando o tempo dos desenhos pormenorizados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CEN – Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas, NP EN 1990. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2009.
- [2] CEN. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, NP EN 1991-1-1. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2009.
- [3] CEN. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento, NP EN 1991-1-4. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2010a.
- [4] CEN. Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2010.
- [4] CEN. Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1993-1-1. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2010
- [5] CEN. Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-8: Projeto de ligações, NP 1993-1-8. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2010.
- [6] CEN. Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais, NP EN 1997-1. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2010
- [7] CEN. Norma Portuguesa – Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade, NP EN 206-1. Portugal: IPQ, 2007
- [8] Encontro Luso – Brasileiro de Reabilitação Urbana, 1ª Edição, Lisboa, 1995 – Carta de Lisboa para a Reabilitação Urbana Integrada
- [9] SOARES, Jorge Nuno Barbosa Ribeirinho – Verificação de Segurança ao Corte de Elementos de Betão Armado. Estudo e comparação da aplicação de diferentes regulamentos. FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011
- [10] APPLETON, Júlio. CONSTRUÇÕES EM BETÃO – Nota histórica sobre a sua evolução. 9ª Edição, 2013.

ANEXO

Anexo I – Planta de Localização

Anexo II – Localização da área de implantação dos contentores

Anexo III – Planta de proposta (Bloco A4)

Anexo IV – Cortes e alçados da proposta (Bloco A4)

Anexo V – Plantas, cortes e alçados (Alpendre/Bloco do Professores)

Anexo VI – Projeto de estabilidade

Anexo VII – Pormenores elementos metálicos

Anexo VIII – Pormenores elementos de betão armado

Anexo IX – Projeto de ligações