



Ferramenta de dimensionamento de pavilhões metálicos

TOMÁS OLIVEIRA FERNANDES DE ALMEIDA

outubro de 2022

FERRAMENTA DE DIMENSIONAMENTO DE PAVILHÕES METÁLICOS

Tomás Oliveira Fernandes de Almeida
1170659

2021/22

Instituto Superior de Engenharia do Porto
Departamento de Engenharia Mecânica



FERRAMENTA DE DIMENSIONAMENTO DE PAVILHÕES METÁLICOS

Tomás Oliveira Fernandes de Almeida

1170659

Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Mecânica, realizada sob a orientação do Doutor Raul Duarte Salgueiral Gomes Campilho e coorientação da Doutora Elza Maria Morais Fonseca

2022

Instituto Superior de Engenharia do Porto

Departamento de Engenharia Mecânica



JÚRI

Presidente

Doutor Armando José Vilaça de Campos

Professor adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Orientador

Doutor Raul Duarte Salgueiral Gomes Campilho

Professor adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Coorientador

Doutora Elza Maria Morais Fonseca

Professor coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Arguente

Doutor Renato Manuel Natal Jorge

Professor catedrático, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer ao meu orientador professor doutor Raul Campilho por todo o apoio prestado no desenvolvimento deste trabalho, pela sua disponibilidade, paciência e motivação que permitiu a elaboração deste trabalho. Não posso deixar de agradecer à minha coorientadora professora doutora Elza Fonseca por toda a transmissão de conhecimentos de dimensionamento de estruturas metálicas.

Agradeço também ao meu amigo Eng^o Pedro Gregório que me ajudou na elaboração da interface gráfica, e sem a ajuda do qual este trabalho não seria possível. Agradeço também à Eng^a Filipa Santiago pelo design do logótipo do programa e ao Eng^o Paulo Gregório por todas as dicas ao longo da elaboração do programa.

Aos meus pais e família por me terem proporcionado as melhores condições ao longo da minha vida.

À minha namorada Carolina agradeço o apoio infindável que me deu ao longo do meu percurso académico e todas as conversas de motivação que me deu, sem os quais não teria sido possível atingir este resultado.

Por fim, uma última palavra a toda a comunidade de programadores Python que foram a minha maior fonte de informação relativamente a esta linguagem.

PALAVRAS-CHAVE

Pavilhões metálicos; Dimensionamento; Método de Elementos Finitos; Programa em Python; Eurocódigos; Análise estrutural.

RESUMO

A procura por pavilhões metálicos tem aumentado consideravelmente nos últimos anos, levando a que estas estruturas estejam muito padronizadas pelos engenheiros que as dimensionam. Estas estruturas estão sujeitas a várias ações, dependendo da zona em que estão localizadas, e é necessário que estas suportem as cargas impostas sem pôr em perigo vidas humanas e animais, bem como bens materiais. No dimensionamento de estruturas metálicas é necessário respeitar a regulamentação imposta pela legislação em vigor, nomeadamente os Eurocódigos. Estes constituem um conjunto de Normas Europeias relativas ao projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil. No entanto, realizar um estudo da análise estrutural de um pavilhão respeitando as imposições dos Eurocódigos é uma tarefa morosa, daí que já existem vários programas desenvolvidos por várias empresas que conseguem fazer o dimensionamento de estruturas segundo o Eurocódigo. Contudo, estes programas não são economicamente acessíveis e a sua correta aprendizagem é demorada.

O objetivo desta dissertação é desenvolver um programa que permita dimensionar pavilhões metálicos em perfis laminados a quente de uma forma mais rápida e simples. Inicialmente são abordados tópicos como a legislação em vigor, regras de dimensionamento impostas pelos Eurocódigos, métodos analíticos e programas computacionais existentes para o dimensionamento de pavilhões metálicos. Posteriormente são descritos todos os passos de como o programa foi desenvolvido e como funciona, seguido de validação com dois programas comerciais usando dois casos de estudo. No final são relatadas as conclusões e possíveis melhorias de serem realizadas.

KEYWORDS

Portal frames; Design; Finite Element Method; Python software; Eurocodes; Structural analysis.

ABSTRACT

The demand for steel portal frames has increased considerably in recent years, making these structures highly standardized by the engineers who design them. These structures are subjected to various actions, depending on the area where they are located, and it is necessary that they support the imposed loads without endangering human and animal lives, as well as material goods. When sizing steel structures, it is necessary to respect the regulations imposed by the current legislation, namely the Eurocodes. These constitute a set of European Standards related to the design of building structures and of other civil engineering works. However, performing a structural analysis study of a building while respecting the Eurocodes requirements is a time-consuming task. Thus, different developed software by several companies are available to design structures according to the Eurocode. However, these programs are not economically accessible, and their correct learning is time consuming.

The objective of this dissertation is to develop a program to design steel portal frames made of hot rolled profiles in a faster and simpler way. Initially, topics like the current standards, design rules imposed by Eurocodes, analytical methods, and existing computer software for the design of metallic buildings are discussed. Afterwards, all the steps of how the software was developed and how it works are described, followed by validation with two commercial software using two case studies. At the end, the conclusions and possible improvements are reported.

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Lista de Abreviaturas

2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
AC	Antes de Cristo
BIM	<i>Building Information Modeling</i>
CAE	<i>Computer Assisted Engineering</i>
CEN	Comité Europeu de Normalização
EC	Eurocódigo
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EUA	Estados Unidos da América
LSF	<i>Light Steel Framing</i>
MEF	Método de Elementos Finitos
PRS	Perfil Reconstituído Soldado
REAE	Regulamento de Estruturas em Aço para Edifícios
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
RSEP	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
UE	União Europeia

 Lista de Unidades

°	Grau
kg	Quilograma
m	Metro
mm	Milímetro
N	Newton
Pa	Pascal

 Lista de Símbolos

a	Parâmetro; espessura de um cordão de soldadura; razão entre a área da alma e a área total de uma secção em I ou H
A	Área da secção transversal de um elemento; extensão após rotura
C_d	Valor limite definido regulamentarmente para o mesmo efeito
C_e	Coeficiente de exposição
C_t	Coeficiente térmico
C_z	Coeficiente que depende da zona
E	Módulo de elasticidade
E_d	Valor de cálculo do efeito das ações
f_y	Tensão de cedência
f_u	Tensão última
$f_{vw,d}$	Valor de cálculo da resistência ao corte por soldadura
$F_{w,Ed}$	Valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento
$F_{w,Rd}$	Valor de cálculo da resistência de soldadura por unidade de

	comprimento
$G_{k,j}$	Esforço resultante de uma ação permanente, valor característico
I	Momento de inércia de uma secção em relação ao eixo neutro
h	Altura total da estrutura
H	Altitude do local a partir da cota do mar
$Q_{k,1}$	Esforço resultante de uma ação de base variável, valor característico
$Q_{k,i}$	Esforço resultante de uma ação variável, valor característico
L	Comprimento de um elemento
L_E	Comprimento de encurvadura
m	Número de pilares de um alinhamento
M	Diâmetro nominal de um parafuso
M_{y,E_d}	Valor de cálculo do momento fletor atuante em torno de y
M_{y,R_d}	Valor de cálculo do momento fletor resistente em torno de y
M_{z,E_d}	Valor de cálculo do momento fletor atuante em torno de z
M_{z,R_d}	Valor de cálculo do momento fletor resistente em torno de z
N_{cr}	Carga crítica de Euler
N_{E_d}	Valor de cálculo do esforço axial atuante
N_{R_d}	Valor de cálculo do esforço axial resistente
$q_p(z)$	Pressão dinâmica de pico
q_b	Pressão dinâmica de referência
R_d	Valor de cálculo da resistência correspondente
S	Carga da neve na cobertura
S_k	Valor característico da neve ao nível do solo

α_h	Fator de redução dependente da altura de uma estrutura
α_m	Fator de redução dependente do número de pilares de um alinhamento
β_w	Fator de correlação
ϕ	Imperfeição geométrica equivalente
ϕ_0	Valor de base da imperfeição geométrica equivalente
$\gamma_{G,j}$	Coefficiente de segurança relativo às ações permanentes
γ_Q	Coefficiente de segurança relativo às ações variáveis
γ_{Mi}	Coefficiente parcial de segurança relativo a uma propriedade do material, que cobre também as incertezas de modelação e desvios de dimensões
$\psi_{0,i}$	Coefficiente probabilístico de ação variável de ordem i
σ_{x,E_d}	Valor de cálculo da tensão longitudinal
σ_{z,E_d}	Valor de cálculo da tensão transversal
σ_{\perp}	Tensão normal perpendicular à espessura
σ_{\parallel}	Tensão normal paralela ao eixo da soldadura
τ_{E_d}	Valor de cálculo da tensão tangencial
τ_{\perp}	Tensão tangencial perpendicular ao eixo da soldadura
τ_{\parallel}	Tensão tangencial paralela ao eixo da soldadura
μ_i	Coefficiente de forma para a neve

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Pavilhão metálico (adaptado de [6])	10
Figura 2 - Sistema de contraventamentos de um pavilhão [8].....	11
Figura 3 - Pavilhão em <i>Portal Frame</i> [10]	12
Figura 4 - Cobertura treliçada [13]	12
Figura 5 - Pórtico Golias [14]	12
Figura 6 - Pórtico em PRS (elaboração própria)	13
Figura 7 - Viga PRS ondulada (elaboração própria).....	13
Figura 8 - Construção em LSF [14]	14
Figura 9 - Transporte de estruturas metálicas por via terrestre (elaboração própria)	16
Figura 10 - Exemplo de figura reticulada contínua (elaboração própria).....	17
Figura 11 - Exemplo de asna com reforço [27].....	17
Figura 12 - Comportamento de secções à flexão [36].....	19
Figura 13 - Representação dos coeficientes de pressão exterior (elaboração própria).....	23
Figura 14 - Comprimento de encurvadura LE [43]	26
Figura 15 - Comportamento dos vários tipos de ligações [46]	27
Figura 16 – a) Representação de uma ligação da base de pilar articulada; b) Ligação rígida (adaptado de [47]).....	27
Figura 17 - Classes de parafusos [44]	28
Figura 18 - Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos [48].....	28
Figura 19 - Valor de cálculo da resistência individual de peças de ligação [48]	29
Figura 20 – a) Cordão de canto dos 2 lados; b) Cordão de canto inclinado; c) Cordão de canto de um lado [50].....	29
Figura 21 - Pórtico do pavilhão de 52 m (elaboração própria).....	31
Figura 22 - Ligação base pilar (elaboração própria)	32
Figura 23 - Ligação pilar-asna 1 (elaboração própria)	32
Figura 24 - Ligação asna 1-asna 2 (elaboração própria)	33
Figura 25 - Ligação asna 2 - asna 3 (elaboração própria)	33
Figura 26 - Representação geral do pavilhão (elaboração própria)	33

Figura 27 - Representação geral do pavilhão (elaboração própria)	34
Figura 28 - Ligação base do pilar (elaboração própria)	34
Figura 29 - Ligação pilar - asna (elaboração própria)	34
Figura 30 - Ligação asna-asna (elaboração própria).....	34
Figura 31 - Transformação de uma sistema hiperestático em isostático (adaptado de [51])	36
Figura 32 - Estrutura passível de dimensionar no Robot Structural Analysis (elaboração própria).....	39
Figura 33 - Estrutura passível de analisar no SAP 2000 [61]	40
Figura 34 - Análise de uma viga no ANSYS (elaboração própria).....	40
Figura 35 - Análise de tensões de um pórtico no RDM <i>Ossatures</i> (elaboração própria).....	41
Figura 36 - Elemento de estrutura bidimensional de 2 nós	48
Figura 37 - Sobreposição do elemento de barra com elemento de viga.....	48
Figura 38 - Transformação de coordenadas.....	50
Figura 39 - Transformação de coordenadas.....	50
Figura 40 - Carga distribuída num elemento de viga.....	52
Figura 41 - Reações nos nós	54
Figura 42 - Diagrama de esforço de corte gerado pelo TED.....	55
Figura 43 - Fluxograma	56
Figura 44 - Arranque do programa.....	63
Figura 45 - Primeira janela.....	63
Figura 46 - Janela de aviso de erro	64
Figura 47 - <i>Array</i> de dados da janela 1	64
Figura 48 – Definição dos elementos do pavilhão.....	65
Figura 49 - Informações na base de dados relativos aos perfis IPE.....	66
Figura 50 - Simulação com pilares encastrados (a) e simulação com pilares rotulados (b)	67
Figura 51 - Janela de definição de ações	68
Figura 52 - Situação desfavorável (a) e situação favorável (b) para majoração do peso próprio	69
Figura 53 - Tabela de coeficientes de majoração relativo à sobrecarga [77]	70
Figura 54 - Coeficientes de majoração da neve [78]	70
Figura 55 - Direções positivas do vento.....	71
Figura 56 - Coeficientes probabilísticos do vento [77]	71

Figura 57 - Valores de cálculo de ações [77]	72
Figura 58 - Exemplo de cálculo de combinação de ações	72
Figura 59 - Seleção da curva de encurvadura (adaptado de [30]).....	75
Figura 60 - Cálculo do fator α	75
Figura 61 - Apresentação dos resultados	76
Figura 62 - Tabela das propriedades gerais.....	77
Figura 63 - Tabelas das combinações de ações	77
Figura 64 - Reações nas bases dos pilares.....	78
Figura 65 - Tabela dos deslocamentos dos nós.....	78
Figura 66 - Numeração dos nós.....	79
Figura 67 - Resultados da análise da encurvadura	79
Figura 68 - Conclusão da simulação	79
Figura 69 - Valores das cargas distribuídas para o caso 1	80
Figura 70 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot	81
Figura 71 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot	82
Figura 72 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot	82
Figura 73 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot	83
Figura 74 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot	84
Figura 75 - Valores das cargas distribuídas para o caso 2	85
Figura 76 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot	86
Figura 77 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados ROBOT.....	87
Figura 78 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot	87
Figura 79 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot	88
Figura 80 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados ROBOT.....	89

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Características dos pilares e vigas.....	32
Tabela 2 - Ligações do pórtico	32
Tabela 3 - Ligações do pavilhão	34
Tabela 4 - Estado da arte	42
Tabela 5 - Variáveis utilizadas no programa.....	57
Tabela 6 - Valores máximos absolutos do esforço de corte para cada elemento	83
Tabela 7 - Valores máximos absolutos do momento fletor para cada elemento	84
Tabela 8 - Valores máximos absolutos da tensão instalada em cada elemento	85
Tabela 9 - Valores máximos absolutos do esforço de corte para cada elemento	88
Tabela 10 – Valores máximos absolutos do momento fletor em cada elemento.....	89
Tabela 11 - Valores máximos absolutos da tensão instalada em cada elemento	90

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	3
1.1	Contextualização	3
1.2	Objetivos	3
1.3	Estrutura do relatório.....	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1	Construção metálica.....	9
2.1.1	Tipos de estruturas.....	9
2.1.2	Tipos de naves industriais	10
2.1.2.1	Portal Frame	11
2.1.2.2	Treliças	12
2.1.2.3	PRS	13
2.1.2.4	Outras	13
2.1.3	Regulamentação aplicável.....	14
2.1.4	Construções metálicas em Portugal	15
2.2	Projeto de estruturas metálicas.....	15
2.2.1	Particularidades de projeto.....	16
2.2.2	Soluções para estruturas reticuladas contínuas.....	17
2.2.3	Dimensionamento	18
2.2.3.1	Propriedades dos materiais	18
2.2.3.2	Classificações das secções	18
2.2.3.3	Imperfeições	19
2.2.3.4	Estados limites	20
2.2.3.5	Definição de ações	21
2.2.3.6	Combinações de ações	23
2.2.3.7	Resistência das secções transversais	24
2.2.3.8	Encurvadura.....	25

2.2.3.9	Ligações.....	26
2.2.4	Exemplos de pavilhões existentes.....	31
2.3	Métodos de análise.....	35
2.3.1	Métodos analíticos.....	35
2.3.1.1	Método das forças.....	35
2.3.1.2	Método dos deslocamentos.....	36
2.3.2	Método de elementos Finitos.....	37
2.3.2.1	Princípios básicos do método de elementos finitos.....	37
2.3.2.2	Utilização em projeto e potencialidades.....	37
2.3.2.3	Programa disponível para projeto.....	38
2.3.2.3.1	<i>Programa</i> comercial.....	38
2.3.2.4	Funcionalidades dos programas.....	41
2.3.2.5	Estado-da-arte.....	41
3	DESENVOLVIMENTO.....	47
3.1	Objetivos do trabalho.....	47
3.2	Tipo de elemento e formulação.....	48
3.2.1	Matriz de rigidez do elemento.....	49
3.2.2	Transformação de coordenadas.....	49
3.2.3	Carregamentos equivalentes.....	51
3.2.4	Estado de tensões nos elementos.....	54
3.2.5	Diagramas de deflexão, esforços e tensões.....	55
3.3	Estrutura do programa.....	55
3.4	Métodos de programação.....	57
3.5	Funcionamento do programa.....	62
3.5.1	Interface gráfica.....	62
3.5.2	Início do programa.....	62
3.5.3	Definição da geometria da estrutura.....	63
3.5.4	Definição dos elementos constituintes.....	64

3.5.4.1	Biblioteca de secções	66
3.5.4.2	Condições fronteira	67
3.5.5	Definição das ações	67
3.5.5.1	Peso próprio.....	68
3.5.5.2	Sobrecarga	69
3.5.5.3	Neve.....	70
3.5.5.4	Vento	71
3.5.5.5	Combinações das ações	72
3.5.6	Dimensionamento à encurvadura por compressão	73
3.5.7	Apresentação dos resultados	75
3.5.8	Exportação de dados	76
3.6	Validação do programa desenvolvido.....	80
3.6.1	Caso 1	80
3.6.2	Caso 2	85
4	CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS	93
4.1	Conclusões	93
4.2	Proposta de trabalhos futuros	94
5	BIBLIOGRAFIA E OUTRAS FONTES DE INFORMAÇÃO.....	97
6	ANEXOS.....	105

INTRODUÇÃO

- 1.1 Contextualização
- 1.2 Objetivos
- 1.3 Estrutura do relatório

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

A procura por pavilhões metálicos tem aumentado consideravelmente nos últimos anos, levando a que estas estruturas estejam muito padronizadas pelos projetistas que as dimensionam. Estas estruturas estão sujeitas a várias ações, que dependem da zona em que estão localizadas, e é necessário que estas suportem as várias ações a que vão estar sujeitas sem colocar em perigo vidas humanas e animais, bem como bens materiais.

No dimensionamento de estruturas metálicas é necessário respeitar a regulamentação imposta pela legislação em vigor, nomeadamente os Eurocódigos. Estes constituem um conjunto de normas europeias relativas ao projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia. No entanto, a análise estrutural e projeto de um pavilhão respeitando as imposições dos Eurocódigos constituem uma tarefa morosa, pelo que se encontram disponíveis no mercado vários programas desenvolvidos por diferentes empresas que conseguem fazer o dimensionamento de estruturas segundo os Eurocódigos. Contudo, estes programas não são economicamente acessíveis e a sua correta aprendizagem é demorada. Outra questão relevante é que os programas disponíveis no mercado permitem dimensionar estruturas que não apenas pavilhões metálicos, que se traduz em tempos de pré-processamentos maiores quando comparados com programas dedicados a uma só função. Desta forma, a existência de uma ferramenta criada à medida para uma dada organização que se dedique ao projeto de estruturas metálicas, resultando das orientações dos projetistas que se dedicam ao projeto das mesmas estruturas, poderia conduzir à melhoria do processo em termos de tempo e custos associados.

1.2 Objetivos

O principal objetivo da presente dissertação consiste no desenvolvimento de um programa informático para o cálculo e dimensionamento de pavilhões metálicos com perfis laminados a quente. Pretende-se que o programa a desenvolver seja simples, fácil de usar, mas que respeite a legislação em vigor em Portugal. Para este efeito, primeiro é necessário perceber como estas estruturas são dimensionadas, principalmente o tipo de ações a que são sujeitas, a regulamentação aplicável em vigor

e as verificações que são necessárias de realizar. Também é necessário verificar e conhecer as várias opções de programas disponíveis do mercado, pois estes têm as suas vantagens, que certamente serão mais valias, de forma a apresentar, numa fase posterior do trabalho, uma solução diferenciada que resulte num programa de simples utilização para o projetista. A interface gráfica deve ser a mais intuitiva possível para não causar dúvidas ao seu utilizador na inserção de dados e respetivas unidades, e quais as informações a inserir em cada etapa do pré-processamento. De modo a verificar que o programa realmente funciona, é necessário verificar os resultados obtidos com outros programas já disponíveis no mercado. No final do processamento, o programa deve exportar um relatório no formato PDF que contenha os resultados obtidos na simulação, nomeadamente deslocamentos nodais, reações nos apoios e diagramas de esforços internos (corte e momentos fletores) e cálculo de tensões.

1.3 Estrutura do relatório

O relatório encontra-se dividido em quatro capítulos distintos, nomeadamente introdução, revisão bibliográfica, desenvolvimento, e conclusões e proposta de trabalhos futuros.

No primeiro capítulo, a introdução, é efetuada a contextualização do tema escolhido, apresentados os objetivos pretendidos com a elaboração do relatório, e finalmente a estrutura do relatório.

O capítulo da revisão bibliográfica deste relatório encontra-se dividido em três partes, nomeadamente construção metálica, projeto de estruturas metálicas e métodos de análise. Na primeira parte aborda-se a construção metálica em geral, as suas vantagens para várias áreas de engenharia e os diferentes tipos de naves industriais existentes. É descrita ainda a regulamentação aplicável para estas construções. Na parte de projeto de estruturas metálicas o foco são os critérios e regras para o correto dimensionamento de estruturas em aço segundo os Eurocódigos, desde a definição de ações e as combinações dos seus efeitos até ao dimensionamento de ligações aparafusadas e soldadas. Na última parte são abordados os métodos de análise analíticos, como o método das forças e o método dos deslocamentos, e o método de elementos finitos. São ainda abordados os vários programas disponíveis no mercado para o dimensionamento de estruturas metálicas, bem como alguns estudos inovadores no âmbito da construção metálica.

O terceiro capítulo, o desenvolvimento, detalha o programa desenvolvido (TED) e como este programa foi desenvolvido. Primeiramente é descrita a formulação do elemento de estrutura segundo o método de elementos finitos, na qual o TED se baseia, matrizes de rigidez locais e globais, carregamentos equivalentes e estado de tensão. De seguida descreve-se a estrutura do programa e os métodos de programação utilizados no desenvolvimento do TED. É também relatado o

funcionamento do programa, que contempla a interface gráfica e os dados que têm de ser inseridos em cada janela, os cálculos efetuados pelo programa, os resultados e a forma como os exporta. Para finalizar, é realizada uma comparação entre o TED e dois programas existentes, *Robot Structural Analysis* e *RDM*, para validação dos resultados obtidos.

O último capítulo destina-se às conclusões e propostas de trabalhos futuros, no qual se relatam as maiores dificuldades sentidas e uma avaliação crítica do trabalho desenvolvido. Neste capítulo são ainda mencionadas melhorias que podem ser realizadas no TED para tornar o programa mais apelativo e cativar mais utilizadores.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- 2.1 Construção metálica
- 2.2 Projeto de estruturas metálicas
- 2.3 Métodos de análise

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Construção metálica

O recurso a materiais metálicos, nomeadamente o aço, é cada vez mais recorrente em várias áreas. Esta mudança deve-se a vários fatores e tem muitas vantagens associadas, tais como a velocidade de transformação do aço e montagem de estruturas metálicas; elevada segurança e fiabilidade, devido à sua resistência mecânica; custo de obra reduzido comparativamente a outros materiais; baixo peso e material sustentável pois o aço é infinitamente reciclável [1].

O uso de ferro pelo Homem não é uma novidade, visto que há provas que desde o ano 1500 aC (antes de Cristo) na região da Anatólia, atual Turquia, se começou a derreter ferro e a transformar em peças, impulsionando assim a idade do Ferro [2].

Contudo, apenas no século XVIII, com a revolução industrial e a descoberta da máquina a vapor, se começou a produzir aço em grande escala, em vez do até então utilizado ferro fundido. Esta mudança deveu-se sobretudo à resistência muito superior do aço relativamente ao ferro fundido.

Atualmente, as aplicações do aço na engenharia abrangem diversas áreas, desde equipamentos de uso quotidiano, como facas e puxadores de portas, até navios e plataformas petrolíferas.

Na área da construção, as estruturas metálicas estão a ganhar cada vez mais destaque em relação ao betão. O uso de aço permite obter estruturas mais resistentes e consideravelmente mais leves. Outro fator que surge em benefício do aço é o tempo de fabrico e montagem da estrutura, que é muito inferior. Enquanto as construções em betão são maioritariamente realizadas em obra, um edifício metálico é construído em peças numa fábrica de metalomecânica. No local de obra apenas requer montagem das peças, através de ligações aparafusadas, que é tipicamente rápida e que requer pouca utilização de maquinaria pesada.

2.1.1 Tipos de estruturas

A construção metálica, atualmente está aplicada em diversos tipos de peças de engenharia. Desde equipamentos de elevação de peças e cargas, como pontes rolantes e gruas até pavilhões industriais. As estruturas em aço destacam-se pela sua resistência, leveza e o tempo de execução que é relativamente curto.

2.1.2 Tipos de naves industriais

Os pavilhões metálicos, ou naves industriais, são edifícios com uma grande área coberta, apresentando em planta a forma de um retângulo. Estes pavilhões são usados para diversas aplicações como por exemplo fábricas, pavilhões gimnodesportivos, espaços de lazer, armazéns e lojas. São também caracterizados por serem edifícios funcionais e com um pé direito elevado. Atualmente, a construção destes edifícios está muito padronizada, no entanto, cabe ao projetista fazer o dimensionamento e modelação da estrutura [3]. As naves industriais mais comuns são constituídas por 4 elementos fundamentais (Figura 1):

- ❖ Pilares e vigas: Elementos que formam um pórtico bidimensional, que são responsáveis por suportar as ações que atuam na estrutura global;
- ❖ Madres: Vigas que normalmente se situam na cobertura e nas fachadas dos edifícios. Transmitem as cargas dos revestimentos aos pilares e vigas;
- ❖ Contraventamentos: Barras ou cabos necessários para assegurar a resistência e rigidez da estrutura em relação às ações com efeitos horizontais [4];
- ❖ Chapas de revestimento: Têm a função de proteger e isolar o interior do pavilhão do exterior. Elemento da estrutura que transmite as cargas às madres [5].



Figura 1 - Pavilhão metálico (adaptado de [6])

Em muitos pavilhões usam-se também sistemas de contraventamentos de forma a aumentar a resistência e a rigidez da estrutura na direção longitudinal, reduzindo os efeitos de segunda ordem [6] (Figura 2).

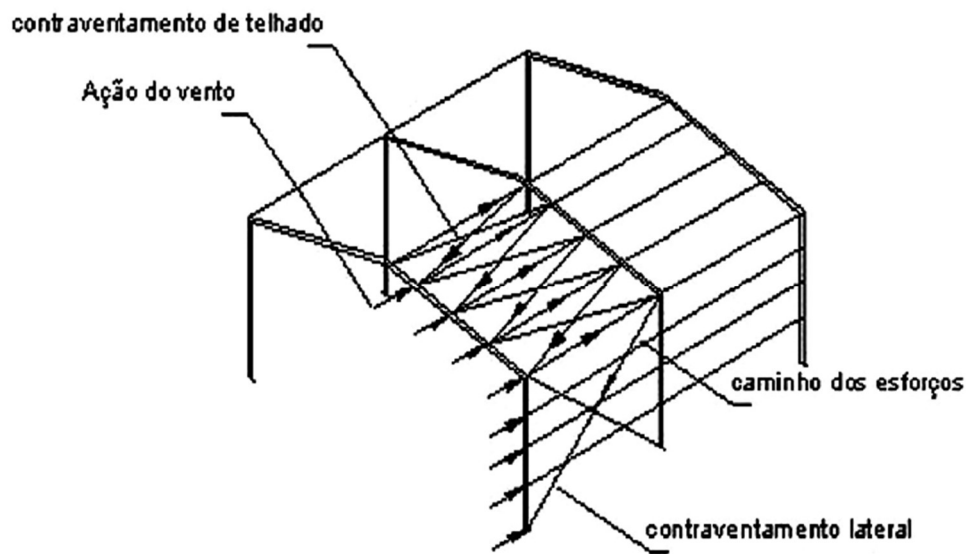


Figura 2 - Sistema de contraventamentos de um pavilhão [8]

2.1.2.1 Portal Frame

Os pórticos bidimensionais, também conhecidos por *Portal Frame*, são estruturas constituídas por pilares e vigas inclinadas, ligados rigidamente entre si. Este tipo de estrutura foi desenvolvido durante a segunda guerra mundial para armazenamento de bens e material militar. Estes edifícios começaram a ser muito populares devido à sua elevada eficiência estrutural, pois conseguem combinar o facto de se conseguir uma grande área coberta com a utilização de poucos materiais.

Para a construção destes pavilhões é muito comum recorrer-se a perfis laminados a quente, nomeadamente perfis da classe 1 ou 2, perfis I ou H. Por outro lado, é necessária a utilização de contraventamentos entre alguns pórticos para assegurar a resistência da estrutura na direção longitudinal [7].

Esta solução é das mais utilizadas para naves de vão pequeno, pois é uma estrutura de fácil execução, o que faz ser economicamente muito apelativa (Figura 3).

Este tipo de pórtico é bastante utilizado e costuma ser usualmente aplicado quando se pretende cumprir as seguintes condições:

- ❖ Comprimento do vão entre 15 e 50 m;
- ❖ Altura do pilar entre 5 e 10 m;
- ❖ Distância entre pórticos entre 5 e 8 m.

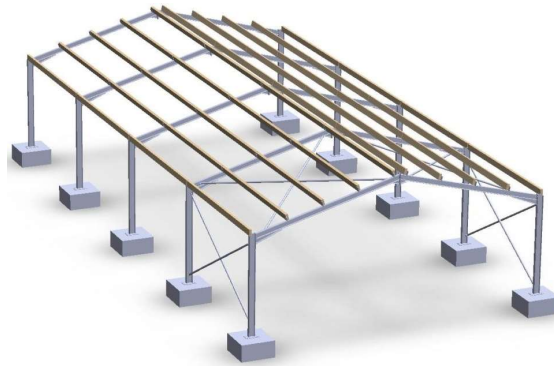


Figura 3 - Pavilhão em *Portal Frame* [10]

2.1.2.2 *Treliças*

Os pórticos treliçados são a solução mais vantajosa para pavilhões de grande vão, pois conseguem suportar cargas elevadas comparativamente ao seu peso. Por definição, uma treliça é um sistema de barras rígidas complanares ligadas entre si por extremidades rotuladas que formam triângulos [8]. As barras das treliças sofrem apenas cargas axiais (compressão ou tração) e as ações sofridas pela estrutura são aplicadas nos nós [9].

A treliça não tem uma configuração específica, pelo que o projetista tem a responsabilidade de desenhar a que melhor se adequa a cada projeto. No entanto, há soluções de treliças que são bastante padronizadas: *Warren, Pratt e Howe*.

As treliças são aplicadas em pórticos de grande vão, mas também em pontes, guias e outras estras estruturas (Figuras 4 e 5).



Figura 4 - Cobertura treliçada [13]



Figura 5 - Pórtico Golias [14]

2.1.2.3 PRS

As vigas em perfil reconstituído soldado (PRS) são como o nome indica, vigas fabricadas por soldadura de três chapas de forma a formar um perfil de secção transversal em I [10]. Estas vigas são muito utilizadas em pavilhões de grandes dimensões, quando os perfis comerciais laminados a quente não conseguem cumprir com as exigências do projeto. Outra razão para a utilização de este tipo de viga decorre de arquitetura, visto que a forma destas vigas depende de quem as desenha (Figuras 6 e 7).



Figura 6 - Pórtico em PRS (elaboração própria)



Figura 7 - Viga PRS ondulada (elaboração própria)

2.1.2.4 Outras

A construção de uma estrutura metálica, está sempre dependente da sua aplicação. Em muitas situações, nomeadamente quando não se encontram em risco vidas humanas nem prejuízos avultados, opta-se por construções mais económicas. Um caso comum desta prática são as estufas agrícolas. O principal objetivo desta estrutura é reter o calor do sol no seu interior e proteger plantas/hortícolas nos dias de intempérie, pelo que é necessário garantir que a estrutura resista à ação do vento. Para este fim, é comum usar pórticos de perfis tubulares, sendo a estrutura em arco [11].

Outro tipo de construção que começa a ter grande relevo na área da construção, é construção em *light steel framing* (LSF), que são perfis de chapa fina galvanizada enformados a frio (Figura 7). Estes perfis estão a ter grande destaque na construção para habitação, pois permitem tempos de execução muito mais rápidos comparativamente a construção em alvenaria, uma boa eficiência térmica e acústica, dependendo do tipo de revestimento utilizado, e um superior desempenho ambiental, pois o aço é 100% reciclável comparado com os materiais habitualmente utilizados, madeira e alvenaria [12][13].



Figura 8 - Construção em LSF [14]

2.1.3 Regulamentação aplicável

A construção metálica em Portugal está sujeita a um conjunto de normas e regras, que foram criadas de modo a haver uma harmonização no dimensionamento de estruturas.

O primeiro documento a ser publicado em Portugal em Diário de República sobre este tema foi o regulamento de estruturas em aço para edifícios (REAE) que foi promulgado pelo Decreto n.º 46160, de 19 de janeiro de 1965 [15]. Este regulamento tem como critério de dimensionamento o conceito de tensão de segurança para as combinações de ações definidas pelo regulamento de solicitações em edifícios e pontes (RSEP).

Seguindo a evolução de outros países europeus, houve necessidade de renovar o REAE por um novo regulamento que tivesse em conta os novos conceitos sobre a construção metálica. Deste modo, o laboratório nacional de engenharia civil (LNEC) procedeu à criação de um novo regulamento que aborda os critérios de segurança em estados limites últimos e a quantificação das ações, indicando para cada uma delas (peso próprio, neve, vento e temperatura) os seus valores dos coeficientes. Este novo documento foi promulgado pelo Presidente da República à data, António Ramalho Eanes, a 22 de Janeiro de 1983, e foi publicado como regulamento de segurança e ações (RSA) [16].

No entanto, tal como Portugal, cada país europeu tinha os seus próprios regulamentos de dimensionamento de estruturas metálicas, o que dificultava o mercado livre de produtos de construção no espaço europeu. Sabendo destas contrariedades, a Comissão Europeia em 1975 começou a trabalhar no sentido de homogeneizar as regras e critérios de dimensionamento de construções na Europa, que ficaram conhecidas por Eurocódigos, sendo os primeiros publicados em 1989 [17]. Os Eurocódigos completaram e acrescentaram tópicos que o RSA não abordava ou negligenciava.

Desde 1990, o desenvolvimento dos Eurocódigos está a cargo da Comissão Técnica CEN/TC 250 do comité europeu de normalização (CEN).

Atualmente os Eurocódigos estão divididos em 9 partes [18]:

- ❖ EN 1990 Eurocódigo: Base para o Projeto de Estruturas;
- ❖ EN 1991 Eurocódigo 1: Ações em Estruturas;
- ❖ EN 1992 Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão;
- ❖ EN 1993 Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço;
- ❖ EN 1994 Eurocódigo 4: Projeto de Estruturas Mistas Aço-Betão;
- ❖ EN 1995 Eurocódigo 5: Projeto de Estruturas de Madeira;
- ❖ EN 1996 Eurocódigo 6: Projeto de Estruturas de Alvenaria;
- ❖ EN 1997 Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico;
- ❖ EN 1998 Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos;
- ❖ EN 1999 Eurocódigo 9: Projeto de Estruturas de Alumínio.

2.1.4 Construções metálicas em Portugal

Em Portugal, a construção metálica tem aumentado o volume de faturação de ano para ano, sendo uma das indústrias mais importantes do país. Mesmo em anos de pandemia, as empresas da indústria metalomecânica, tiveram a capacidade de manter, e algumas até conseguiram aumentar o volume de faturação [19]. A maior parte do aço transformado em Portugal é exportado sendo os principais destinos parceiros da União Europeia (UE): França, Espanha, Alemanha e Itália. No entanto as exportações da indústria metalomecânica portuguesa atualmente chegam a países como os Estados Unidos da América (EUA), Japão, Taiwan, Coreia do Sul, entre outros [20].

2.2 Projeto de estruturas metálicas

A realização de um projeto de estruturas metálicas é um processo que passa por várias fases e o seu tempo de execução está dependente de várias questões.

A primeira fase é o anteprojecto, no qual são discutidos com o cliente vários pontos-chaves: a que se destina na estrutura, cotas máximas e mínimas e outros pontos particulares que o cliente pode querer. Posteriormente, o gabinete de projeto responsável irá desenvolver e apresentar uma primeira solução ao seu cliente.

Após a discussão da primeira solução apresentada ao cliente, entra-se na segunda fase do projeto. Nesta fase já mais avançada, e após a ouvir as considerações do cliente face à primeira solução, alteram-se as partes necessárias e começa-se a dimensionar a estrutura e ligações e a detalhar pormenores.

Na terceira e última fase após a discussão da solução com o dono de obra e caso a sua resposta seja positiva, avança-se para a fase de fabrico e posteriormente montagem da estrutura [21].

2.2.1 Particularidades de projeto

O projeto de estruturas metálicas deve obedecer a várias normas e regras que têm de ser consideradas e validadas durante o projeto.

Uma consideração muito importante é a definição do tratamento superficial para proteger a peça da corrosão. Esta escolha depende do tipo de ambiente a que peça vai estar sujeita e de uma eventual preferência estética. Os tipos de tratamentos mais comuns são a pintura ou a galvanização.

A pintura é o tratamento superficial mais aplicado em peças de aço. Este tratamento consiste em aplicar tinta, por camadas, nas peças a serem protegidas. As tintas mais comuns aplicadas na indústria metalomecânica são tintas à base de zinco, como por exemplo o epóxido de zinco [22].

A galvanização é um processo de aplicação de revestimentos de zinco em peças de aço ou ferro fundido através de imersão da peça em banho de zinco fundido. Este processo apresenta bastantes vantagens, como a proteção uniforme de toda a peça, pouca manutenção e longevidade. Por este processo o revestimento obtido através da galvanização a quente fica ligado metalurgicamente ao substrato de aço [23].

Relativamente ao nível de fiabilidade da estrutura é importante atribuir uma classe segundo a norma EN 1090-2. Nesta norma são definidas quatro classes de execução designadas por EXC1, EXC2, EXC3 e EXC4, com graus de exigência crescente da classe EXC1 até à classe EXC4 [6].

Durante o projeto, outro tópico que é preciso ter em consideração são as dimensões da estrutura. As estruturas metálicas têm a grande vantagem de, quando bem projetadas, conseguirem ser transportadas por um camião ou contentor por via marítima (Figura 9). No entanto, para a carga poder ser acondicionada, é necessário que nenhuma peça tenha as dimensões que excedam as dimensões do transporte. Caso não seja possível acondicionar a carga num destes dois meios, esta terá ser transportada por transporte especial, o que encarece em muito o custo da obra [24].



Figura 9 - Transporte de estruturas metálicas por via terrestre (elaboração própria)

2.2.2 Soluções para estruturas reticuladas contínuas

As estruturas reticuladas são estruturas idealizadas por elementos com uma dimensão muito maior que as outras, o comprimento (Figura 10). Os elementos constituintes da estrutura são: pilares, barras, vigas e tirantes, sendo estes elementos que recebem as cargas e as transmitem aos apoios dos pilares. As barras encontram-se ligados entre si pelas suas extremidades. As ligações entre barras podem ser rígidas ou rotuladas e são as ligações que permitem controlar os esforços nos elementos [25].

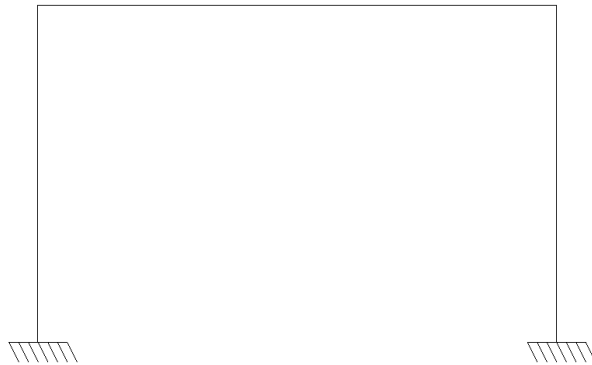


Figura 10 - Exemplo de figura reticulada contínua (elaboração própria)

Os pórticos de pavilhões metálicos são um exemplo de estruturas reticuladas. Nestes pórticos usam-se perfis de secção em I ou em H, pois são os perfis que melhor resistem ao momento fletor.

Na maior parte dos pórticos, os pontos críticos de concentração de tensões são os nós entre pilares e asnas. A forma mais usual de reduzir estas tensões sem ter de aumentar o perfil da asna é usar reforços na asna. Estes reforços, conhecidos como “*bacalhaus*” devido à sua forma, são aplicadas nos extremos das asnas para aumentar a secção do perfil e a inércia da asna na zona de maior tensão (Figura 11). É uma solução económica e de baixa peso [26].

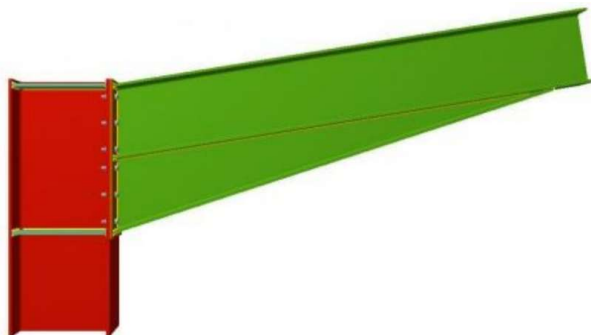


Figura 11 - Exemplo de asna com reforço [27]

2.2.3 Dimensionamento

2.2.3.1 Propriedades dos materiais

No estudo de qualquer projeto estrutural, a seleção do material é das fases mais importantes, pois esta vai influenciar a escolha da geometria do perfil a usar. Cada material tem as suas próprias propriedades, sejam elas propriedades gerais, como a densidade e massa volúmica, sejam as propriedades mecânicas, como a rigidez, resistência, tenacidade e dureza, propriedades térmicas e outras características físicas.

No dimensionamento de estruturas em aço, as propriedades mais importantes a considerar são a rigidez e a resistência do material. Quanto maior for a tensão de cedência do aço, maior é a sua resistência, o que se traduz na maior capacidade que o aço tem de suportar cargas sem se deformar plasticamente, ou seja, é carga máxima que o material aguenta sem se deformar permanentemente [28].

2.2.3.2 Classificações das secções

As secções transversais dos perfis metálicos, laminados ou soldados, são classificadas consoante a sua resistência e capacidade de rotação por fenómenos de encurvadura local [6]. Perfis de secção compacta tendem a plastificar completamente, enquanto nos perfis de secção esbelta este fenómeno pode não ocorrer[29]. Estes fenómenos estão diretamente relacionados com a geometria da secção, nomeadamente a largura e a espessura da alma e do banzo (Figura 12).

O EC3-1-1 classifica as secções de acordo a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica em 4 classes [30]:

- ❖ **Classe 1** – Secções com possibilidade de formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- ❖ **Classe 2** – Secções que podem atingir o momento resistente plástico, contudo a capacidade de rotação é restringida pela encurvadura local;
- ❖ **Classe 3** – Secções cuja tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência. No entanto onde a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- ❖ **Classe 4** – Secções nas quais a encurvadura local ocorre antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção.

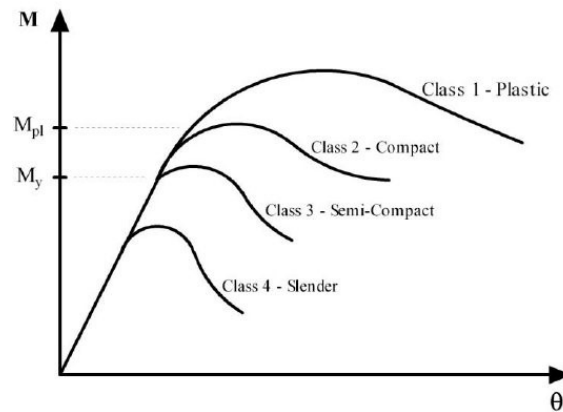


Figura 12 - Comportamento de seções à flexão [36]

A classe de uma seção é calculada com base na relação entre o comprimento e a espessura dos componentes comprimidos da seção, considerando os esforços atuantes, nomeadamente momento fletor e esforço axial e tendo em conta a classe do aço.

2.2.3.3 Imperfeições

Na construção metálica, a não ocorrência de imperfeições é praticamente impossível, mesmo cumprindo com todas as regras e práticas de boa execução. As imperfeições podem ser devidas ao material ou geométricas, sendo que as geométricas são originadas pelo processo de fabrico, armazenagem e manuseamento [31]. Estas imperfeições resultam em tensões residuais, falta de verticalidade e retilinearidade, e devem de ser tidas em consideração na análise global estrutural, pois introduzem esforços secundários adicionais.

O EC3-1-1 defende a que os vários tipos de imperfeições devem ser simulados em conjunto, conforme o conceito de “imperfeição geométrica equivalente”. Este mesmo EC impõe que as imperfeições a considerar são:

- ❖ Imperfeições globais dos pórticos;
- ❖ Imperfeições locais dos elementos;
- ❖ Imperfeições dos sistemas de contraventamento.

As imperfeições globais devem ser consideradas através de uma “imperfeição geométrica equivalente”, que corresponde à falta de verticalidade global da estrutura, definido pelo ângulo ϕ , calculado pela seguinte equação [6]

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (1)$$

Oem que $\phi_0 = 1/200$. Os coeficientes de redução α_h e α_m dependem da altura h e do número de pilares m . Estes valores são obtidos através das seguintes equações

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \quad (2)$$

mas é necessário respeitar a condição

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0. \quad (3)$$

O valor de α_m é dado por

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}, \quad (4)$$

onde h corresponde à altura total da estrutura em metros e m o número de pilares num alinhamento. As imperfeições locais dos elementos devem ser interpretadas como uma imperfeição do tipo curvatura inicial, definida pela razão e_0/L , onde e_0 corresponde à amplitude máxima do deslocamento lateral inicial e L ao comprimento do elemento. As imperfeições para a análise dos sistemas de contraventamento devem também ser consideradas com base no critério de imperfeição geométrica equivalente.

2.2.3.4 Estados limites

O correto dimensionamento de um edifício é fulcral para garantir a segurança das pessoas e de bens materiais. Segundo a norma NP EN 1990 [32], o dimensionamento tem que ser feito em relação aos estados limites:

- ❖ Estado limite último;
- ❖ Estado limite de serviço ou utilização.

O estado limite último é o estado associado ao colapso de uma estrutura, pondo em perigo as pessoas que se encontrem dentro ou perto dela. Esta situação pode ocorrer por perda de equilíbrio da estrutura, colapso da estrutura ou dos seus elementos e ligações, colapso ou deformação excessiva das fundações e ainda rotura por fadiga.

A síntese do estado limite último é assegurar que a seguinte condição seja verificada

$$E_d \leq R_d, \quad (5)$$

onde E_d é o valor de cálculo do efeito das ações e R_d o valor de cálculo da resistência.

O estado limite de utilização ou estado limite de serviço remete para um estado em que os requisitos de utilização deixam de ser verificados, nomeadamente a deformação das estruturas e dos seus componentes.

É necessário verificar a condição

$$E_d \leq C_d, \quad (6)$$

considerando que C_d é o valor limite ou uma função de valores de cálculo de uma certa propriedade.

2.2.3.5 Definição de ações

A determinação e a quantificações é uma das fases mais críticas do projeto, pois é necessário garantir que as ações que se vão usar para o cálculo não estejam subestimadas, caso em que colocam em causa a fiabilidade da estrutura, nem sobrestimadas, pois tal implica uma estrutura de maiores dimensões e mais pesada, o que se traduz num custo superior.

As determinações das ações na UE têm de ser realizadas segundo o EC-1 (EN 1991). Este EC está dividido em 8 partes:

- ❖ Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios [33];
- ❖ Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-2: Ações gerais – Ações em estruturas expostas ao fogo [34];
- ❖ Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-3: Ações gerais – Ações da neve [35];
- ❖ Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento [36];
- ❖ Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas [37];
- ❖ Eurocódigo 1 – Ações em estruturas - Parte 1-6: Ações gerais – Ações durante a execução [38];
- ❖ Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-7: Ações gerais – Ações acidentais [39].

As ações sobre pavilhões são divididas em ações permanentes e ações variáveis.

As ações permanentes contemplam o peso próprio dos componentes existentes na estrutura, tais como pilares, vigas, madres, painéis de cobertura e eventuais pontes rolantes.

As ações variáveis englobam as ações de sobrecarga, neve e vento.

A sobrecarga é uma ação que depende da ocupação do edifício e pode variar consoante o propósito da estrutura. Esta carga inclui a utilização das pessoas, mobiliário, objetos móveis e veículos.

A neve é uma ação que varia de frequência e intensidade conforme a localização aonde se encontra a estrutura, tanto em função da altitude em relação à cota do mar, como também o facto de estar rodeada de edifícios prejudicando a remoção natural da neve. A carga da neve é obtida através da seguinte equação:

$$S = \mu \times C_e \times C_t \times S_k, \quad (7)$$

onde

S – carga da neve na cobertura;

μ_i – coeficiente de forma para a neve;

C_e – coeficiente de exposição;

C_t – coeficiente térmico;

S_k – valor característico da neve ao nível do solo.

Os valores de μ_i , C_e e C_t são consultados no EC1-1-3. O valor de S_k é obtido pela seguinte equação

$$S_k = C_z \times \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right], \quad (8)$$

onde

C_z – coeficiente que depende da zona;

H – altitude do local a partir da cota do mar.

A ação do vento depende de diferentes fatores, como a dimensão, forma e as propriedades dinâmicas da estrutura. Este cálculo é efetuado segundo o EC1-1-4 e com valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica. Primeiramente é necessário calcular o valor da pressão dinâmica de pico, pela expressão

$$q_p(z) = q_b \times C_e(z), \quad (9)$$

onde

$q_p(z)$ – pressão dinâmica de pico;

q_b – pressão dinâmica de referência;

$C_e(z)$ – coeficiente de exposição.

O valor de q_b é consultado no EC1-1-4. O coeficiente de exposição, $C_e(z)$, é obtido através da seguinte equação

$$C_e(z) = \left(1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right) \times \left(0,19 \times \left(\frac{z_0}{0,05} \right)^{0,07} \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right)^2, \quad (10)$$

onde

z - altura acima do solo;

z_0 - comprimento de rugosidade.

Os coeficientes de pressão exterior fornecem essencialmente o efeito do vento sobre as superfícies exteriores de um pórtico. A Figura 13 ilustra as diferentes zonas para a determinação dos coeficientes de pressão exterior do vento, a atuar nas fachadas de um pórtico com duas vertentes iguais e direção a 0° .

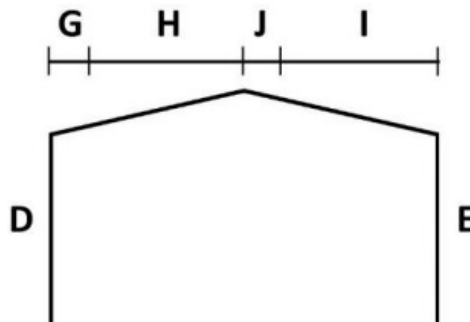


Figura 13 - Representação dos coeficientes de pressão exterior (elaboração própria)

O coeficiente de pressão interior resulta da existência de aberturas nas fachadas ou coberturas dos edifícios. Este coeficiente depende da dimensão e das distribuições das aberturas na envolvente do edifício. Quando este coeficiente não é conhecido, pode-se assumir os seguintes valores [36]:

- ❖ **Caso a:** +0,2;
- ❖ **Caso b:** -0,3.

2.2.3.6 Combinações de ações

A combinação das ações consiste em analisar o efeito conjunto de todas as ações que atuam numa estrutura. Este cálculo é realizado tendo em conta a probabilidade de as situações mais desfavorecidas ocorrerem ao mesmo tempo. Para isso, são usados vários coeficientes de segurança, que consideram vários aspetos, como a localização da estrutura, para o fim a que se destina e o seu design [40].

É necessário realizar combinações de ações, tanto para o estado limite último como para o estado limite de utilização, sendo que é obrigatório ter no mínimo uma ação variável ou de acidente.

Para o estado limite último, a combinação das ações é dada por

$$E_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{G,j} G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}, \quad (11)$$

onde:

$G_{k,j}$ - esforço resultante de uma ação permanente, valor característico;

$Q_{k,1}$ - esforço resultante de uma ação de base variável, valor característico

$Q_{k,i}$ - esforço resultante de uma ação variável, valor característico;

$\gamma_{G,j}$ - coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

γ_Q - coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

ψ_{0i} - coeficiente probabilístico da ação variável de ordem i.

Para o estado limite de serviço, a combinação das ações é dada por

$$E_d = \sum_{j=1}^m G_{k,j} + \psi_{11} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{k,i}, \quad (12)$$

onde

$G_{k,j}$ - esforço resultante de uma ação permanente, valor característico;

$Q_{k,1}$ - esforço resultante de uma ação de base variável, valor característico;

$Q_{k,i}$ - esforço resultante de uma ação variável, valor característico;

ψ_{0i} - coeficiente probabilístico da ação variável de ordem i.

2.2.3.7 Resistência das secções transversais

A resistência da secção transversal de uma viga ou pilar depende da sua classe. Para secções de classe 1 ou classe 2 deve-se usar a resistência plástica, enquanto para secções de classe 3 e classe 4 se deve usar a resistência elástica. No entanto, para secções de classe 4 é também preciso considerar-se a secção efetiva reduzida para se considerar o efeito da encurvadura local, como menciona o EC3-1-1.

Todas as secções podem ser dimensionadas considerando a sua capacidade elástica. No entanto, este método leva geralmente a soluções mais caras. Para este método elástico, deve ser usado o critério de von Mises nos pontos críticos das secções

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1, \quad (13)$$

onde

$\sigma_{x,Ed}$ - valor de cálculo da tensão longitudinal;

$\sigma_{z,Ed}$ - valor de cálculo da tensão transversal;

τ_{Ed} - valor de cálculo da tensão tangencial;

f_y - tensão de cedência;

γ_{M0} – coeficiente parcial de segurança relativo a uma propriedade de uma material.

É possível aplicar ainda outro método de dimensionamento mais conservativo, na ausência de outro método mais rigoroso segundo o EC3-1-1

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1, \quad (14)$$

onde

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço axial atuante;

N_{Rd} – valor de cálculo do esforço axial resistente;

$M_{y,Ed}$ – valor de cálculo do momento fletor atuante em torno de y;

$M_{y,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente em torno de y;

$M_{z,Ed}$ – valor de cálculo do momento fletor atuante em torno de z;

$M_{z,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente em torno de z.

2.2.3.8 Encurvadura

O fenómeno de encurvadura é uma instabilidade que ocorre devido a esforços de compressão e caracteriza-se pela ocorrência de grandes deformações transversais. Este é um aspeto crucial a considerar no projeto de pavilhões metálicos devido às elevadas propriedades mecânicas do aço, o que conduz à existência de perfis esbeltos.

O cálculo do esforço axial para o qual o pilar, apresenta deformações provocadas pela encurvadura é realizado com base na teoria da estabilidade elástica [41]. Contudo esta teoria baseia-se em condições perfeitas, o que na realidade não acontece. Desta forma, para situações reais aplica-se o conceito da carga crítica de Euler [42], calculada através de

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}, \quad (15)$$

onde

N_{cr} – carga crítica de Euler;

E – módulo de elasticidade longitudinal;

I – momento de inércia de uma secção relativamente ao eixo neutro;

A tensão crítica de Euler é calculada dividindo a carga crítica sobre a área de secção transversal

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{ALe^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (16)$$

onde

σ_{cr} – tensão crítica de Euler;

A – área da secção transversal de um elemento;

L_E – comprimento de encurvadura;

λ – coeficiente de esbelteza relativo à encurvadura por flexão.

O coeficiente de esbelteza relativo à encurvadura por flexão é obtido através da seguinte equação

$$\lambda = \frac{L_E}{i}, \quad (17)$$

em que

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad (18)$$

onde

i – raio de giração.

A determinação do comprimento de encurvadura L_E é uma das fases mais importantes para o dimensionamento de elementos comprimidos. Este comprimento depende do comprimento do pilar e das condições de apoio. (Figura 14).

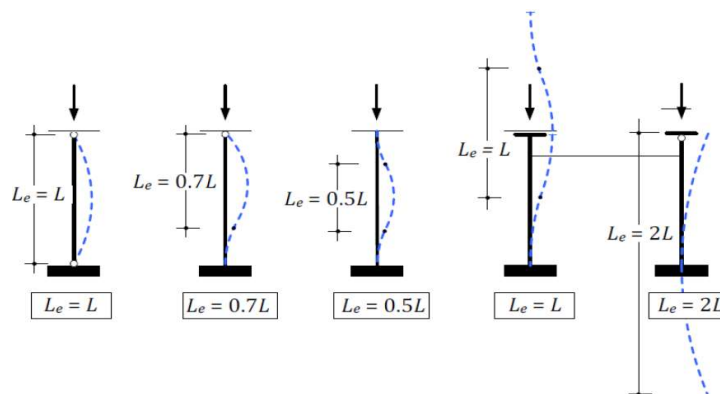


Figura 14 - Comprimento de encurvadura L_E [43]

2.2.3.9 Ligações

Em construção metálica define-se por ligações os detalhes construtivos que asseguram a união entre as várias peças de uma estrutura, sendo que estas desempenham um papel fundamental no comportamento da estrutura às ações exteriores [44].

Na construção dos pavilhões metálicos as ligações mais comuns são: pilar-viga, viga-viga e pilar-fundação. Estas ligações tradicionalmente são assumidas como rígidas ou

articuladas. As ligações rígidas permitem a transferência de momentos, esforços axiais e transversos, não permitindo a rotação relativa dos elementos constituintes da ligação. Já as ligações articuladas permitem a rotação independente dos elementos, mas a transmissão de esforços e momentos não acontece (Figura 15).

Existe ainda outro tipo de ligação que são as semi-rígidas. Nestas, ocorre restrição à rotação da ordem dos 20% a 90% e o momento transmitido através da ligação não é nem próximo de zero como no caso de ligações flexíveis e nem o momento máximo é transmitido como nas ligações rígidas. Devido à elevada dificuldade de serem calculadas corretamente, as ligações semi-rígidas raramente são usadas [45].

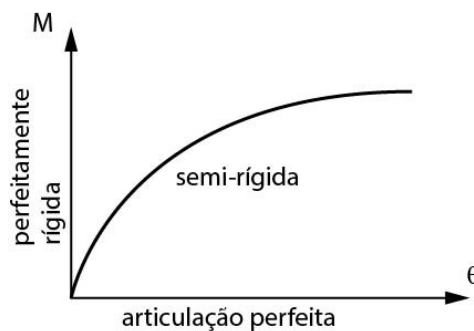


Figura 15 - Comportamento dos vários tipos de ligações [46]

As ligações entre elementos mais utilizadas são aparafusadas e soldadas, sendo que em muitas situações se faz uma combinação entre peças soldadas e aparafusadas (Figura 16).

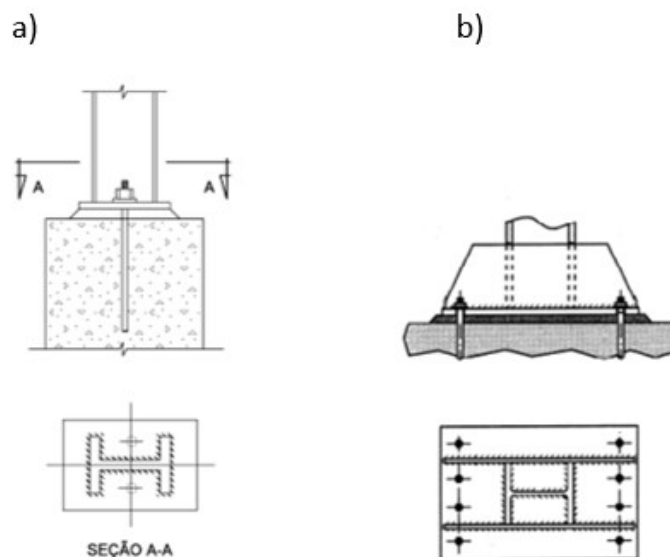


Figura 16 – a) Representação de uma ligação da base de pilar articulada; b) Ligação rígida (adaptado de [47])

A ligação aparafusada tem a vantagem de necessitar de pouca ou nenhuma intervenção em fábrica, sendo facilmente aplicada em obra. No entanto, o dimensionamento do parafuso e do esquema da disposição dos parafusos é crucial, tendo em conta o tipo de ligação que se pretende e os tipos de esforços e momentos a que a ligação está sujeita. Nas ligações correntes, solicitadas por ações estáticas, segundo o EC3-1-8, pode ser aplicada qualquer classe de parafuso. Já para estruturas mais críticas, como pontes ou sujeitas a forças cíclicas capazes de induzir fadiga, apenas são permitidos parafusos das classes 8.8 e 10.9 (Figura 17).

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

Figura 17 - Classes de parafusos [44]

Relativamente à disposição dos parafusos, o EC3-1-8 estabelece algumas relações que são obrigatórias de respeitar (Figura 18).

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

Figura 18 - Distância mínima e máxima entre eixos, distâncias às extremidades e aos bordos [48]

Nas ligações metálicas correntes os parafusos podem ser solicitados ao corte, à tração ou estes dois em simultâneo, sendo que o EC3-1-8 define como se calcula o valor da resistência individual (Figura 19).

Modo de rotura	Parafusos	Rebites
Resistência ao corte por plano de corte	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ - quando o plano de corte atravessa a parte roscada do parafuso (A é a área da secção resistente do parafuso A_1): - para as classes 4.6, 5.6 e 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - para as classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - quando o plano de corte atravessa a parte não roscada do parafuso (A é a área da secção transversal bruta do parafuso): $\alpha_v = 0,6$	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_u A_0}{\gamma_{M2}}$
Resistência ao esmagamento <small>1), 2), 3)</small>	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_d f_u d t}{\gamma_{M2}}$ em que α_d é o menor dos valores $\alpha_d = \frac{f_u}{f_u}$ e 1,0; na direcção de transmissão dos esforços: - para parafusos de extremidade: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$ - para parafusos interiores: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ perpendicularmente à direcção de transmissão dos esforços: - para parafusos de extremidade: k_1 é o menor dos valores $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$; $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ e 2,5 - para parafusos interiores: k_1 é o menor dos valores $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ e 2,5	
Resistência à tracção ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_1}{\gamma_{M2}}$ em que $k_2 = 0,63$ para parafusos com cabeça de embeber, nos outros casos $k_2 = 0,9$	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_u A_0}{\gamma_{M2}}$
Resistência ao punçoamento	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Não é necessária verificação
Combinação de corte com tracção	$\frac{F_{v,Rd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Rd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

Figura 19 - Valor de cálculo da resistência individual de peças de ligação [48]

A soldadura é um processo de união de componentes numa só através da fusão local da zona onde as várias peças vão estar ligadas, assegurando na junta soldada a continuidade de propriedades físicas, químicas e metalúrgicas.[49]. Praticamente todas as estruturas metálicas têm peças soldadas, pois este processo permite unir peças que de outra forma não seria possível. Existem diversos processos de soldadura. No entanto, atualmente o processo mais comum na indústria metalomecânica pesada é o MIG-MAG, pois é um processo de fácil execução para os soldadores e economicamente viável para as empresas.

Nos pavilhões metálicos, as soldaduras assumem um papel crucial, porque por norma todas as vigas e pilares têm chapas soldadas, sendo a grande maioria cordões de canto. A soldadura destas peças pode estar sujeita a grandes esforços, sendo que os cordões de soldadura têm de ser dimensionados para garantir a segurança da estrutura e para evitar a deposição excessiva de material de adição, que encarece os custos de obra (Figura 20).

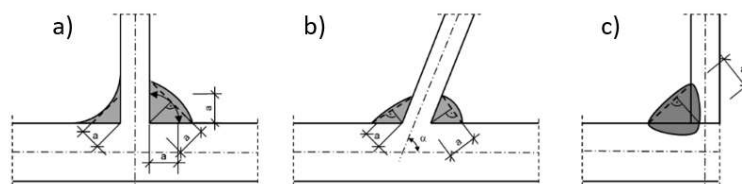


Figura 20 – a) Cordão de canto dos 2 lados; b) Cordão de canto inclinado; c) Cordão de canto de um lado [50]

O EC3-1-8 define que, para o cálculo da resistência de cordões de canto, a força resultante de todos os esforços tem de satisfazer o seguinte critério

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}, \quad (19)$$

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.

O valor de cálculo da resistência por unidade de comprimento, é determinado independentemente da orientação do plano que define a espessura da soldadura em relação ao esforço aplicado, com base no seguinte critério

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \times a, \quad (20)$$

onde

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

a – espessura de um cordão de soldadura.

O valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura é calculado pela seguinte equação

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}, \quad (21)$$

onde

f_u – tensão última à tração da peça ligada mais fraca;

β_w – fator de correlação.

O EC3-1-8 define também o método direcional para o valor de cálculo da resistência de um cordão de canto. Segundo este método, os esforços transmitidos por unidade de comprimento da soldadura são decompostos em componentes paralelas e transversais ao eixo longitudinal da soldadura e, posteriormente, nas componentes perpendiculares e transversais ao plano que define a espessura do cordão [35].

Para validação do valor de cálculo da resistência do cordão de ângulo, é necessário verificar os seguintes critérios

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}), \quad (22)$$

e

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_u / \gamma_{M2}, \quad (23)$$

onde

σ_{\perp} - tensão normal perpendicular à espessura;

τ_{\perp} - tensão tangencial (no plano da espessura) perpendicular ao eixo da soldadura;

τ_{\parallel} - tensão tangencial (no plano da espessura) paralela ao eixo da soldadura.

2.2.4 Exemplos de pavilhões existentes

Atualmente existe uma grande procura por pavilhões metálicos devido às vantagens anteriormente descritas no capítulo 2.2.3.1.

Numa unidade industrial situada em Ribeirão, Fimalicão está a proceder-se ao aumento do número de pavilhões metálicos de uma fábrica de caixilharias. É possível constatar a construção de vários tipos de pavilhões metálicos com diferentes tipologias, dos quais se destacam dois pavilhões projetados, fabricados e montados pela empresa *Mecanidraulica Internacional*.

Para a validação do dimensionamento de um desses pavilhões, com 52 m de vão, 113 m de comprimento e 9 m de altura, na zona da cumeeira, os projetistas tiveram de recorrer a pilares e vigas em PRS devido aos grandes esforços a que estrutura está sujeita (Figura 21). Devido ao elevado vão, o pórtico teve de ser dividido em cinco asnas.

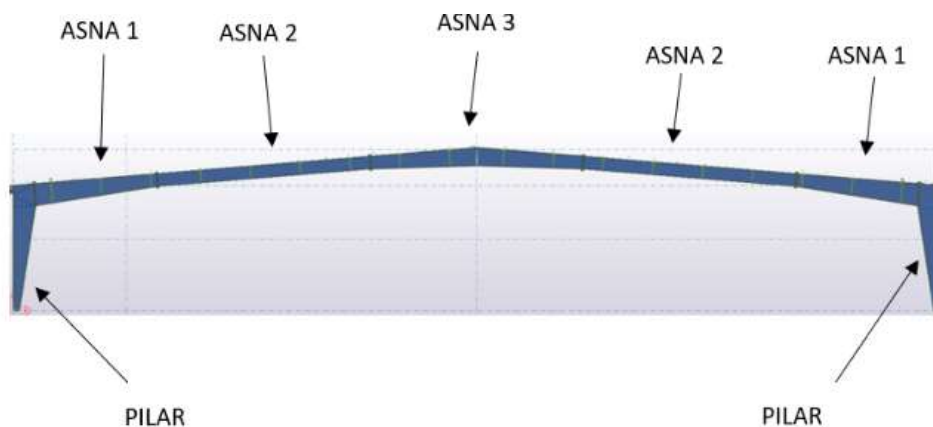


Figura 21 - Pórtico do pavilhão de 52 m (elaboração própria)

Na Tabela 1 é possível ver algumas características dos elementos desta estrutura.

As ligações deste pavilhão são praticamente todas rígidas, à exceção das bases dos pilares que são rotuladas. As características das ligações podem ser consultadas na Tabela 2.

Tabela 1 - Características dos pilares e vigas

PRS	PILAR	ASNA 1	ASNA 2	ASNA 3
Secção maior (mm)	1250x250	1250x20	730x250	1040x250
Secção menor (mm)	353x250	730x250	730x250	730x250
Espessura banzo (mm)	25	25	15	20
Espessura alma (mm)	12	12	8	12
Comprimento total (m)	7	6,9	12	11,9
Peso total (kg)	1468	1413	1366	1704

Tabela 2 - Ligações do pórtico

LIGAÇÃO	TIPO	M	Nº de PARAFUSOS	FIGURA
Base Pilar	Articulada	30	4	
Pilar – Asna 1	Rígida	30	24	

Figura 22 - Ligação base pilar
(elaboração própria)Figura 23 - Ligação pilar-asna 1
(elaboração própria)

Asna 1–Asna 2

Rígida

27

18

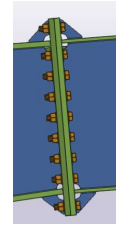


Figura 24 - Ligação asna 1-asna 2
(elaboração própria)

Asna 2–Asna 3

Rígida

27

18

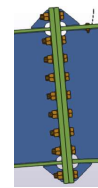


Figura 25 - Ligação asna 2 - asna 3
(elaboração própria)

Na Figura 26 é possível ver o pavilhão completo.

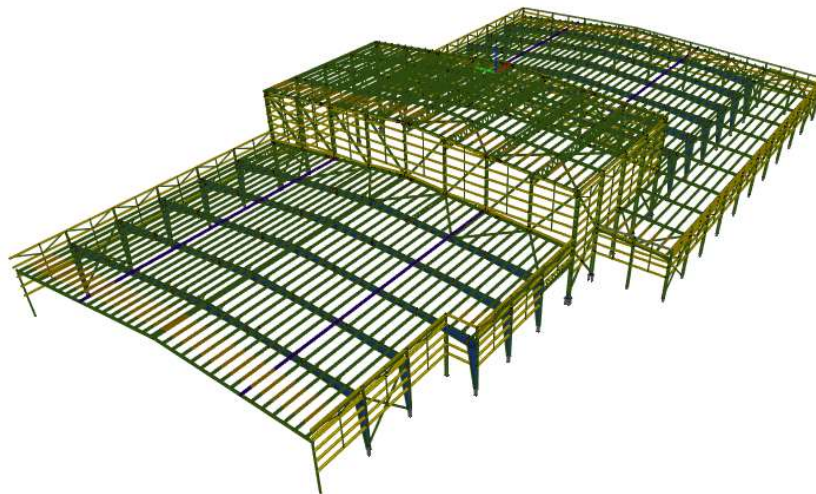


Figura 26 - Representação geral do pavilhão (elaboração própria)

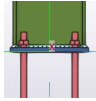
Outro pavilhão em construção na mesma unidade industrial, este com dimensões mais reduzidas, com 15 m de vão, 44 m de comprimento e 8 m de altura na zona da cumeeira foi validado o dimensionamento com pilares em IPE 240 e asnas em IPE 200 (Figura 27).



Figura 27 - Representação geral do pavilhão (elaboração própria)

Para as ligações deste pavilhão, foi também usado rótulas nas bases dos pilares enquanto para as restantes ligações foram aprovadas como rígidas. As características das ligações deste pavilhão podem ser consultadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Ligações do pavilhão

LIGAÇÃO	TIPO	M	Nº de PARAFUSOS	FIGURA
Base Pilar	Articulada	20	4	 <p>Figura 28 - Ligação base do pilar (elaboração própria)</p>
Pilar - Asna	Rígida	16	10	 <p>Figura 29 - Ligação pilar - asna (elaboração própria)</p>
Asna - Asna	Rígida	16	8	 <p>Figura 30 - Ligação asna-asna (elaboração própria)</p>

2.3 Métodos de análise

2.3.1 Métodos analíticos

Na análise de estruturas reticuladas, os métodos analíticos mais comuns são o método das forças e o método dos deslocamentos.

O método das forças é um dos métodos básicos para análise dos problemas hiperestáticos, que utiliza forças e momentos como incógnitas principais. Este é também conhecido por método da compatibilidade visto que as equações finais são equações de compatibilidade.

O método dos deslocamentos é um segundo método de análise para estruturas que utiliza deslocamentos, lineares e de rotação como incógnitas principais do problema, podendo ser utilizado para resolver problemas isostáticos e hiperestáticos. O método também é chamado de método do equilíbrio pois as equações finais são equações de equilíbrio.

Na sua formalização, ambos os métodos consideram para a solução de uma estrutura os três grupos de condições básicas da análise estrutural:

- ❖ condições de equilíbrio;
- ❖ condições de compatibilidade entre deslocamentos e deformações;
- ❖ condições impostas pelas leis constitutivas dos materiais.

2.3.1.1 Método das forças

O objetivo do método das forças é determinar as reações e esforços internos de estruturas hiperestáticas através de equações de estática. A análise por este método baseia-se em equações de compatibilidade de deslocamentos ou de compatibilidade cinemática.

Para a aplicação do método das forças, seleciona-se um conjunto de esforços redundantes estáticos, cujas restrições são retiradas da estrutura hiperestática, de forma a transformá-la numa estrutura isostática. A nova estrutura isostática é denominada de sistema principal. Na maioria das estruturas hiperestáticas, têm-se infinitas possibilidades de sistemas principais, pois as barras de uma estrutura têm infinitos pontos onde os esforços podem ser considerados como redundantes [51].

Após a seleção do sistema principal a utilizar, são definidas as equações de compatibilidade de deslocamentos nas direções desses esforços redundantes, em procedimento de superposição. Assumindo o exemplo da figura 31, a solução do problema pelo método das forças recai em encontrar os valores que X_1 e X_2 devem ter para, juntamente com o carregamento a que a viga está sujeito, restituindo os graus de liberdade restringidos entretanto eliminados. Isto é, procuram-se os valores dos graus hiperestáticos que fazem com que as condições de compatibilidade violadas na

criação do sistema principal sejam restabelecidas. A determinação de X_1 e X_2 é feita através da superposição de casos básicos, utilizando o sistema principal como estrutura para as soluções básicas. O número de casos básicos é sempre igual ao grau de hiperestaticidade mais um.

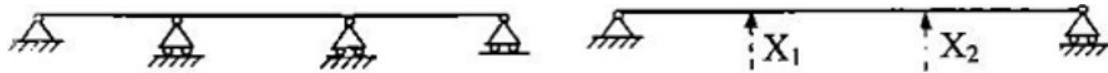


Figura 31 - Transformação de uma sistema hiperestático em isostático (adaptado de [51])

2.3.1.2 Método dos deslocamentos

O método dos deslocamentos é um método poderoso de análise de estruturas estáticas sujeitas a ações externas distintas. Este método é especialmente eficaz para analisar estruturas com um grande número de constrangimentos, como estruturas hiperestáticas. O método dos deslocamentos foi introduzido em 1826 por C.L. Navier (1785-1836), mas foi A. Bendixen quem em 1914 aplicou este método à engenharia de estruturas. Este método na sua forma canónica oferece um algoritmo rigoroso e de conveniente análise de diferentes estruturas estaticamente indeterminadas. Com este método é possível obter tensões e deformações de estruturas como pórticos e *mezzanines*. A forma canónica pode ser aplicada para a análise de estruturas sujeitas a diferentes cargas e diferentes condições fronteira de suportes. A aplicação do método dos deslocamentos na sua forma canónica para o dimensionamento de estruturas metálicas é muito eficaz e conduz a um procedimento simples e claro [52].

Análise de estruturas de estruturas por este método é baseada em duas condições:

- ❖ As deformações dos elementos provocadas pelo esforço axial e transversal podem ser ignoradas;
- ❖ A diferença entre o comprimento do elemento deformável e o seu comprimento inicial pode ser ignorado.

Ao contrário do método das forças, em que as incógnitas são as forças, no método dos deslocamentos as incógnitas são os deslocamentos, incluindo lineares e rotação. Este método consiste em exprimir a condição de equilíbrio estático de todos os nós de uma estrutura, em função dos seus deslocamentos e das cargas nela aplicada. O método dos deslocamentos tem também a vantagem de não necessitar que o utilizador calcule o grau de hiperestaticidade da estrutura. Por estes motivos, este é o método mais utilizado pelos programas de cálculo automático de estruturas reticuladas e é atualmente o método de análise da base do MEF.

2.3.2 Método de elementos Finitos

O aumento da complexidade das estruturas e da capacidade dos computadores favoreceu o aparecimento de novos métodos de análise nomeadamente o MEF. As primeiras análises com este método remetiam para problemas do âmbito da elasticidade, mas rapidamente se começou a utilizar para análise de problemas em áreas da engenharia muito distintas: vibrações mecânicas, transferência de calor, eletromagnetismo, entre outros [53].

Na análise de estruturas, o objetivo do MEF é determinar o estado de tensão e deformação dos elementos constituintes da estrutura quando sujeito a ações externas [54].

2.3.2.1 Princípios básicos do método de elementos finitos

Numa análise pelo MEF é necessário considerar-se um dado volume de material com propriedades físicas conhecidas. A formulação pelo MEF requer a existência de pelo menos uma equação integral que substitua o domínio complexo (volume), por um somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples.

Esta formulação é apresentada a seguir, que corresponde ao integral de uma função f :

$$\int_V f \cdot dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV. \quad (24)$$

Nesta formulação V corresponde ao volume de um dado elemento e V_i ao somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples.

Sempre que seja possível calcular todos os integrais estendidos aos subdomínios, o somatório correspondente ao segundo membro da expressão 23 é suficiente para se obter o integral de todo o domínio.

Este integral é deduzido a partir do método dos resíduos pesados ou de um princípio variacional. No caso da aplicação do MEF à análise de estruturas, a formulação mais intuitiva é a que se baseia no Princípio dos Trabalhos Virtuais [55].

2.3.2.2 Utilização em projeto e potencialidades

Como já foi referido a análise pelo MEF é utilizada em muitas áreas. Os primeiros grandes desenvolvimentos desta ferramenta conduziram ao estudo de tensões em estruturas complexas de aeronaves [56]. Atualmente a grande vantagem do MEF é a sua aplicação em objetos com geometrias irregulares e com diferentes condições fronteira. Com o MEF é possível obter um design otimizado de um dado elemento o que leva a produtos de maior qualidade e com menor probabilidade de falha durante o serviço [57].

Na área da construção civil o MEF, é uma ferramenta extremamente útil porque permite analisar, por aproximação numérica, estruturas que são demasiado complexas para soluções analíticas regulares. Existem vários problemas deste tipo em que o MEF pode ser utilizado para simplificar uma estrutura e compreender o seu comportamento global. A utilização destas ferramentas avançadas não só levou a produtos mais inovadores e eficientes, mas também contribuiu para o desenvolvimento de novos métodos de fabrico e a determinação das propriedades e comportamento dos materiais. A análise estrutural envolve a determinação do comportamento de uma estrutura quando esta é sujeitas a cargas, tais como as resultantes da gravidade, vento, neve ou mesmo em condições extremas como sismos. Com a utilização de conceitos básicos de matemática, pode ser analisada qualquer estrutura como naves industriais, pontes e barragens.

Originalmente, os engenheiros utilizavam experiências de laboratório para resolver estes problemas, especialmente no que diz respeito ao comportamento das estruturas de aço quando sujeitos a ventos fortes e terremotos. No entanto, a realização destes testes laboratoriais era dispendiosa e não imediatamente acessível. Assim, para os testes estruturais foram desenvolvidos códigos computacionais. Estes códigos facilitaram aos engenheiros a definição do tipo de comportamento aceitável e seguro para estruturas padrão. No entanto, com a evolução de ferramentas *Computer-Aided Engineering* (CAE), estas tornaram-se cada vez mais acessíveis, permitindo desenhar, testar e garantir a segurança de uma estrutura mais eficaz e economicamente vantajosa.

Na construção metálica, o MEF também é muito aplicado, pois muitas estruturas tornam-se demasiado complexas para serem dimensionadas manualmente. Para além disso, fazer uma análise precisa das ligações de uma estrutura pode ser uma tarefa complexa. Os parafusos e cordões de soldaduras têm uma grande influência no desempenho das ligações, daí que existam programas que simulam a ligação, tendo em conta a geometria da disposição dos parafusos bem como as características do cordão de soldadura [58].

2.3.2.3 Programa disponível para projeto

2.3.2.3.1 Programa comercial

Atualmente no mercado existe uma grande variedade de programas dedicados ao cálculo de estruturas, sejam elas metálicas, de betão ou mistas. Estes programas comerciais são muito úteis aos projetistas, porque permitem analisar estruturas muito complexas em relativamente pouco tempo, o que ajuda a diminuir custos de projeto.

De seguida são descritos alguns dos programas comerciais mais utilizados no âmbito do cálculo de estruturas reticuladas, Robot Structural Analysis, SAP 2000, ANSYS, RDM,

embora haja outros programas, como o Abaqus ou o *Inventor* que também possibilitam o cálculo destas estruturas.

Robot Structural Analysis

O Robot Structural Analysis é um programa desenvolvido pela Autodesk para cálculo de estruturas metálicas, de betão e mistas, e é um dos mais conhecidos e usados mundialmente (Figura 32). O Robot permite ao utilizador modelar a estrutura e dispõe de bibliotecas de perfis normalizados. É possível ainda dimensionar todas as ligações presentes na estrutura que seguem regulamentos específicos como os EC's. Desta forma, é possível realizar o dimensionamento da estrutura de acordo com os regulamentos em vigor, tendo em consideração os critérios estabelecidos nestes. Por fim, é de salientar a forte componente gráfica que é uma mais-valia em comparação com outros programas que apresentam as mesmas características para efeitos de cálculo estrutural, assim como constatar a compatibilidade que este programa apresenta por exemplo com outros programas da Autodesk como o Autodesk Revit Structure e Autocad. Em suma, o que se destaca neste programa é a possibilidade de realizar análises estáticas, modais, não lineares, de instabilidade e controlo de deslocamentos. O Robot permite utilizar elementos finitos de barra, viga, elementos bidimensionais e elementos tridimensionais, utilizados no estudo de barragens [59].

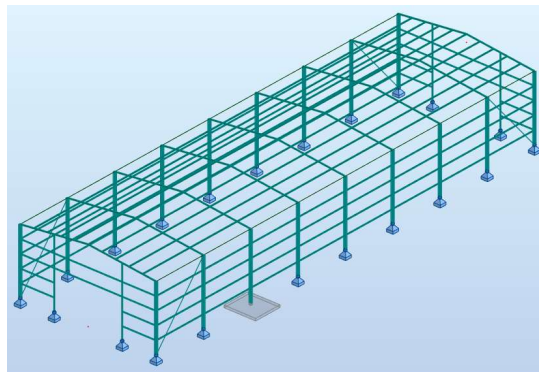


Figura 32 - Estrutura passível de dimensionar no Robot Structural Analysis (elaboração própria)

SAP 2000

O SAP 2000 é um programa de análise estrutural baseado no MEF que, a par do Robot Structural Analysis, é uma das ferramentas de cálculo mais usadas pelos projetistas mundialmente. Embora existam programas comerciais mais completos, o SAP 2000 é bastante utilizado por ser um programa de fácil utilização com um processador de cálculo muito eficiente que permite calcular os esforços da estrutura. Contudo, o dimensionamento e o detalhe ficam a cargo do utilizador. Neste programa é possível modelar uma grande variedade de estruturas, desde pórticos complexos em 3D, estruturas laminares como lajes e cascas e até estruturas 3D como treliças (Figura 33).

O SAP 2000 permite considerar esforços dinâmicos, efeitos de gradiente de temperatura e pressões, e analisar esforços devidos a deslocamentos impostos [60].

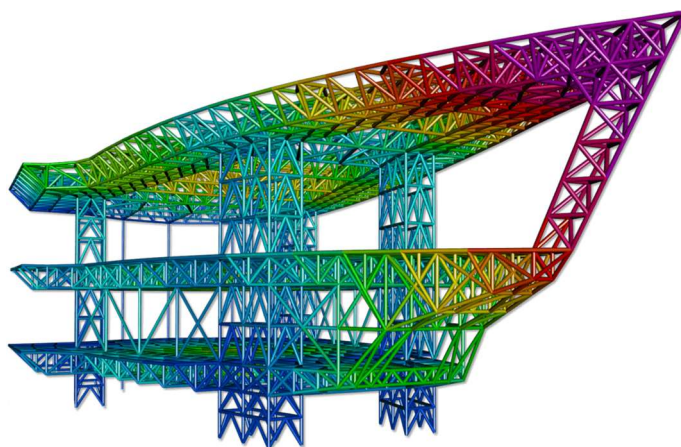


Figura 33 - Estrutura passível de analisar no SAP 2000 [61]

ANSYS

O ANSYS é um programa de modelação e cálculo que permite a análise de uma grande variedade de estruturas, desde a análise estrutural de uma viga simples até a análise dinâmica computacional de fluidos em superfícies (Figura 34). Com este programa é possível realizar vários estudos sequenciais a um mesmo modelo, alterar as condições de análise antes de ser terminada a simulação, importar modelos CAD de diferentes fontes, efetuar cálculo e modelação paramétrica, e ajustar a malha dos modelos em análise segundo os critérios pretendidos (refinamento de malha à medida) [62].

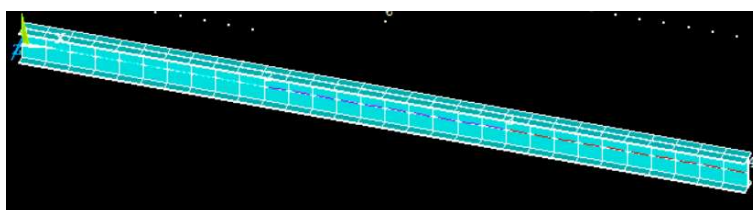


Figura 34 - Análise de uma viga no ANSYS (elaboração própria)

RDM

Este programa foi desenvolvido pelo Institut Universitaire de Technologie du Mans, dividido em quatro módulos distintos: *Éléments finis*, *Fléxion*, *Rosettes* e *Ossatures*. Para a análise de estruturas metálicas, 2D ou 3D, utiliza-se o módulo *Ossatures* (Figura 35). O utilizador inicialmente tem de definir num eixo de coordenadas, os nós da estrutura e posteriormente ligar os nós através de vigas, desenhando assim a estrutura em estudo. De seguida é necessário definir o tipo de apoios, a intensidade e a direção das cargas e definir a partir de uma biblioteca do programa os perfis das vigas. Os resultados provenientes da análise são o diagrama de momentos fletores, diagrama de

esforços transverso e axial, diagrama de tensões e ainda as deformações dos elementos da estrutura. Como este programa é gratuito, muito simples e de fácil aprendizagem, muitos engenheiros de estruturas optam por usar o RDM para dimensionar estruturas simples [63].

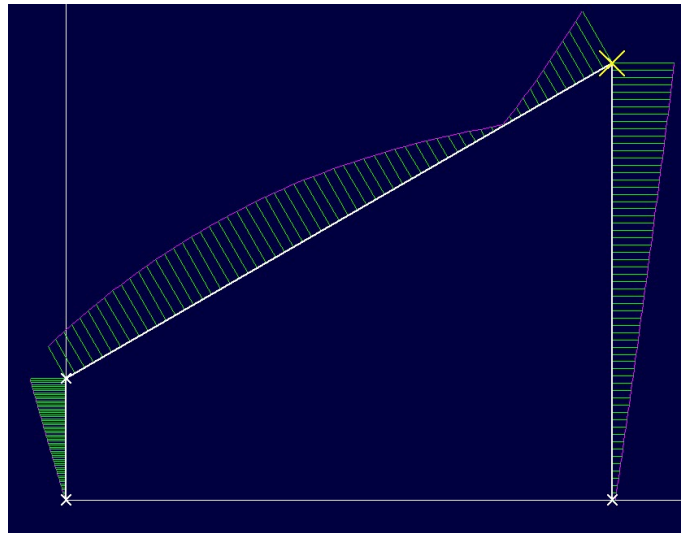


Figura 35 - Análise de tensões de um pórtico no RDM *Ossatures* (elaboração própria)

2.3.2.4 Funcionalidades dos programas

O programa a desenvolver, para o dimensionamento de pórticos de pavilhões metálicos tem de ter várias características, das quais se destacam:

- ❖ Linguagem de programação Python;
- ❖ Janelas para inserção de dados pelo utilizador;
- ❖ Validação dos dados inseridos;
- ❖ Repetição de tarefas;
- ❖ Capacidade de memória;
- ❖ Capacidade de cálculo vetorial, matricial, polinomial, paramétrico, entre outros;
- ❖ Biblioteca de perfis de construção metálica;
- ❖ Exportar um relatório no final do dimensionamento em formato PDF.

2.3.2.5 Estado-da-arte

De forma a otimizar e melhorar a construção de estruturas metálicas, muitos estudos têm sido feitos em várias áreas, desde o estudo de ligações soldadas, a influência do fogo, desenvolvimento de programas complexos para a escolha dos perfis ótimos para cada projeto, entre outros. De seguida, são apresentados vários artigos científicos relacionados com esta área.

Tabela 4 - Estado da arte

Referência	Descrição
<i>Decision support system to select the optimum steel portal frame coverage system</i> [64]	Este artigo mostra um novo método para seleção do tipo de <i>portal frame</i> que mais se adequa a cada projeto. A abordagem de uma avaliação integrada é baseada na implementação do Processo Analítico Hierárquico com o método de Delphi para criar uma abordagem de avaliação. Este método não se foca na poupança de custos de uma forma direta, mas antes na resolução de problemas que asseguram a segurança da estrutura através de um design otimizado o que traduz numa poupança de custos.
<i>Optimization of Cold-Formed Steel Portal Frame Topography Using Real-Coded Genetic Algorithm</i> [65]	Neste artigo, os autores desenvolveram um algoritmo para a seleção de perfis enformados a frio para a construção de pórticos até 30 m. O algoritmo analisa perfis comercializados por um dado fabricante e seleciona os perfis ótimos para cada projeto. O algoritmo desenvolvido é um algoritmo genético, que comprovou ter uma grande capacidade para a otimização destas estruturas.
<i>Modelación y análisis de armadura para cubierta metálica</i> [66]	Este artigo aborda várias etapas no dimensionamento de uma cobertura metálica em treliça. Os autores definiram inicialmente que o perfil a utilizar devem ser cantoneiras (perfil em L). Os cálculos tiveram início com a determinação do peso próprio da estrutura, cantoneiras e cobertura em painel <i>sandwich</i> , e analisam a estrutura face à ação do vento e ao sismo. A treliça foi considerada como apoiada em quatro pontos e foi simulada no programa SAP2000 com apoios rígidos e articulados. O dimensionamento foi realizado com sucesso e concluiu-se que os perfis em L são excelentes para a construção de treliças, devido às suas propriedades mecânicas e geométricas. As forças de compressão são mais críticas nos elementos na vertical, enquanto as forças de tração são mais críticas nos membros na diagonal.

Numerical analysis of steel portal frame exposed to fire [67]

Este artigo apresenta um estudo paramétrico de um *portal frame* em aço exposto ao fogo. Neste estudo, os autores pretendem evitar o fenómeno de encurvadura nos pilares, pelo que a ligação pilar-asna é definida como rígida. O estudo pretende avaliar a temperatura à qual o pórtico começa a ceder. Para este estudo foi feito uma análise por MEF no programa Ansys. Concluiu-se que a temperatura crítica é de 600°C e que, durante o período de exposição, ocorreu a formação de rótulas plásticas nos elementos do pórtico. Posteriormente foi realizada outra simulação no programa SCIA Engineer e obteve-se resultados similares.

Flexural–torsional buckling assessment of steel beam–columns through a stiffness reduction method [68]

Os autores deste artigo apresentam um novo método para avaliar o comportamento de vigas à flexão-torsional na direção do eixo *major*. O método é baseado na mecânica do dano, e é aplicado através da redução dos módulos de elasticidade longitudinal e de corte através de funções de redução da rigidez desenvolvidas e da realização de uma análise linear de encurvadura. Uma vez que as funções de redução de rigidez desenvolvidas têm em conta a influência das imperfeições e a ocorrência de rótulas plásticas, este método não requer a utilização de equações de desenho dos membros, conduzindo assim a uma solução de projeto mais prática. Para a verificação do método proposto de redução da rigidez, realizou-se uma análise não linear no MEF para comparação dos resultados. Os resultados obtidos a partir deste método foram comparados com análises não lineares e concluiu-se os resultados obtidos por este novo método eram semelhantes aos obtidos pela análise não linear.

Avaliação dos métodos da tensão estrutural e curva mestre para determinação da vida em fadiga de junta soldada [69]

Este artigo compara o método da tensão estrutural *hot spot* e o método da curva mestre (*Battelle*) para a determinação da resistência à fadiga de uma junta soldada em T. Ambos os métodos utilizam o conceito de tensão estrutural, determinada através do MEF. Utilizando diferentes tipos de de casca, os resultados obtidos pelos métodos foram comparados com os obtidos experimentalmente, verificando diferenças significativas entre os métodos. Os níveis de carregamento influenciaram a precisão de ambas as metodologias, sendo que, para o caso em estudo, o método *hot spot* demonstrou ser mais preciso.

Análise linear elástica da Flambagem Lateral com Torção em vigas de aço duplamente simétricas com aberturas sequenciais na alma em padrão senoidal [70]

Este estudo incidiu sobre a encurvadura lateral com torção em vigas com aberturas sequenciais na alma em padrão senoidal, através de uma análise linear elástica dos elementos, para se conhecer o momento crítico elástico para vigas desta natureza. O estudo foi realizado através de análises numéricas com um programa MEF.

Por meio das análises realizadas foi possível obter o momento crítico elástico de uma grande variedade de vigas e comparar os resultados. Foi possível perceber a adequação da abordagem de duplo T na análise do momento crítico elástico em vigas com aberturas em padrão senoidal. Através da análise MEF, observou-se também que os resultados tendem a se mostrar conservadores à medida em que se consideram vigas mais compridas.

Influence of geometric and material nonlinearities on the behaviour and design of 2 stainless steel frames [71]

Este artigo apresenta a combinação de efeitos provocada pela não linearidade geométrica e a formação de rótulas plásticas, nomeadamente em estruturas em aço inoxidável.

Este novo método propõe em considerar o grau de degradação de rigidez da estrutura na análise de efeitos de segundo ordem. A validação deste método, para avaliar os efeitos de segunda ordem no domínio plástico, foi realizada com testes experimentais em pórticos constituídos por perfis de diferentes classes de secção transversal. Estes pórticos foram sujeitos a várias cargas horizontais e verticais.

Com este estudo foi possível concluir que ocorre uma grande perda de rigidez na estrutura devido à plastificação dos elementos.

DESENVOLVIMENTO

- 3.1 Objetivos do trabalho
- 3.2 Tipo de elemento e formulação
- 3.3 Estrutura do programa
- 3.4 Métodos de programação
- 3.5 Funcionamento do programa
- 3.6 Validação do programa desenvolvido

3 DESENVOLVIMENTO

3.1 Objetivos do trabalho

A ferramenta a ser desenvolvida ao longo desta dissertação tem o objetivo de ser um programa mais simples de utilização, em comparação aos existentes, para o dimensionamento de pavilhões metálicos em perfis comerciais laminados a quente. Enquanto as soluções atuais no mercado obrigam o projetista a desenhar por completo o pavilhão, esta nova ferramenta desenvolvida pretende apenas que o utilizador insira certas características da estrutura tais como:

- ❖ Vão do pavilhão;
- ❖ Altura dos pilares;
- ❖ Cota máxima em altura;
- ❖ Distância entre pórticos;
- ❖ Número de pórticos;
- ❖ Perfis dos pilares e asnas;
- ❖ Condições fronteira;
- ❖ Tensão de cedência do aço;
- ❖ Peso próprio das madres e painel de revestimento;
- ❖ Ações a que o pavilhão está sujeito.

O programa desenvolvido considera que o pavilhão tem apenas um tipo de pórtico e que este se repete ao longo do comprimento da nave. Outra consideração importante a ter em conta pelo projetista é o tipo de ligação entre os elementos do pórtico. A ferramenta considera as bases dos pilares como rotuladas ou encastradas, e as ligações pilar-asna e asna-asna como rígidas, indo de encontro à solução mais padronizada para pavilhões metálicos de média dimensão. O projetista tem de escolher, a partir da biblioteca disponível no programa, o formato de perfil que pretende utilizar para os pilares e asnas dos pórticos.

O programa tem de ser capaz de aceitar várias ações, nomeadamente o peso próprio da estrutura, sobrecargas, vento e neve. Todas as ações são introduzidas pelo utilizador e têm de respeitar o EC1. Os coeficientes de segurança relativos às ações variáveis encontram-se definidos pelo programa, para que este calcule as combinações de ações para o estado limite último e estado limite de serviço.

Após a determinação da ação crítica resultante das combinações das ações permanentes e variáveis, o programa calcula os esforços, reações e tensões instaladas na estrutura, e comunica ao projetista se os perfis utilizados cumprem as exigências do

EC3 consoante a qualidade previamente definida do aço. Em caso de os perfis escolhidos para a simulação não cumprirem as exigências de projeto, o programa deve ser novamente simulado, de forma iterativa, até que se encontrem os perfis que permitem a segurança do pavilhão.

3.2 Tipo de elemento e formulação

O pórtico de um pavilhão, segundo o MEF, enquadra-se na formulação de elementos de estrutura bidimensional de 2 nós. Estes elementos finitos permitem a análise de estruturas reticuladas contínuas, sendo que os seus elementos podem estar orientados diferentemente no plano (Figura 36).

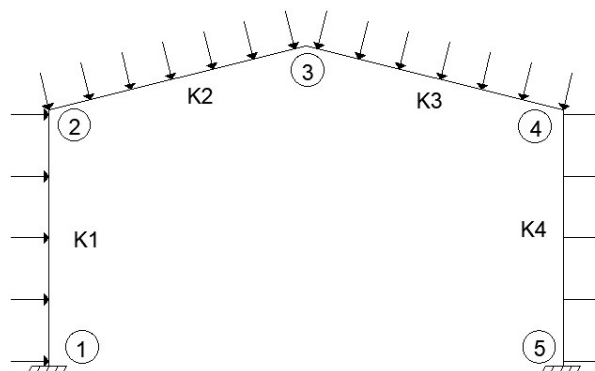


Figura 36 - Elemento de estrutura bidimensional de 2 nós

O elemento de estrutura é a sobreposição do elemento de barra com o elemento de viga, visto que o elemento de viga admite apenas como variáveis o esforço transversal e a rotação, enquanto o elemento de estrutura possui também o deslocamento axial devido à contabilização de esforços e deslocamentos axiais [72] (Figura 37).

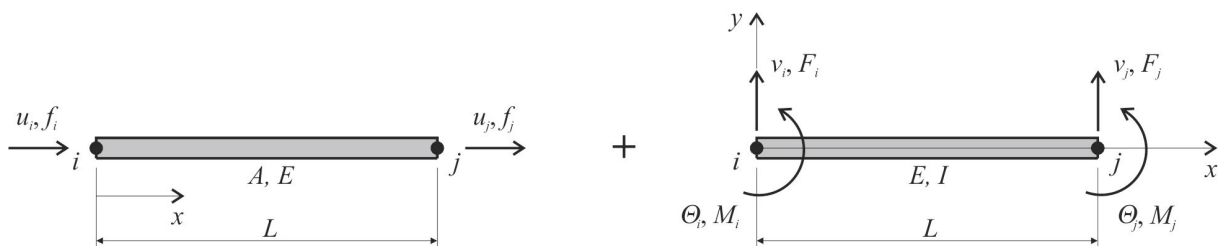


Figura 37 - Sobreposição do elemento de barra com elemento de viga

Os vetores de variáveis nodais \mathbf{a}_e e forças nodais \mathbf{f}_e no sistema de coordenadas local tomam a forma:

$$\mathbf{a}_e = \{u_1 \quad v_1 \quad \theta_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad \theta_2\}^T, \quad \mathbf{f}_e = \{f_1 \quad F_1 \quad M_1 \quad f_2 \quad F_2 \quad M_2\}^T. \quad (25)$$

3.2.1 Matriz de rigidez do elemento

A matriz de rigidez de cada elemento em coordenadas locais é obtida por sobreposição de k_e dos elementos de barra e de viga, por correspondência de graus de liberdade.

$$k_e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}. \quad (26)$$

Para o cálculo dos esforços em cada elemento considera-se a equação de equilíbrio do elemento em causa

$$f_e = k_e a_e. \quad (27)$$

O sistema de equações do elemento, em coordenadas locais, é

$$\begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ F_1 \\ M_1 \\ f_2 \\ F_2 \\ M_2 \end{Bmatrix}. \quad (28)$$

3.2.2 Transformação de coordenadas

A matriz k_e é referente ao sistema de coordenadas local do elemento (em que o eixo x tem a direção do seu eixo). Para elementos com direção arbitrária no plano, é necessário transformar as coordenadas do sistema local (x, y) para o global (X, Y) , como demonstrado na Figura 38.

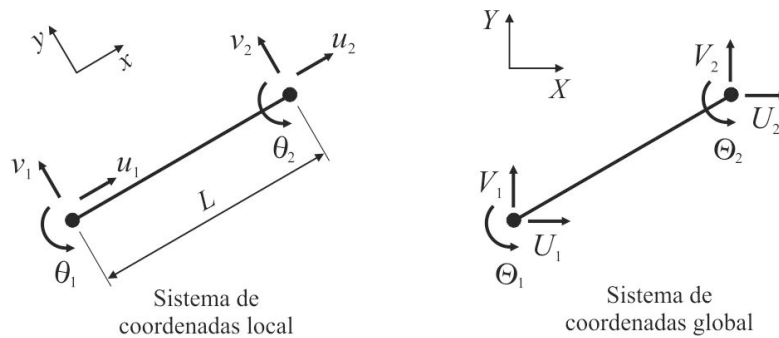


Figura 38 - Transformação de coordenadas

Para o sistema de coordenadas local é definido \mathbf{a}_e e para o sistema de coordenadas globais \mathbf{A}_e

$$\mathbf{a}_e = \{u_1 \ v_1 \ \theta_1 \ u_2 \ v_2 \ \theta_2\}^T, \quad \mathbf{A}_e = \{U_1 \ V_1 \ \Theta_1 \ U_2 \ V_2 \ \Theta_2\}^T. \quad (29)$$

A relação entre \mathbf{a}_e e \mathbf{A}_e é descrita com auxílio à Figura 39.

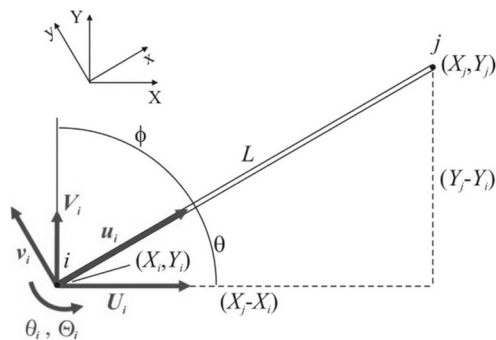


Figura 39 - Transformação de coordenadas

$$\begin{aligned} u_i &= U_i \cos \theta + V_i \sin \theta & u_j &= U_j \cos \theta + V_j \sin \theta \\ v_i &= -U_i \sin \theta + V_i \cos \theta & v_j &= -U_j \sin \theta + V_j \cos \theta \\ \theta_i &= \Theta_i & \theta_j &= \Theta_j. \end{aligned} \quad (30)$$

Definem-se $\cos \theta$, $\sin \theta$ e L como

$$l = \cos \theta = \frac{X_j - X_i}{L}, \quad m = \sin \theta = \frac{Y_j - Y_i}{L} \quad (31)$$

$$L = \sqrt{(X_j - X_i)^2 + (Y_j - Y_i)^2}. \quad (32)$$

As expressões (30) podem ser escritas na forma matricial

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l & m & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -m & l & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & l & m & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -m & l & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ \Theta_i \\ U_j \\ V_j \\ \Theta_j \end{Bmatrix} \quad \text{ou} \quad \mathbf{a}_e = \mathbf{T}\mathbf{A}_e. \quad (33)$$

A matriz de transformação, \mathbf{T} , é igual a

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} l & m & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -m & l & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & l & m & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -m & l & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (34)$$

A obtenção de \mathbf{k}_e é conseguida utilizando a expressão $\mathbf{K}_e = \mathbf{T}^T \mathbf{K}_e \mathbf{T}$, o que resulta em

$$\mathbf{K}_e = \frac{E}{L} \begin{bmatrix} Al^2 + \frac{12I}{L^2}m^2 & \left(A - \frac{12I}{L^2}\right)lm & -\frac{6I}{L}m & -\left(Al^2 + \frac{12I}{L^2}m^2\right) & -\left(A - \frac{12I}{L^2}\right)lm & -\frac{6I}{L}m \\ \left(A - \frac{12I}{L^2}\right)lm & Am^2 + \frac{12I}{L^2}l^2 & \frac{6I}{L}l & -\left(A - \frac{12I}{L^2}\right)lm & -\left(Am^2 + \frac{12I}{L^2}l^2\right) & \frac{6I}{L}l \\ -\frac{6I}{L}m & \frac{6I}{L}l & 4I & \frac{6I}{L}m & -\frac{6I}{L}l & 2I \\ -\left(Al^2 + \frac{12I}{L^2}m^2\right) & -\left(A - \frac{12I}{L^2}\right)lm & \frac{6I}{L}m & Al^2 + \frac{12I}{L^2}m^2 & \left(A - \frac{12I}{L^2}\right)lm & \frac{6I}{L}m \\ -\left(A - \frac{12I}{L^2}\right)lm & -\left(Am^2 + \frac{12I}{L^2}l^2\right) & -\frac{6I}{L}l & \left(A - \frac{12I}{L^2}\right)lm & Am^2 + \frac{12I}{L^2}l^2 & -\frac{6I}{L}l \\ -\frac{6I}{L}m & \frac{6I}{L}l & 2I & \frac{6I}{L}m & -\frac{6I}{L}l & 4I \end{bmatrix}. \quad (35)$$

3.2.3 Carregamentos equivalentes

No elemento de viga, carregamentos distribuídos são muito comuns. No MEF, para elementos de viga, apenas existem carregamentos nodais (M e F), pelo que se torna necessária a transformação dos esforços distribuídos em esforços estaticamente equivalentes nos nós. Para tal, são utilizadas as seguintes expressões

$$\frac{dv}{dx} = \theta(x) \quad (36)$$

$$EI \frac{d^2 v}{dx^2} = M(x) \quad (37)$$

$$EI \frac{d^3 v}{dx^3} = \frac{dM(x)}{dx} = F(x) \quad (38)$$

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} = \frac{dF(x)}{dx} = w(x). \quad (39)$$

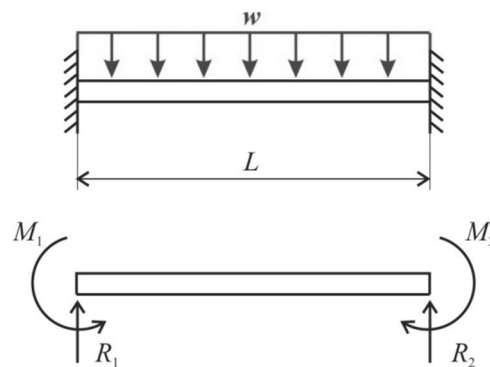


Figura 40 - Carga distribuída num elemento de viga

A Figura 40 representa uma viga sujeita a um carregamento uniforme w . O objetivo é obter os carregamentos pontuais equivalentes nos nós do elemento (M e F). São representadas também as reações R_1 , R_2 , M_1 e M_2 com sentido arbitrário. Pela expressão obtém-se (sabendo que $w(x) = -w$)

$$EI \frac{d^3 v}{dx^3} = F(x) = -wx + c_1. \quad (40)$$

A expressão obtida representa o esforço cortante ao longo da viga. Pode-se dizer que o esforço cortante para $x=0$ é igual a R_1

$$EI \left. \frac{d^3 v}{dx^3} \right|_{x=0} = R_1 \Leftrightarrow -w \times 0 + c_1 = R_1 \Leftrightarrow c_1 = R_1. \quad (41)$$

O esforço cortante é assim igual a

$$F(x) = -wx + R_1, 0 \leq x \leq L. \quad (42)$$

Tendo em consideração a expressão 34 obtém-se

$$EI \frac{d^2 v}{dx^2} = M(x) = -\frac{wx^2}{2} + R_1 x + c_2. \quad (43)$$

A expressão obtida representa o momento fletor ao longo da viga. Pode-se dizer que o momento fletor para $x = 0$ é igual a $-M_1$.

$$EI \frac{d^2 v}{dx^2} \Big|_{x=0} = -M_1 \Leftrightarrow -\frac{w \times 0^2}{2} + R_1 \times 0 + c_2 = -M_1 \Leftrightarrow c_2 = -M_1. \quad (44)$$

O momento fletor é igual a

$$M(x) = -\frac{wx^2}{2} + R_1 x - M_1 \text{ para } 0 \leq x \leq L. \quad (45)$$

Pelas expressões (36) e (37) conclui-se que

$$EI \frac{dv}{dx} \propto \theta(x) = -\frac{wx^3}{6} + \frac{R_1 x^2}{2} - M_1 x + c_3. \quad (46)$$

A expressão (46) é proporcional à rotação da viga. Pode-se dizer que a rotação da viga para $x=0$ é nula

$$\frac{dv}{dx} \Big|_{x=0} = 0 \Leftrightarrow -\frac{w \times 0^3}{6} + \frac{R_1 \times 0^2}{2} - M_1 \times 0 + c_3 = 0 \Leftrightarrow c_3 = 0. \quad (47)$$

Pela última vez integrando a expressão (46)

$$EIv \propto v(x) = -\frac{wx^4}{24} + \frac{R_1 x^3}{6} - \frac{M_1 x^2}{2} + c_4. \quad (48)$$

A expressão (48) é proporcional à deflexão da viga. Pode-se dizer que a deflexão da viga para $x=0$ é nula

$$v \Big|_{x=0} = 0 \Leftrightarrow -\frac{w \times 0^4}{24} + \frac{R_1 \times 0^3}{6} - \frac{M_1 \times 0^2}{2} + c_4 = 0 \Leftrightarrow c_4 = 0. \quad (49)$$

Os valores de R_1 e M_1 são obtidos pelas seguintes condições fronteira

$$\frac{dv}{dx} \Big|_{x=L} = 0, \quad v \Big|_{x=L} = 0. \quad (50)$$

Obtém-se respetivamente

$$\frac{dv}{dx} \Big|_{x=L} = -\frac{wL^3}{6} + \frac{R_1 L^2}{2} - M_1 L = 0, \quad v \Big|_{x=L} = -\frac{wL^4}{24} + \frac{R_1 L^3}{6} - \frac{M_1 L^2}{2} = 0. \quad (51)$$

Resolvendo as expressões (51) obtém-se

$$R_1 = \frac{wL}{2}, \quad M_1 = \frac{wL^2}{12}. \quad (52)$$

Por equilíbrio de esforços no elemento determina-se R_2 e M_2

$$R_2 = \frac{wL}{2} \quad , \quad M_2 = \frac{wL^2}{12}. \quad (53)$$

As reações são apresentadas na Figura 41.

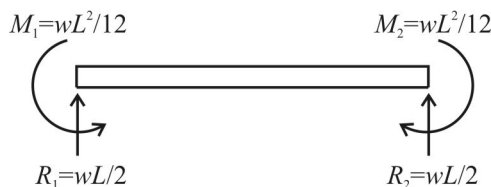


Figura 41 - Reações nos nós

3.2.4 Estado de tensões nos elementos

Para o cálculo dos esforços em cada elemento considera-se a equação de equilíbrio do elemento em causa

$$\mathbf{f}_e = \mathbf{k}_e \mathbf{a}_e \quad \text{ou} \quad \mathbf{F}_e = \mathbf{K}_e \mathbf{A}_e, \quad (54)$$

sendo necessárias as variáveis nodais em coordenadas do próprio elemento (\mathbf{a}_e) ou em coordenadas globais (\mathbf{A}_e), obtidas diretamente por aplicação da expressão geral à totalidade da estrutura. Caso o elemento esteja sujeito a um esforço distribuído utiliza-se

$$\mathbf{f}_e = \mathbf{k}_e \mathbf{a}_e + \mathbf{r}_e \quad \text{ou} \quad \mathbf{F}_e = \mathbf{K}_e \mathbf{A}_e + \mathbf{R}_e, \quad (55)$$

onde \mathbf{r}_e e \mathbf{R}_e representam as reações ao esforço distribuído no elemento em coordenadas locais e globais, respetivamente. As expressões para cálculo da tensão axial devido ao momento fletor e esforço cortante nos elementos são dadas pelas expressões

$$\sigma = \pm \frac{M}{W_{el}} \quad \text{ou} \quad \sigma = \pm \frac{M}{W_{pl}} \quad , \quad \tau = \frac{F}{A}. \quad (56)$$

Apesar de a tensão equivalente para o elemento de estrutura considerar a combinação de esforço axial, esforço de corte e momento fletor, para efeitos de cálculo desta tensão, o TED considera o elemento como viga, devido à influência insignificante do esforço axial no resultado final

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}. \quad (57)$$

3.2.5 Diagramas de deflexão, esforços e tensões

Uma das formas mais usadas pelos projetistas para interpretação de resultados é através de diagramas que representam os esforços em cada ponto do pórtico. O TED apresenta diagramas de deflexão, diagrama de esforço de corte, diagrama de momentos fletores e diagrama de tensões, sendo que todos eles são relativos ao eixo local de cada elemento constituinte da estrutura, os pilares e as asnas. As equações que compõem os diagramas (capítulo 3.2.3) são escritas para cada elemento e orientadas conforme os seus eixos locais. Para a definição das constantes de integração utilizam-se as condições fronteira do nó i de cada elemento. Em cada um dos diagramas, para cada elemento, é apresentado o valor máximo absoluto sobre a posição onde esse valor máximo acontece e a unidade dos valores em cada diagrama (Figura 42).

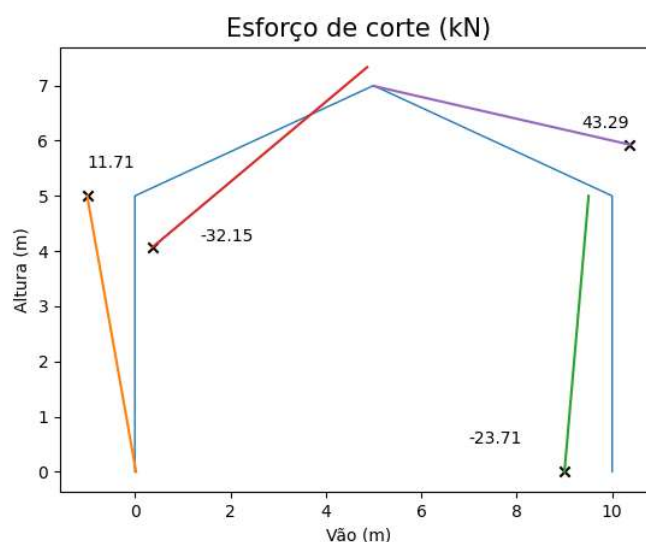


Figura 42 - Diagrama de esforço de corte gerado pelo TED

3.3 Estrutura do programa

O programa está dividido em 2 *scripts*, um dedicado à interface gráfica (GUI-TED), e outro para realizar os cálculos a partir dos dados inseridos no primeiro (TED). Na prática, o script TED importa os valores adicionados nas janelas da interface gráfica, efetua todos os cálculos e exporta os resultados sobre forma de gráficos e em relatório no formato PDF. Na Figura 43 é apresentado o fluxograma que descreve de uma forma simples e resumida as etapas necessárias para efetuar uma simulação no programa.

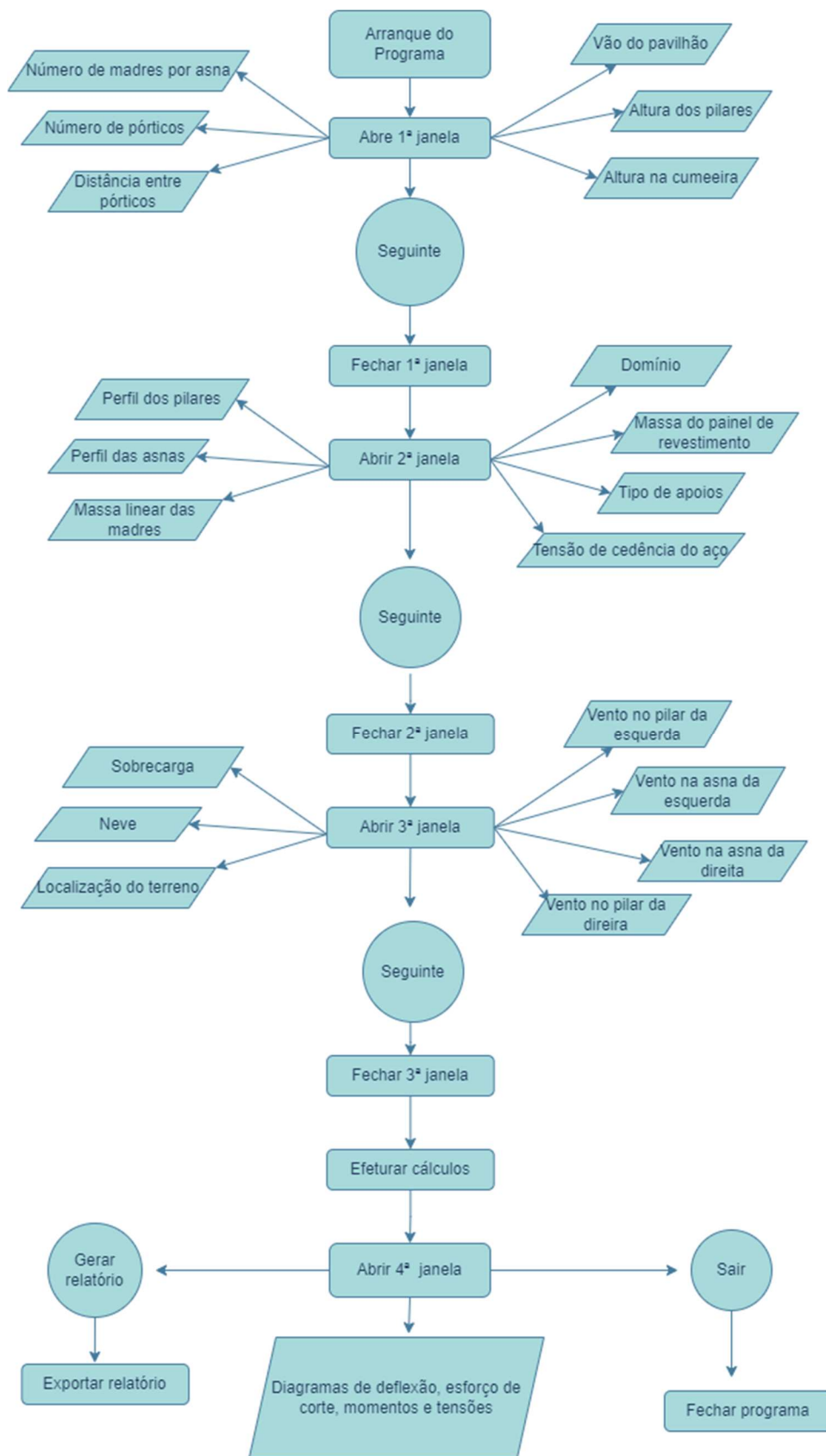


Figura 43 - Fluxograma

3.4 Métodos de programação

A linguagem de programação utilizada para o desenvolvimento do programa foi a linguagem *Python*, pois é versátil e poderosa, de código aberto e gratuito. Esta linguagem tem uma enorme comunidade de programadores que acrescentam constantemente novas características sob a forma de bibliotecas e existem também vários fóruns online onde utilizadores podem pedir ajuda para resolver os seus problemas relacionados com programação. Na prática isto significa que *Python* oferece um vasto conjunto de ferramentas que está constantemente a ser atualizado e mantido livre de erros. Apesar de ser uma linguagem de programação muito capaz, esta é realmente fácil de usar. A sintaxe é rápida e eficiente, pelo que são necessárias poucas linhas de código para realizar tarefas complexas [73] [74].

Ao longo do programa muita informação necessita de ser guardada para realizar cálculos e apresentar os resultados. Na parte dos cálculos foram utilizados diversos vetores e matrizes para guardar informação, como por exemplo das matrizes de rigidez de cada elemento da estrutura. As operações com matrizes e vetores foram efetuadas com recurso ao módulo *numpy*, um dos módulos mais conhecidos para efetuar cálculos como multiplicação entre vetores e matrizes, calcular matrizes inversas, entre outras operações.

A base de dados de perfis do TED é um ficheiro csv que contém uma panóplia de opções para o projetista poder escolher. Para o programa poder procurar na base de dados, este tem que usar o módulo *csv.reader*.

Na Tabela 5 - Variáveis utilizadas no programa são apresentadas as variáveis usadas no programa por ordem de utilização.

Tabela 5 - Variáveis utilizadas no programa

Nome	Variável	Formato
Vão do pavilhão	v	Número
Altura do pilar	h	Número
Altura na cumeeira	ht	Número
Número de madres por asna	nm	Número inteiro
Número de pórticos	npo	Número inteiro
Distância entre pórticos	dp	Número
Ângulo da vertente	alfa	Número

Comprimento da asna	lasna	Número
Distância entre madres	dm	Número
Comprimento total do pavilhão	lp	Número
Perfil do pilar	pilar	Texto
Peso próprio do pilar	pppilar	Número
Área de secção do pilar	arpilar	Número
Inércia pilar segundo x	inypilar	Número
Raio de giração segundo y	rgzpilar	Número
Módulo de resistência elástico do pilar	welpilar	Número
Módulo de resistência plástico do pilar	wplpilar	Número
Razão entre altura e largura	hb	Número
Espessura do banzo do pilar	Tf	Número
Perfil da asna	asna	Texto
Peso próprio da asna	ppasna	Número
Área de secção da asna	arasna	Número
Inércia asna segundo x	inyasna	Número
Módulo de resistência elástico da asna	welasna	Número
Módulo de resistência plástico da asna	wplasna	Número
Peso das madres de cobertura	pesomadre	Número
Peso painel de revestimento	pesopainel	Número
Base dos pilares	base	Texto

Tensão de cedência do aço	fy	Número inteiro
Classe de secção dos perfis	elpl	Texto
Massa total madres	ptmadres	Número
Comprimento total madres	ctmadres	Número
Peso total painel revestimento	ptrev	Número
Massa total painel revestimento	mtrev	Número
Ação do peso próprio	ppcobertura	Número
Ação de sobrecarga	sb	Número
Ação da neve	ne	Número
Ação do vento no pilar da esquerda	vnp1	Número
Ação do vento na asna da esquerda	vna1	Número
Ação do vento na asna da direita	vna2	Número
Ação do vento no pilar da direita	vnp2	Número
Combinação de ações ELU na asna da esquerda – direção normal	comb_a1n	Número
Combinação de ações ELU na asna da esquerda – direção tangencial	comb_a1t	Número
Combinação de ações ELU na asna da direita – direção normal	comb_a2n	Número
Combinação de ações ELU na	comb_a2t	Número

asna da direita – direção tangencial

Combinação de ações ELS na asna da esquerda – direção normal comb_a1n_ELS Número

Combinação de ações ELS na asna da esquerda – direção tangencial comb_a1t_ELS Número

Combinação de ações ELS na asna da direita – direção normal comb_a2n_ELS Número

Combinação de ações ELS na asna da direita – direção tangencial comb_a2t_ELS Número

Módulo de elasticidade longitudinal do aço E Número

Ângulo do elemento 1 alfa1 Número

Matriz transformação do elemento 1 t1 Matriz

Matriz local do elemento 1 k1local Matriz

Matriz transformação inversa do elemento 1 k1global Matriz

Matriz global do elemento 1 k1global Matriz

Ângulo do elemento 2 alfa2 Número

Matriz transformação do elemento 2 t2 Matriz

Matriz local do elemento 2 k2local Matriz

Matriz transformação inversa do elemento 2 k2global Matriz

Matriz global do elemento 2	k2global	Matriz
Ângulo do elemento 3	alfa3	Número
Matriz transformação do elemento 3	t3	Matriz
Matriz local do elemento 3	k3local	Matriz
Matriz transformação inversa do elemento 3	k3global	Matriz
Matriz global do elemento 3	k3global	Matriz
Ângulo do elemento 4	alfa4	Número
Matriz transformação do elemento 4	t4	Matriz
Matriz local do elemento 4	k4local	Matriz
Matriz transformação inversa do elemento 4	k4global	Matriz
Matriz global do elemento 4	k4global	Matriz
Matriz global do pórtico	kportico	Matriz
Deslocamentos dos nós	utotal	Vetor
Reações nos apoios	r	Vetor
Deslocamentos dos nós na combinação ELS	utotal_ELS	Vetor
Esforços no pilar da esquerda	Fpilar1	Vetor
Esforços no pilar da direita	Fpilar2	Vetor
Esforços na asna da esquerda	Fasna1	Vetor
Esforços na asna da direita	Fasna2	Vetor

3.5 Funcionamento do programa

Nos seguintes subcapítulos é descrito o funcionamento do programa TED e respetivas instruções de cálculo, com auxílio da interface gráfica desenvolvida.

3.5.1 Interface gráfica

O objetivo da ferramenta desenvolvida é ser o mais intuitiva possível de forma que qualquer projetista consiga dimensionar pavilhões metálicos de uma forma rápida e simples. Para isso, o design da interface gráfica tem um papel fundamental. Tem de ser claro para o utilizador, os dados que em cada passo tem de inserir.

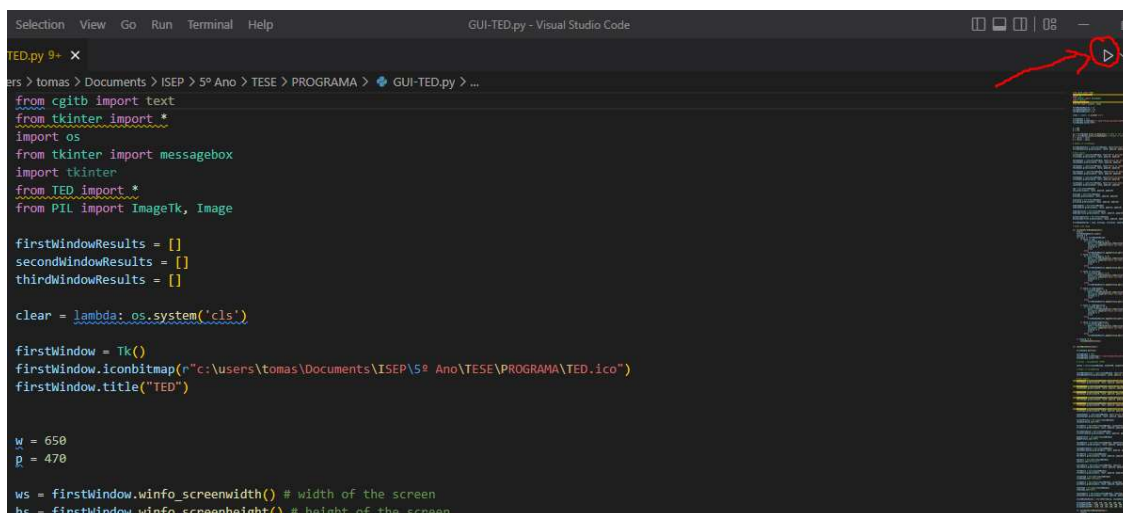
A interface gráfica do TED foi desenvolvida com o módulo *Tkinter*, que fornece às aplicações desta linguagem uma interface de utilizador fácil de programar [75].

Como o objetivo é ter uma interface gráfica muito prática e funcional, optou-se por ter apenas dois tipos de métodos de inserção de dados, por *scrollbar* ou caixas de texto. As *scrollbars* são utilizadas para quando há limitação de dados disponíveis para inserir, como por exemplo o tipo de apoio dos pilares que é rotulado ou encastrado. As caixas de texto são utilizadas para os dados numéricos que dependem especificamente do projeto, como é o caso das dimensões do pavilhão. Determinadas tarefas como avançar entre janelas e gerar o relatório são efetuadas com botões.

3.5.2 Início do programa

Para o projetista poder correr o TED no seu computador, necessita de ter instalado um editor Python, que é uma ferramenta que permite escrever e correr código. A maioria destes editores são gratuitos, alguns dos mais conhecidos que podem ser transferidos e instalados gratuitamente são: Spyder, Visual Studio Code, Pycharm, Atom, Pydev, entre muitos outros.

O próximo passo é abrir o ficheiro GUI-TED com o editor instalado e clicar no botão do editor que permite correr código (Figura 44).



```
Selection View Go Run Terminal Help GUI-TED.py - Visual Studio Code
TED.py 9+ X
ers > tomas > Documents > ISEP > 5º Ano > TESE > PROGRAMA > GUI-TED.py > ...
from cgitb import text
from tkinter import *
import os
from tkinter import messagebox
import tkinter
from TED import *
from PIL import ImageTk, Image

firstWindowResults = []
secondWindowResults = []
thirdWindowResults = []

clear = lambda: os.system('cls')

firstWindow = Tk()
firstWindow.iconbitmap("c:\users\tomas\Documents\ISEP\5º Ano\TESE\PROGRAMA\TED.ico")
firstWindow.title("TED")

W = 650
p = 470

ws = firstWindow.winfo_screenwidth() # width of the screen
hs = firstWindow.winfo_screenheight() # height of the screen
```

Figura 44 - Arranque do programa

3.5.3 Definição da geometria da estrutura

A primeira janela de inserção de dados pretende recolher informação relativa à geometria do pórtico e às dimensões globais do pavilhão (Figura 45).



TED

Dimensões do pavilhão

Vão do pavilhão em metros

Altura dos pilares em metros

Altura na cumeeira em metros

Número de madres por asna

Número de pórticos

Distância entre pórticos em metros

Seguinte

Figura 45 - Primeira janela

Nesta janela todos os *inputs* têm de ser valores maiores ou iguais a zero. Os três primeiros e sexto *inputs* admitem valores decimais, enquanto o quarto e quinto *input* apenas admitem números inteiros. Caso o utilizador insira valores não permitidos pelas restrições, ao carregar no botão “Seguinte” é mostrada uma janela a avisar que o valor é inválido e a respetiva linha de janela cujo valor inserido não satisfaz os requisitos (Figura 46).

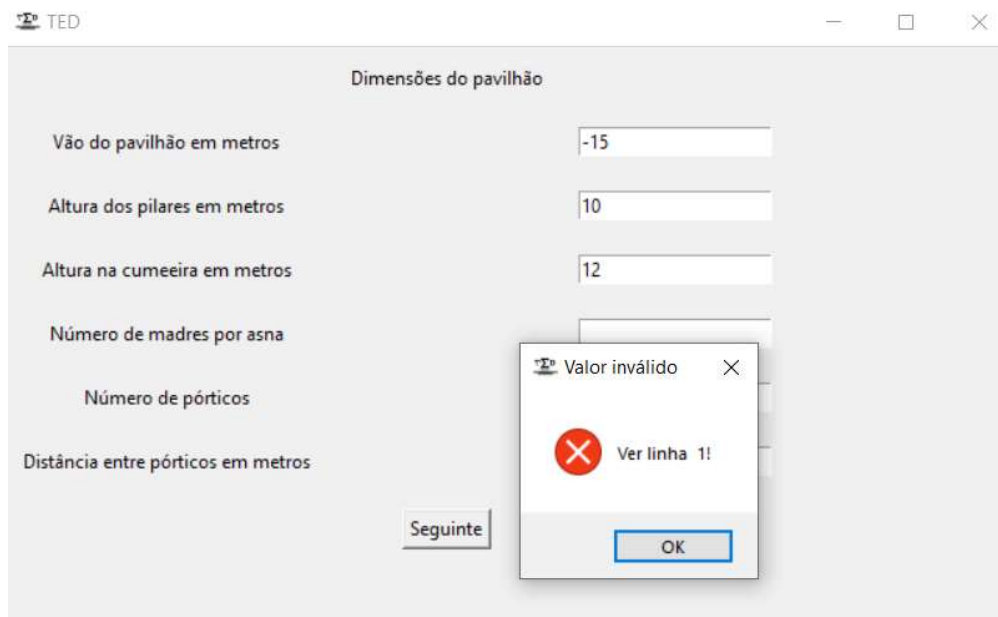


Figura 46 - Janela de aviso de erro

Estando todos os valores aceites pelas restrições impostas, o programa grava os valores inseridos nas *input* pela ordem em que foram inseridos em forma de *array*, para poderem ser usados posteriormente (Figura 47).

```
vao = Entry(firstWindow)
vao.grid(column=2, row=3, padx=10, pady=10)

alturapi = Entry(firstWindow)
alturapi.grid(column=2, row=4, padx=10, pady=10)

alturacum = Entry(firstWindow)
alturacum.grid(column=2, row=5, padx=10, pady=10)

numeromadres = Entry(firstWindow)
numeromadres.grid(column=2, row=6, padx=10, pady=10)

numeroporticos = Entry(firstWindow)
numeroporticos.grid(column=2, row=7, padx=10, pady=10)

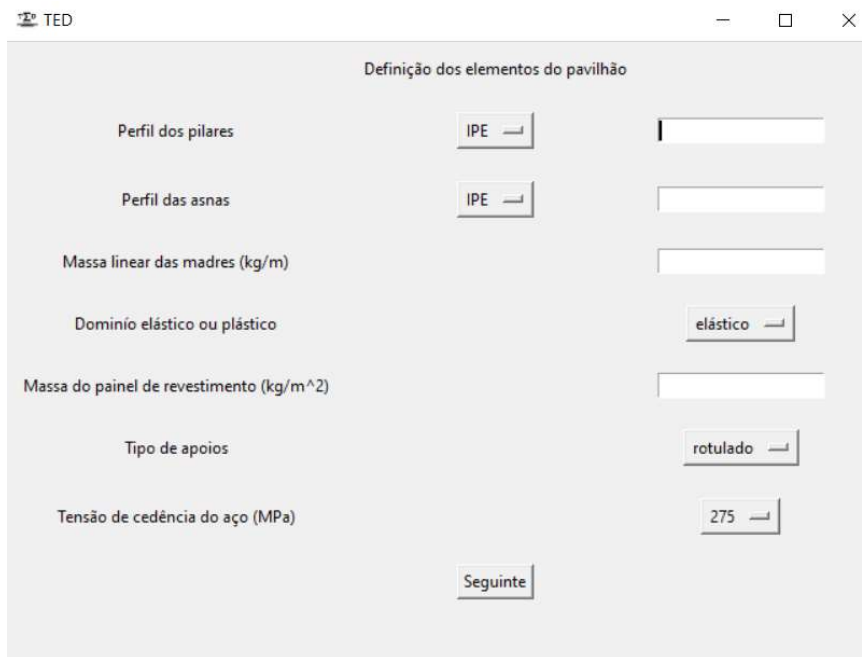
distanciaporticos = Entry(firstWindow)
distanciaporticos.grid(column=2, row=8, padx=10, pady=10)

firstWindowValues = [vao, alturapi, alturacum, numeromadres, numeroporticos, distanciaporticos]
```

Figura 47 - Array de dados da janela 1

3.5.4 Definição dos elementos constituintes

Nesta janela são escolhidos os elementos constituintes do pavilhão com que se pretende fazer a análise estrutural de acordo com os Eurocódigos, tais como os perfis dos pilares, perfis das asnas e os pesos próprios das madres de cobertura e do painel de revestimento (Figura 48).



The screenshot shows a dialog box titled "Definição dos elementos do pavilhão" with the following fields and options:

Label	Value / Option
Perfil dos pilares	IPE
Perfil das asnas	IPE
Massa linear das madres (kg/m)	[Empty text box]
Domínio elástico ou plástico	elástico
Massa do painel de revestimento (kg/m ²)	[Empty text box]
Tipo de apoios	rotulado
Tensão de cedência do aço (MPa)	275

A "Seguinte" button is located at the bottom center of the dialog.

Figura 48 – Definição dos elementos do pavilhão

Para a escolha dos perfis, primeiro é necessário escolher qual a secção que se pretende usar para os pilares e para as asnas. O projetista pode escolher uma secção entre as quatro opções disponíveis na *scrollbar*, IPN, IPE, HEA ou HEB. Na caixa de texto ao lado, o utilizador deve inserir o tamanho do perfil pretendido. Caso o projetista escreva uma dimensão não existente na base de dados, ao tentar avançar para a janela seguinte aparece um erro a avisar que o valor é inválido, tal como acontece na janela 1. A única restrição existente para o valor da massa linear das madres e a massa do painel de revestimento é que estes valores devem ser maiores ou iguais que zero, sendo que o TED admite valores decimais. Nesta janela o projetista define também se as secções dos perfis se encontram no regime elástico ou plástico, ou seja, o TED vai escolher o módulo de resistência associado ao estado correspondente no ficheiro csv que congrega os dados dos perfis disponibilizados. É de realçar que o programa assume a mesma classe de secções para pilares e asnas. A escolha do tipo de apoios dos pilares é ainda feita nesta janela, sendo as opções disponíveis na *scrollbar* encastrado ou rotulado.

O último *input* desta janela, a escolha do aço a utilizar, é necessária para realizar a verificação dos pilares ao esforço de compressão. Para esta análise o projetista tem de seleccionar a tensão de cedência do aço que vai utilizar dentro das opções disponíveis na *scrollbar*, 235, 275 e 355, sendo estes valores apresentados em MPa.

3.5.4.2 Condições fronteira

As únicas condições fronteiras consideradas pelo programa têm lugar nas bases dos pilares. O TED admite dois tipos de condição, o rotulado ou encastrado. A diferença entre pilares rotulados e encastrados é que, enquanto pilares encastrados não admitem nenhuma restrição de deslocamento nos nós ($u_1=v_1=\theta_1=u_5=v_5=\theta_5=0$), os pilares rotulados admitem rotação ($u_1=v_1=u_5=v_5=0$), o que pode implicar o uso de perfis maiores quando considerados com pilares de bases encastrados. Na Figura 50 é possível verificar a comparação entre as duas condições. Foram utilizados os mesmos perfis, geometria de pavilhão e ações, e apenas se alterou a condição fronteira.

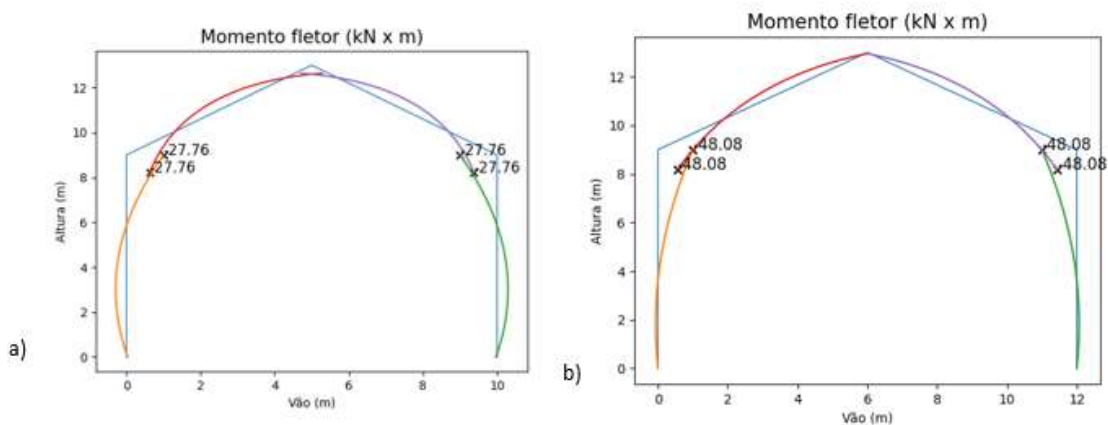


Figura 50 - Simulação com pilares encastrados (a) e simulação com pilares rotulados (b)

3.5.5 Definição das ações

O programa de dimensionamento de pavilhões TED está preparado para considerar apenas cargas distribuídas, de forma a cumprir os requisitos dos Eurocódigos. As ações que o programa considera são o peso próprio, sobrecarga, neve e vento. O programa considera que, sobre as asnas do pavilhão, atua a combinada do peso próprio (peso linear da asna, peso linear das madres de cobertura e peso próprio do painel de revestimento), sobrecarga, neve e vento. Sobre os pilares, apenas é considerado o efeito da ação do vento. A Figura 51 mostra a janela para inserir o valor das ações, que têm de ser inseridos em kN/m^2 . Como os coeficientes majorativos da ação da neve dependem da localização do terreno em relação ao nível do mar, existe uma *scrollbar* para escolher se o terreno fica acima ou abaixo dos 1000 m em relação ao mar. Do lado direito da janela, mostra uma imagem com as direções positivas assumidas por defeito no TED.

Figura 51 - Janela de definição de ações

A combinação das ações é realizada para o estado limite último e para o estado limite de serviço. Os coeficientes majorativos, estão incorporados no programa e foram retirados de tabelas presentes nos Eurocódigos e anexos nacionais, para cumprir com as normas de construção de estruturas metálicas em Portugal. No entanto, os coeficientes de majoração do peso próprio e da neve estão dependentes da direção do vento e da localização do terreno, respetivamente.

3.5.5.1 Peso próprio

O peso próprio é a carga distribuída que conjuga os vários elementos estruturais que compõem a cobertura do pavilhão, asnas, madres e o painel de revestimento. No TED a inserção do peso próprio acontece na janela 2. Como referido no subcapítulo 3.5.4, a definição do peso próprio destes elementos encontra-se na segunda janela. O peso próprio das asnas depende do perfil escolhido, sendo que o programa localiza automaticamente o peso linear do perfil na biblioteca de perfis, enquanto a massa linear das madres e do painel de revestimento tem de ser inserida pelo utilizador nas respetivas caixas de texto.

A soma do peso próprio dos elementos da cobertura em kg/m é dado por

$$G_{cobertura} = G_{asna} + G_{painel\ revestimento} \times D_p + G_{madre} \times \frac{D_p}{D_m}, \quad (58)$$

onde

$G_{cobertura}$ – massa linear da cobertura em kg/m;

G_{asna} – massa linear do perfil da asna em kg/m;

$G_{painel\ de\ revestimento}$ – massa do painel de revestimento em kg/m²;

D_p – distância entre pórticos em m;

G_{madre} - massa linear do perfil da madre em kg/m;

D_m – distância entre madres em m.

Os coeficientes de majoração do peso próprio estão dependentes da direção do vento. O peso próprio é uma ação sempre com sentido descendente, enquanto o vento pode estar em sobrepressão ou sucção. A primeira situação é desfavorável uma vez que o vento tem o sentido descendente na cobertura, enquanto a segunda é favorável, pois o vento assume a direção oposta do peso próprio (Figura 52). Para situação desfavorável, o coeficiente majorativo do peso próprio (ψ_G) é definido com o valor de 1.35 e para a situação favorável assume o valor de 1 [76].



Figura 52 - Situação desfavorável (a) e situação favorável (b) para majoração do peso próprio

3.5.5.2 Sobrecarga

Como referido no subcapítulo 2.2.3.5, a ação de sobrecarga, que consiste numa carga distribuída na horizontal, depende da utilização a que se destina o pavilhão e, como tal, este valor tem de ser introduzido na respetiva caixa de texto pelo utilizador em kN/m^2 , preferencialmente de acordo com as tabelas do Eurocódigo. Nesta *input* o TED admite valores *float*, iguais ou superiores a zero.

A carga linear da sobrecarga é dada por

$$Q_k = q_k \times D_p, \quad (59)$$

onde

Q_k – ação da sobrecarga em kN/m ;

q_k – ação da sobrecarga em kN/m^2 ;

D_p – distância entre pórticos em m.

Os coeficientes de majoração das ações de sobrecarga incorporados no TED são

$$\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 0.$$

Os valores dos coeficientes são os referentes à categoria H do Eurocódigo 1 parte 1-1 (Figura 53) [76].

Acção	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
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– 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 $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção 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 poderão ser definidos no Anexo Nacional.
) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.

Figura 53 - Tabela de coeficientes de majoração relativo à sobrecarga [77]

3.5.5.3 Neve

O valor da ação da neve, como nas outras ações, tem de ser introduzido na respetiva caixa de texto. Como esta carga atua sempre no sentido descendente, o programa apenas admite valores maiores ou superiores a zero, podendo esses valores ser decimais. Para o território nacional, os coeficientes de majoração dependem da localização do terreno em relação ao nível do mar. É necessário definir, através de uma *scrollbar*, se o terreno onde vai ser construído o pavilhão se encontra abaixo dos 1000 m abaixo do nível do mar ou acima dos 1000 m (Figura 53).

Regiões	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Finlândia Islândia Noruega Suécia	0,70	0,50	0,20
Restantes Estados-Membros do CEN, para locais situados a uma altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
Restantes Estados-Membros do CEN, para locais situados a uma altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0,00

Figura 54 - Coeficientes de majoração da neve [78]

3.5.5.4 Vento

O vento consiste na movimentação de ar em grandes quantidades, e a ação correspondente depende de vários fatores, como a localização do pavilhão e sua envolvente. Por defeito, o TED assume as direções positivas indicadas na Figura 55. Caso o projetista tenha determinado que a ação do vento atua num sentido contrário aos da figura, o valor desta ação tem de ser inserido com o sinal negativo.

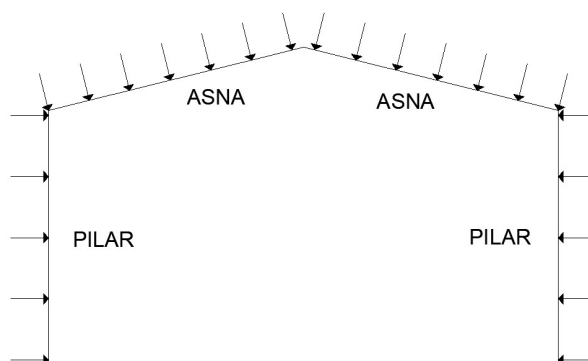


Figura 55 - Direções positivas do vento

Os coeficientes probabilísticos pré-definidos no programa são os definidos pelo Eurocódigo 1 Parte1-1 (Figura 56).

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
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) ^{*)}			
– 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 $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção 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 poderão ser definidos no Anexo Nacional.
*) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.

Figura 56 - Coeficientes probabilísticos do vento [77]

3.5.5.5 Combinações das ações

Como referido no capítulo 2.2.3.6, é necessário realizar a combinação das ações para determinar o efeito conjunto de todas as ações que incidem sobre a estrutura. O TED realiza as combinações ELU e ELS apenas para a cobertura do pavilhão, considerando a ação do vento, a única que atua sobre os pilares, na direção horizontal e o peso na direção vertical.

O programa calcula a combinação das ações de acordo com as equações 11 e 12. O TED encontra o valor mais crítico considerando como base uma das ações variáveis (sobrecarga, neve e vento) em combinação com as restantes, e escolhe a combinação com o valor mais elevado (Figura 57).

Situações de projeto	Ações permanentes	Ações variáveis		Ações acidentais
		Ação base	Restantes ações	
Persistente e transitória (Combinações fundamentais)	$\gamma_g \cdot G_k$	$\gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_{q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	-
Acidental	$\gamma_g \cdot G_k$	-	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	A_d
Sísmica	G_k	-	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	A_{Ed}

Figura 57 - Valores de cálculo de ações [77]

O TED calcula as combinações para a direção normal e tangencial das asnas para os dois estados limites (Figura 58).

```
# Combinação das ações para a cobertura - ELU - asna 1 - normal
comb_sbn = (psippa1 * ppcoberturan + sbn * 1.5 + (1.5 * psi0ne * nen + 1.5 * psi0vn * vna1)) * 1000 # N/m
comb_vnn = (psippa1 * ppcoberturan + vna1 * 1.5 + (1.5 * psi0ne * nen + 1.5 * sbn * psi0sb)) * 1000 # N/m
comb_nen = (psippa1 * ppcoberturan + nen * 1.5 + (1.5 * psi0vn * vna1 + 1.5 * sbn * psi0sb)) * 1000 # N/m

if (comb_sbn >= comb_vnn) and (comb_sbn >= comb_nen):
    comb_a1n = comb_sbn
elif (comb_vnn >= comb_sbn) and (comb_vnn >= comb_nen):
    comb_a1n = comb_vnn
else:
    comb_a1n = comb_nen

# Combinação das ações para a cobertura - ELU - asna 1 - tangencial
comb_sbt = (psippa1 * ppcoberturat + sbt * 1.5 + (1.5 * psi0ne * net + 1.5 * psi0vn * 0)) * 1000 # N/m
comb_vnt = (psippa1 * ppcoberturat + 0 * 1.5 + (1.5 * psi0ne * net + 1.5 * sbt * psi0sb)) * 1000 # N/m
comb_net = (psippa1 * ppcoberturat + net * 1.5 + (1.5 * psi0vn * 0 + 1.5 * sbt * psi0sb)) * 1000 # N/m

if (comb_sbn >= comb_vnn) and (comb_sbn >= comb_nen):
    comb_a1t = comb_sbt
elif (comb_vnn >= comb_sbn) and (comb_vnn >= comb_nen):
    comb_a1t = comb_vnt
else:
    comb_a1t = comb_net
```

Figura 58 - Exemplo de cálculo de combinação de ações

3.5.6 Dimensionamento à encurvadura por compressão

Outra das funcionalidades do TED consiste no dimensionamento dos pilares ao efeito da encurvadura por compressão, sendo que considera todas as secções de classe 1, 2 ou 3. De acordo com o formato de verificação do Eurocódigo 3 parte 1-1, a resistência das secções transversais de elementos sujeitos a esforços axiais de compressão é verificada através da seguinte condição [30]

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1, \quad (60)$$

onde

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço axial de compressão atuante;

$N_{c,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente.

O valor de cálculo do esforço axial de compressão atuante para secções de classe 1, 2 ou 3 é dado por

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (61)$$

onde

A – área bruta da secção;

f_y – tensão de cedência do aço;

γ_{M0} – coeficiente parcial de segurança.

Em elementos comprimidos também se deve verificar a condição

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1, \quad (62)$$

onde

$N_{b,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento.

Este valor, secções de classe 1, 2 ou 3, é calculado através de

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (63)$$

onde

χ – fator de redução para o modo de encurvadura relevante;

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança.

De acordo com o EC3-1-1, o coeficiente χ é definido através da equação [30]

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \quad (64)$$

sendo que

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (65)$$

onde

$\bar{\lambda}$ – coeficiente de esbelteza normalizada.

Este coeficiente, para as secções de classe 1, 2 ou 3, é calculado através da seguinte condição

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{1}{\lambda_1}, \quad (66)$$

onde

α – fator de imperfeição generalizado;

N_{cr} – carga crítica de Euler relativo ao plano mais condicionante para a encurvadura;

L_{cr} – comprimento de encurvadura;

i – raio de giração da secção.

O parâmetro λ_1 é obtido através da seguinte equação

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad (67)$$

As imperfeições das peças reais são tidas em conta no dimensionamento dos pilares à compressão através do fator de imperfeição α , que pode tomar os valores de 0,13, 0,21, 0,34, 0,49 e 0,76 para as curvas a_0, a, b, c e d [30]. Este fator de imperfeição depende da geometria das secções transversais, da classe do aço, do processo de fabrico e do plano de encurvadura condicionante, como demonstrado na Figura 59.

O fator α é escolhido automaticamente pelo TED, que compara a razão entre a altura da secção transversal com a largura com o valor de referência 1,2. De seguida, em função da espessura do banzo, o programa escolhe a curva de encurvadura correspondente (Figura 60).

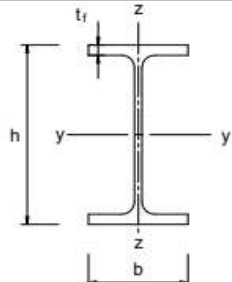
Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura		
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y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

Figura 59 - Seleção da curva de encurvadura (adaptado de [30])

```

a0 = 0.13
a = 0.21
b = 0.34
c = 0.49
d = 0.76

if hb > 1.2:
    if tf <= 40:
        fatorimp = b
    else:
        fatorimp = c
else:
    if tf <= 100:
        fatorimp = c
    else:
        fatorimp = d

```

Figura 60 - Cálculo do fator α

O TED efetua todos estes cálculos de forma autónoma, sendo que os *inputs* associados à encurvadura são a tensão de cedência do aço, o perfil do pilar para a escolha do fator α e o raio de giração mais desfavorável e a condição fronteira dos pilares para determinação do comprimento de encurvadura.

No final, o programa compara a carga vertical aplicada no topo do pilar, verificando se a secção escolhida cumpre a condição definida na equação 62.

3.5.7 Apresentação dos resultados

Na última janela do programa (Figura 61), a quarta, são apresentados os resultados da simulação. Nesta janela são apresentados 4 gráficos, nomeadamente a deformação do pórtico, esforço de corte, momento fletor e tensão de von Mises. Em cada gráfico,

para cada elemento estrutural, está assinalado o valor máximo. Nesta janela aparecem ainda dois botões, “Gerar relatório”, que gera um relatório com mais informações, e “Sair”, para fechar o programa.

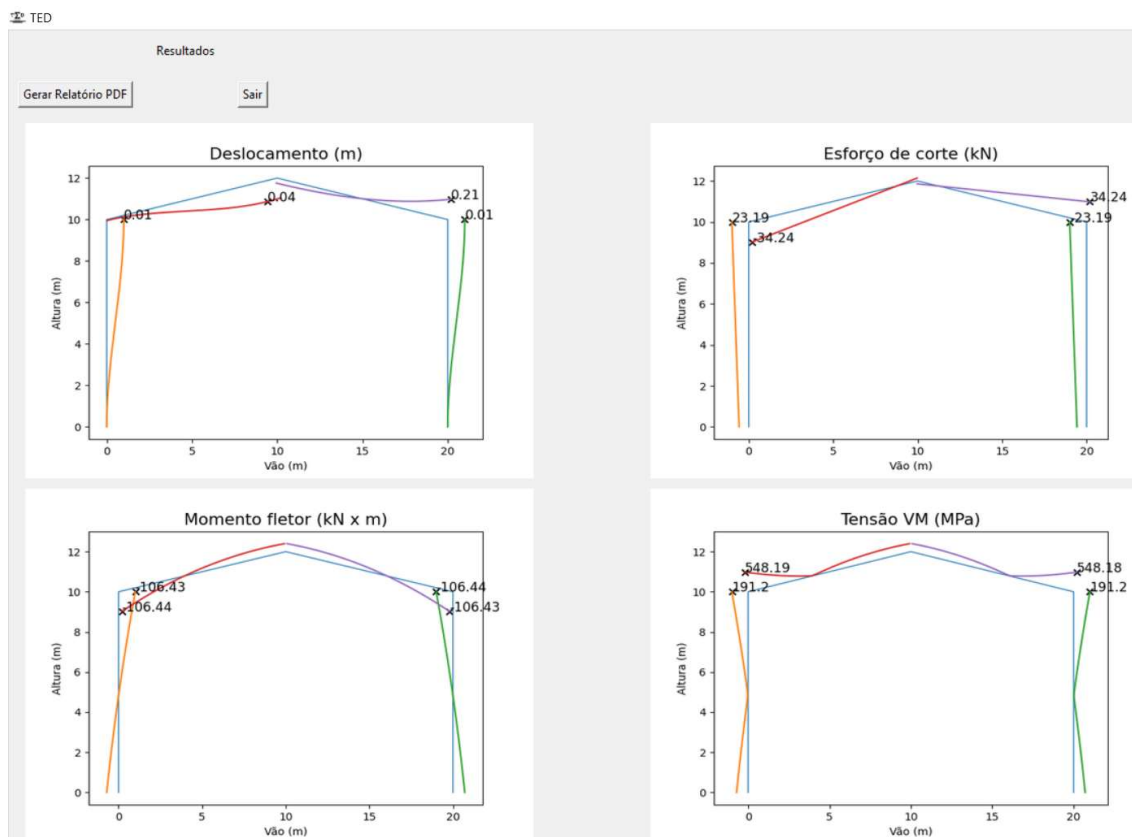


Figura 61 - Apresentação dos resultados

3.5.8 Exportação de dados

No final do programa, como referido no subcapítulo anterior, é possível exportar um relatório no formato PDF. Este relatório tem informação detalhada sobre várias propriedades geométricas bem, como variáveis e resultados de cálculo.

No início do relatório existe a tabela das “Propriedades Gerais” (Figura 62). A informação fornecida por esta tabela é muito útil para o projetista poder orçamentar o pavilhão, porque contém a massa total dos perfis do pavilhão, bem como a massa total das madres e do painel de cobertura. Nesta também constam o comprimento de cada asna e o ângulo da vertente ou água, que dependem das dimensões do pórtico do pavilhão definidas na primeira janela.

Propriedades Gerais

Propriedade	Valor	Unidade
Ângulo da vertente	11.3	°
Comprimento de cada asna	10.2	m
Distância entre madres	2.04	m
Massa total dos perfis	6504.4	kg
Massa total das madres	1250.0	kg
Comprimento total das madres	250.0	m
Massa total do revestimento	2549.5	kg
Área total do revestimento	509.9	m ²

Figura 62 - Tabela das propriedades gerais

Nas duas tabelas seguintes (Figura 63), “Combinação das ações – ELU” e “Combinações das ações – ELS” são apresentados os valores das cargas distribuídas em kN/m para cada estado limite.

Combinação das ações - ELU

Elemento	Valor	Unidade
Pilar esquerdo	2.0	kN/m
Asna esquerda - normal	6.8	kN/m
Asna esquerda - tangencial	2.0	kN/m
Asna direita - normal	6.8	kN/m
Asna direita - tangencial	2.0	kN/m
Pilar direito	2.0	kN/m

Combinação das ações - ELS

Elemento	Valor	Unidade
Pilar esquerdo	2.0	kN/m
Asna esquerda-normal	1.2	kN/m
Asna esquerda-tangencial	0.3	kN/m
Asna direita-normal	1.2	kN/m
Asna direita-tangencial	0.3	kN/m
Pilar direito	2.0	kN/m

Figura 63 - Tabelas das combinações de ações

Para o projetista poder dimensionar as bases dos pilares, necessita saber os esforços que atuam em cada pilar, que também são apresentados em forma de tabela (Figura 64).

Reações no pilar da esquerda

Reação	Valor	Unidade
Rx	1.9	kN
Ry	21.3	kN
Mz	-0.	kN x m

Reações no pilar da direita

Reação	Valor	Unidade
Rx	-11.9	kN
Ry	26.3	kN
Mz	-0.	kN x m

Figura 64 - Reações nas bases dos pilares

Os graus de liberdade que não estão fixos pelas condições fronteira, na ligação pilar-asna e na ligação asna-asna e respetivos valores são listados na tabela seguinte do relatório, como elementos de cálculo e análise importante para o projetista (Figura 65).

Deslocamentos nos nós

Nó	Valor	Unidade
u1	0.	m
v1	0.	m
o1	-0.018	rad
u2	0.206	m
v2	-0.	m
o2	-0.028	rad
u3	0.256	m
v3	-0.252	m
o3	0.01	rad
u4	0.306	m
v4	-0.	m
o4	-0.014	rad
u5	0.	m
v5	0.	m
o5	-0.038	rad

Figura 65 - Tabela dos deslocamentos dos nós

Na Figura 66 é apresentado a posição de cada nó e as orientações dos eixos dos sistemas local e global.

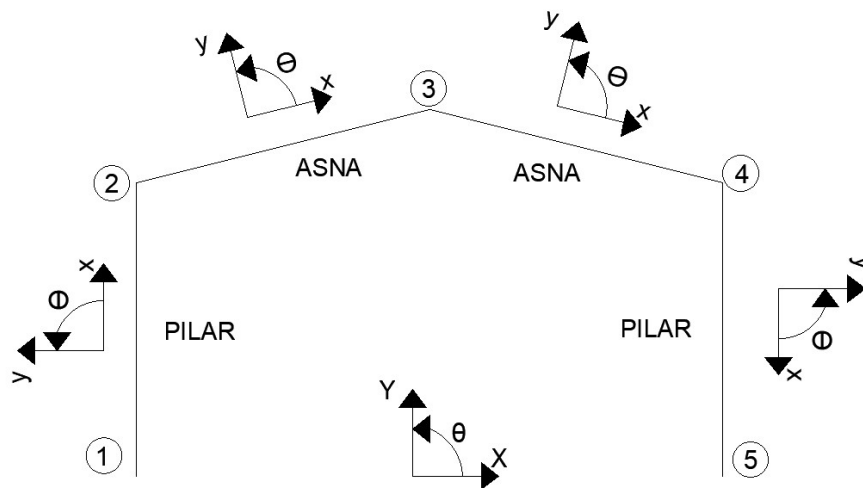


Figura 66 - Numeração dos nós

Os resultados da análise de encurvadura são apresentados em tabela, após comparar o esforço atuante com o valor de cálculo da resistência à encurvadura, conforme mencionado no subcapítulo 3.5.6 (Figura 67).

Resistência dos pilares à encurvadura por compressão

Elemento	Conclusão
Pilar da esquerda	IPE 300 - Dentro do limite
Pilar da direita	IPE 300 - Dentro do limite

Figura 67 - Resultados da análise da encurvadura

Por fim, o projetista pode comprovar se os perfis e o aço escolhidos para a simulação aguentam as cargas a que estão sujeitos, ou seja, se a tensão de cedência do aço é superior à tensão máxima atuante em cada elemento, o que depende diretamente do perfil escolhido. Esta razão é apresentada sob a forma percentual (Figura 68).

Razão entre a tensão máxima atuante e a tensão de cedência do aço

Elemento	Valor (%)	Conclusão
Pilar da esquerda	28	IPE 300 - Verifica
Asna da esquerda	83	IPE 200 - Verifica
Asna da direita	176	IPE 200 - Não verifica
Pilar da direita	61	IPE 300 - Verifica

Figura 68 - Conclusão da simulação

3.6 Validação do programa desenvolvido

Com o propósito de validar o programa desenvolvido procede-se à resolução de dois modelos de teste para comparar os resultados obtidos com outros programas existentes, nomeadamente o Robot Structural Analysis e RDM. A validação assenta em avaliar as variáveis nodais, reações nas bases dos pilares, e os gráficos do esforço de corte, momento fletor e tensões. Como o TED calcula sempre a combinação das ações tendo em conta diversos fatores já descritos anteriormente, e a simulação é feita com esses valores, os esforços a inserir nos diferentes programas vão ser os gerados pelas combinações do TED.

3.6.1 Caso 1

No primeiro caso as dimensões do pórtico são:

- ❖ Vão: 20 m;
- ❖ Altura dos pilares: 10 m;
- ❖ Altura na cumeeira: 13 m;
- ❖ Perfil dos pilares: HEA 300;
- ❖ Perfil das asnas: IPE 240;
- ❖ Pilares encastrados.

Os valores das cargas distribuídas aplicados na estrutura são apresentados na Figura 69.

Combinação das ações - ELU		
Elemento	Valor	Unidade
Pilar esquerdo	2.5	kN/m
Asna esquerda - normal	7.6	kN/m
Asna esquerda - tangencial	2.1	kN/m
Asna direita - normal	7.6	kN/m
Asna direita - tangencial	2.1	kN/m
Pilar direito	2.5	kN/m

Figura 69 - Valores das cargas distribuídas para o caso 1

Os valores dos deslocamentos globais obtidos pelos três programas para cada nó do pórtico, no sistema global, são apresentados na Figura 70. Como é possível constatar, os resultados são iguais nos três programas.

Nó	Valor	Unidade
u1	0.	m
v1	0.	m
o1	0.	rad
u2	-0.082	m
v2	-0.	m
o2	0.001	rad
u3	-0.	m
v3	-0.277	m
o3	-0.	rad
u4	0.082	m
v4	-0.	m
o4	-0.001	rad
u5	0.	m
v5	0.	m
o5	0.	rad

a)

Noeud	dx	dy	rotz
1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
2	-8.208E-002	-3.483E-004	5.982E-004
3	-3.247E-015	-2.766E-001	-2.051E-016
4	8.208E-002	-3.483E-004	-5.982E-004
5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

b)

Nó/Caso	UX (cm)	UZ (cm)	RY (Rad)
1/ 1	0,0	0,0	0,0
2/ 1	-8,2	-0,0	-0,001
3/ 1	0,0	-27,7	-0,000
4/ 1	8,2	-0,0	0,001
5/ 1	0,0	0,0	0,0

c)

Figura 70 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot

As reações nos apoios, no sistema global, obtidas pelos três programas são apresentadas na Figura 71. Como é possível constatar, os resultados obtidos são os mesmos nos três programas.

Reações no pilar da esquerda

Reação	Valor	Unidade
Rx	23.9	kN
Ry	82.3	kN
Mz	-163.45	kN x m

Reações no pilar da direita

Reação	Valor	Unidade
Rx	-23.9	kN
Ry	82.3	kN
Mz	163.45	kN x m

a)

Noeud 1 - Rx = 23.9 Ry = 82.3 Mz = -163.5
 Noeud 5 - Rx = -23.9 Ry = 82.3 Mz = 163.5

	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
	23,90	82,30	163,47
c)	-23,90	82,30	-163,47

Figura 71 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot

Os diagramas de esforços de corte obtidos pelos três programas são apresentados na Figura 72. Os diagramas obtidos no TED e no RDM são iguais, enquanto no Robot o diagrama tem disposição simétrica devido à convenção de sinais pré-definida pelo programa ser diferente dos outros dois.

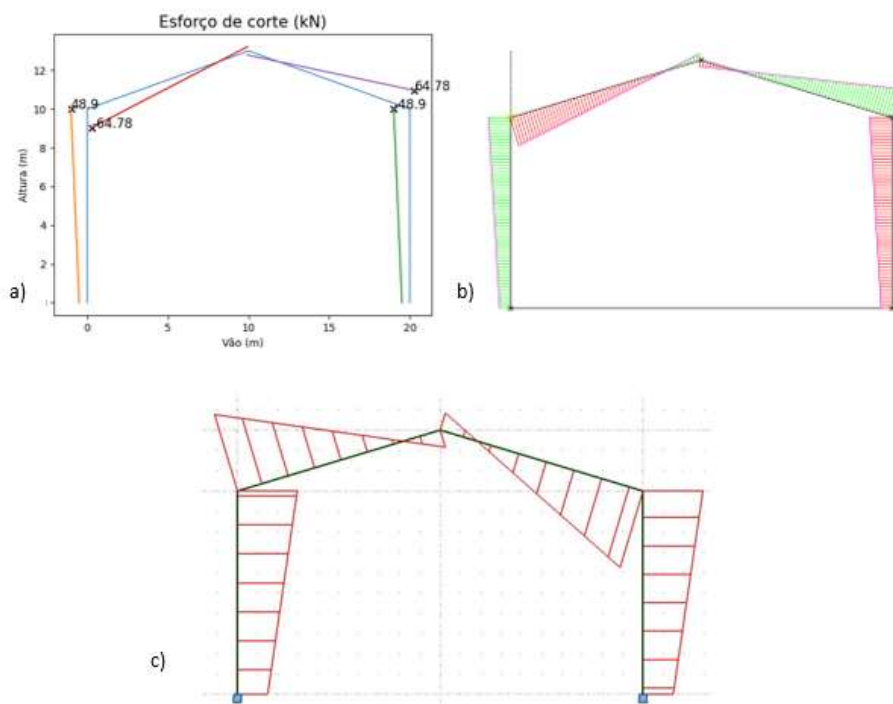


Figura 72 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot

Os valores máximos absolutos obtidos para o esforço de corte, em kN, para cada elemento são apresentados na Tabela 6. Verifica-se que os resultados obtidos no TED são iguais aos do RDM e do Robot.

Tabela 6 - Valores máximos absolutos do esforço de corte para cada elemento

Elemento	TED	RDM	Robot
Pilar da esquerda	48,90	48,90	48,90
Asna da esquerda	64,78	64,78	64,78
Asna da direita	64,78	64,78	64,78
Pilar da direita	48,90	48,90	48,90

Os diagramas de momentos fletores obtidos para os três programas são apresentados na Figura 73. Como acontece com o esforço de corte, o diagrama de momentos fletores no Robot é simétrico aos obtidos pelo TED e RDM.

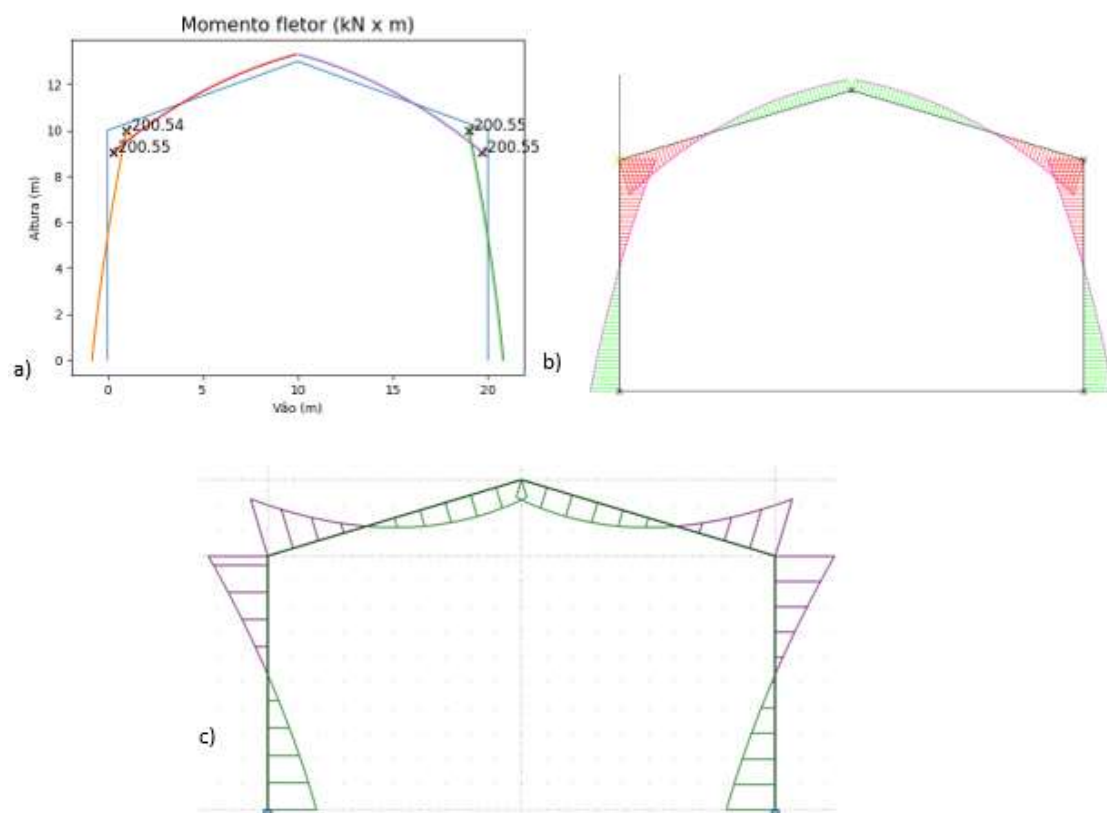


Figura 73 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot

Os valores máximos absolutos obtidos para o momento fletor, em kNm, para cada elemento são apresentados na Tabela 7. Os valores obtidos são iguais nos três programas.

Tabela 7 - Valores máximos absolutos do momento fletor para cada elemento

Elemento	TED	RDM	Robot
Pilar da esquerda	200,54	200,55	200,55
Asna da esquerda	200,55	200,55	200,55
Asna da direita	200,55	200,55	200,55
Pilar da direita	200,55	200,55	200,55

Os diagramas de tensões obtidos são apresentados na Figura 74. Constata-se que os diagramas são iguais nos três programas.

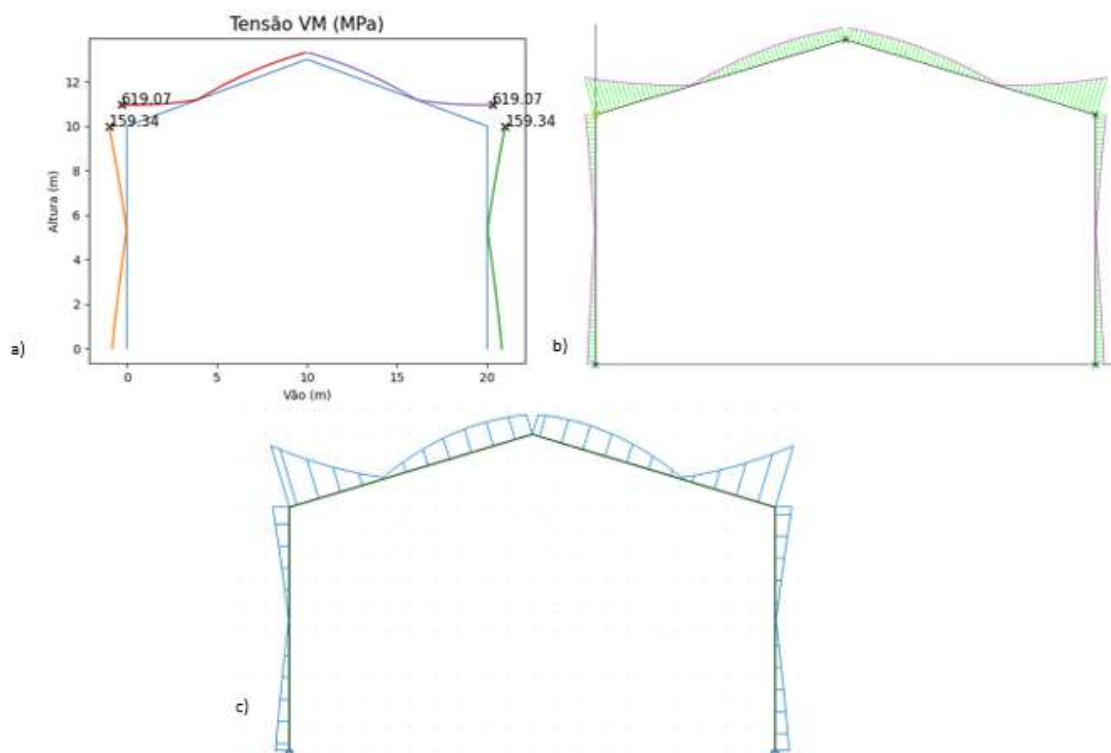


Figura 74 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot

Os valores máximos absolutos obtidos das tensões instaladas, em MPa, para cada elemento são apresentados na Tabela 8. Como o TED não considera o esforço axial

para o cálculo da tensão, era previsível haver ligeiras diferenças entre o TED e os outros dois programas. O erro relativo nos pilares é 4,3% enquanto nas asnas é 2,7%.

Tabela 8 - Valores máximos absolutos da tensão instalada em cada elemento

Elemento	TED	RDM	Robot
Pilar da esquerda	159,34	166,54	166,54
Asna da esquerda	619,07	636,42	636,42
Asna da direita	619,07	636,42	636,42
Pilar da direita	159,34	166,54	166,54

Com base nos resultados obtidos, conclui-se o Caso 1 como validado.

3.6.2 Caso 2

No segundo caso as dimensões do pórtico são:

- ❖ Vão: 12 m;
- ❖ Altura dos pilares: 9 m;
- ❖ Altura na cumeeira: 13 m;
- ❖ Perfil dos pilares: IPE 300;
- ❖ Perfil das asnas: IPE 200;
- ❖ Pilares rotulados.

Os valores das cargas distribuídas aplicadas na estrutura são apresentados na Figura 75.

Combinação das ações - ELU

Elemento	Valor	Unidade
Pilar esquerdo	2.0	kN/m
Asna esquerda - normal	6.0	kN/m
Asna esquerda - tangencial	1.8	kN/m
Asna direita - normal	6.0	kN/m
Asna direita - tangencial	1.8	kN/m
Pilar direito	2.0	kN/m

Figura 75 - Valores das cargas distribuídas para o caso 2

Os valores dos deslocamentos obtidos pelos três programas para cada nó do pórtico, no sistema global, são apresentados na Figura 76. Como se constata, os resultados são os mesmos nos três programas.

Nó	Valor	Unidade
u1	0.	m
v1	0.	m
o1	0.004	rad
u2	-0.03	m
v2	-0.	m
o2	-0.001	rad
u3	-0.	m
v3	-0.045	m
o3	-0.	rad
u4	0.03	m
v4	-0.	m
o4	0.001	rad
u5	0.	m
v5	0.	m
o5	-0.004	rad

a)

Noeud	dx	dy	rotz
1	0.000E+000	0.000E+000	3.941E-003
2	-2.963E-002	-3.441E-004	-1.466E-003
3	1.336E-015	-4.543E-002	4.167E-017
4	2.963E-002	-3.441E-004	1.466E-003
5	0.000E+000	0.000E+000	-3.941E-003

b)

Nó/Caso	UX (cm)	UZ (cm)	RY (Rad)
1/ 1	0.0	0.0	-0.004
2/ 1	-3.0	-0.0	0.001
3/ 1	0.0	-4.5	-0.000
4/ 1	3.0	-0.0	-0.001
5/ 1	0.0	0.0	0.004

c)

Figura 76 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot

As reações nas condições fronteira, no sistema global, obtidas pelos três programas são apresentados na Figura 77. Os resultados são novamente os mesmos entre os três programas.

Reações no pilar da esquerda

Reação	Valor	Unidade
Rx	-3.66	kN
Ry	43.2	kN
Mz	-0.	kN x m

Reações no pilar da direita

Reação	Valor	Unidade
Rx	3.66	kN
Ry	43.2	kN
Mz	-0.	kN x m

a)

b) Noeud 1 - Rx = -3.7 Ry = 43.2 Mz = 0.0
 Noeud 5 - Rx = 3.7 Ry = 43.2 Mz = 0.0

Nó/Caso	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/ 1	-3,66	43,20	0,00
5/ 1	3,66	43,20	0,00

c)

Figura 77 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados ROBOT

Os diagramas de esforços de corte obtidos pelos três programas são apresentados na Figura 78. Como aconteceu com o Caso 1, o diagrama do Robot é simétrico comparativamente aos outros dois programas.

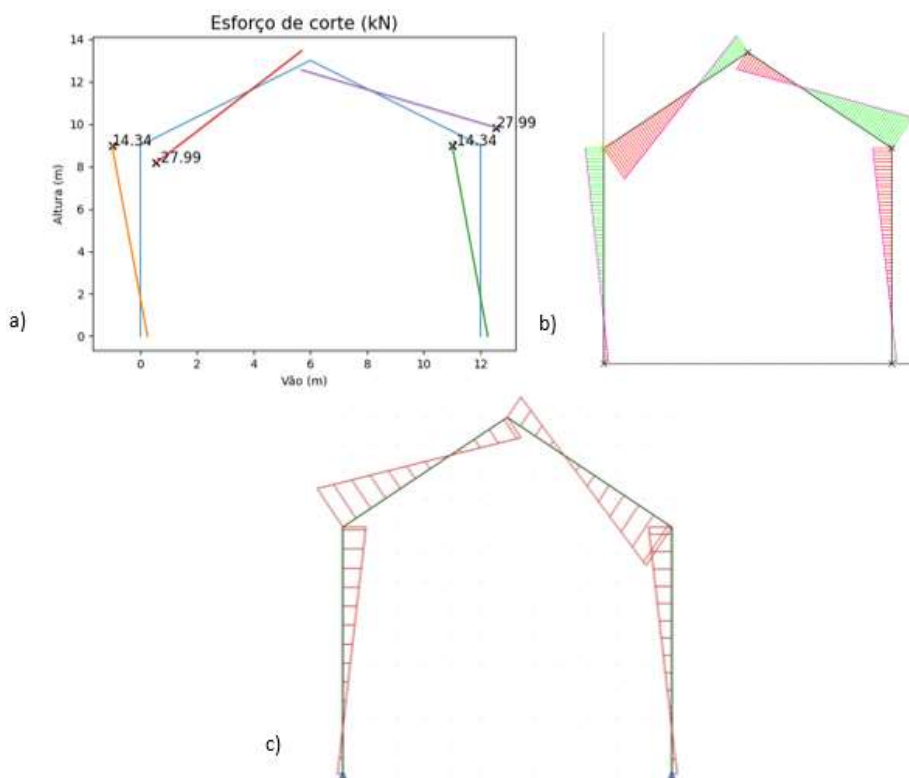


Figura 78 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot

Os valores máximos absolutos obtidos para o esforço de corte, em kN, para cada elemento são apresentados na Tabela 9. Os resultados obtidos são iguais nos três programas.

Tabela 9 - Valores máximos absolutos do esforço de corte para cada elemento

Elemento	TED	RDM	Robot
Pilar da esquerda	14,34	14,34	14,34
Asna da esquerda	27,99	27,99	27,99
Asna da direita	27,99	27,99	27,99
Pilar da direita	14,34	14,34	14,34

Os diagramas de momentos fletores obtidos para os três programas são apresentados na Figura 79. Novamente, os diagramas do TED e do RDM são iguais, mas simétricos em relação ao Robot.

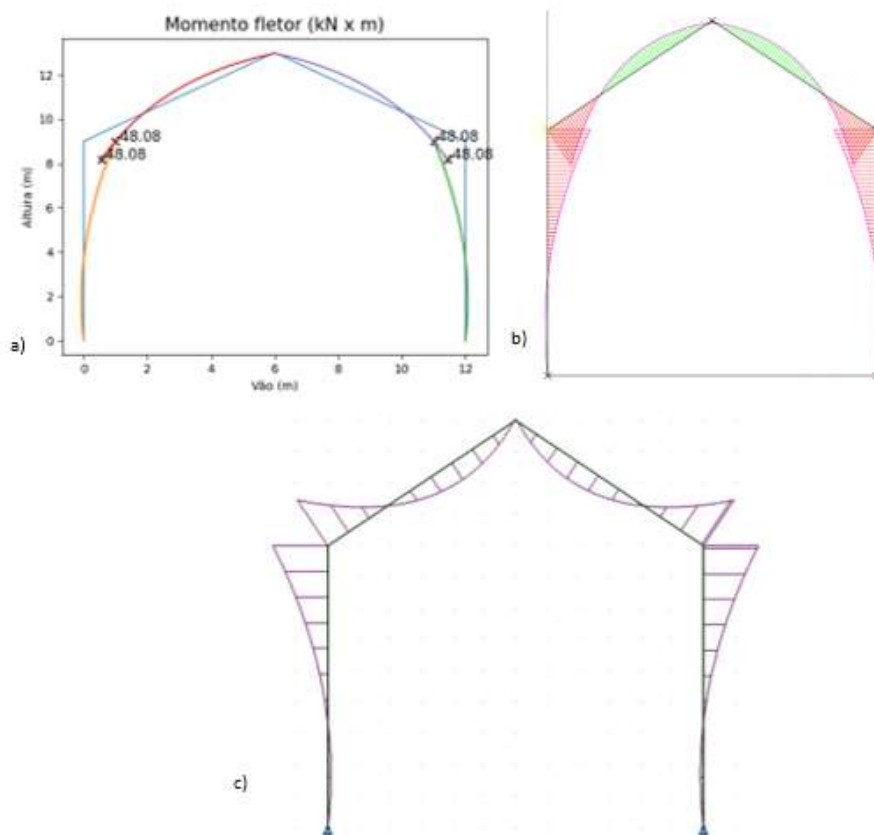


Figura 79 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados Robot

Os valores máximos absolutos obtidos para o momento fletor, em kNm, para cada elemento são apresentados na Tabela 10. Os valores obtidos são iguais nos três programas.

Tabela 10 – Valores máximos absolutos do momento fletor em cada elemento

Elemento	TED	RDM	Robot
Pilar da esquerda	48,08	48,08	48,08
Asna da esquerda	48,08	48,08	48,08
Asna da direita	48,08	48,08	48,08
Pilar da direita	48,08	48,08	48,08

Os diagramas de tensões obtidos pelos três programas são apresentados na Figura 80.

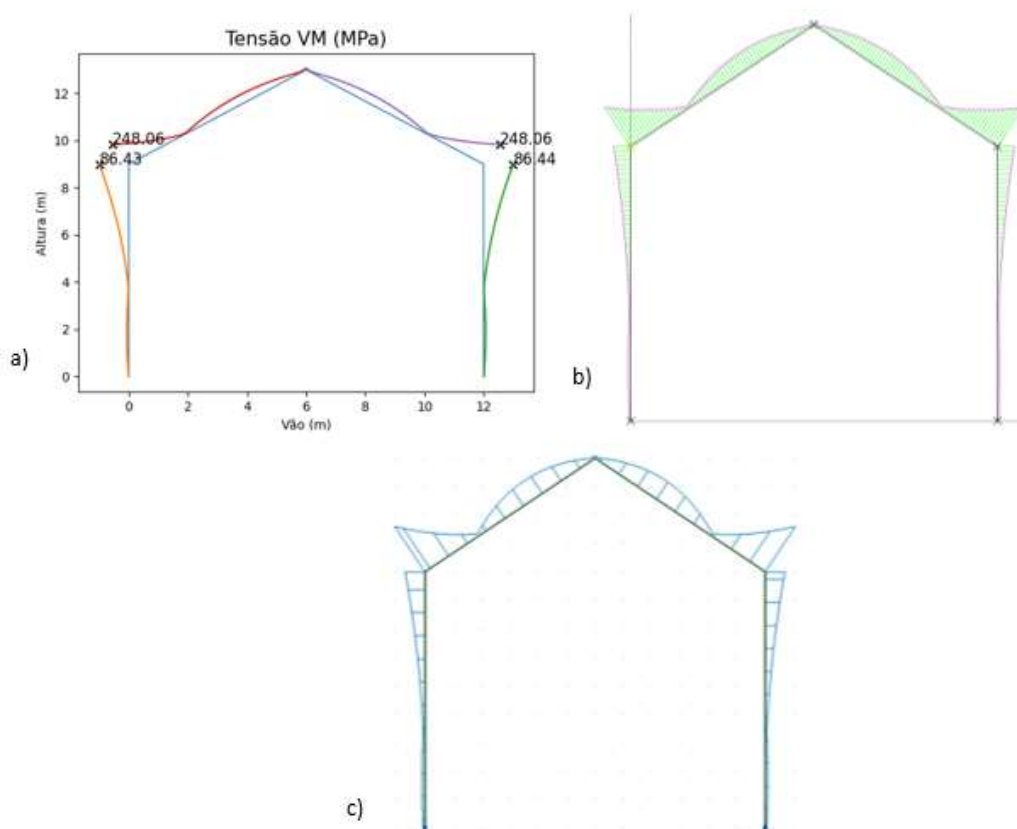


Figura 80 - a) Resultados TED b) Resultados RDM c) Resultados ROBOT

Os valores máximos absolutos das tensões, em MPa, para cada elemento são apresentados na Tabela 11. Novamente, devido ao facto de o TED não considerar o esforço axial, os valores da tensão são ligeiramente diferentes. O erro relativo nos pilares é 8,4%, enquanto nas asnas é 4,6%.

Tabela 11 - Valores máximos absolutos da tensão instalada em cada elemento

Elemento	TED	RDM	Robot
Pilar da esquerda	86,43	94,34	94,34
Asna da esquerda	248,06	260,06	260,06
Asna da direita	248,06	260,06	260,06
Pilar da direita	86,44	94,34	94,34

Os valores obtidos pelo TED, em comparação com o RDM e o Robot, permitem concluir que o Caso 2 está também validado.

CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS

- 4.1 Conclusões
- 4.2 Proposta de trabalhos futuros

4 CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS

4.1 Conclusões

Conforme referido na introdução deste trabalho ambicionou-se, através do MEF, desenvolver um programa em *Python* capaz de realizar uma análise estrutural de pavilhões metálicos de acordo com os Eurocódigos em vigor para a construção em Portugal. Aliado a este objetivo, um dos requisitos mais importantes consistia na utilização intuitiva da interface gráfica, aliada à simplicidade de utilização da mesma.

As formulações, matrizes dos elementos, combinações de ações, cálculo de reações, cálculo de esforços atuantes e diagramas foram bem desenvolvidas, apesar de várias dificuldades sentidas durante o desenvolvimento do programa. Uma das maiores dificuldades sentidas foi em formular a matriz de rigidez global do pórtico, que consiste numa matriz 15x15. Devido a ser uma matriz muito grande, 225 elementos, torna-se computacionalmente muito difícil calcular a sua matriz inversa. A solução encontrada foi criar um código que consegue posicionar as matrizes globais dos quatro elementos do pórtico de forma autónoma e que preenche os espaços vazios com valor nulo. Nas posições em que as matrizes se sobrepõem, nos nós, os valores somam-se. Outra dificuldade sentida foi em criar os vários diagramas exportados pelo TED, pois por defeito as funções matemáticas no *Python* são apresentadas no plano horizontal sendo por isso necessário orientar os gráficos consoante a posição dos pilares, que são sempre verticais, e das asnas que dependem dos valores introduzidos pelo projetista na primeira janela.

De forma a validar os resultados obtidos pelo TED, efetuaram-se duas simulações de teste, nas quais se compararam os resultados do TED com os do RDM e do Robot. Em ambos os casos, os resultados foram iguais entre os três programas, à exceção das tensões instaladas pois, como já referido, o TED não considera o esforço axial.

Em suma, foi possível obter um programa de cálculo estrutural, que pode agora ser utilizado por projetistas para efeitos de dimensionamento de pavilhões metálicos de forma mais expedita e com custos de projeto inferiores relativamente ao procedimento atual, o que pode ser importante para algumas empresas no mercado nacional e global, constituindo um fator decisivo para o seu sucesso.

4.2 Proposta de trabalhos futuros

Apesar de o TED ter sido desenvolvido para ser um programa simples, este pode ser uma boa base para o desenvolvimento de um programa mais complexo e capaz de realizar mais operações. De seguida são apresentadas algumas sugestões de melhoria e funções que podem ser acrescentadas:

1. Melhorar o design da interface gráfica;
2. Melhorar os gráficos dos diagramas;
3. Tornar o TED num programa *.exe*, ou seja, o utilizador não necessita de ter instalado um editor *Python*;
4. Incorporar reforços nas asnas, de forma a diminuir a tensão provocada pelo momento fletor, e poder-se usar perfis com secção mais reduzida;
5. Incluir uma opção para contabilizar as ações provocados pelas pontes rolantes e seus caminhos de rolamento no peso próprio;
6. Incluir madres e painéis de revestimento para fachadas;
7. Incluir sistemas de travamentos entre os pórticos;
8. Realizar o dimensionamento das ligações, nomeadamente, as bases dos pilares, pilar-asna e asna-asna;
9. Permitir que o projetista defina perfis de secção variável;
10. Considerar 2 tipos de pórticos, os pórticos centrais, dimensionados pelo TED, e os pórticos dos topos do pavilhão, que por norma estão sujeitos a esforços inferior, devido à área de influência ser metade em relação aos outros;
11. Gerar um desenho 3D do pavilhão.

**BIBLIOGRAFIA E OUTRAS FONTES
DE INFORMAÇÃO**

5 BIBLIOGRAFIA E OUTRAS FONTES DE INFORMAÇÃO

- [1] C. Hadiwattege, «Cost benefits of steel compared to In-situ concrete in Sri Lankan building construction», 2014.
- [2] W. S. Association, *The white book of Steel*. Bruxelas, Bélgica: Pyramidion, 2012.
- [3] M. Pinheiro, «Projeto de Naves Industriais de Grandes Dimensões». Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2016.
- [4] «NP EN 1993-1-1: Regras gerais e regras para edifícios». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2010.
- [5] N. Ferreira, «Sistemas De Revestimento De Fachadas Em Aço». Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, Porto, 2012.
- [6] Rui A.D. Simões, *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas*, 3.^a ed. Coimbra: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2014.
- [7] «Single-Storey Steel Buildings Part 1: Architect's Guide», *Steel Buildings in Europe*. Arcelor Mittal, Luxemburgo, Luxemburgo.
- [8] M. I. Gomes, «Estudo e Análise de Trelças». Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2016.
- [9] P. Michał, «Critical load of steel trusses-graphical methods», *MATEC Web Conf. 219, 02015*, 2018.
- [10] «Phase avant-projet : Conception de portiques en Profilés Reconstitués par soudage». ACESS Steel, Paris.
- [11] B. Von Elsner *et al.*, «Review of structural and functional characteristics of greenhouses in European Union countries, part II: Typical designs», *J. Agric. Eng. Res.*, 1997.
- [12] «Prescriptive Method for Connecting Cold-Formed Steel Framing to Insulating Concrete Form Walls in Residential Construction», n. February. Incorporation Building Works, Washington, DC, 2003.
- [13] P. Santos, «Energy Efficiency of Lightweight Steel-Framed Buildings». Universidade de Coimbra, Coimbra, 2016.
- [14] «Casas LSF». <https://casaslsf.com/> (acedido Nov. 07, 2021).
- [15] «Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas». Ministério das Obras

- Públicas, Transportes e Comunicações, Lisboa, 1965.
- [16] «Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes». Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes, Lisboa, 1983.
- [17] «Application and use of Eurocodes». Comissão Europeia, Bruxelas, Bélgica, 2003.
- [18] D. Camilleri, «An overview of the structural Eurocodes in the construction industry», *Struct. Eng.*, 2003.
- [19] «Um setor que resiste, mas que quer ir mais além», *Boletim Informativo da Indústria Metalúrgica e Metalomecânica N.º2*. AIMMAP, Porto, 2021.
- [20] C. Cardoso e V. Quelhas, «Metalurgia e Metalomecânica: Número um das exportações», *Port. Glob.*, 2018.
- [21] «Steel Project and Phases in its life cycle». <https://www.ispatguru.com/steel-project-and-phases-in-its-life-cycle/> (acedido Jan. 04, 2022).
- [22] S. B. Group, «High performance paint coatings». Berkshire, Reino Unido.
- [23] W. Cardoso, «Galvanização eletrolítica continua de chapas de aço». Faculdade Multivix, Goiabeiras, Brasil, 2016.
- [24] A. Petraška, K. Čičiuniene, O. Prentkovskis, e A. Jarašuniene, «Methodology of selection of heavy and oversized freight transportation system», *Transp. Telecommun.*, 2018.
- [25] J. Freitas, «Análise Elástica de Estruturas Reticuladas». Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2020.
- [26] «Steel buildings in Europe: Multi-storey steel buildings Part 2: Concept Design», *Steel Construction Institute*. ArcelorMittal, Luxemburgo, Luxemburgo, 2008.
- [27] «Introdução de reforços nas asnas de uma estrutura metálica». Top Informática, Braga, 2019.
- [28] O. O. Tairu, P. O. Aiyedun, e O. T. Tairu, «Relationship between Yield stress and yield Strength on Various Grade of steel Being Hot rolled», *J. Mech. Civ. Eng.*, vol. 11, n. 1, pp. 40–46, 2014.
- [29] Y. Chen, X. Cheng, e D. A. Nethercot, «An overview study on cross-section classification of steel H-sections», *J. Constr. Steel Res.*, 2013.
- [30] «NP EN 1993-1-1 – Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2010.
- [31] P. J. M. . Piloto, P.A.G.; Mesquita, Luís M. R.; Vaz, M.A.P.; Vila Real, «A influência das imperfeições geométricas na resistência de vigas à encurvadura lateral», Vila Real, 2003.

- [32] «EN 1990:2002 - Basis of structural design». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2002.
- [33] «EN 1991-1-1 - Actions on structures». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2002.
- [34] «EN 1991-1-2 - Actions on structures exposed to fire». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2002.
- [35] «EN 1991-1-3 - Snow loads». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2003.
- [36] «EN 1991-1-4 - Wind Loads». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2005.
- [37] «EN 1991-1-5 - Thermal Actions». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2003.
- [38] «EN 1991-1-6 - Actions during execution». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2005.
- [39] «EN 1991-1-7 - Accidental Actions». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2006.
- [40] «Single-Storey Steel Buildings Part 3: Actions». Arcelor Mittal, Luxemburgo, Luxemburgo.
- [41] S. Hama, «Theory of Elastic Stability». Apresentação interna realizada na Universidade de Anbar, Anbar, Iraque, 2019.
- [42] F. Romdhani, «Le Flambement selon l'eurocode». Université Libre de Tunis, Tunes, Tunísia, 2017.
- [43] E. M. M. Fonseca, «Apontamentos de Construções Metálicas - Encurvadura». Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2021.
- [44] «EN 1993-1-8 - Design of joints». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2005.
- [45] E. M. M. Fonseca, «Apontamentos de Construções Metálicas - Ligações Aparafusadas Corrente». Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2021.
- [46] «Influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas». <https://www.guiadaengenharia.com/rigidez-ligacoes-viga-pilar/> (acedido Dez. 19, 2021).
- [47] N. Peixoto, «Ligações metálicas de acordo com o Eurocódigo 3», Universidade de Aveiro, 2008.
- [48] «NP EN 1993-1-8: Projecto de ligações». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2010.

- [49] E. E. de E. Profissional, «Processos de soldagem». Governo do Estado do Ceará, Ceará, Brasil, 2012.
- [50] «Verificação de cordões de soldadura segundo a EN 1993-1-8». <https://www.dlubal.com/pt/apoio-tecnico-e-formacao/apoio-tecnico/base-de-dados-de-conhecimento/001469> (acedido Dez. 08, 2021).
- [51] H. L. Soriano e S. de S. Lima, *Análise de Estruturas - Método das Forças e Método dos Deslocamentos*, 2.^a ed. Rio de Janeiro, Brasil: Ciência Moderna, 2006.
- [52] Igor A. Karnovsky; Olga Lebed, «Advanced Methods of Structural Analysis». Springer Science+Business Media, Berlim, Alemanha, 2009.
- [53] J. M. R. S. Tavares e A. J. Padilha, «Introdução ao método dos elementos finitos». FEUP, Porto, 1998.
- [54] Á. F. M. Azevedo, *O Metodo Dos Elementos Finitos.*, 1.^a ed. Porto: FEUP, 2003.
- [55] R. J. Cook, R. D.; Malkus, D. S.; Plesha, M. E.; Witt, «Concepts and Applications of Finite Element Analysis». John Wiley & Sons, Inc., 2002.
- [56] R. D. S. G. Campilho, *Método de Elementos Finitos - Ferramentas para Análise Estrutural*, 1.^a ed. Porto: Publindustria, 2012.
- [57] A. M. Rao, «Applications of finite elements method - an overview». N.S.S.College of Commerce & Economics University of Mumbai, Mumbai, Índia, 2019.
- [58] E. Bayo, J. Gracia, e J. Jönsson, «Axial-moment interaction for 2D welded steel joints using FEA: An initial investigation», *J. Constr. Steel Res.*, 2020.
- [59] C. Enrique Villarroel Bejarano, *Análisis y Diseño de Estructuras con AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2016*, 1.^a ed. Santa Cruz, Bolivia: SENAPI, 2016.
- [60] C. E. L. de Melo, «Análise Estrutural com o SAP 2000». Universidade de Brasilia, Brasilia, Brasil, 2016.
- [61] «SAP2000». <https://www.csiportugal.com/lancamento/162/sap2000-v21.0.0> (acedido Dez. 25, 2021).
- [62] «Ansys». <https://www.ansys.com/company-information/simulation-is-a-superpower> (acedido Dez. 25, 2021).
- [63] S. Derbane, «Modélisation des plaques par la méthode des éléments finis», Université Mohamed Khider – Biskra Faculté, 2012.
- [64] M. A. El-Aghoury, A. M. Ebid, e I. M. Mahdi, «Decision support system to select the optimum steel portal frame coverage system», *Ain Shams Eng. J.*, 2020.
- [65] D. T. Phan, J. B. P. Lim, C. S. Y. Ming, T. Tanyimboh, H. Issa, e W. Sha, «Optimization of cold-formed steel portal frame topography using real-coded genetic algorithm», *Procedia Eng.*, 2011.

- [66] L. Agamez, V. Maquilón, D. Martelo, e D. Centanaro, «Modelación y análisis de armadura para cubierta metálica». Universidade Tecnológica de Bolívar, Bolívar, Colômbia, 2019.
- [67] L. Lausova, I. Kolos, V. Michalcova, e I. Skotnicova, «Numerical Analysis of Steel Portal Frame Exposed to Fire», *Procedia Eng.*, 2017.
- [68] M. Kucukler, L. Gardner, e L. Macorini, «Flexural-torsional buckling assessment of steel beam-columns through a stiffness reduction method», *Eng. Struct.*, 2015.
- [69] J. A. Silveira, G. P. Mezzomo, e F. Goedel, «Avaliação dos métodos da tensão estrutural e curva mestre para determinação da vida em fadiga de junta soldada», *Rev. Int. Metod. Numer. para Calc. y Disen. en Ing.*
- [70] F. G. Berti, A. Rossi, e C. H. Martins, «Análise linear elástica da Flambagem Lateral com Torção em vigas de aço duplamente simétricas com aberturas sequenciais na alma em padrão senoidal», 2021.
- [71] F. Walport, I. Arrayago, L. Gardner, e D. A. Nethercot, «Influence of geometric and material nonlinearities on the behaviour and design of stainless steel frames», *J. Constr. Steel Res.*, 2021.
- [72] Tirupathi R. Chandrupatla; Ashok D. Belegundu, *Introduction to Finite Element in Engineering*, 3rd ed. Nova Jérσία: Pretince Hall, 1997.
- [73] V. Lora, *Python for Civil and Structural Engineers*, n. Julho. Publicação Independente, 2016.
- [74] M. Lutz, *Learning Python*, 4th ed., vol. 78, n. 1. Sebastopol, California: O'REILLY, 2009.
- [75] J. E. Grayson, «Python and Tkinter Programming». Maning Publications Co., Greenwich, Connecticut, 2000.
- [76] «NP EN 1991-1-1: Eurocódigo 1 - Ações em estruturas Parte 1-1: Acções gerais». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2009.
- [77] «NP EN 1990: Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2009.
- [78] «NP EN 1991-1-3: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-3: Acções gerais – Acções da neve». Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica, 2009.

ANEXOS

6 ANEXOS

Propriedades Gerais

Propriedade	Valor	Unidade
Ângulo da vertente	16.7	°
Comprimento de cada asna	5.22	m
Distância entre madres	1.04	m
Massa total dos perfis	7902.6	kg
Massa total das madres	1375.0	kg
Comprimento total das madres	275.0	m
Massa total do revestimento	1435.5	kg
Área total do revestimento	287.1	m ²

Combinação das ações - ELU

Elemento	Valor	Unidade
Pilar esquerdo	2.8	kN/m
Asna esquerda - normal	8.2	kN/m
Asna esquerda - tangencial	1.7	kN/m
Asna direita - normal	8.2	kN/m
Asna direita - tangencial	1.7	kN/m
Pilar direito	2.8	kN/m

Combinação das ações - ELS

Elemento	Valor	Unidade
Pilar esquerdo	2.8	kN/m
Asna esquerda-normal	1.6	kN/m
Asna esquerda-tangencial	0.3	kN/m
Asna direita-normal	1.6	kN/m
Asna direita-tangencial	0.3	kN/m
Pilar direito	2.8	kN/m

Reações no pilar da esquerda

Reação	Valor	Unidade
Rx	7.38	kN
Ry	43.38	kN
Mz	-40.05	kN x m

Reações no pilar da direita

Reação	Valor	Unidade
Rx	-7.38	kN
Ry	43.38	kN
Mz	40.05	kN x m

Deslocamentos nos nós

Nó	Valor	Unidade
u1	0.	m
v1	0.	m
o1	0.	rad
u2	-0.005	m
v2	-0.	m
o2	0.	rad
u3	-0.	m
v3	-0.018	m
o3	-0.	rad
u4	0.005	m
v4	-0.	m
o4	-0.	rad
u5	0.	m
v5	0.	m
o5	0.	rad

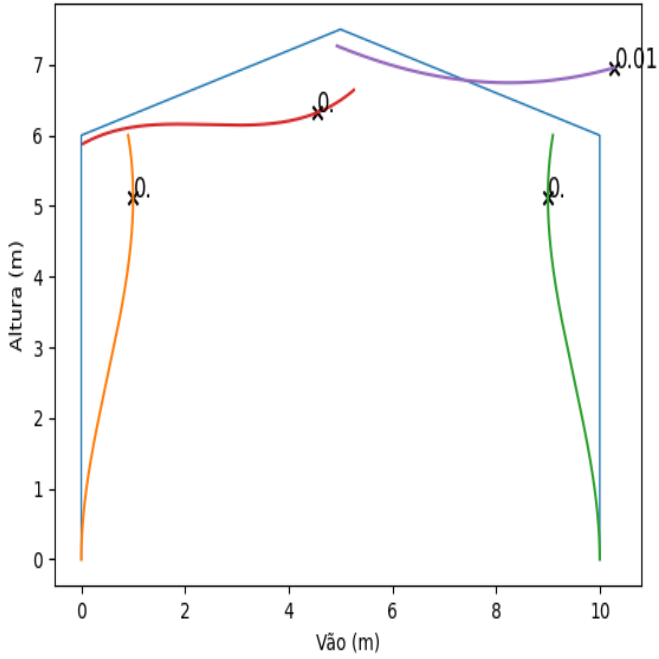
Resistência dos pilares à encurvadura por compressão

Elemento	Conclusão
Pilar da esquerda	HEA 340 - Dentro do limite
Pilar da direita	HEA 340 - Dentro do limite

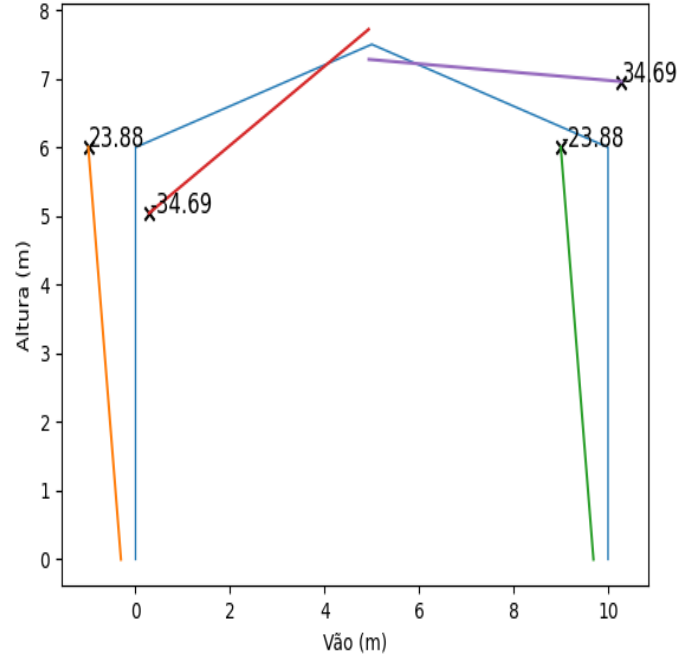
Razão entre a tensão máxima atuante e a tensão de cedência do aço

Elemento	Valor (%)	Conclusão
Pilar da esquerda	13	HEA 340 - Verifica
Asna da esquerda	70	IPE 240 - Verifica
Asna da direita	70	IPE 240 - Verifica
Pilar da direita	13	HEA 340 - Verifica

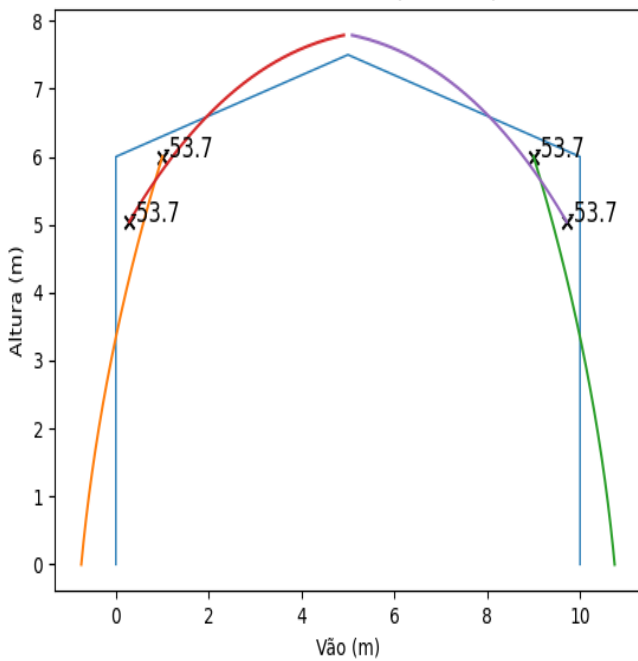
Deslocamento (m)



Esforço de corte (kN)



Momento fletor (kN x m)



Tensão VM (MPa)

