



UNIVERSIDADE POLITÉCNICA
A POLITÉCNICA
Instituto Superior de Gestão, Ciências e Tecnologias

LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

**DIMENSIONAMENTO DE ABRIGOS METÁLICOS PARA PASSAGEIROS:
TERMINAL DE TRANSPORTE PÚBLICO NO BAIRRO DO ALBAZINE COMO
ESTUDO DE CASO**

TRABALHO DE FIM DE CURSO

De

Paulo Remigio Timbrine

Estudante nº 497596

Supervisor: MSc. Ângelo Sumana

Paulo Remigio Timbrine

Paulo Remigio Timbrine

Estudante nº 497596

Supervisor: MSc. Ângelo Sumana

**DIMENSIONAMENTO DE ABRIGOS METÁLICOS PARA PASSAGEIROS:
TERMINAL DE TRANSPORTE PÚBLICO NO BAIRRO DO ALBAZINE COMO
ESTUDO DE CASO**

Monografia apresentada no Instituto Superior de
Gestão, Ciência e Tecnologias

Universidade Politécnica, como exigência Parcial
para à obtenção do grau de Licenciatura em
Engenharia Civil

PARECER DO SUPERVISOR

O trabalho de licenciatura intitulado, foi realizado pelo estudante Paulo Remigio Timbrine sob minha orientação. **DIMENSIONAMENTO DE ABRIGOS METÁLICOS PARA PASSAGEIROS: TERMINAL DE TRANSPORTE PÚBLICO NO BAIRRO DO ALBAZINE COMO ESTUDO DE CASO.** Considero que o mesmo cumpre com os objectivos traçados e os requisitos exigidos para a avaliação e consideração para obtenção de grau de licenciatura em Engenharia Civil.

O Supervisor: (MSc. Ângelo Sumana)

DECLARAÇÃO

Eu, **Paulo Remigio Timbrine**, declaro que este trabalho científico é da minha autoria e resultado da minha investigação com recurso a bibliografia e meios citados. Este, constitui a minha primeira e única submissão até o momento a Universidade Politécnica, para obtenção de grau de licenciatura em Engenharia Civil.

Maputo, 09 de Agosto de 2024

(Paulo Remigio Timbrine)

APROVAÇÃO DO JÚRI

Este trabalho foi aprovado por nós, com _____ valores, membros do júri da Universidade Politécnica.

Maputo, aos ____ de _____ de 2024

(O Presidente do Júri)

(O Arguente)

(O Supervisor)

DEDICATÓRIAS

Dedico este trabalho aos meus pais **Benedita Ernesto** e **Remigio Paulo Timbrine** , grandes incentivadores e apoiadores em todos os momentos da minha vida. Aos meus irmãos Erwin Timbrine, Helmer Timbrine, que nunca negaram uma palavra de apoio. Por fim a todos os meus amigos e colegas que foram compreensivos e encorajadores sempre não deixando me cabisbaixo mesmo quando me sentia incapacitado ou cansado em diversos momentos.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho resume uma enorme dedicação e esforço prestados ao longo destes anos para a conclusão da licenciatura em engenharia civil. Tal como muitos me disseram, com convicção, no decorrer destes 4 anos de curso, nada se faz sem trabalho, empenho e dedicação. E nesta senda mantive-me totalmente engajado e focado no objectivo que hoje este se torna real, mas muitos foram os que me ajudaram, apoiaram e aconselharam, aos quais quero deixar, neste espaço o meu profundo e sincero agradecimento.

Primeiramente à DEUS, que permitiu que tudo isso acontecesse, por ser meu total alicerce, e não somente nestes anos como universitário, mas em todos os momentos da minha vida.

A minha família pelo seu carinho, atenção, paciência, apoio, compreensão, motivação e disponibilidade demonstrada ao longo destes anos que, desde início deram-me e que indubitavelmente foram preponderantes na concretização deste meu objetivo.

Ao meu Pastor, Lourenço Fole, por ter sempre ter uma palavra de apoio e de moral, por sempre incentivar a formação académica dos jovens crentes e encorajando sempre a ser jovem com excelência, como diz a Bíblia em Romanos 11:36 : *Porque dele e por ele, e para ele, são todas as coisas; glórias, a ele eternamente.* serei eternamente grato.

A Politécnica, por ter acreditado e tornar possível o início da minha carreira como Engenheiro Civil, serei eternamente grata.

Á todos amigos e colegas, muito obrigado, pelo auxílio e cooperação nesses anos.

A todos muito obrigado!

RESUMO

Autor: Paulo Remigio Timbrine

Grau Académico: Licenciatura em Engenharia Civil

Título: Dimensionamento de abrigos metálicos para passageiros: terminal de transporte público no bairro do albazine como estudo de caso

Universidade: A Politécnica

Supervisor da proposta: MSc. Ângelo Sumana

Palavras-chave: Dimensionamento, abrigos metálicos, estruturas metálicas.

O aço vem sendo usado em obras desde o século 18, e é um dos materiais mais utilizados em estruturas pelo facto de ser 30% mais leve que o betão, além de ter maior durabilidade, sustentabilidade, ductilidade (sofre menos deformação) e menos custo de manutenção o que garante sua ampla aplicação está relacionado a suas diversas características e propriedades que desempenha como material estrutural. Os elementos estruturais feitos a partir do aço originam os pilares, vigas, treliças e terças que são empregadas nos mais distintos sistemas estruturais, como o caso dos abrigos para passageiros. Abrigos metálicos são estruturas sustentadas por perfil de aço galvanizado, sejam eles em forma HEA ou IPE ou vigas de perfil de baixa dimensão. Dentre suas vantagens está o fato de possuir alta resistência, baixo peso sobre a fundação, baixo tempo de montagem, aumento na agilidade da obra e menor tempo de limpeza do canteiro. Tudo isso faz do aço uma boa aposta para a criação de novas concepções que requerem vãos cada vez maiores e traçados arquitetónicos diferenciados. Os abrigos metálicos em terminais de passageiros é como qualquer outro tipo de estrutura, requerem verificações e critérios a serem atendidos, para isso é de suma importância seguir as recomendações prescritas nas normas técnicas de dimensionamento de estruturas metálicas, como os Eurocódigos, RSA para perfis laminados ou outras normas que abrangem as características do aço empregado. A importância do estudo destas condições se justifica na necessidade em preservar a segurança para a ocupação, mas também em toda vida útil da mesma, de forma a garantir o conforto visual e evitar colapsos na estrutura.

ABSTRACT

Steel is one of the most used materials in structures, which ensures its wide application is related to its various characteristics and properties that it performs as a structural material. The structural elements made from steel originate pillars, beams, trusses and purlins that are used in the most different structural systems, such as warehouses. Metal shelters are structures supported by metal profile galvanized steel, whether HEA or IPE shaped or full-web ol-girders, a system of purlins in order to distribute the loads on the lower elements. Among its advantages is the fact that it has high resistance, low weight on the foundation, short assembly time, increased work agility and less cleaning time on the site. All of this makes steel a good bet for creating new concepts that require ever-increasing spans and differentiated architectural layouts.

Warehouses, like any other type of structure, require checks and criteria to be met, so it is extremely important to follow the recommendations prescribed in the technical standards for dimensioning metallic structures, such as the Eurocodes, RSA for laminated profiles or other standards that cover the characteristics of the steel used. The importance of studying these conditions is justified by the need to preserve security for the occupancy, but also throughout its useful life, in order to guarantee visual comfort and avoid collapses in the structure.

Keywords: Dimensioning, metal shelters, metallic structures.

LISTA DE ABREVIATURAS

(RSAEEP)	Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
(REAE)	Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios
(EC3)	Eurocódigo 3 Norma EN50341-1
(ASTM)	American Society Testing and Materials
(REBAP)	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado

INDICE DE TABELAS

Tabela 1. Tabela de composição do aço	9
Tabela 2. Coeficientes de pressão interior para edifícios com planta retangular (RSA AI.3.2.3) .	28
Tabela 3. Coeficientes de segurança das ações	31
Tabela 4. Factores de imperfeição para curva de encurvadura	38
Tabela 5. Esbelteza normalizada	38
Tabela 6. Limites verticais máximos	41
Tabela 7. Valores de cálculo das tensões resistentes	44
Tabela 8. Tabela de elementos estruturais	44
Tabela 9: Tabelas de acções e cargas	46
Tabela 10:Tabela de Cargas	59
Tabela 11:Tabela de perfis obtidos	59

TABELA DE FIGURAS

Figura 1- Passageiros aguardando pelo transporte debaixo do sol	2
Figura 2. Diagrama Tensão x Deformação para alguns aços	10
Figura 3. Barra de aço	12
Figura 4. Chapas	12
Figura 5. Perfis laminados	13
Figura 6. Perfis formados a frio	13
Figura 7. Perfis soldados	14
Figura 8. Componentes de uma abrigo metálico. Fonte (Pfeil, 2008)	15
Figura 9. Base com ligação rígida e flexível	17
Figura 10. Ligação flexível (A) rígida (B). Fonte: Pfeil (2015)	18
Figura 11. Ligação parafusada	19
Figura 12. Ligação soldada fita feita com eletrodes	20
Figura 13. Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados	24
Figura 14. Valores característicos da pressão dinâmica do vento para a zona A	25
Figura 15. Coeficientes de pressão interior em edifícios de planta retangular das fachadas	28
Figura 16. Comprimentos de encurvadura em função do comprimento real L	39
Figura 17. Deslocamentos verticais a considerar	40
Figura 18. Local de implantação do alpendre em estudo.....	43
Figura 19:Planta em 3D	45
Figura 20. Vista em planta baixa da estrutura	45
Figura 21. Sistema estático e carregamentos na cobertura	46
Figura 22. Reações de apoio	46
Figura 23. Diagrama de esforço transverso	47
Figura 24. Diagrama de momentos flectores	47
Figura 25. Sistema estático e carregamentos das vigas secundárias	48
Figura 26. Reações de apoio	48
Figura 27. Diagrama de esforço transverso	48
Figura 28. Diagrama de momento flector	48
Figura 29. Sistema estático e carregamentos da viga secundaria interna	49
Figura 30.Reações de apoio da viga secundaria interna	49
Figura 31. Diagrama de esforço transverso da viga secundaria interna	50
Figura 32. Diagrama de momentos fletor da viga secundaria interna	50
Figura 33. Sistema estático e carregamentos vigas principais externas.....	51
Figura 34. Reações de apoio das vigas principais externas	51
Figura 35. Diagrama de esforços transversos	51
Figura 36. Diagrama de momentos flectores	52
Figura 37. Sistema estático e carregamentos da viga principal interna	53

Figura 38. Reações de apoio da viga principal interna 53
Figura 39. Diagrama de esforços transversos da viga principal interna 53
Figura 40. Diagrama de momentos flectores 54

ÍNDICE

1.1.Introdução	1
1.2. Delimitação do tema (Espacial e Temporal).....	2
1.3. Hipóteses	3
1.4. Delimitações	3
1.5. Problema de investigação	3
1.6. Objectivos da Pesquisa	4
1.7. Objectivo Geral.....	4
1.8. Objectivos Específicos	4
1.9. Características do ambiente de estudo.....	4
1.10. Justificativa.....	5
1.11. Estrutura do trabalho	5
CAPÍTULO II – REVISÃO DA LITERATURA	6
2. Aços estruturais.....	6
2.1.Constantes Físicas do aço	7
2.2.Propriedades mecânicas do aço.....	7
2.3.Tipos de elementos estruturais em aço	10
2.4.Vantagens da aplicação do aço	12
2.5.Desvantagens da aplicação do aço	12
2.6. Abrigo Metálico	13
2.7. Acções na estrutura.....	18
2.8.Combinações de acções	27
2.9.Resistência dos elementos metálicos	29
2.10. Deslocamentos estruturais (Para os Estados Limites)	37
CAPÍTULO III – METODOLOGIA	40

3. Pesquisa bibliográfica	40
3.1. Softwares	40
CAPÍTULO IV – ESTUDO DE CASO	41
4. Generalidades	41
4.1. Características e propriedades mecânicas dos aços a utilizar	41
4.2. Critérios para a verificação dos elementos estruturais	42
4.3. Dimensionamento estrutural do alpendre	42
4.4. Elementos secundários:	43
4.5. Análise e dimensionamento dos elementos estruturais	44
4.6. Vigas secundárias externas:	45
4.7. Viga secundária interna:	46
4.8. Vigas principais externas:	48
4.9. Vigas principais internas	50
4.10. Pilares	52
4.11. Dimensionamento das ligações parafusadas	52
4.12. Solicitações ao cisalhamento:	53
4.13. Pressão de contacto do parafuso	54
CAPÍTULO V – ANÁLISE DE RESULTADOS	57
CAPÍTULO VI – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	58
6. Conclusão	58
6.1. Recomendações	58

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1.Introdução

O aço como elemento estrutural está associado a modernização. Ao longo dos anos tem inspirado engenheiros com a sua resistência e eficiência sem precedentes no dimensionamento estrutural. O aço permite execução de estruturas com recurso à material pré-fabricado oque consequentemente traz mais rapidez na execução da obra. (Cunha, 1998).

Os principais aspectos positivos em relação ao uso do aço estão relacionados à liberdade que cria de projetar, pois permite a criação de vãos maiores, garante a economia de materiais e mão de obra, proporciona diminuição de cargas de peso próprio em fundações, precisão dimensional, menor locação no canteiro de obras e menor tempo de execução (Cunha, 1998).

O Terminal Rodoviário é um património urbano importante para o deslocamento de milhões de passageiros, e exerce uma função de impacto na vida urbana ao interligar diversas partes de uma cidade ou até mesmo o país. É válido salientar a sua importância na sociedade, muitos terminais rodoviários encontram-se em péssimas condições e até são improvisadas pelos passageiros que nela frequentam no seu dia-a-dia. Reis, A. J. (1996)

Para Reis, A. J. (1996) o terminal rodoviário pode ser simples, mas com o considerável aumento da população principalmente com surgimento de bairros novos arredores da terminal de passageiros do Albazine necessita de abrigos modernos pois a espera naquele ponto acaba sendo desgastante com a desorganização das rotas e o calor escaldante que se faz sentir naquele ponto.

Os projetos em estruturas metálicas devem seguir as normas vigentes no país, em falta usa-se normas americanas ou europeias tais como a ASTM e o Eurocodigo. Quanto ao projeto de estruturas metálicas tem-se a Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP); Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE); Norma EN50341-1 Eurocódigo 3 (EC3).

Para todo projeto deve-se seguir um procedimento desde a concepção da ideia até a construção. Primeiro passo é criar a concepção do projeto, desde as principais dimensões e as necessidades futuras a serem atendidas. É nesta fase que é gasto a maior parte do tempo, pois são iniciados os conceitos e a aplicação da criatividade no projeto. Após, é criado o projeto preliminar que seria o pré-dimensionamento da estrutura, neste ponto é levado em consideração o peso e a dimensão de

cada componente estrutural. Por fim é feito o projeto definitivo, nele irá conter todo dimensionamento e materiais que poderão ser usados, como parafusos, porcas, tipos de ligação.

Buscando informações sobre soluções, procedimentos e técnicas que melhor se adequam ao desenvolvimento dos bairros arredores pensa-se numa proposta para o Terminal Rodoviário do Bairro do Albazine, este trabalho usa como referência o estudo Manuais de Estruturas Metálicas, dissertações e teses sobre o tema.

1.2. Delimitação do tema (Espacial e Temporal)

O projecto de abrigo metálico engloba uma série de parâmetros essenciais. E a delimitação espacial e temporal é crucial nestas etapas iniciais. Essas delimitações são importantes para definir o escopo da pesquisa e garantir que os dados da pesquisa sejam claros de onde e quando o estudo será aplicável.

- **Delimitação Espacial :** O estudo será feito na terminal rodoviária de Bairro do Albazine, onde pretende-se fazer um abrigo\alpendre metálico para passageiros para melhoria da mobilidade dos passageiros que chegam aquele ponto vindo de vários pontos como: Zimpeto, Costa de Sol, Abel Jafar, Marracuene, Praça dos combatentes.
- **Delimitação Temporal:** O estudo será realizado ao longo de cinco (05) meses, abrangendo desde os estudos preliminares até a concretização do projeto.

1.3. Hipóteses

Deste modo, as hipóteses, que de acordo com Cunha (1998), são “uma suposição lógica, uma suposição razoável ou uma conjuntura educada”, foram formuladas da seguinte forma:

H (0): “O modelo de abrigo com ligações parafusadas não é mais vantajoso em relação aos abrigos convencionais.”

H (1): “O modelo de abrigos com ligações parafusadas é mais vantajoso em relação aos abrigos convencionais.”

1.4. Delimitações

1.4.1. Limitações do trabalho

O tema proposto para este trabalho é de natureza complexa e extremamente ampla. Espero com esta investigação encontrar informação necessária e suficiente para aprofundar o estudo sobre o tema.

Tal como em vários outros trabalhos desta natureza, surgirão problemas que influenciarão negativamente na pesquisa, dos quais se podem citar abaixo:

- ✓ Falta de bibliografias nacionais relativos ao tema em questão, dificultando de certa forma a obtenção de informação que tem haver com o país;
- ✓ Dificuldade em aceder a bibliografias em sites de internet, visto que tais informações encontram se bloqueadas;
- ✓ Maior disponibilidade de bibliografias brasileiras, fazendo com que o trabalho tenha mais ênfase em normas brasileiras;

1.4.2. Delimitações do trabalho

Este trabalho limita-se ao dimensionamento de um Abrigo metálico, através da revisão bibliográfica e dimensionamento através de cálculo.

1.5. Problema de investigação

Devido a ausência de abrigos metálicos na terminal rodoviária de Albazine, compromete a experiência do usuário da terminal rodoviário, expondo-o a condições climáticas adversas, trazendo insatisfação, desconforto e desorganização na terminal rodoviário.

Na presente pesquisa propõe-se a execução de um abrigo em estrutura metálica como solução e confortabilidade para os passageiros

1.6.Objectivos da Pesquisa

O objectivo da pesquisa sobre abrigos metálicos é proporcionar proteção contra condições climáticas para as pessoas que esperam pelo transporte público. A pesquisa busca alcançar os seguintes objectivos gerais e específicos:

1.7. Objectivo Geral

Dimensionar abrigo metálico para passageiros na terminal de transportes públicos de AlbazineMaputo.

1.8. Objectivos Específicos

- ✓ Descrever as etapas primordiais necessárias para execução da montagem dos abrigos metálicos;
- ✓ Definir aspectos ligados a localização de onde serão implantadas os abrigos (alpendres) ;
 - ✓ Descrever como os abrigos serão construídos e com quais tipos de materiais resistentes e seguros, evitando possíveis acidentes e proporcionando um ambiente seguro aos usuários; ✓
- ✓ Analisar a acessibilidade operacional do abrigo de modo a otimizar a circulação dos transportes públicos e na inclusão de passageiros especiais (idosos, deficientes, etc)

Entretanto, ao atingir estes objectivos, a pesquisa pretende contribuir para o conhecimento e a conscientização sobre a importância dos abrigos para os passageiros.

1.9. Características do ambiente de estudo

Para o dimensionamento de abrigo metálico, algumas características do ambiente de estudo são necessárias alguns pontos importantes como:

- ✓ **Localização** – O abrigo será implantado na terminal de passageiros no bairro de Albazine-Maputo e observando parâmetros de medidas do terreno para garantir estabilidade estrutural

- ✓ **Condições climáticas** – As condições climáticas locais devem ser analisadas porque estes factores influenciam diretamente o dimensionamento estrutural
- ✓ **Normas e Regulamentos** – O projecto vai obedecer todas normas locais de construção como Tabelas Técnicas, Eurocódigo 3, RAEA, e RSA

1.10. Justificativa

A necessidade de uma estrutura mais eficiente é que traz melhoria das condições de mobilidade e segurança, e nessa terminal rodoviária é uma solução eficaz para proporcionar maior conforto e segurança durante o tempo de espera.

1.11. Estrutura do trabalho

A presente monografia foi desenvolvida em seis (6) capítulos, a destacar:

Capítulo I - Introdução: Este capítulo, apresenta o tema e suas delimitações, o problema a ser investigado e sua respectiva hipótese, os objectivos a alcançar, relevância do tema e os constrangimentos ocorridos.

Capítulo II – Revisão da literatura: A revisão da literatura contemplou o levantamento da literatura pertinente ao tema, como teses, monografias, normas, etc. para o engrandecimento teórico da investigação.

Capítulo III – Metodologia: Este capítulo, providenciou uma análise de forma como a investigação foi conduzida. É a parte do texto que apresenta o conjunto de técnicas, procedimentos e instrumentos do trabalho empírico da pesquisa.

Capítulo IV – Estudo de caso: Este capítulo abordou o dimensionamento do modelo estrutural em questão.

Capítulo V – Análise dos resultados: Este capítulo, apresenta a leitura e a interpretação dos dados recolhidos.

Capítulo VI – Conclusões e recomendações: Aborda as considerações finais do trabalho, em que são discutidos os resultados obtidos e feitas as recomendações para futuras pesquisas

CAPÍTULO II – REVISÃO DA LITERATURA

2. Aços estruturais

Para Chiaverini, (1996) os aços estruturais são aqueles que, devido a sua resistência, ductilidade, e outras propriedades, são utilizados em elementos estruturais que suportam e transmitem esforços mecânicos.

O aço é uma liga de ferro e carbono, com outros elementos adicionais, como silício, manganês, fósforo, enxofre etc. O aço é a liga ferro-carbono em que o teor de carbono varia desde 0,008% até 2,11% segundo Chiaverini, (1996). O carbono aumenta a resistência do aço, porém o torna mais duro e frágil. Os aços com baixo teor de carbono, têm menor resistência à tração, porém são mais dúcteis. As resistências à ruptura por tração ou compressão dos aços utilizados em estruturas são iguais, variando entre amplos limites, desde 300 MPa até valores acima 1200 MPa.

As formas mais usuais de metais ferrosos são o aço, o ferro fundido e o ferro forjado, sendo o aço, atualmente, o mais importante dos três.

O aço e o ferro fundido são ligas de ferro e carbono, com outros elementos de dois tipos: elementos residuais decorrentes do processo de fabricação, como silício, manganês, fósforo e enxofre, e elementos adicionados com o intuito de melhorar as características físicas e mecânicas do material denominados elementos de liga.

Em função da presença, na composição química, de elementos de liga e do teor de elementos residuais, os aços são classificados em aços-carbono, que contêm teores normais de elementos residuais, e em aços liga, que são aços-carbono acrescidos de elementos de liga ou apresentando altos teores de elementos residuais.

Segundo Chiaverini (1996) as aplicações dos aços podem ser classificadas em diversas categorias, cada qual com suas características. Por exemplo, dos aços para estruturas são requeridas propriedades de boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, além de elevada relação entre a tensão resistente e a de escoamento. A resistência à corrosão é também importante só sendo, entretanto, alcançada com pequenas adições de cobre. Para atender a estes requisitos, utilizam-se em estruturas os aços-carbono e os aços em baixo teor de liga ou microligados, ambos os tipos com baixo e médio teores de carbono. A elevada resistência de alguns aços estruturais é obtida por processos de conformação ou tratamentos térmicos.

2.1. Constantes Físicas do aço

- a) Módulo de Elasticidade: $E = 205000 \text{ MPa}$
- b) Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$
- c) Coeficiente de Dilatação Térmica: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- d) Peso Específico: $\gamma = 77 \text{ kN/m}^3$
- e) Módulo resistente = W

Os aços-carbono são os tipos mais usados, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pelo manganês. Eles contêm as seguintes porcentagens máximas de elementos adicionais. NUNES, P. E. V. (2008)

Tabela 1. Tabela de composição do aço

Carbono 2,0%	Manganês 1,65%
Silício 0,60%	Cobre 0,35%

2.2. Propriedades mecânicas do aço

A Figura 1 apresenta o diagrama *Tensão x Deformação* para alguns aços. Para obtenção deste diagrama, ensaia-se em laboratório uma haste metálica (corpo de prova), devidamente presa a uma prensa hidráulica, e aplica-se nesta haste esforços de tração, medindo-se as deformações do aço. O aparelho responsável pela medição das deformações na haste é conhecido como extensômetro. Segundo a composição química, os aços utilizados em estruturas são divididos em dois grupos: aços-carbono e aços de baixa liga. NUNES, P. E. V. (2008)

Caso o corpo de prova seja descarregado e imediatamente recarregado, durante o período elástico, a peça não apresenta nenhuma deformação residual e o caminho a ser percorrido será igual ao inicial. Caso esse alívio de tensões ocorra após o escoamento, a peça apresentará deformações residuais representadas no gráfico abaixo por 0,002%, onde a reta tracejada é paralela à reta inicial do ensaio. NUNES, P. E. V. (2008)

As tensões f_y e f_u , são denominadas, respectivamente como tensão de escoamento e tensão de ruptura, que serão usadas no dimensionamento dos elementos estruturais, de acordo com as propriedades mecânicas do aço ensaiado

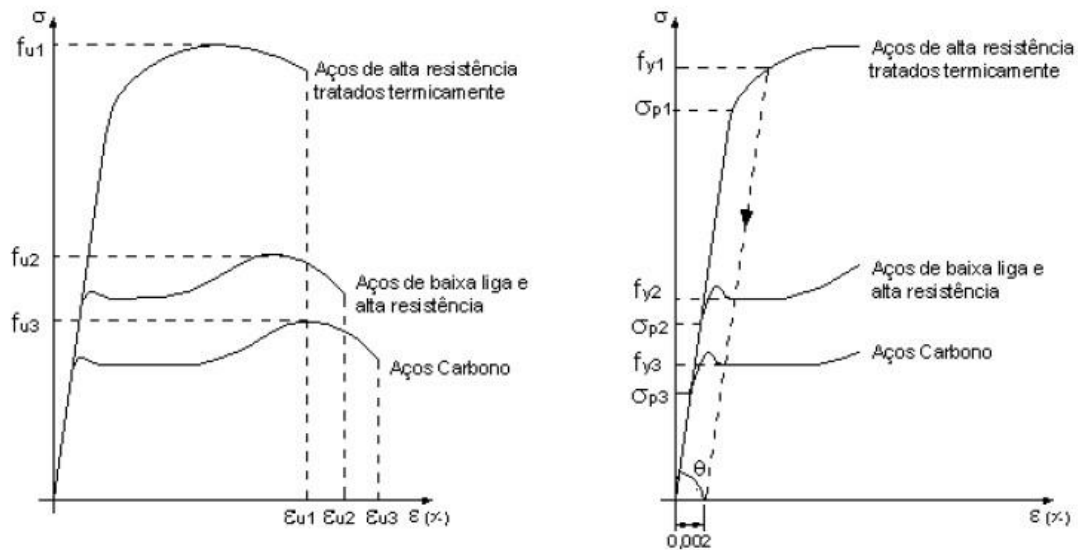


Figura 2. Diagrama Tensão x Deformação para alguns aços

Fonte: Reis, A. J. (1996)

2.2.1 Ductilidade

É a capacidade que alguns materiais possuem de se deformarem antes da ruptura, quando sujeitos a tensões elevadas. Além desse efeito local, a ductilidade tem importância porque conduz a mecanismos de ruptura acompanhados de grandes deformações que fornecem avisos da atuação de cargas elevadas.

Quanto mais dúctil o aço, maior a redução de área ou alongamento antes da ruptura. A ductilidade pode ser medida a partir da deformação. Reis, A. J. (1996)

2.2.2. Fragilidade

É o oposto da ductilidade. O corpo se deforma pouco antes da ruptura, que ocorre sem aviso prévio (ruptura frágil), podem se tornar frágeis pela ação de diversos agentes: baixas temperaturas ambientes, efeitos térmicos locais causados, por solda elétrica etc. Reis, A. J. (1996)

O estudo das condições em que os aços se tornam frágeis tem grande importância nas construções metálicas, uma vez que os materiais frágeis se rompem bruscamente, sem aviso prévio.

O comportamento frágil é analisado sob dois aspectos: iniciação da fratura e sua propagação. A iniciação ocorre quando uma tensão ou deformação unitária elevada se desenvolve num ponto onde o material perdeu ductilidade. As tensões elevadas podem resultar de tensões residuais, concentração de tensões, efeitos dinâmicos etc. A falta de ductilidade pode originar-se de temperatura baixa, estado triaxial de tensões, efeito de encruamento, fragilização por hidrogênio etc. Uma vez iniciada, a fratura se propaga pelo material, mesmo em tensões moderadas. Reis, A. J. (1996)

2.2.3. Fadiga

A fadiga é um processo progressivo que o aço sofre após repetidos ciclos de carga e descarga. Isso acontece devido a aplicação repetida de forças resultando em trincas e posteriormente a ruptura. Reis, A. J. (1996)

2.2.4. Corrosão

É o processo de deterioração do aço causado por reações químicas como meio ambiente. Ocorre quando o aço está exposto a substâncias corrosivas como água. Reis, A. J. (1996)

2.2.5. Elasticidade

É referente a capacidade do material retornar à sua forma inicial após ser deformado. O aço tem uma alta elasticidade, que significa que pode suportar grandes deformações. Reis, A. J. (1996)

2.2.6. Plasticidade

A deformação plástica refere-se à capacidade do aço sofrer deformações permanentes sem se romper. Ao contrário da elasticidade, onde o aço retorna a sua forma inicial após a remoção da carga aplicada, a plasticidade envolve mudanças permanentes na forma do aço. Reis, A. J. (1996)

2.2.7. Dureza

Denomina-se dureza a resistência ao risco ou abrasão. Na prática mede-se dureza pela resistência que a superfície do material oferece à penetração de uma peça de maior dureza. Existem diversos processos como Brinell, Rockwell, Shore. As relações físicas entre dureza e resistência foram estabelecidas experimentalmente. de modo que o ensaio de dureza é um meio expedito de verificar a resistência do aço. Reis, A. J. (1996)

2.3. Tipos de elementos estruturais em aço

As peças estruturais podem ser encontradas no mercado sob diversas formas. Nas Figuras 2, 3, 4, 5 e 6 mostradas a seguir, são apresentadas algumas das mais usadas. Reis, A. J. (1996)

2.3.1. Barra

Quando o diâmetro é muito menor que o seu comprimento. Sua especificação é através do símbolo \square . Seguido do diâmetro da barra em mm. As barras que possuem seção transversal redondas são geralmente empregas nas estruturas metálicas como tirantes, contraventamentos e chumbadores. Reis, A. J. (1996)



Figura 3. Barra de aço

Fonte: Reis, A. J. (1996)

2.3.2. Chapas

São laminados planos assim denominados quando uma das dimensões (espessura) é muito menor que as demais. Sua especificação, de acordo com a norma, é através das letras CH seguida da espessura (mm) e o tipo de aço empregado Reis, A. J. (1996)

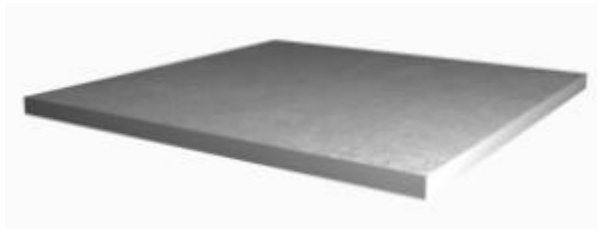


Figura 4. Chapas

Fonte: Reis, A. J. (1996)

2.3.3. Perfis laminados

Peças que apresentam grande eficiência estrutural podendo ser encontradas sob diversas geometrias, sendo algumas apresentadas nas figuras abaixo. Os perfis H, I, C podem ter abas paralelas (padrão europeu) ou não (padrão americano), de acordo com sua especificação. Já os perfis tipo L ou cantoneiras, são formados por duas abas perpendiculares entre si, podendo apresentar larguras iguais ou diferentes.



Figura 5. Perfis laminados

Fonte: Reis, A. J. (1996)

2.3.4. Perfis formados a

frio

São perfis padronizados sob as formas L, U, UE, Z, ZE. Porém, oferecem grande liberdade de criação ao projetista. O seu dobramento deve obedecer a raios mínimos (não muito pequenos) evitando a formação de fissuras nestes pontos. Esse tipo de perfil apresenta cantos arredondados e utilização de aços com alto teor de carbono.



Figura 6. Perfis formados a frio

Fonte: Reis, A. J. (1996)

2.3.5. Perfis soldados

São elementos que surgiram de forma a suprirem as limitações impostas pelos perfis laminados tipo I. Podendo ser encontrados sob diversas geometrias, como H, I, L. A norma também permite que sejam criados perfis especiais, de modo a suprir as necessidades do projetista. Também possuem grande eficiência estrutural. A nomenclatura é dada pelo símbolo do perfil utilizado seguido pela sua altura em mm e a massa em kg/m.



Figura 7. Perfis soldados

Fonte: Reis, A. J. (1996)

2.4. Vantagens da aplicação do aço

- a) Fabricação das estruturas com precisão milimétrica, possibilitando um alto controle de qualidade do produto acabado;
- b) Garantia das dimensões e propriedades dos materiais;
- c) Material resistente a vibração e a choques;
- d) Possibilidade de execução de obras mais rápidas e limpas;
- e) Em caso de necessidade, possibilita a desmontagem das estruturas e sua posterior montagem em outro local;
- f) Alta resistência estrutural, possibilitando a execução de estruturas leves para vencer grandes vãos;
- g) Possibilidade de reaproveitamento dos materiais em estoque, ou mesmo, sobras de obra.

2.5. Desvantagens da aplicação do aço

- a) Limitação de execução em fábrica, em função do transporte até o local de sua montagem final;
- b) Necessidade de tratamento superficial das peças contra oxidação, devido ao contato com o ar atmosférico;

- c) Necessidade de mão-de-obra e equipamentos especializados para sua fabricação e montagem;
- d) Limitação de fornecimento de perfis estruturais;

2.6. Abrigo Metálico

Para Bellei (2010) Abrigo Metálico é uma estrutura metálica que deve proporcionar resistência e durabilidade, para proteger os passageiros das intempéries ou seja de efeitos climáticos mas podem variar dependendo das necessidades do local onde o abrigo será instalado. Na Figura 8 ilustra a estrutura usual de um abrigo metálico, com nomes das componentes



Figura 8. Componentes de uma abrigo metálico. Fonte (Pfeil, 2008)

2.6.1. Contraventamentos e vigas longitudinais

A estrutura com ligações viga-pilar flexíveis, só é estável para a ação de cargas verticais. Para resistir às ações horizontais, os pilares funcionam isolados (sem ação de pórtico); por isso deve-se associar uma subestrutura com grande rigidez à flexão, denominada contraventamento, que no caso de abrigos metálicos são formadas por barras ou cabos de aço, dispostas em formato de X. As vigas longitudinais, em conjunto com o contraventamentos dão estabilidade espacial à estrutura. Geralmente, os contraventamentos de cobertura formam treliças dispostas no plano das terças, que juntamente com os contraventamentos laterais, absorvem as ações longitudinais que atuam na estrutura transmitindo-as para as fundações, garantindo assim a estabilidade longitudinal da construção. NUNES, P. E. V. (2008)

Os contraventamentos horizontais podem estar situados no plano das terças superiores ou inferiores. Quando estes estão na parte frontal do edifício, além de dar maior rigidez espacial à estrutura, também tem a função de distribuir a carga de vento entre os elementos da estrutura. Outro fator a ser destacado é que, por distribuir os esforços horizontais, há também uma diminuição dos momentos na base dos pilares, e menores deslocamentos nos mesmos. Este tipo de contraventamentos é colocado nas partes frontais, e também em intervalos de 50 a 60 m, no caso de edificações com comprimentos maiores que estes valores.

Os contraventamentos verticais tem a função de dar maior rigidez no sentido longitudinal da edificação, sendo também responsáveis pela condução das cargas superiores de vento até a fundação. NUNES, P. E. V. (2008)

2.6.2. Pilares

Os pilares são a parte da estrutura responsável por transmitir as cargas da estrutura para os elementos de fundação, trabalham predominante à compressão e à flexo-compressão. Podem ser de perfis de alma cheia ou treliçados. Sua ligação com a fundação é feita através de chumbadores afixados na placa de base. NUNES, P. E. V. (2008)

2.6.3. Placas de base e chumbadores

As placas de base e chumbadores são as peças situadas na base do pilar, responsáveis por transferir para a fundação as forças horizontais, verticais e momentos, dependendo se o vínculo é rotulado ou engastado. Os chumbadores são feitos de barras redondas com uma extremidade rosqueada e com dispositivo de ancoragem na outra. Para obter bases rotuladas, utilizam-se menos chumbadores, geralmente dois, e com pouco espaçamento entre si, e para bases engastadas utilizam-se quatro ou mais chumbadores, com maior espaçamento entre si, a fim de resistir aos momentos solicitantes. A *figura 9* mostra dois exemplos de base rotulada e engastada. Com pórticos rotulados nas bases obtêm-se fundações mais econômicas se comparadas aos engastados na base, favorecendo a implantação dessas estruturas em terrenos de baixa capacidade de suporte conforme Por outro lado, os esforços na estrutura são maiores quando comparados com os pórticos de bases engastadas. Neste caso os deslocamentos horizontais são maiores que aqueles observados com pórticos de bases engastadas. Bellei, (2009).

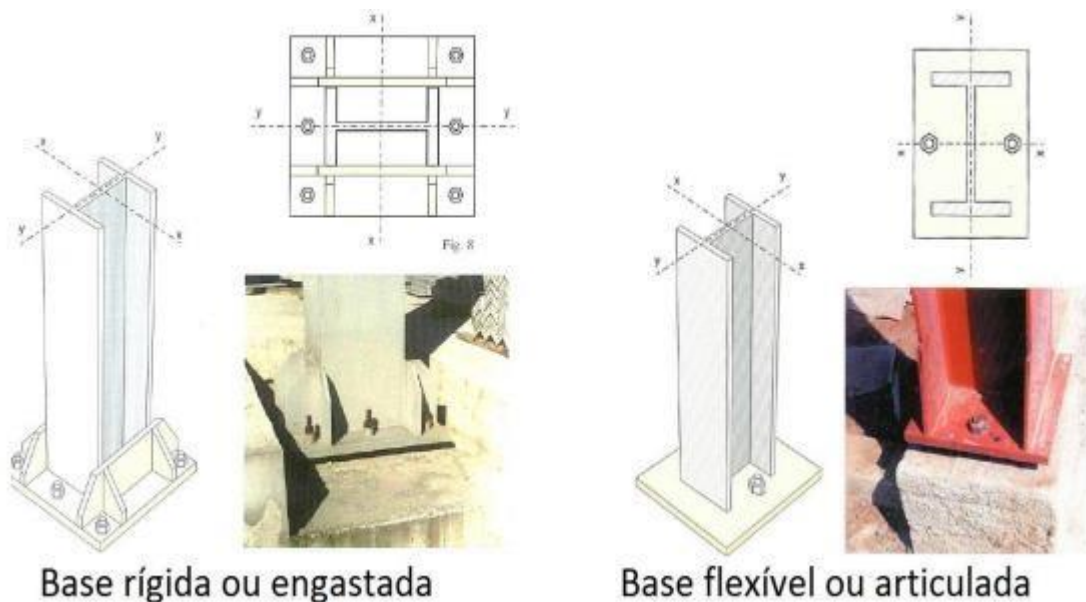


Figura 9. Base com ligação rígida e flexível.

Fonte: Bellei, (2009).

2.6.4. Ligações rígidas e

flexíveis

O comportamento dos sistemas estruturais em pórticos depende do tipo de ligações escolhidas para os encontros pilar tesoura. Os dois tipos básicos de pórticos conforme suas ligações são:

- a) Pórtico com ligações rígidas;
- b) Estrutura contraventada de pórtico com ligações flexíveis.

A ligação rígida é aquela em que não ocorre rotação relativa entre as peças conectadas, enquanto que as flexíveis permitem essa rotação. É importante salientar que não existe, na prática, uma ligação totalmente rígida ou totalmente flexível. Pode-se determinar experimentalmente o grau de rigidez de uma ligação, e agrupa-las em ligações mais rígidas e menos rígidas, denominando-se as primeiras de rígidas e as segundas de flexíveis.

Para Reis, A. J. (1996) o modelo estrutural de pórtico com ligações rígidas é estável para a ação das cargas verticais e também das horizontais. A rigidez lateral do pórtico depende da rigidez à flexão dos elementos de viga e pilar, e os deslocamentos horizontais devem ser mantidos pequenos.

As ligações flexíveis possuem maior simplicidade de instalar e menor custo que as rígidas. Porém, leva à concentração das forças horizontais nas fundações, enquanto nas ligações rígidas as forças horizontais se distribuem pelas fundações de todos os pilares. Isso gera fundações mais robustas e caras no caso de ligações flexíveis.

A *figuras 10* exemplifica ligações rígidas e flexíveis, utilizando ligações parafusadas, em encontros de viga com pilar em um edifício em perfis laminados. Convém destacar que tanto ligações rígidas quanto flexíveis podem ser feitas utilizando parafusos, soldas ou rebites.

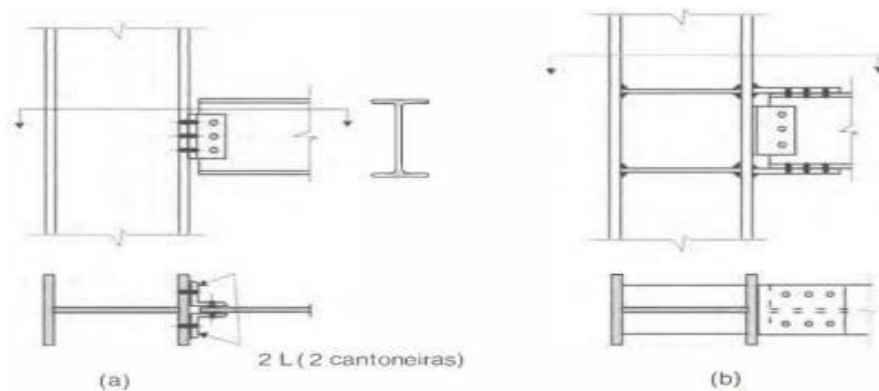


Figura 10. Ligação flexível (A) rígida (B). Fonte: Pfeil (2015)

Fonte : Reis, A. J. (1996)

2.6.5. Tipos de Ligações entre elementos metálicos

O termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura entre si ou a sua união com elementos externos a ela, como por exemplo, as fundações. As ligações podem influir significativamente no custo da estrutura, e seu tipo deve ser escolhido levando-se em conta o seu comportamento (rígida ou flexível, por contato ou atrito), limitações construtivas, a facilidade de execução – uso de equipamentos, facilidade de acesso, dentre outros. Atualmente as ligações mais utilizadas são as parafusadas ou soldadas. As ligações rebitadas, muito utilizadas no passado, não são muito empregadas atualmente, devido a sua baixa resistência, instalação lenta e dificuldade de inspeção segundo . PFEIL (2009)

A análise da resistência de uma estrutura metálica deve incluir a influência das ligações entre elementos estruturais, pelo que este tipo de análise se torna indispensável no projeto de qualquer tipo de estrutura metálica. Para garantir o correcto dimensionamento e funcionamento das ligações, o seu cálculo e verificação deve ser realizado de acordo com o Eurocódigo 3.

a) Ligações aparafusadas;

- b) Ligações rebitadas;
- c) Ligações com recurso a cavilhas;
- d) Ligações soldadas.

2.6.6. Ligação Parafusada

Para PFEIL (2009) os parafusos podem ser comuns ou de alta resistência. Os primeiros são comumente forjados utilizando aços-carbono com baixo teor de carbono, o mais comum sendo o aço ASTM A307. Eles possuem uma extremidade com cabeça sextavada ou quadrada, e a outra com rosca e porca, sendo instalados com aperto, gerando atrito entre as chapas que se deseja conectar. Este tipo de ligação é denominado ligação, ou contato, do tipo apoio, ou seja, os parafusos são solicitados por cisalhamento e/ou tração, sem necessidade de aplicação de torque na sua instalação. Possuem baixa resistência, sendo necessária a utilização em grande número. São geralmente utilizados em estruturas leves e em elementos secundários, como em terças e vigas de tapamento.

Os parafusos de alta resistência são fabricados com aço tratado termicamente. O tipo mais comum é de aço ASTM A325, aço-carbono temperado. Os esforços de cisalhamento nas ligações com parafusos de alta resistência são transmitidos ou por atrito, devido à pressão entre as partes ligadas, nas chamadas ligações por atrito, ou por contato do corpo do parafuso com as paredes do furo, com cisalhamento do corpo do parafuso, nas chamadas ligações por contato.

Na Figura 11 ilustra as usuais ligações parafusadas para união do pilar a viga ou mesmo de cobertura a viga .



Figura 11. Ligação parafusada

Fonte: Autor

2.6.7. Ligação Soldada

PFEIL (2009) define soldagem como a técnica de unir duas ou mais partes de um todo assegurando entre elas a continuidade do material, e em consequência suas características mecânicas e químicas. A união por solda se dá por coalescência do material, obtida pela fusão das partes adjacentes.

A solda é classificada pelo tipo de energia utilizada. A energia necessária para provocar a fusão pode ser de origem elétrica, química, óptica ou mecânica. As mais utilizadas na indústria da construção são as de origem elétrica, onde a fusão é provocada pelo calor produzido por um arco voltaico. Dentre as soldas elétricas, a solda de eléctrodo manual revestido é a mais empregada, pois pode ser usada tanto em instalações industriais pesadas, quanto em pequenos serviços de campo. *Figura 12* ilustra uma ligação soldada.



Figura 12. Ligação soldada fita feita com eletrodes

Fonte: Autor

2.7. Acções na estrutura

Ação em uma estrutura pode ser entendida como tudo aquilo que provoca tensões e deformações nos elementos estruturais de acordo com PFEIL (2009).

No projeto e análise da estrutura, devem ser consideradas todas as cargas significativas, e realizada a verificação dos estados limites últimos e de serviço, ELU e ELS, respectivamente

2.7.1. Ações permanentes

São cargas verticais, compostas pelo peso próprio da estrutura e de todo o material de acabamento a ela ligado. São ações que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda vida útil da edificação. PFEIL (2009).

2.7.2. Ações Variáveis

São as cargas que podem ou não atuar na estrutura, e seus valores dependem do tipo de utilização da edificação. PFEIL (2009).

2.7.3. Sobrecarga de Cobertura

Para coberturas ordinárias, na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga nominal mínima de 0,3 kN/m² (RSA art.34°).

2.7.4. Ação do Vento

A ação do vento resulta da interação de uma massa de ar em movimento com uma determinada superfície, exercendo sobre esta uma pressão.

Para a determinação dos efeitos do vento nas estruturas, é necessário ter em conta as características geométricas e dinâmicas da estrutura bem como, a interação do escoamento do ar com a construção. Dado que tal envolve meios de análise complexos, o regulamento em estudo formula métodos simplificados para obter, com uma determinada aproximação, os efeitos do vento sobre as construções.

Assim, nos casos correntes e segundo o artigo 23°, o método simplificado a utilizar considera que a ação do vento é uma ação estática, isto é, uma pressão estática equivalente nas superfícies a qual é obtida multiplicando a pressão dinâmica do vento (artigo 24°) por adequados coeficientes de forma que caracterizam as formas aerodinâmicas da estrutura (artigo 25°). A pressão estática do vento obtém-se assim através da seguinte expressão (RSA AI.3): $P = Wk \times P$.

Os modelos de simplificação adotados pelo RSA visam qualificar e quantificar a forma como a ação do vento influencia a pressão sentida nas superfícies do edifício, sendo assim necessário tomar algumas adaptações simplificadas entre a realidade geográfica local e da edificação em causa de modo a atribuir escalões fornecidos pelo RSA.

Para a determinação da pressão dinâmica do vento incidente é necessário determinar alguns parâmetros, nomeadamente, o zonamento do território, a rugosidade aerodinâmica do solo, a altura acima do solo e a velocidade média do vento.

2.7.5. Zonamento do território

Segundo o artigo 20º, para efeitos de quantificação da ação do vento, o país encontra-se dividido em duas zonas (zona A e zona B). Esta divisão fundamenta-se na análise dos registos meteorológicos existentes nas regiões que permite atribuir àquelas zonas, para a mesma probabilidade de ocorrência, intensidades do vento suficientemente diferenciadas. RSA (artigo24)

- a) Zona A – a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B.
- b) Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 Km de largura ou com altitudes superiores a 600 m.

2.7.6. Rugosidade aerodinâmica do solo

As condições de rugosidade aerodinâmica do solo afetam o escoamento do ar na sua vizinhança e estão relacionadas com as dimensões e distribuição dos obstáculos existentes na zona em questão. Assim, para ter em conta a variação da ação do vento com a altura acima do solo, de acordo com o artigo 21º, consideram-se dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo:

- a) Rugosidade do tipo I – rugosidade a atribuir aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte.
- b) Rugosidade do tipo II – rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

A atribuição de um tipo de rugosidade ao solo poderá depender da direção do vento. Dependendo do lado em que o vento atua, uma zona de periferia (entre um ambiente urbano e um ambiente rural) poderá ser considerado como tendo uma rugosidade do tipo I ou do tipo II.

2.7.7. Quantificação da ação do vento

A ação que o vento exerce sobre as estruturas depende da grandeza e distribuição da velocidade do vento e das características das estruturas. Então, segundo o artigo 22º, é necessário definir os valores característicos e reduzidos da velocidade do vento em função da altura do solo.

2.7.8. Velocidade média do vento

A velocidade média do vento é definida em função da altura acima do solo e é referida em intervalos de tempo de 10 minutos. Assim, a variação da velocidade média característica do vento com a altura acima do solo é dada pela seguinte expressão (RSA24.3º):

$$V = v_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^{\frac{1}{\alpha}}$$

Para ter em conta as flutuações da velocidade resultante da turbulência do escoamento, o RSA prevê a adição de uma parcela constante igual a 14 m/s.

Os valores característicos da velocidade do vento para solos com rugosidade do tipo I e para solos com rugosidade do tipo II são determinadas pelas expressões do artigo 24.3º:

$$\text{Solos com rugosidade do tipo I} \quad \rightarrow \quad V = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} + 14$$

$$\text{Solos com rugosidade do tipo II} \quad \rightarrow \quad V = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,20} + 14$$

Nestas expressões, a primeira parcela corresponde à velocidade média do vento e a segunda parcela tem em conta as flutuações da velocidade resultantes da turbulência do escoamento.

A velocidade do vento aumenta com a altura, mas tanto para a zona A como para a zona B, os valores característicos da velocidade média do vento são constantes até uma dada altura (até 15 m no caso de terrenos com rugosidade do tipo I e até 10 m no caso de terrenos com rugosidade do tipo II). Isto deve-se à imprecisão da definição de velocidades do vento na vizinhança imediatamente acima do solo. Assim, os valores são iguais a 20 m/s para terrenos com rugosidade tipo I e 25 m/s para terrenos de rugosidade tipo II.

$$\text{Solos com rugosidade do tipo I} \quad \rightarrow \quad v(h \leq 15m) = 20 + 14$$

$$\text{Solos com rugosidade do tipo II} \quad \rightarrow \quad v(h \leq 10m) = 25 + 14$$

2.7.9. Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados

Para a determinação das pressões dinâmicas é necessário ter em consideração a configuração do terreno. A altura acima do solo a considerar, em construções situadas em terrenos inclinados ou na sua vizinhança, é determinada a partir do nível de referência indicado a tracejado na Figura 4.1 consoante a inclinação do terreno, θ . Para casos em que $\text{tg } \theta < 0,3$, o nível de referência a considerar coincide com o terreno.

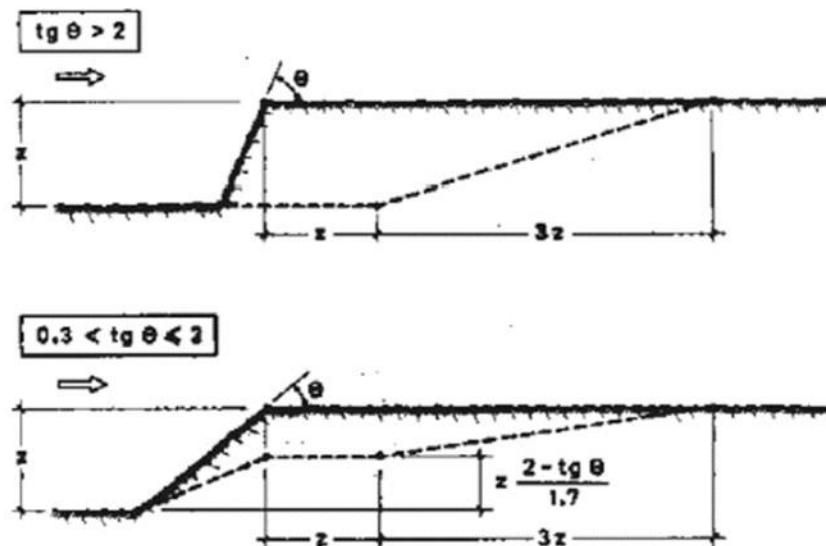


Figura 13. Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados

Fonte: (RSA AI.2)

2.7.10. Determinação dos efeitos da ação do vento

Conhecidas as características da ação do vento procede-se à determinação dos seus efeitos sobre a estrutura através de um método simplificado que consiste em aplicar uma pressão estática na superfície da estrutura.

A pressão estática é obtida multiplicando a pressão dinâmica do vento por adequados coeficientes de forma, como foi referido anteriormente, pela expressão 4.6.

2.7.11. Pressão dinâmica do vento

Segundo o artigo 24º, a pressão dinâmica do vento (w_k) varia com a altura do edifício, sendo relacionada com a velocidade do vento. Os valores da pressão dinâmica do vento, w_k , são calculados pela seguinte expressão (RSA 24.3º):

$$w_k = 0,613 \times v^2$$

Em que o valor 0,613 provém de $\frac{1}{2}\rho$, a velocidade, v , é expressa em metros por segundo, m/s, e a pressão dinâmica w_k é expressa em Newton por metro quadrado, N/m².

A Figura 13 ilustra a lei da variação da pressão dinâmica do vento em função da altura acima do solo, h , e em função do tipo de rugosidade do local para a zona A do território nacional. Para a

zona B, os valores característicos da pressão dinâmica a considerar são obtidos multiplicando por 1,2 (=1,12) os valores indicados na zona A (RSA 24.1°).

$$W_k(\text{zonaB}) = W_k(\text{zonaA}) \times 1,2$$



Figura 14. Valores característicos da pressão dinâmica do vento para a zona A

Fonte: (RSA 24.º F1)

No caso em que a estrutura assume uma forma cilíndrica, majora-se a pressão dinâmica do vento, w_k , multiplicando por 1,3.

É de realçar que para alturas inferiores a 15 m no caso de terrenos com rugosidade do tipo I e para alturas inferiores a 10 m no caso de terrenos de rugosidade do tipo II, os valores da pressão dinâmica do vento são constantes e são os seguintes para a zona A:

$$\text{Rugosidade do tipo I} \quad \rightarrow \quad w_k = 0,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Rugosidade do tipo II} \quad \rightarrow \quad w_k = 0,90 \text{ KN/m}^2$$

2.7.12. Coeficientes de forma

Para determinar a ação do vento sobre uma construção é necessário conhecer a pressão dinâmica do vento bem como os coeficientes de forma relativos à construção em causa. De acordo com o artigo 25°, são considerados dois tipos de coeficientes de forma: coeficientes de pressão e coeficientes de força.

Os coeficientes de forma, de pressão (δp) e de força (δf) dependem da geometria do elemento ou construção em causa e são definidos para os casos mais correntes na prática no anexo 1 do RSA. No RSA são fornecidas indicações sobre coeficientes de forma para vários tipos de construções,

nomeadamente edifícios, coberturas isoladas, estruturas reticuladas, torres, chaminés e reservatórios e tabuleiros de pontes.

2.7.13. Coeficientes de força (δf)

Os coeficientes de força são definidos de modo a permitir determinar diretamente a força resultante das pressões do vento, F , sobre a construção através da expressão (RSA AI.3):

$$F = \sum f \times w_k \times A$$

2.7.14. Coeficientes de pressão (δp)

Os coeficientes de pressão são definidos para uma superfície particular da construção (ou para uma zona nela localizada) e permitem determinar as pressões sobre as superfícies, pela expressão:

$$P = W_k \times \sum P.$$

No caso corrente de edifícios, as pressões devidas ao vento são resultantes de pressões exteriores (determinadas a partir dos coeficientes de pressão exterior, δp_e) e de pressões interiores (determinadas a partir dos coeficientes de pressão interior, δp_i). O coeficiente de pressão global é obtido através da seguinte expressão:

$$\sum P = \sum p_e - \sum p_i$$

Os coeficientes são afetados pelo sinal positivo ou negativo consoante correspondem a pressões ou a sucções exercidas nas faces do elemento.

2.7.15. Coeficientes de pressão exterior (δp_e)

O coeficiente de pressão exterior depende fundamentalmente da forma da construção e da orientação do vento (direção e sentido).

De um modo geral as pressões em cada uma das superfícies da envolvente dos edifícios são consideradas uniformes. No entanto, em alguns casos, as superfícies são divididas em zonas e, para cada zona são definidos coeficientes de pressão adequados.

Deve-se também tomar em consideração o efeito do vento em determinadas zonas localizadas da construção através das designadas pressões locais, que se desenvolvem junto às arestas das paredes

e coberturas. Estas pressões devem ser apenas tidas em conta no dimensionamento dos elementos secundários. PFEIL (2009).

No Anexo I ponto 3 do RSA encontram-se os quadros com os valores a adotar para os coeficientes de pressão exterior e para as situações mais correntes de edifícios com planta retangular, relativos às paredes e a coberturas.

2.7.16. Coeficientes de pressão interior (δ_{pi})

O coeficiente de pressão interior depende da existência de aberturas no contorno da construção, da sua distribuição nas envolventes, da forma geométrica do próprio edifício e da direção e sentido do vento.

Para edifícios com planta retangular e sem compartimentação interior ou, se esta existir, não impede a franca circulação do ar, os coeficientes de pressão interior podem ser obtidos por regras simplificadas que têm em conta as características e distribuição das aberturas nas paredes exteriores. PFEIL (2009).

Existem assim três tipos de edifícios tendo em conta a permeabilidade das fachadas:

- a) Edifícios com baixa probabilidade de existência de aberturas nas fachadas;
- b) Edifícios com aberturas em duas fachadas opostas;
- c) Edifícios com aberturas apenas numa das fachadas ou no caso de existirem em várias fachadas, uma delas seja francamente predominante.

Para cada caso são atribuídos coeficientes de pressão interior tendo em conta a permeabilidade relativa das fachadas e a direção do vento. Estes valores encontram-se na tabela 1.

Tabela 2. Coeficientes de pressão interior para edifícios com planta retangular (RSA AI.3.2.3)

Permeabilidade relativa das fachadas	Direção do vento	Coefficiente de pressão interior
Duas fachadas opostas com permeabilidade semelhante, e as outras duas fachadas impermeáveis	a) Vento normal às fachadas permeáveis	$\delta_{pi} = + 0,2$
	b) Vento normal às fachadas impermeáveis	$\delta_{pi} = - 0,3$
c) As quatro fachadas com permeabilidade semelhante		$\delta_{pi} = - 0,3$
d) Uma só fachada permeável ou sendo todas permeáveis, uma é significativamente mais que as restantes		$\delta_{pi} = 0,75 \times \delta_{pe}$ da fachada permeável ou da mais permeável

Para uma melhor compreensão, na Figura 4.3 encontra-se um resumo esquemático das situações de pressão em função da permeabilidade das fachadas descritas no quadro anterior.

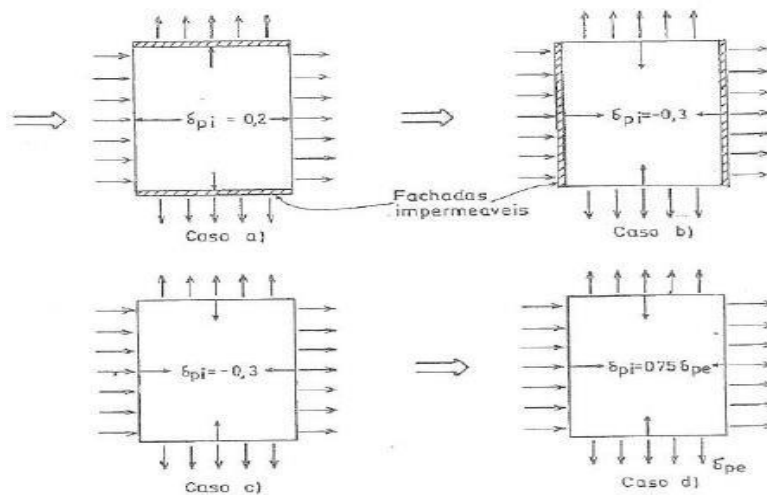


Figura 15. Coeficientes de pressão interior em edifícios de planta retangular das fachadas

Fonte: PFEIL (2009).

É necessário considerar a eventualidade de direções e sentidos diferentes no rumo do vento, o que poderá determinar que uma abertura numa fachada pode provocar pressão interior para uma direção ou sentido do vento e noutra sucção.

Como se viu, os coeficientes de pressão δ_{pe} e δ_{pi} são afetados de sinal positivo ou negativo consoante correspondem a pressões ou sucções exercidas nas faces do elemento a que se referem. A ação resultante sobre o elemento é assim obtida somando vectorialmente a resultante das pressões que se exercem numa e noutra das suas faces. (Martins, João Guerra 2008).

2.8. Combinações de acções

De forma a verificar se a estrutura garante os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade, a quantificação e combinação de ações foi efetuada de acordo com a NP EN 1990. As combinações são feitas considerando sempre uma ação variável base e combinando-a com todas as outras acompanhantes, sem esquecer as ações permanentes sempre presentes.

De acordo com o disposto nesta Norma, as estruturas devem ser projectadas de forma a garantir adequadamente não só a sua resistência estrutural, como também a sua utilização e durabilidade.

A verificação da segurança das estruturas é efectuada em relação a determinados estados limites, sendo que se consideram os seguintes dois tipos:

Estados Limites Últimos referem-se essencialmente à segurança das pessoas e/ou à segurança da própria estrutura;

Estados Limites de Utilização referem-se essencialmente ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspecto da construção.

2.8.1. Estados Limites Últimos

Em relação aos Estados Limites Últimos (E.L.U.), a segurança é garantida através do *método dos coeficientes parciais*, calculando os esforços de dimensionamento resultantes das combinações a seguir indicadas e comparando-as com os esforços resistentes de cálculo.

Combinações de acções para verificação da resistência aos E.L.U.:

Situações de projeto permanentes:

$$E_d = \sum Y_{G,j} \times G_{K,j} + Y_P \times P + Y_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum Y_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situações de projeto acidentais:

$$E_d = \sum G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1.1} \text{ ou } \Psi_{2.1}) \times Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,1} Q_{k,i}$$

Situações de projeto sísmicas:

$$E_d = \sum G_{k,j} + P + A_d + \sum \Psi_{2,1} Q_{k,i}$$

2.8.2. Estados Limites de Utilização

No caso de verificações da segurança em relação aos Estados Limites de Utilização (E.L.U.), segundo o disposto na NP EN1990, as combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto consideradas deverão ser adequadas tanto aos critérios de desempenho a verificar como aos requisitos de utilização.

Existem três tipos de combinações de acções para verificação da resistência aos E.L.U:

Combinação característica:

$$E_d = \sum G_{K,j} + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinação frequente:

$$E_d = \sum G_{k,j} + \Psi_{1.1} \times Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,1} Q_{k,i}$$

Combinação quase permanente:

$$E_d = \sum G_{k,j} + \Psi_{2.1} \times Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,1} Q_{k,i}$$

2.8.3. Coeficientes de segurança

Os coeficientes de segurança adotados no EC para os E. L. U. de equilíbrio estático (EQU) das estruturas de edifícios encontram-se abaixo:

das estruturas de edifícios encontram-se abaixo:

Tabela 3. Coeficientes de segurança das ações

Coeficientes de segurança		
γ_G	Com efeito desfavorável	1,35
	Com efeito favorável	1,00
γ_Q	Com efeito desfavorável	1,50
	Com efeito favorável	0

Fonte: EC0 QA1.2(A)

2.9. Resistência dos elementos metálicos

A resistência dos elementos metálicos é composta por algumas componentes que passo a destacar abaixo alguma delas

2.9.1. Resistência à tracção

Segundo a norma NP-EC3 Artigo 6.2.3 os elementos à tracção deve satisfazer a equação abaixo:

$$n = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

O esforço actuante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de acções.

Onde:

$N_{t, Rd}$ - Valor de cálculo do esforço axial resistente de tração;

$N_{t, Ed}$ - Valor de esforço axial de tracção actuante de cálculo desfavorável.

A resistência de cálculo à tracção **$N_{t, Rd}$** vem dada por:

$$N_{t, Rd} = A \cdot f_{yd}$$

Em que:

A - Área bruta da secção transversal da barra.

f_{yd} - Resistência de cálculo do aço.

A resistência de cálculo do aço é dada por.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$$

Sendo:

f_y - Limite elástico.

γ_{M0} - Coeficiente parcial de segurança do material.

- a) O valor de calculo de esforço normal resistente em casos de secções com furos devera ser considerado igual ao menor dos valores abaixo:

O valor de calculo do esforço normal resistente plástico na secção bruta.

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

- b) O valor de calculo do esforço normal resistente último na secção útil na zona com furos de ligação:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Onde:

$N_{pl,Rd}$ - Resistência plástica da secção bruta;

$N_{u,Rd}$ - Resistência última da secção útil na zona de ligação;

A - área total da secção transversal;

A_{net} - área útil da secção transversal na zona dos furos;

f_u - Tensão última do aço.

Nas ligações de Categoria C na norma NP EC3-1993 valor de calculo do esforço normal resistente de tracção da secção útil na zona com furos deverá ser considerado igual:

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

2.9.2. Resistência à compressão

Segundo a norma NP-EC3 Artigo 6.2.4 os elementos à compressão actuante deve satisfazer a equação abaixo:

$$n = \frac{N_{C,Ed}}{N_{C,Rd}} \leq 1$$

O esforço actuante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de acções.

Onde:

$N_{c,Rd}$ - Força normal de compressão resistente de cálculo;

N_{Ed} - Esforço axial de compressão actuante de cálculo desfavorável.

Força normal de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser tomada como:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

A - Área bruta das secções tubulares da classe 1, 2 e 3 dos limites máximos de larguraespessura para componentes comprimidos. (Tabela 5.2 Norma NP EN 1993-1-1)

f_{yd} - Resistência de cálculo do aço.

O valor de cálculo de esforço normal resistente em casos de secções com furos devera ser considerado igual ao menor dos valores abaixo:

O valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão na secção bruta para secções tubulares classe 1, 2 e 3 para equação (3.9).

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{MO}}$$

2.9.3. Momento flector

Segundo a norma NP-EC3 Artigo 6.2.5 os elementos momento flector devem satisfazer a equação abaixo:

$$n = \frac{M_{C,Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1$$

O esforço actuante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de acções onde: $M_{C,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço axial resistente de tração;

O momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ é dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \times f_{yd}$$

Em que:

$W_{pl,z}$ - Módulo resistente plástico correspondente à fibra com maior tensão, para as secções de classe 1 e 2.

f_{yd} - Resistência de cálculo do aço.

O valor de cálculo do momento flector resistente de uma secção transversal em relação a um dos seus eixos principais e determinado por:

a) Para as secções transversais da classe 1 e 2.

$$M_{C,Rd} = M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{MO}}$$

2.9.4. Resistência ao esforço transverso

Segundo a norma NP-EC3 Artigo 6.2.6 os elementos à esforço transverso actuante deve satisfazer a equação abaixo:

$$n = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

O esforço actuante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de acções

Onde:

$V_{c,Rd}$ - O esforço transverso resistente de cálculo;

V_{Ed} - Esforço transverso actuante de cálculo desfavorável.

O esforço transverso resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ é dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$
$$A_v = 2 \times d \times t_w$$

Onde:

A - Área transversal ao esforço transverso. d

- Largura da alma.

t_w - Espessura da alma.

f_{yd} - Resistência de cálculo do aço.

Na ausência de torção o valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente é obtido por:

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{Mo}}$$

Onde:

A_v – área resistente ao esforço transversal.

A área resistente ao esforço transversal poderá ser calculada para secções laminadas retangulares tubulares de espessura uniforme:

Para carga paralela a altura $A_v = \frac{Ah}{b+h}$

Para carga paralela a largura $A_v = \frac{Ab}{b+h}$

Onde:

A – área de secção transversal

b – Largura total h – Altura

total.

2.9.5. Resistência à torção

Segundo a norma NP-EC3, Artigo 6.2.7 os elementos à torção actuante deve satisfazer a equação abaixo:

$$n = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

O esforço actuante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de acções

Onde:

$M_{T,Rd}$ - Momento torsor resistente;

$M_{T,Ed}$ - Momento torsor actuante de cálculo desfavorável.

O momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ é dado por:

$$V_{C,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \times w_T \times f_{yd}$$

Onde:

WT - Módulo de resistência à torção;

f_{yd} - Resistência de cálculo do aço.

2.9.6. Resistência ao esforço transversal e momento torsor combinados.

Segundo a norma NP-EC3 Artigo 6.2.7 os elementos à esforço transversal momento torsor actuante deve satisfazer a equação abaixo:

$$n = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

O esforço actuante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de acções.

Onde:

$V_{pl,T,Rd}$ - Esforço transversal resistente de cálculo reduzido;

V_{Ed} - Esforço transversal actuante de cálculo desfavorável.

Para secção estrutural tubular temos o esforço transversal resistente de cálculo $V_{pl,T,Rd}$ é dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{t_{T,Ed}}{f_{yd}/\sqrt{3}} \right] \times V_{pl,Rd}$$

Tensões tangenciais por torção:

$$t_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_T}$$

Onde:

$V_{pl,Rd}$ - Esforço transversal resistente de cálculo.

$t_{T,Ed}$ - Tensões tangenciais por torção.

WT - Módulo de resistência à torção.

f_{yd} - Resistência de cálculo do aço.

2.9.7. Resistência dos elementos à encurvadura

O Eurocódigo 3, Artigo 6.3.1 a resistência de cálculo à encurvadura numa barra comprimida deve satisfazer a equação abaixo:

Um elemento comprimido devera ser verificado em relação a encurvadura através de:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

A: Área da secção bruta para as secções da classe 1, 2 e 3.

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

f_y : Limite elástico;

γ_{M1} : Coeficiente parcial de segurança do material.

2.9.8. Cálculo da curva de encurvadura

No caso de elementos solicitados a compressão axial, o valor de χ corresponde à adequada esbelteza normalizada λ e deve ser determinado a partir de encurvadura relevante, através de:

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - (\lambda)^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\lambda - 0,2) + (\lambda)^2]$$

Onde:

α – Factor de imperfeição;

λ – Esbelteza;

χ – Coeficiente de redução.

Para as secções transversais das classes 1, 2 e 3 temos a esbelteza igual:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}}$$

N_{cr} – Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante baseado nas propriedades da secção transversal bruta.

O valor de imperfeição corresponde a curva da encurvadura apropriada, indicada na tabela abaixo.

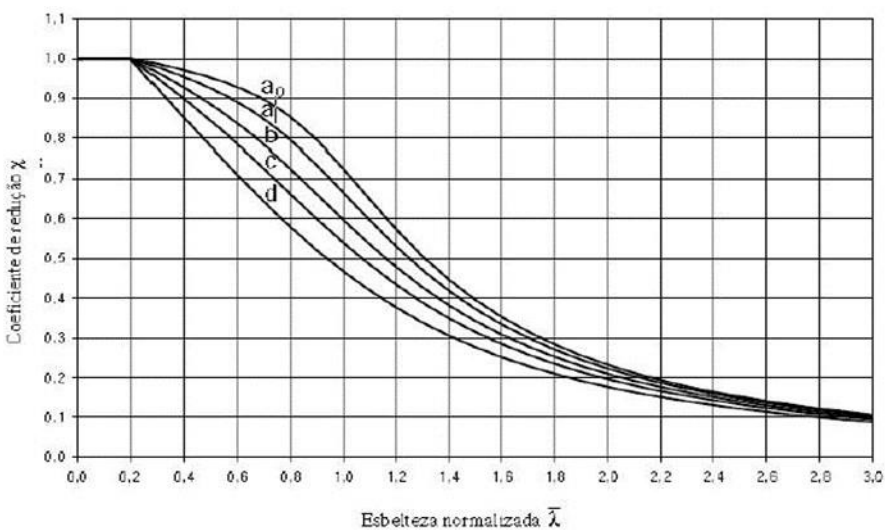
Tabela 4. Factores de imperfeição para curva de encurvadura

Curva da encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de Imperfeição	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Fonte: Norma Portuguesa EN EC3-1993-1-1

Os valores de coeficiente de redução χ correspondente a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$ podem ser obtidas da figura abaixo.

Tabela 5. Esbelteza normalizada



Fonte: Norma Portuguesa EN EC3-1993-1-1 Comprimentos

de encurvadura em função do comprimento real L;

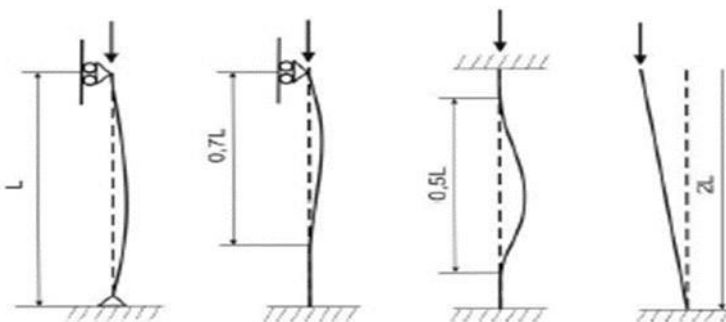


Figura 16. Comprimentos de encurvadura em função do comprimento real L

Fonte: Norma Portuguesa EN EC3-1993-1-1

2.10. Deslocamentos estruturais (Para os Estados Limites)

Os deslocamentos máximos admissíveis para uma determinada construção devem ser considerados como critério de rigidez, trata-se de uma forma de garantir que a estrutura não se deforme excessivamente, a deformação excessiva da estrutura metálica, para além do efeito visual, pode fazer com que a estrutura não consiga cumprir os seus requisitos de serviço normal.

2.10.1. Deslocamento vertical

Os valores máximos a considerar para os deslocamentos verticais são determinados a partir de:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

O EC3 parte 1-1 (13) impõe, de uma forma geral, deslocamentos horizontais e verticais máximos. A Figura 15 refere os deslocamentos verticais a considerar.

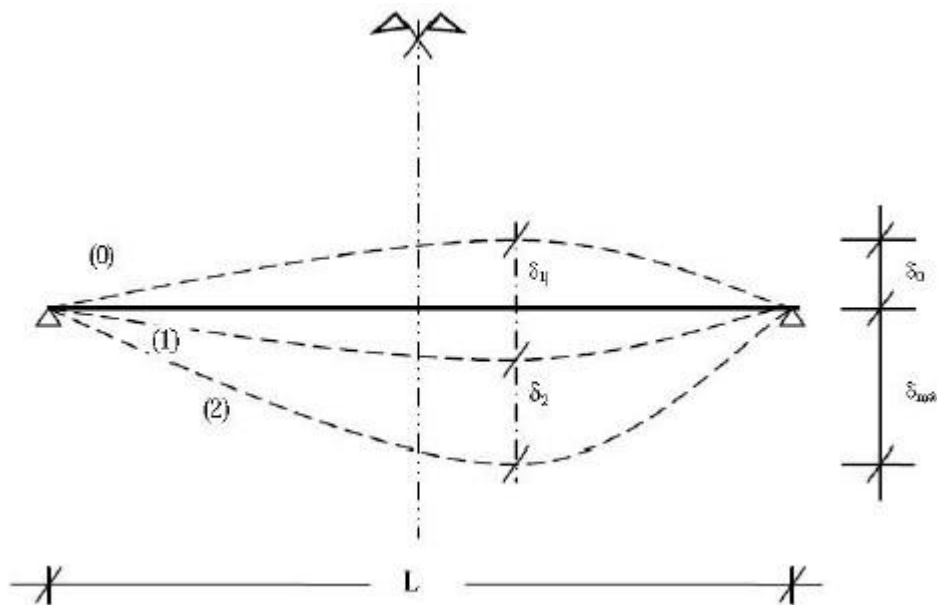


Figura 17. Deslocamentos verticais a considerar

Fonte: Norma Portuguesa EN EC3-1993-1-1

Onde:

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

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

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

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

2.10.2. Valores limites para os deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais máximos para uma estrutura, de uma forma geral, estão indicados na tabela abaixo.

Tabela 6. Limites verticais máximos

Condições	Limites (ver Figura 29)	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{max} possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-

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

Fonte: Norma Portuguesa EN EC3-1993-1-1

2.10.3. Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos máximos admissíveis na horizontal são:

Deslocamento das Colunas: $h/150$

Deslocamentos da estrutura globalmente: $h_0/300$ Em

que:

h altura da coluna, h_0
altura da estrutura.

CAPÍTULO III – METODOLOGIA

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas no fluxograma, e são descritas nos próximos parágrafos:

3. Pesquisa bibliográfica

O trabalho apresenta um levantamento bibliográfico sobre estruturas metálicas, com a finalidade de apresentar para o leitor informações relacionadas à concepção e dimensionamento deste tipo de estruturas. O dimensionamento foi realizado obedecendo as disposições normativas de acordo com as seguintes normas:

- ✓ Eurocode 1 – actions on structures;
- ✓ Eurocode 3 – design of steel structures;
- ✓ Regulamento de Segurança e Acções (RSA);
- ✓ Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE)
- ✓ Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)

3.1. Softwares

Também se fez o uso de *softwares* tais como:

- ✓ *AutoCad*;
- ✓ *ArchiCad*;
- ✓ *FTool*

CAPÍTULO IV – ESTUDO DE CASO

4. Generalidades

O caso de estudo consiste num alpendre que vai servir de abrigo metálico para passageiros destinado a uma terminal rodoviária com estrutura metálica, com pórticos de viga constituída por aço de tipo Fe 360. Localiza-se em Maputo, bairro do Albazine.

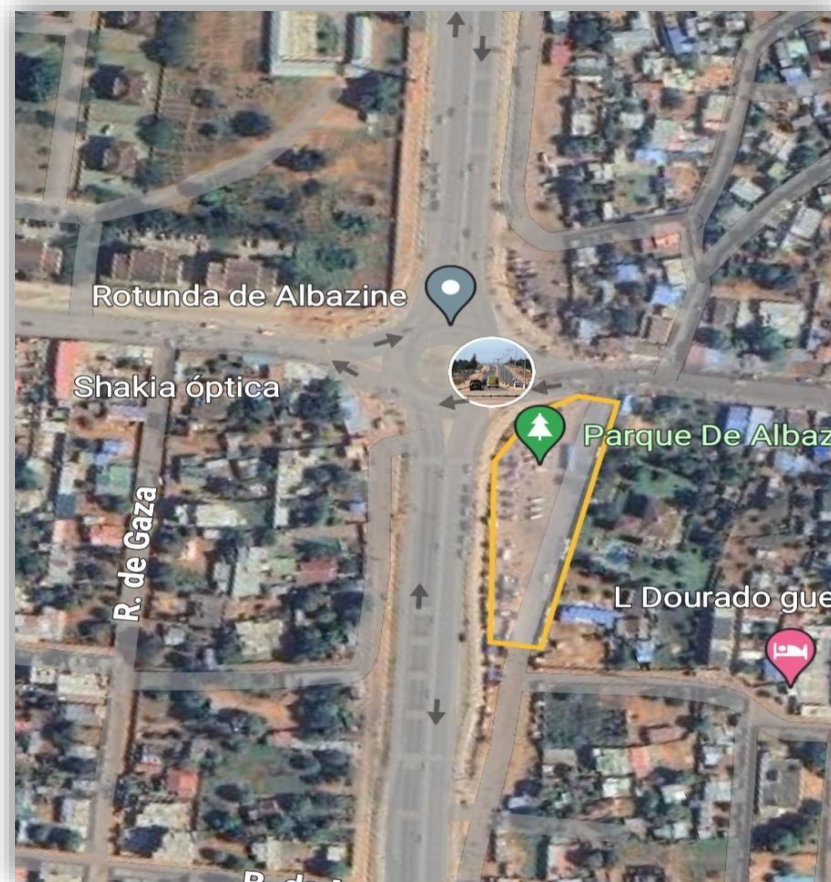


Figura 18. Local de implantação do alpendre em estudo

Fonte: GoogleEarth

4.1. Características e propriedades mecânicas dos aços a utilizar

4.1.1. Tipos de aço

De acordo com a regulamentação portuguesa, REAE, os elementos estruturais são constituídos essencialmente por perfis e chapas metálicas cujos os tipos de aços e os respectivos valores característicos das tensões de cedência são os seguintes:

- Fe 360: $f_{yk} = 235$ MPa
- Fe 430: $f_{yk} = 275$ MPa
- Fe 510: $f_{yk} = 355$ MPa

4.1.2. Constantes elásticas do aço:

- Módulo de elasticidade $E = 2,06 \times 10^5$ MPa
- Coeficiente de poisson $\nu = 0,3$
- Módulo de distorção $G = 0,8 \times 10^5$ Mpa
- Módulo resistente = W

4.2. Critérios para a verificação dos elementos estruturais

Tensões normais:

- $\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$

Tensões tangenciais:

- $\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$ $\sigma_{rd} = f_{yd}$ $\tau_{rd} = 1/\sqrt{3} * f_{yd}$

Tabela 7. Valores de cálculo das tensões resistentes

Tipo de aço	f_{yd} [MPa]	$1/\sqrt{3} * f_{yd}$ [MPa]
Fe 360	235	135
Fe 430	275	160
Fe 510	355	205

4.3. Dimensionamento estrutural do alpendre

4.3.1. Descrição do alpendre:

O alpendre será executado em perfis metálicos de acordo com a descrição a seguir:

4.3.2. Elementos principais:

Tabela 8. Tabela de elementos estruturais

Elementos estruturais	Vigas		Pilares
	Principais	Secundárias	HEA

Perfil dos elementos	IPE	IPE	
----------------------	-----	-----	--

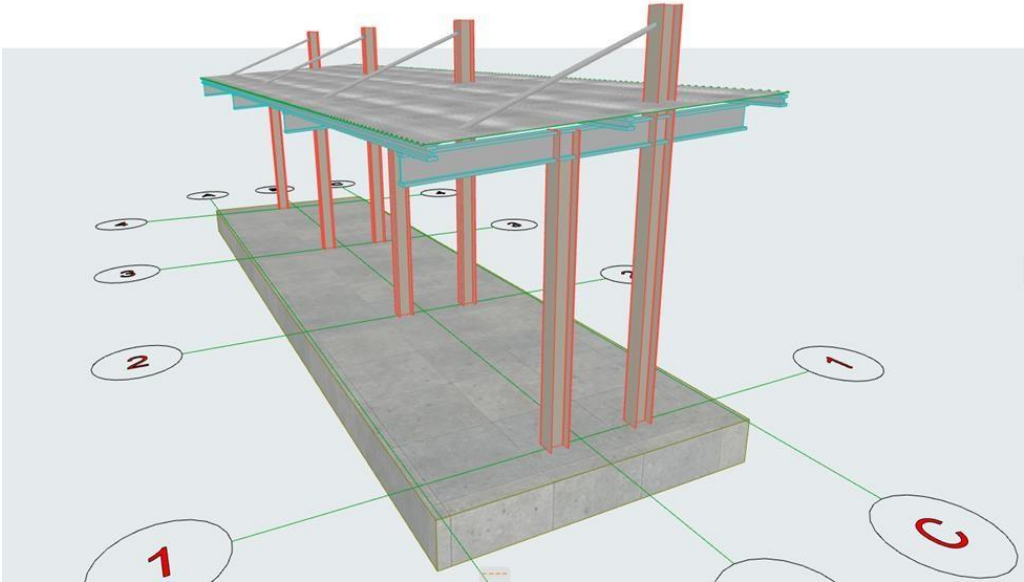


Figura 19: Planta em 3D

Fonte: Autor

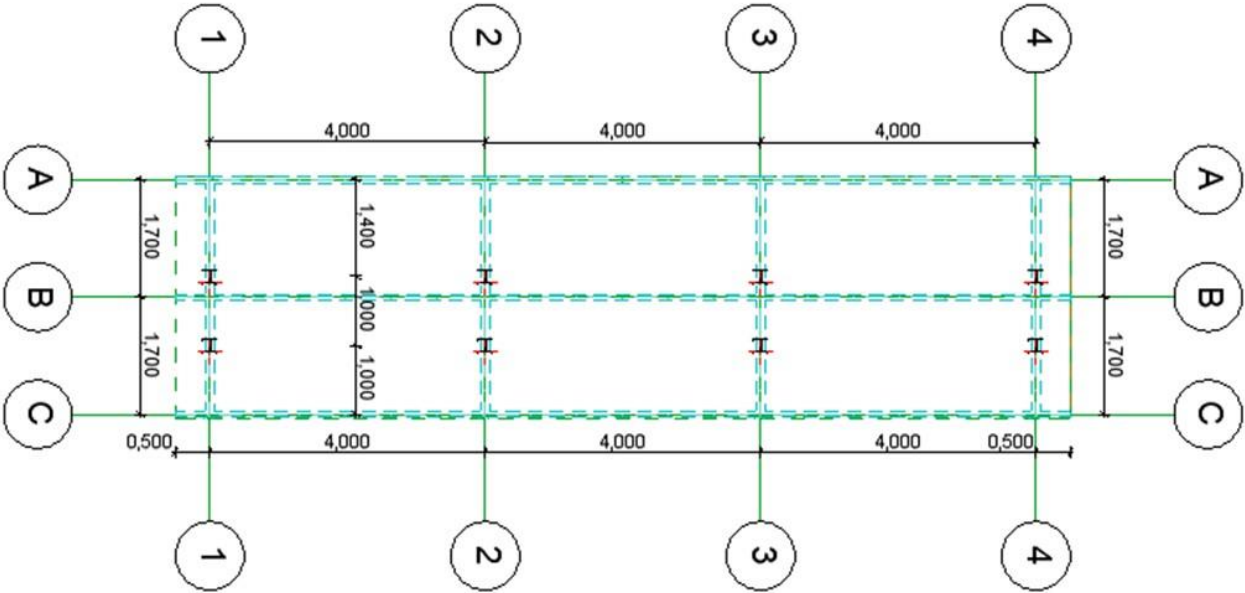


Figura 20. Vista em planta baixa da estrutura

4.4.Elementos secundários:

Tirantes: Tubo estrutural laminado a quente Ø26,9 x 2,3

4.5. Análise e dimensionamento dos elementos estruturais

4.5.1. Cargas:

Tabela 9: Tabelas de ações e cargas

Acções	Carga resultante	Descrição
Peso próprio das chapas	$g = 0,25 \text{ kN/m}^2$	cobertura de chapa ondulada de ferro zincado sobre madres metálicas incl. estas. (Tabelas técnicas)
Sobrecarga de utilização	$Sc = 1,00 \text{ kN/m}^2$	Terraços não acessíveis. (RSA)
Carga total	$q = g + Sc = 1,25 \text{ kN/m}^2$	
Carga inclinada ($\alpha=4,1^\circ$)	$Psd = q \cdot \cos^2\alpha = 1,24 \text{ kN/m}^2$	

4.5.2. Reações sobre a cobertura:

De salientar que os carregamentos são dados em kN/m^2

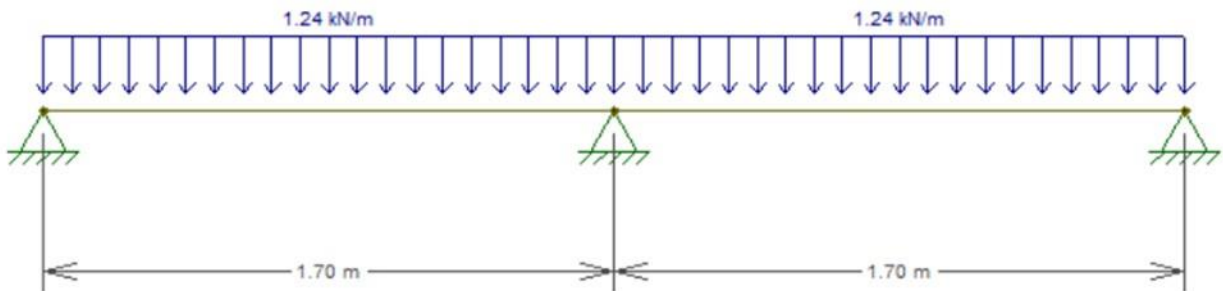


Figura 21. Sistema estático e carregamentos na cobertura

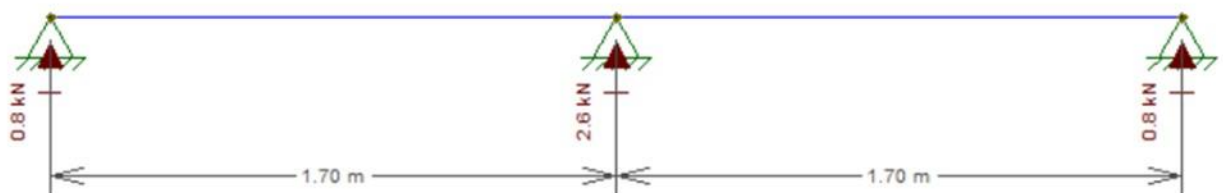


Figura 22. Reações de apoio

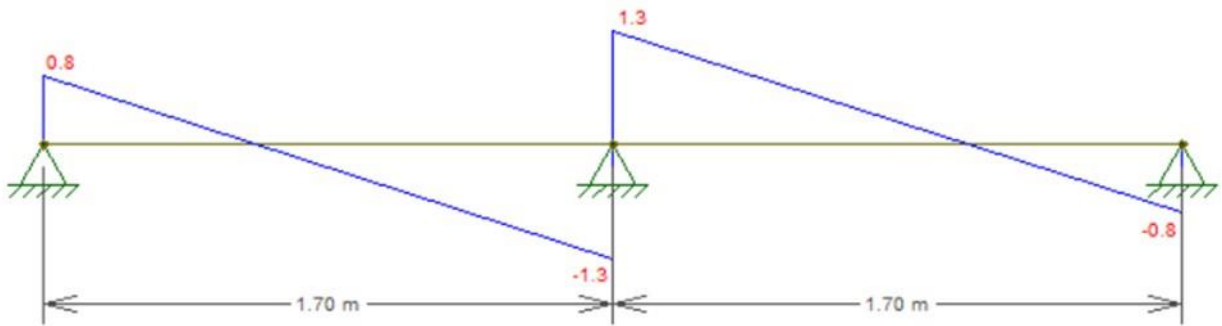


Figura 23. Diagrama de esforço transversor

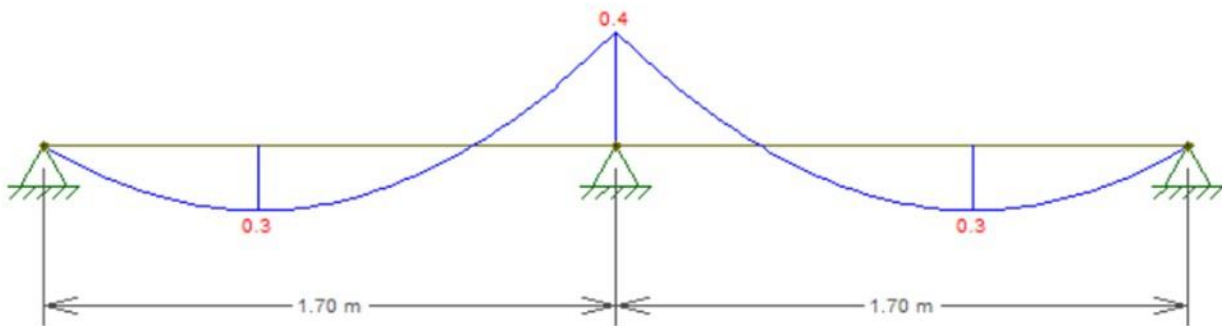


Figura 24. Diagrama de momentos flectores

Esforços máximos: $T = 1,30 \text{ kN/m}$ e $M = 0,40 \text{ kN.m/m}$

4.6. Vigas secundárias externas:

4.6.1. Pré-dimensionamento:

- Flecha máxima admissível: $f_{\text{máx}} = \frac{1}{400} * L = \frac{4,00 \text{ m}}{400} = 0,01 \text{ m}$ (REBAP Artigo 72°)
- Momento de inércia necessário: $I = \frac{q * l^4}{384 * E * f_{\text{máx}}} = \frac{0,8 \text{ kN/m} * (4,00 \text{ m})^4}{384 * 2,06 * 10^5 * 10^3 \text{ kN/m}^2 * 0,01 \text{ m}} = 25,89 \text{ cm}^4$
- Seja perfil: IPE 80 com $I = 80,10 \text{ cm}^4$

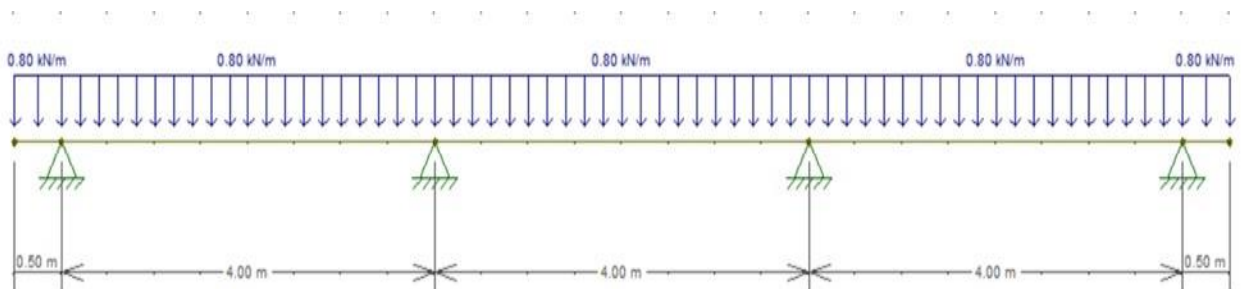


Figura 25. Sistema estático e carregamentos das vigas secundárias



Figura 26. Reações de apoio

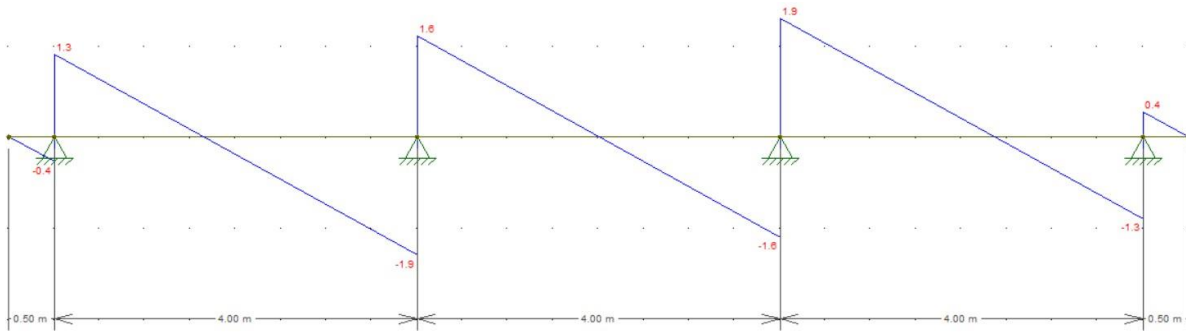


Figura 27. Diagrama de esforço transversal

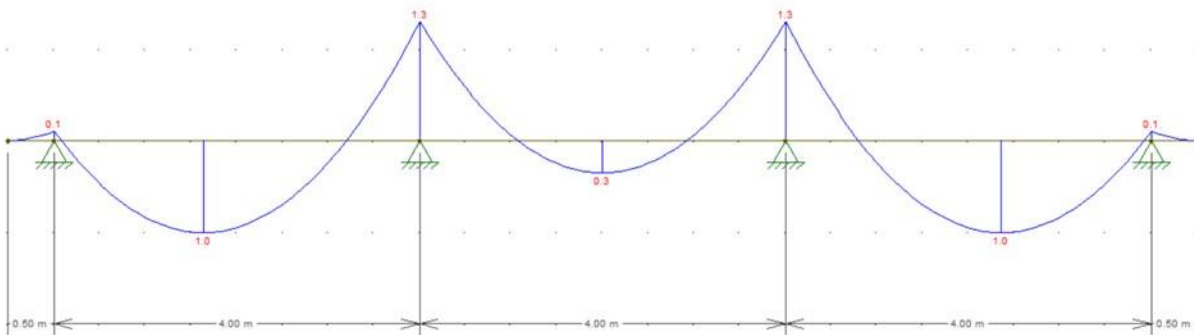


Figura 28. Diagrama de momento flector

Esforços máximos: $T = 1,90 \text{ kN}$ e $M = 1,30 \text{ kN.m}$

4.6.2. Dimensionamento:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd}}{W} = \frac{1,35 \cdot 1,30 \text{ kN.m}}{W} \leq \sigma_{rd} = 235 \text{ MPa}$$

$W \geq 7,47 \text{ cm}^3$ Ok!

4.7. Viga secundária interna:

4.7.1. Pré-dimensionamento:

- Flecha máxima admissível: $f_{\text{máx}} = \frac{1}{400} \cdot L = \frac{4,00 \text{ m}}{400} = 0,01 \text{ m}$ (REBAP Artigo 72°)

- Momento de inércia necessário: $I = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot f_{m\acute{a}x}} = \frac{2,60 \text{ kN/m} \cdot (4,00 \text{ m})^4}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,01 \text{ m}} = 84,14 \text{ cm}^4$
- Seja perfil: IPE 100 com $I = 171,00 \text{ cm}^4$

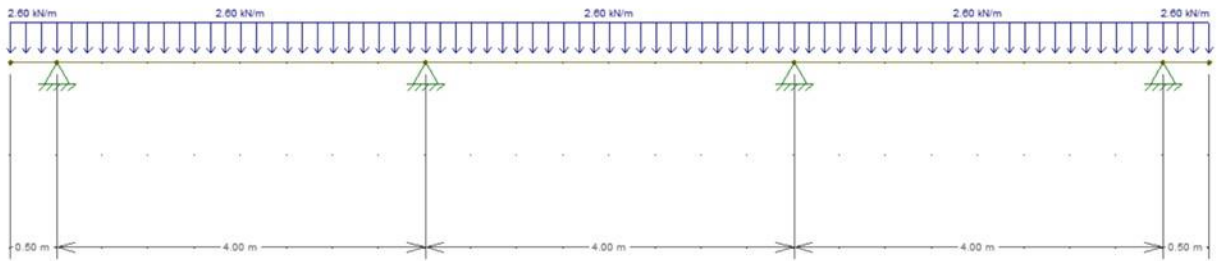


Figura 29. Sistema estático e carregamentos da viga secundária interna



Figura 30. Reações de apoio da viga secundária interna

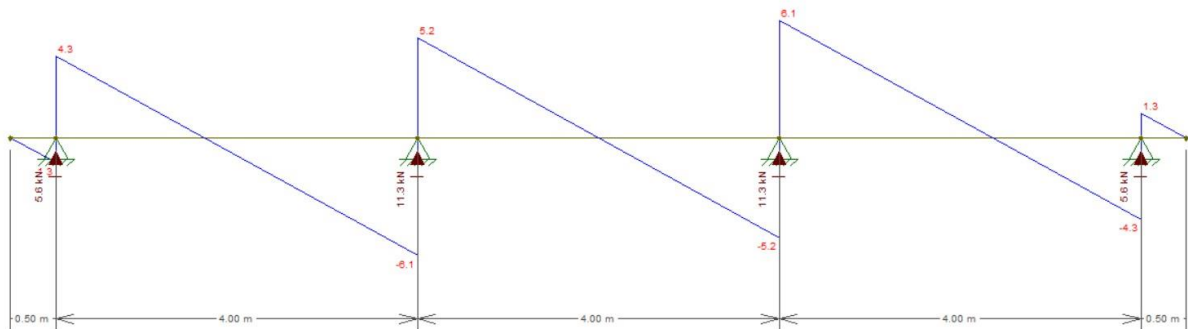


Figura 31. Diagrama de esforço transverso da viga secundária interna

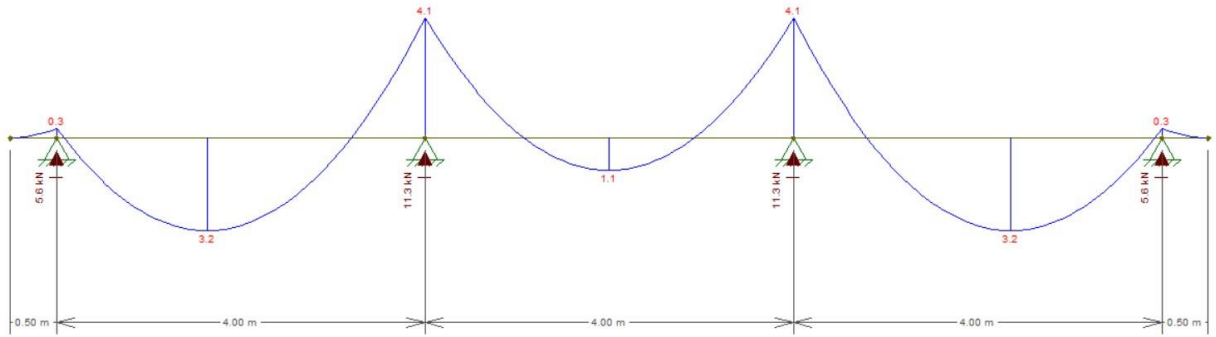


Figura 32. Diagrama de momentos fletor da viga secundária interna

Esforços máximos: $T = 6,10 \text{ kN}$ e $M = 4,10 \text{ kN.m}$

4.7.2. Dimensionamento :

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd}}{w} = \frac{1,35 \cdot 4,10 \text{ kN.m}}{W} \leq \sigma_{rd} = 235 \text{ MPa}$$

$$W \geq 23,55 \text{ cm}^3 \text{ Ok!}$$

NB: De modo a uniformizar os perfis das vigas secundárias, adopta-se o perfil IPE 100.

4.8. Vigas principais externas:

4.8.1. Pré-dimensionamento:

- Flecha máxima admissível: $f_{\text{máx}} = \frac{1}{400} \cdot L = \frac{1,40 \text{ m}}{400} = 0,0035 \text{ m}$ (REBAP Artigo 72°)
- Momento de inércia necessário: $I = \frac{q \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot f_{\text{máx}}} = \frac{1,70 \text{ kN/m} \cdot (1,40 \text{ m})^3}{3 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,0035 \text{ m}} = 215,66 \text{ cm}^4$
- Seja perfil: IPE 120 com $I = 316,00 \text{ cm}^4$
- $P_p = 10,40 \text{ kg/m} = 0,104 \text{ kN/m}$

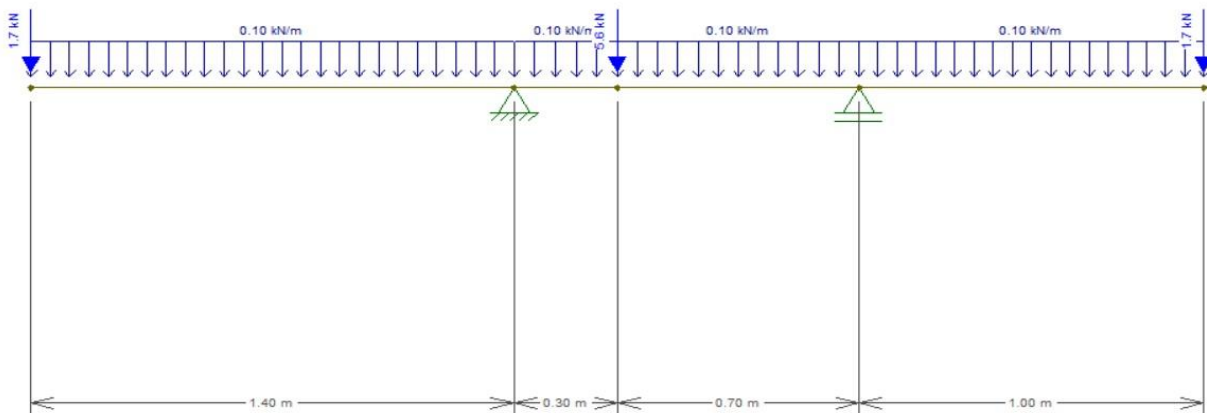


Figura 33. Sistema estático e carregamentos vigas principais externas

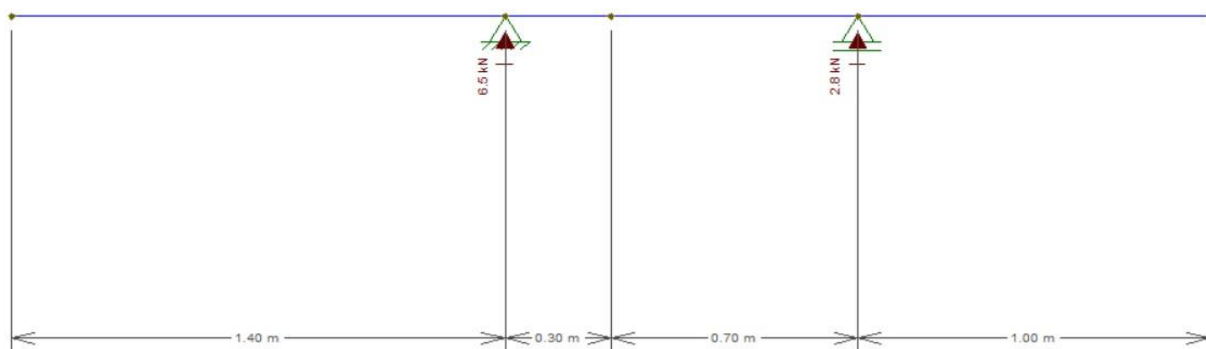


Figura 34. Reações de apoio das vigas principais externas

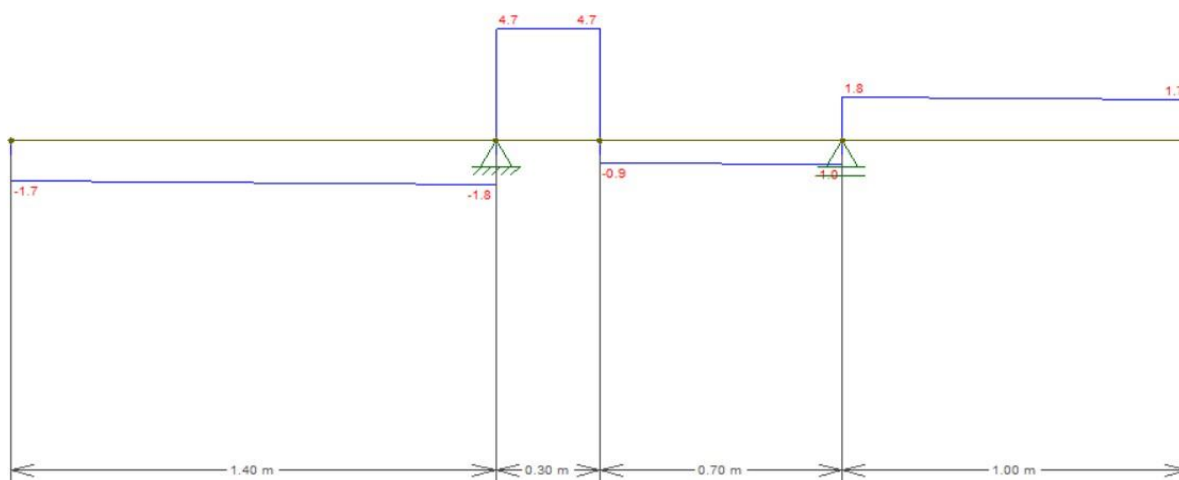


Figura 35. Diagrama de esforços transversos

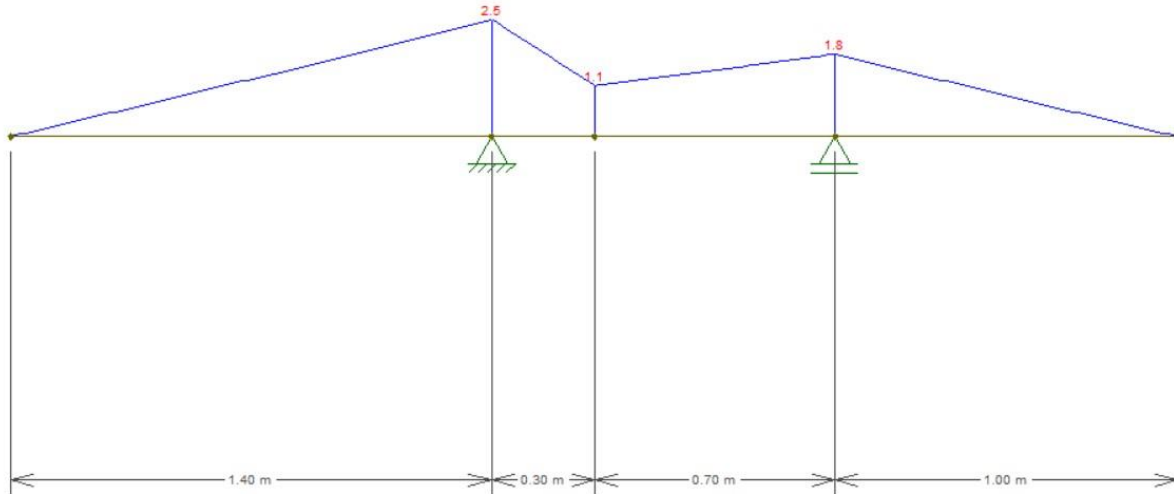


Figura 36. Diagrama de momentos flectores

Esforços máximos: $T = 4,70 \text{ kN}$ e $M = 2,50 \text{ kN.m}$

4.8.2. Dimensionamento

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd}}{W} = \frac{1,35 \cdot 2,50 \text{ kN.m}}{W} \leq \sigma_{rd} = 235 \text{ MPa}$$

$W \geq 14,36 \text{ cm}^3 \text{ Ok!}$

4.9. Vigas principais internas

4.9.1. Pré dimensionamento

- Flecha máxima admissível: $f_{\text{máx}} = \frac{1}{400} \cdot L = \frac{1,40 \text{ m}}{400} = 0,0035 \text{ m}$ (REBAP Artigo 72°)
- Momento de inércia necessário: $I = \frac{q \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot f_{\text{máx}}} = \frac{3,50 \text{ kN/m} \cdot (1,40 \text{ m})^3}{3 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,0035 \text{ m}} = 444,01 \text{ cm}^4$
- Seja perfil: IPE 140 com $I = 541,00 \text{ cm}^4$
- $P_p = 12,90 \text{ kg/m} = 0,129 \text{ kN/m}$

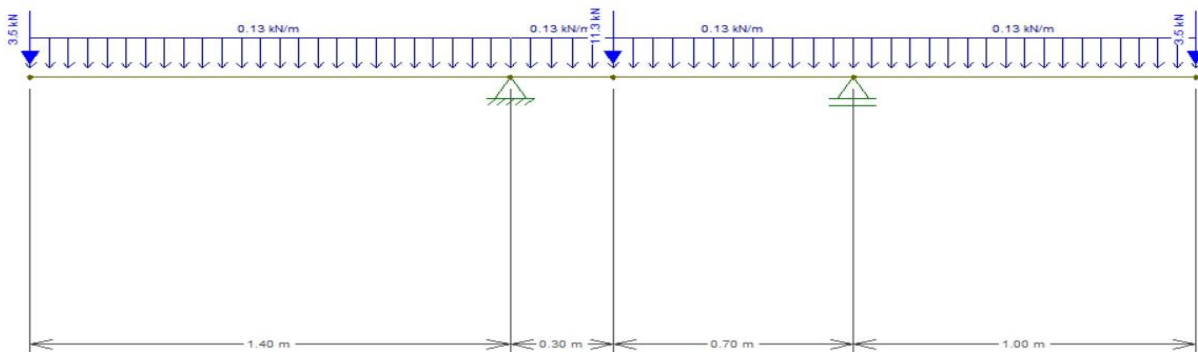


Figura 37. Sistema estático e carregamentos da viga principal interna

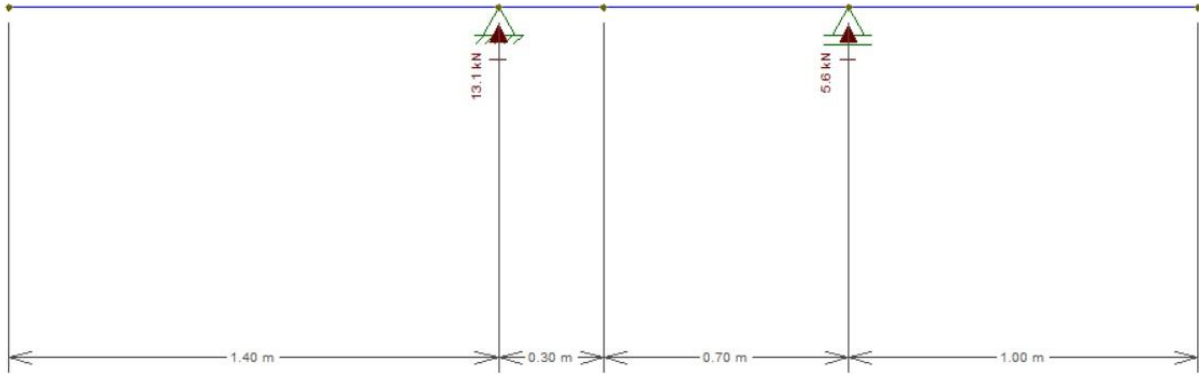


Figura 38. Reações de apoio da viga principal interna

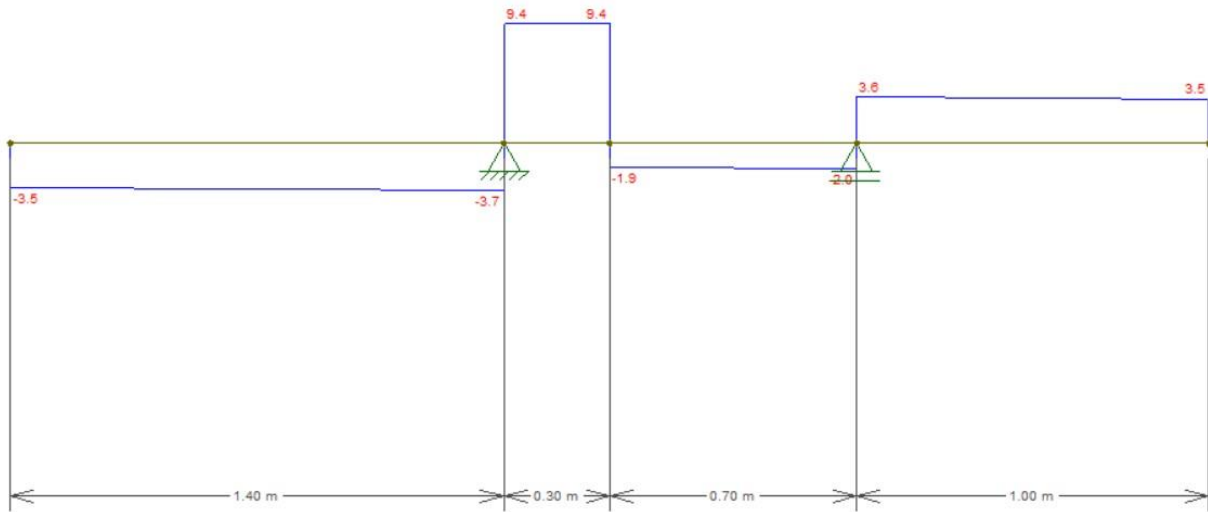


Figura 39. Diagrama de esforços transversos da viga principal interna

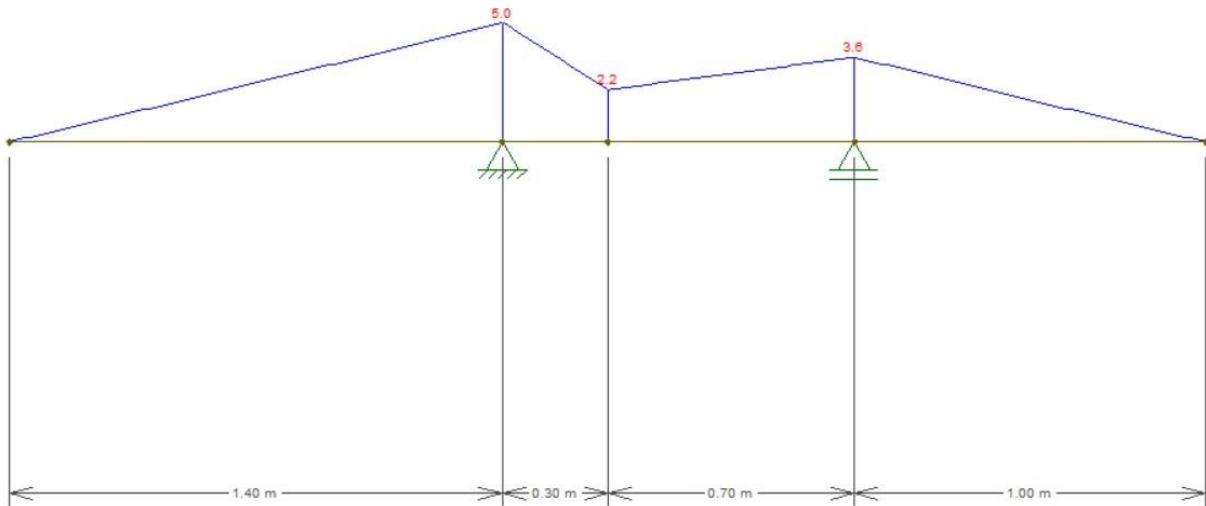


Figura 40. Diagrama de momentos flectores

Esforços máximos: $T = 9,40 \text{ kN}$ e $M = 5,00 \text{ kN.m}$

4.9.2. Dimensionamento

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd}}{W} = \frac{1,35 \cdot 5,00 \text{ kN.m}}{W} \leq \sigma_{rd} = 235 \text{ MPa}$$

$$W \geq 28,72 \text{ cm}^3 \text{ Ok!}$$

NB: De modo a uniformizar os perfis das vigas principais, adopta-se o perfil IPE 140.

4.10. Pilares

Esforços máximos: $N = 13,10 \text{ kN}$ e $M = 5,00 \text{ kN.m}$

4.10.1. Pré dimensionamento

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} = \frac{1,35 \cdot 13,10 \text{ kN}}{A} \leq \sigma_{rd} = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

Seja perfil: HEA 100

4.10.2. Verificação da Esbelteza

Admitindo pilares encastrados-apoiados $L_e = 0,7 \cdot L$, então:

$$\lambda = \frac{L_e}{i} = \frac{0,7 \cdot L}{i} = \frac{0,7 \cdot 300 \text{ cm}}{4,06 \text{ cm}} = 51,72 \leq 140 \text{ OK! (REBAP Artigo 64º)}$$

4.10.3. Verificação de segurança em relação a encurvadura (REBAP Artigo 61º):

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{5,00 \text{ kN.m}}{13,00 \text{ kN}} = 38,17 \text{ cm} \geq 3,5 \cdot h = 3,5 \cdot 9,6 \text{ cm} = 33,6 \text{ cm OK!}$$

Então: A verificação de segurança em relação a encurvadura pode ser dispensada.

4.11. Dimensionamento das ligações parafusadas

O dimensionamento e as verificações da resistência dos parafusos serão feitas considerando apenas ligações por contacto, não havendo a necessidade de verificar estas ligações em relação ao atrito das partes ligadas, visto que não haverá a possibilidade de deslizamento das partes ligadas devido ao tipo de furo adoptado para as ligações deste projecto (furos padrão).

4.12. Solicitações ao cisalhamento:

4.12.1. Cisalhamento ao corpo do parafuso

Dados:

$F_{v,sd} = 9,40 \text{ kN}$ (esforço máximo)

$\Phi_v = 0,4$ (considerando que o plano de corte passa pela rosca)

$F_{ub} = 400 \text{ MPa}$ (ISO 898-1 Classe 4.6) $\gamma_a = 1,35$

(combinações normais)

$$F_{v,sd} = \frac{\Phi_v \cdot A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_a}$$

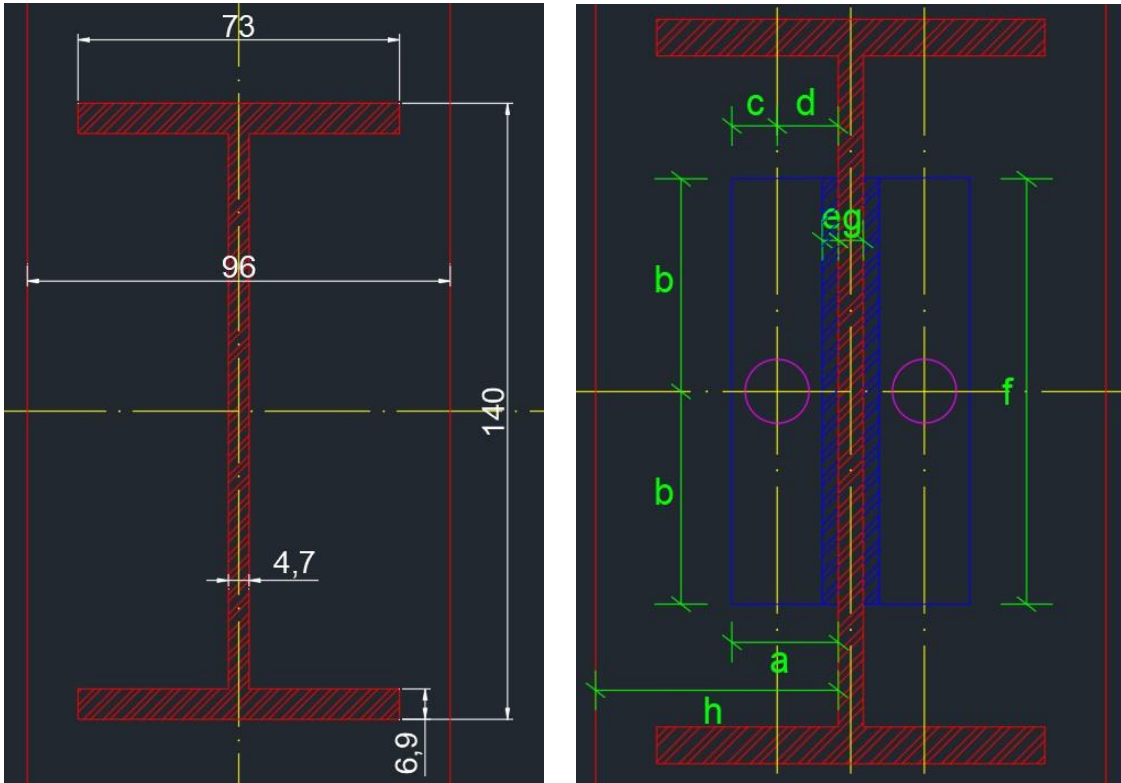
$$A_b = \frac{\gamma_a \cdot F_{v,sd}}{\Phi_v \cdot f_{ub}} = \frac{1,35 \cdot 9,40 \text{ kN}}{0,4 \cdot 400 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2} = 79,31 \text{ mm}^2$$

Como são dois planos de corte para os parafusos, uma para cada cantoneira,

Solução: Adoptamos 01 parafusos M12 por cantoneira ($A_b = 113 \text{ mm}^2 \cdot 2 = 226 \text{ mm}^2$)

4.13. Pressão de contacto do parafuso

4.13.1. Pré-dimensionamento das cantoneiras de ligação



$d_b = 12 \text{ mm}$ (parafuso M12) $b =$

$1,75 \cdot d_b = 1,75 \cdot 12 \text{ mm} = 21 \text{ mm}$ $c =$

$1,75 \cdot d_b = 1,75 \cdot 12 \text{ mm} = 21 \text{ mm}$ $f =$

$b + b = 21 \text{ mm} + 21 \text{ mm} = 42 \text{ mm}$ g

$= 4,7 \text{ mm}$

$$h = \frac{100}{2} - \frac{g}{2} = \frac{100}{2} - \frac{4,7}{2} = 47,65 \text{ mm}$$

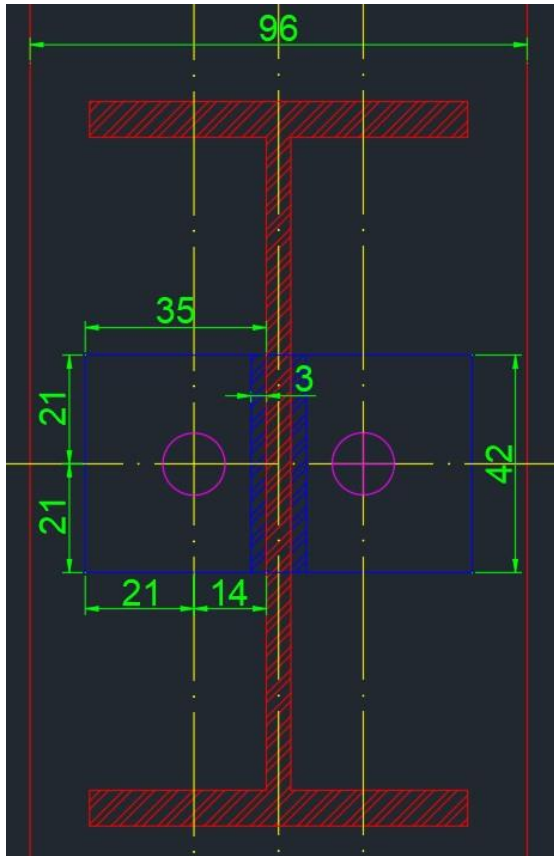
$c = 21 \text{ mm} \leq a \leq h = 47,65 \text{ mm}$ Seja:

$a = 35 \text{ mm}$ $c + d = a$ $d = a - c = 35$

$\text{mm} - 21 \text{ mm} = 14 \text{ mm}$ Adoptamos

cantoneira de abas iguas LNP 35x3,5

com as seguintes dimensões:



$$F_{c,rd} = (\Phi_c \cdot l_f \cdot t \cdot f_u) / \gamma_{a2} \leq (2 \cdot \Phi_c \cdot d_b \cdot t \cdot f_u) / \gamma_{a2} \quad \Phi_c = 1,2$$

$$d_b = 12 \text{ mm (parafusos M12)} \quad l_f = 21 \text{ mm} - d_b/2 = 21 \text{ mm} -$$

$$(12 \text{ mm})/2 = 15 \text{ mm} = 0,015 \text{ m} \quad t = 3,5 \text{ mm} = 0,0035 \text{ m}$$

$$\text{(espessura da cantoneira)} \quad f_u = f_{yd} = 235 \text{ MPa (Fe 360)} \quad \gamma_{a2}$$

$$= 1,35$$

$$F_{c,rd} = (1,2 \cdot 0,015 \text{ m} \cdot 0,0035 \text{ m} \cdot 235 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2) / 1,35 \leq (2 \cdot 1,2 \cdot 0,012 \text{ m} \cdot 0,0035 \text{ m} \cdot 235 \cdot$$

$$10^3 \text{ kN/m}^2) / 1,35$$

$$F_{c,rd} = 10,97 \text{ kN} \leq 17,55 \text{ kN Ok !}$$

Não haverá o rasgamento da cantoneira visto que $F_{v,sd} = 9,40 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 10,97 \text{ kN}$.

CAPÍTULO V – ANÁLISE DE RESULTADOS

5. De acordo com os cálculos feitos definiu se que os pilares serão de perfil HEA e as vigas definidas para ser de perfil IPE, estes perfis foram devidamente selecionados respeitando normas e tabelas técnicas oque garante segurança para os utentes que frequentarão aquela nova estrutura naquela terminal rodoviária. E o dimensionamento e as verificações da resistência dos parafusos serão feitas considerando apenas ligações por contacto.

Tabela 10:Tabela de Cargas

Vigas	Carregamento linear	Esforços máx	Cargas concentradas
Secundária externa	0.80KN/m	1.90 KN.m	-
Secundária interna	2.60KN/m	6.10KN.m	-
Principais externas	0.10KN/m	4.70KN.m	Min-1.7= max- 5.6KN/m
Principais internas	0.13KN/m	9.40KN.m	Min3.5= max11.3KN/m
Pilares	-	13.10 KN	5.0KN

Tabela 11:Tabela de perfis obtidos

Nomenclatura	Referência do material	Dimensões	Cargas	Tipo de aço	Quantidade por metro(m)
Cobertura	cobertura de chapa ondulada de ferro zincado sobre madres metálicas incl. estas. (Tabelas técnicas)	Espessura da chapa	$g = 0,25 \text{ KN/m}^2$	ferro zincado	$40.8m^2$
Vigas secundárias	AÇO	IPE 120	1,90 KN/m	Fe 360	$36m$
Vigas principais	AÇO	IPE 140	9,40KN/m	Fe 360	$13.6m$
Pilares	AÇO	HEA 100	13,10 KN/m	Fe 360	$24m$

CAPÍTULO VI – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6. Conclusão

A utilização do aço na construção civil é o reflexo de suas vantagens como material estrutural, desde a sua economia e agilidade na execução até a sua versatilidade e eficácia no arranjo total. Para o dimensionamento do abrigo metálico existem vários factores que são condicionantes para o cálculo, como por exemplo, a distância entre os pórticos, a altura dos pilares, o espaçamento entre as vigas, a escolha de determinado perfil, as cargas atuantes e entre outros fatores, sempre a atender os critérios de segurança prescritas nas normativas. Neste trabalho foram abordadas todas verificações conforme a norma Portuguesa NP EN 1990 (2009) Eurocódigo para dimensionamento de estruturas metálicas.

Durante a execução do dimensionamento verificou-se a fundamental importância do uso de *software* para o auxílio na análise estrutural, pois a utilização do programa permite uma maior produtividade e confiabilidade nos resultados. O FTOOL mostrou ser uma boa opção para dimensionamento do abrigo metálico ou alpendre para passageiros.

6.1.Recomendações

Apesar da facilidade que o programa proporcionou no dimensionamento. O *software* não possui módulos específicos de uniões entre os diversos perfis empregados, no qual seria vantajoso a aplicação de cálculos manuais como foram apresentados no trabalho ou emprego em outros programas afim de analisar estas condições e obter boas verificações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR – 8800: Projecto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;

Ações gerais. Ações térmicas – Instituto Português da Qualidade. NBR 8800:2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço;

Steel Buildings; Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2005.

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. Edifícios de Múltiplos Andares em Aço. São Paulo: PINI (2008) ;

CHIAVERINI, V. Aço e Ferros Fundidos. 7ª ed. São Paulo: Associação Brasileira de Metais, 1996;

CUNHA, A,J,P.; LIMA, N.A., SOUZA, V.C.M. Acidentes Estruturais na Construção Civil. São Paulo: Pini, 1996 e 1998, 2 vols . (2000)

Estruturas de concreto, metálicas e de madeira – Dimensionamento de ligações parafusadas, Prof. Ana Paula Maoura.

Ligações em estruturas metálicas, Alexandre Luiz Vasconcellos, Rio de Janeiro, 2017;

Norma Portuguesa NP EN 1990 (2009) Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas – Instituto Português da Qualidade ;

Norma Portuguesa NP EN 1991-1-5 (2009) Eurocódigo 1 – Ações em estruturas Parte 1-5:

NUNES, P. E. V. (2008) Acção do vento em coberturas metálicas - Modelação de uma estrutura do tipo sombreador, Faculdade de Ciências e Tecnologias (Universidade Nova de Lisboa)

PRODANOV; Freitas, 2013 Apontamentos acerca do EC1-1-4 no âmbito da disciplina de file:///C:/Users/HP/Documents/Monografias/Modelo%20de%20Ante%20projecto. pdf;

Fonseca, J. J. S, Lüdke e André (2002): Metodologia da pesquisa científica. Fortaleza: UEC, Apostila;

PFEIL, Walter, PFEIL, Michèle. Estruturas de Aço - Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008. 8ª edição. Rio de Janeiro: LTC, 2009;

Reis, A. J. (1996) Dimensionamento de estruturas, 1996/97 Parte II – Segurança e acções, Instituto Superior Técnico (DECivil).

APÊNDICES



Figura 1. Passageiros aguardando pelo transporte debaixo do sol