



**FCTUC** DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Procedimento para a Análise e Dimensionamento de Estruturas de Edifícios em Aço Leve**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
na Especialidade de Estruturas

Autor

**Hugo Oliveira Mendes**

Orientadores

**Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa**

**Anísio Alberto Martinho de Andrade**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada.

**Coimbra, Julho, 2015**

## AGRADECIMENTOS

Agradeço...

...ao Professor Paulo Providência, pela amizade, disponibilidade, paciência e ensinamentos;

...à IAC<sup>®</sup> - Intelligent Alternative Construções e Engenharia, especialmente ao Engenheiro Pedro Veríssimo, pela paciência, encorajamento, ensinamentos e disponibilização de informações técnicas;

...à PERFISA<sup>®</sup> - Fabrica de perfis metálicos, S.A., pela disponibilização de informações técnicas;

...à Arquiteta Edite Inocência, pelos ensinamentos e sensibilidade artística;

...aos meus pais e à minha irmã, por acreditarem em mim nos momentos em que eu não acreditava...;

...à CS, por ter sido, durante muito tempo, o meu pilar principal...;

...aos meus amigos:

França e Morais, por estes anos de amizade e de apoio, nos bons e maus momentos;

Bruno, Gaspar e Rui, pelos grandes momentos passados dentro e fora do DEC-ISEC;

Gorda, Raquel, *kikus gordus* e Joana Alfaiate, pela amizade e camaradagem;

Dani, Nuno e Rodrigo, pelo apoio e pelos bons momentos passados;

Cecília e Pedro, pelos bons momentos passados “de café na mão”...

...e a todos os outros que contribuíram para aquilo que fui, sou e serei...

“  
A todos um bem-hajam!

Dedico este trabalho à memória do meu avô...

---

## ÍNDICE

<b>RESUMO.....</b>	<b>iv</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>v</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Motivação.....	1
1.3. Objetivos e organização da dissertação.....	2
<b>2. ESTADO DA ARTE.....</b>	<b>3</b>
2.1. Estruturas de Edifícios em Aço Leve.....	4
2.2. Execução de Estruturas de Edifícios em Aço Leve.....	6
2.2.1. Sistema Construtivo Global .....	6
2.2.2. Sistema Construtivo Local .....	7
2.3. Projecto de Estruturas de Edifícios em Aço Leve.....	12
2.3.1. Conceção Estrutural .....	12
2.3.2. Análise Estrutural.....	23
2.3.3. Dimensionamento Estrutural.....	25
<b>3. MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM AÇO LEVE.....</b>	<b>30</b>
3.1. Base de dados .....	30
3.1.1. Características geométricas .....	31
3.1.2. Características mecânicas.....	31
3.2. Modelação das ações .....	32
3.3. Modelação dos subsistemas estruturais.....	33
3.3.1. Modelação de placas .....	33
3.3.2. Modelação das lajes .....	34
3.3.3. Modelação do contraventamento.....	34
3.3.4. Modelação do revestimento estrutural .....	35
3.4. Modelação do sistema estrutural .....	37
3.4.1. Modelação de encontros duplos .....	37
3.4.2. Modelação de encontros triplos.....	38
3.4.3. Modelação de encontro quadruplo .....	38
<b>4. CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS EM AÇO LEVE .....</b>	<b>40</b>
4.1. Generalidades .....	40
4.2. Quantificação e combinação de ações.....	41

---

4.3.	Modelação e análise computacional estrutural.....	43
4.4.	Dimensionamento estrutural – Método prescritivo .....	43
4.4.1.	Montantes .....	44
4.4.2.	Vergas .....	44
4.4.3.	Vigas de pavimento.....	44
4.4.4.	Outros .....	44
4.5.	Dimensionamento estrutural – Método dos coeficientes parciais .....	44
4.5.1.	Propriedades resistentes .....	45
4.5.2.	Verificação de segurança .....	45
<b>5.</b>	<b>CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM AÇO LEVE – CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>53</b>
5.1.	Generalidades .....	53
5.2.	Conceção arquitetónica – Projeto original .....	53
5.3.	Conceção arquitetónica – Projeto adaptado .....	54
5.4.	Conceção estrutural .....	54
5.5.	Quantificação e combinação de ações.....	55
5.6.	Modelação e análise computacional estrutural.....	60
5.6.1.	Análise linear de vibrações .....	60
5.6.2.	Análise modal com espectro de resposta.....	61
5.6.3.	Análise global.....	62
5.7.	Dimensionamento estrutural – Método prescritivo .....	62
5.8.	Dimensionamento estrutural – Método dos coeficientes parciais .....	63
5.8.1.	Dimensionamento em condições persistentes .....	64
5.8.2.	Dimensionamento em condições sísmicas .....	67
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>69</b>
6.1.	Conclusões gerais .....	69
6.2.	Conclusões sobre as metodologias de dimensionamento e sua comparação .....	69
6.3.	Trabalhos futuros.....	71
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>72</b>
	<b>ANEXO A.....</b>	<b>74</b>
	<b>ANEXO B.....</b>	<b>75</b>

## RESUMO

O presente estudo teve como objetivo principal avaliar a viabilidade da aplicação de ferramentas CAD (neste caso, o programa de cálculo *Autodesk® ROBOT™ Structural Analysis Professional 2014*) nas fases de concepção, modelação, análise e dimensionamento de estruturas em aço “leve”, nomeadamente, aquelas cujos sistemas estrutural e construtivo são, respetivamente, em gaiola e *stick-built*. Pretendia também avaliar-se, se as ferramentas, quando conjugadas com o método dos coeficientes parciais (normalização europeia), podem constituir uma alternativa ao procedimento mais habitual para este tipo de estruturas, o método prescritivo (especificação norte-americana), e no caso afirmativo, se essa alternativa é vantajosa. Concluiu-se que as ferramentas são viáveis, que constituem uma alternativa ao método prescritivo e que podem ser mais eficazes e versáteis que aquele método.

Estas conclusões foram apoiadas pelo estudo em três fases desenvolvido nesta dissertação: (i) modelação computacional de estruturas de edifícios em aço “leve”, (ii) concepção, análise e dimensionamento de elementos estruturais de edifícios em aço “leve” e, por último, (iii) concepção, análise e dimensionamento de estruturas de edifícios em aço “leve”.

A primeira fase permitiu sistematizar um método cujo objetivo é a elaboração de modelos computacionais de estruturas em aço “leve” para a sua posterior análise e dimensionamento. Este método consiste no estabelecimento de regras para modelação dos diferentes elementos que constituem a estrutura. Essas regras foram desenvolvidas tendo em conta, entre outros, o “percurso” das cargas, as condições de apoio e as vinculações entre elementos estruturais (“*in line*” e distribuídas).

A segunda fase consistiu no estudo individualizado dos macro-elementos constituintes de uma estrutura de um edifício em aço “leve” (paredes e pavimentos), de modo a testar a aplicação da metodologia de modelação computacional e comparar metodologias de dimensionamento.

A terceira fase tratou a verificação de segurança, tendo também sido consideradas as condicionantes à concepção do edifício e ainda dificuldades e complexidade na sua modelação.

**Palavras-chave:** Robot SAP | Dimensionamento de elementos metálicos | Modelação computacional | Método prescritivo | Método dos coeficientes parciais

## ABSTRACT

The main objective of this study was to assess the possibility of applying CAD tools (more particularly, Autodesk® ROBOT™ Structural Analysis Professional 2014) to the modelling, analysis and design phases of light steel structures of the stick-built type. Another objective was to determine if such tools, when combined with the European partial factor method, may be an alternative to the prescriptive method, which is the most common procedure used for this type of structures and, in the positive case, if it is more advantageous than the method. The conclusions withdrawn from the dissertation, are that this type of tools can be used, they are an alternative to the prescriptive method and they appear to be more effective and robust than that method.

These conclusions were supported in the three phase study developed in the dissertation: (i) computational modelling of light steel structures, (ii) idealisation, analysis and design of structural members of light steel buildings, and (iii) idealisation, analysis and design of light steel structures.

In the first phase a method was established for the development of computational models of light steel structures, based on procedures and practical rules for modelling their members. These procedures and rules consider the load paths, the support conditions and the connections between structural members (distributed and in line philosophy).

The second phase consisted in the individual study of the macro-elements which form this type of structures, i.e. wall plates and floor slabs, in order to assess the application of the computational modelling methodology and compare the two alternative design methodologies.

The last phase dealt with safety, having into account the constraints due to the building spatial idealization and also other difficulties and complexities associated to its modelling.

**Keywords:** Robot SAP | Design of structural members | Computational modelling | Prescriptive method | Partial Factor method

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Enquadramento

Esta dissertação enquadra-se no âmbito do projeto de estruturas em aço “leve”, envolvendo todas as suas fases: (i) conceção, (ii) modelação, (iii) análise e (iv) dimensionamento estrutural. Neste contexto, embora de forma superficial, foi ainda abordada a temática da execução estrutural com o objetivo de melhor explicar alguns conceitos.

As estruturas abordadas nesta dissertação são referentes apenas a edifícios. Atualmente, a cota de mercado da construção metálica de edifícios em Portugal é maioritariamente dividida em dois grandes grupos: (i) edifícios comerciais e industriais com estrutura de aço laminado a quente e (ii) edifícios residenciais com estrutura de aço enformado a frio (e.g. estruturas em aço “leve”). No que concerne a esta dissertação, será tratado apenas o segundo grupo de edifícios.

Em relação às condições de serviço, os edifícios residenciais têm essencialmente duas tipologias: (i) plurifamiliares (blocos de apartamentos) e (ii) unifamiliares (moradias). Visto que este é um estudo introdutório às estruturas de edifícios em aço “leve”, será abordada apenas a tipologia unifamiliar.

### 1.2. Motivação

O tema para o desenvolvimento desta dissertação surgiu no âmbito da sugestão feita pela empresa IAC – Intelligent Alternative Construções e Engenharia, de se estudar o procedimento de análise e dimensionamento de estruturas em aço “leve”.

A relevância deste tema surge a partir do momento em que (i) os construtores encontraram benefícios em construir e (ii) os donos de obra demonstraram interesse em adquirir moradias concebidas em estrutura de aço “leve” ao mesmo tempo que se (iii) constata a quase insistência de procedimentos dirigidos a este tipo de estruturas.

Atualmente, se for efetuado de acordo com as normas nacionais dirigidas à segurança estrutural, o dimensionamento de estruturas de edifícios em aço “leve” é antecedido por uma fase de

análise estrutural estática apoiada num método prescritivo de origem norte-americana. Apesar de eficaz, este método é muito conservativo. Desta forma, houve a necessidade de se propor a utilização de ferramentas capazes de proporcionar uma análise estrutural mais eficiente. Nesta dissertação propõe-se, antes da fase de dimensionamento, uma fase de modelação e, posteriormente, uma fase de análise computacional, recorrendo a um método de análise elástica de estruturas (como por exemplo, método dos elementos finitos).

### 1.3. Objetivos e organização da dissertação

Esta dissertação tem como objetivos:

- Avaliar a possibilidade de utilização de métodos computacionais para modelação e análise de estruturas metálicas de edifícios em aço “leve”;
- Comparar metodologias de dimensionamento de estruturas metálicas de edifícios em aço “leve”, nomeadamente o método prescritivo e o método dos coeficientes parciais;
- Propor regras de boas práticas para potenciais projetistas que pretendam iniciar-se na conceção e dimensionamento de estruturas deste tipo.

E, quanto à sua estrutura, apresenta-se da seguinte forma:

- O presente capítulo tem um carácter introdutório, enquadrando o tema, expondo os motivos pelo qual esta dissertação foi elaborada, assim como os objetivos da mesma;
- O capítulo “Estado da Arte” trata a história desta solução estrutural e menciona as suas vantagens e desvantagens. São ainda esclarecidos aspetos relacionados com a execução e conceção, procedimentos de análise e metodologias de dimensionamento estrutural;
- O capítulo “Modelação de estruturas de edifícios em aço leve” apresenta uma metodologia de modelação de estruturas em aço “leve” no programa de cálculo *Autodesk® ROBOT™ Structural Analysis Professional 2014*;
- O capítulo, “Conceção e dimensionamento de elementos estruturais de edifícios em aço leve” introduz o estudo individualizado dos macro-elementos estruturais de um edifício em aço “leve”, i.e. os elementos “laminares” que constituem as paredes e as lajes;
- O capítulo “Conceção e dimensionamento de estruturas de edifícios em aço leve – Caso de estudo” constitui o estudo de uma estrutura de um edifício em aço “leve”.
- Finalmente, o capítulo, “Conclusões e trabalhos futuros”, é a secção com carácter conclusivo e evolutivo do trabalho.

## 2. ESTADO DA ARTE

Em Portugal, nas últimas décadas, tem-se assistido a uma expansão gradual mas sólida da construção de edifícios com estrutura metálica [1].

Hoje em dia, este tipo de estrutura, já é muito usada em edifícios industriais e comerciais. A nível de edifícios residenciais, a sua utilização ainda é algo moderada mas com tendência a ser invertida. Comparativamente a outras famílias de estruturas (e.g. madeira, alvenaria ou betão), podem existir vantagens económicas e/ou técnicas. Embora os custos do (i) material e da (ii) mão de obra sejam elevados, a sua redução significativa representa um decréscimo do custo final da obra. Quanto à parte técnica, existe uma maior versatilidade na construção, proporcionada pelas capacidades tecnológicas e mecânicas do aço [1].

Em termos de durabilidade, a construção metálica pode ser afetada essencialmente pela corrosão. Este é um processo químico de degradação que ocorre quando o aço é submetido à ação da humidade e do oxigénio, tendo como consequência uma redução de secção dos elementos estruturais. As medidas relativas à preservação destas estruturas incidem (i) na fase de conceção estrutural, a qual deverá, por exemplo, evitar a existência de zonas de acumulação de humidade ou detritos nos perfis e (ii) na especificação do tratamento dos perfis (galvanização ou metalização) [1].

Relativamente à sustentabilidade ambiental da construção metálica, devem ser realçados determinados aspetos favoráveis das propriedades do material e da estrutura. Em relação ao material, refira-se a facilidade da sua reciclagem, bem como o valor moderado de energia utilizada para o produzir, proporcionado pelo desenvolvimento tecnológico e pelas propriedades do material. No que se refere à estrutura, evidencia-se a elevada redução de recursos e de resíduos em obra, proporcionadas pela celeridade de todo o processo construtivo e a sua capacidade de desconstrução [1].

Em construção metálica existem essencialmente dois tipos de estruturas: (i) estruturas de aço laminado a quente e (ii) estruturas de aço enformado a frio. Frequentemente, por razões de resistência e estabilidade, são utilizados conceitos mistos (e.g. estruturas mistas aço-betão ou estruturas mistas aço-madeira). O alvo de estudo nesta dissertação serão as estruturas de aço enformado a frio, designadas, na língua inglesa, por *Light Steel Framing Structures* (LSF) ou *Cold-Formed Steel Structures* (CFS) e, na língua portuguesa, por Estruturas em aço “leve”.

## 2.1. Estruturas de Edifícios em Aço Leve

As estruturas em aço “leve” tiveram origem nos Estados Unidos da América (EUA). A possibilidade de substituição da madeira como material estrutural e a necessidade de construção rápida e de boa qualidade, permitiu que estruturas em LSF surgissem como “comercialmente disponíveis e, simultaneamente houvesse uma redução de custos na construção e um menor risco de colapso” [2]. Consequentemente, o *American Iron and Steel Institute* (AISI) e o *Canadian Sheet Building Institute* (CSSBI) formaram um grupo de investigação na área das estruturas em aço “leve”, do qual resultou uma primeira publicação em 1946. Em 2007, após anos de desenvolvimento tecnológico e científico, foi concebido um método designado por *Prescriptive method for residential Cold-Formed Steel Framing* [16]. Por outro lado, na Europa, em 1987, o Comité Europeu Normativo (CEN) desenvolveu a primeira especificação para os elementos estruturais utilizados neste tipo de estruturas. Este documento veio a ser publicado, em 2006, através da atual norma NP EN 1993-1-3 [13]. Estes documentos serão detalhados na secção 2.3.3 desta dissertação. Este tipo de construção tem adquirido bastante popularidade ao longo dos últimos anos, especialmente em países bastante industrializados como os EUA, Canadá, Austrália, Japão e China [4].

Em Portugal, a tradição construtiva não passa pela utilização deste sistema, porém, a sua expansão tem vindo a ser bastante notória nas últimas duas décadas. Atualmente, o dono de obra ainda se mostra algo reticente quanto à fiabilidade, durabilidade e segurança estrutural que esta solução oferece, dificultando assim, o seu destaque em relação ao betão ou mesmo à alvenaria. Para que o mercado nacional da construção de edifícios com estrutura em LSF chegue ao nível do mercado de outros países mundiais, terá de ser feito um grande esforço nos próximos anos através da divulgação ao público em geral e ao público académico.

Normalmente, este tipo de estrutura metálica é constituído por (i) elementos lineares em aço enformado a frio e (ii) elementos laminares em OSB (*Oriented Strand Board* ou, em língua portuguesa, painéis de partículas de madeira longas e orientadas). Os perfis metálicos são produzidos através de perfilagem (processo industrial que consiste na passagem de uma chapa metálica por uma série de rolos compressores que a dobram) ou quinagem (processo industrial que consiste na deformação da chapa metálica por esmagamento entre dois moldes) de chapas metálicas com espessuras entre os 1,5 e 3mm [19]. Os produtos derivados de madeira são produzidos através de prensagem (processo industrial que consiste em misturar fragmentos de madeira com resinas, submetidas a uma prensa contínua de alta temperatura e pressão) de partículas de madeira e resinas [7].

A utilização deste tipo de perfis tem elevadas vantagens associadas, tais como, (i) a diversidade de secções transversais (facilita a otimização estrutural) (ii) a reduzida espessura (por comparação com as dos perfis laminados a quente, diminui as tensões residuais), (iii) a geometria (possibilita um armazenamento, transporte e manuseamento económico), (iv) o reduzido peso (permite aligeirar a construção e a reabilitação<sup>1</sup>), bem como, (v) o facto de representar uma nova fonte de inovação científica e tecnológica [19].

O uso de perfis de parede fina tem os seguintes inconvenientes: (i) elevada suscetibilidade a fenómenos de instabilidade global, (ii) impossibilidade de tirar partido da resistência pós cedência do aço e (iii) reduzida ductilidade devido ao endurecimento do aço nas zonas de dobragem [19].

Quanto à aplicação de painéis de OSB, estes apresentam inúmeras vantagens, tais como, a sua (i) elevada capacidade estabilizadora, (ii) elevada capacidade resistente, (iii) elevada rigidez no plano, (iv) boa durabilidade, (v) facilidade na aplicação e (vi) reciclabilidade total do material.

Globalmente, quando comparadas com outras, as estruturas em LSF são vantajosas, na medida em que, (i) a pré-fabricação em metalomecânicas permite um encurtamento do prazo de execução e, conseqüentemente, um aligeiramento do custo final da obra, (ii) a execução pode dispensar a utilização de equipamentos pesados auxiliares, (iii) a galvanização e o controlo de qualidade dos elementos metálicos permitem uma elevada durabilidade das estruturas, (vi) o sistema construtivo permite um alto desempenho na física das construções (bom comportamento térmico, acústico e ao fogo) e (vii) a energia despendida e os resíduos/desperdícios resultantes da construção e desconstrução são reduzidos permitindo uma elevada sustentabilidade da estrutura [19].

Quanto às desvantagens<sup>2</sup>, os materiais e o sistema estrutural destas estruturas podem (i) limitar o comprimento dos vãos, (ii) limitar a construção em altura ou até mesmo (iii) a conceção arquitetónica do edifício [19].

Assim sendo, a solução estrutural em aço “leve” é essencialmente utilizada para construções de pequeno porte (edifícios residenciais) e de médio porte (edifícios industriais e armazenamento).

---

<sup>1</sup> Permite reduzir a intrusividade e o impacto nos elementos estruturais antigos.

<sup>2</sup> Estes inconvenientes podem, em grande parte dos casos, ser ultrapassados com a utilização de perfis constituídos por secções compostas.

Pelos motivos mencionados anteriormente, esta solução é também bastante atrativa no sector da reabilitação estrutural de edifícios [2].

## 2.2. Execução de Estruturas de Edifícios em Aço Leve

É importante compreender as etapas de construção deste tipo de estruturas. Para tal, esta secção está organizada de acordo com a sequência de execução da estrutura de um edifício em aço “leve”, de forma a proporcionar o seu bom entendimento. Na primeira fase, no sistema construtivo global, apresenta-se a execução da infraestrutura e da superestrutura. Numa segunda fase, no sistema construtivo local, apresenta-se a montagem de cada elemento construtivo.

### 2.2.1. Sistema Construtivo Global

Segundo Dubina et al [4], a infraestrutura destes edifícios pode ser (i) ensoleiramento geral (Figura 2.1a) ou (ii) sapata contínua (Figura 2.1b). O procedimento destes sistemas construtivos sai do âmbito deste trabalho. No entanto, é de salientar que, devido à menor solicitação, a resistência requerida às fundações de estruturas em LSF pode ser bastante inferior à das de betão ou alvenaria.



Figura 2.1 – (a) Ensoleiramento geral e (b) Sapata contínua.

A nível da superestrutura, podem distinguir-se os seguintes métodos construtivos:

- Construção *stick-built*

O sistema *stick-built* pressupõe a máxima construção possível *in situ* (Figura 2.2a). Primeiro, procede-se à montagem das paredes (secção 2.2.2), de seguida, à execução dos pavimentos não térreos (secção 2.2.2) e, por último, à montagem da cobertura (secção 2.2.2). Este sistema é o mais adequado para edifícios com particularidades a nível da conceção arquitetónica [4].

- Construção por painéis

O sistema de construção por elementos bidimensionais (painéis) apresenta um grau intermédio de pré-fabricação (Figura 2.2b). Os elementos (parede, pavimento e cobertura) são produzidos

em fábrica e posteriormente montados em obra. Este tipo de sistema adequa-se a casos de elevado número de elementos de iguais características [4].

- Construção modular

O conceito de construção modular (Figura 2.2c) consiste na montagem em fábrica (ambiente controlado para aplicar ligações soldadas) de todos os elementos construtivos e, posteriormente, transportados até ao local de obra [4].



Figura 2.2 – Construção (a) *Stick-built*, (b) por painéis e (c) modular (Adaptado de [4]).

## 2.2.2. Sistema Construtivo Local

Silvestre et al [2] e Crastro [17] definem que os edifícios em *stick-built* são constituídos pelos seguintes elementos construtivos: (i) paredes, (ii) pavimentos, (iii) coberturas e (iv) ligações. Esta secção expõe os componentes que constituem esses elementos.

### 2.2.2.1. Paredes

- Elementos principais

Estes elementos construtivos são compostos por perfis em C, dispostos verticalmente e com um determinado espaçamento de valor usualmente fixo. As suas extremidades, inferior e superior, encaixam em dois perfis em U dispostos horizontalmente.

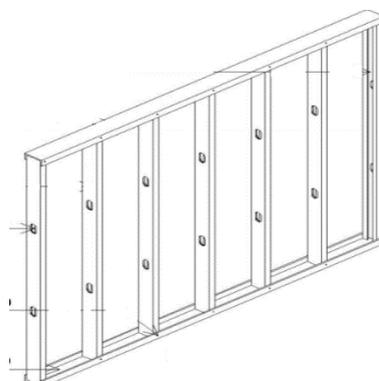


Figura 2.3 – Representação de uma parede (Adaptado de [17]).

- Elementos adicionais

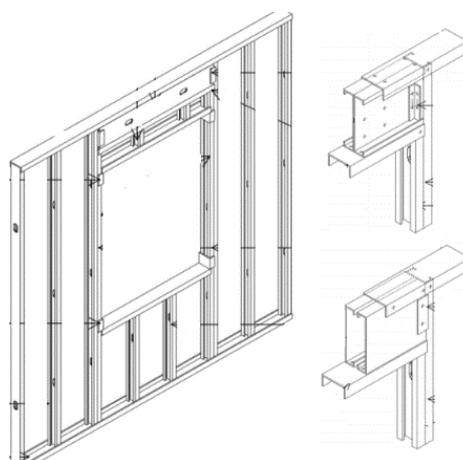
As paredes podem ainda ser constituídas por (i) fitas metálicas (espessura entre 1 e 2 mm) dispostas em cruz (Figura 2.4), (ii) perfis metálicos dispostos em K (Figura 2.4) e/ou (iii) elementos de revestimento (Figura 2.13) aplicados em ambas as faces das paredes. São ainda utilizados, normalmente a 1/2 altura, (iv) perfis metálicos em U e/ou (v) fitas metálicas aplicadas em ambas as faces da parede (Figura 2.5).



**Figura 2.4 – Elementos adicionais: (a) fitas metálicas em cruz, (b) perfis metálicos em U dispostos em K, (c) perfis metálicos em U e (d) fitas metálicas (Adaptado de [17], de [18] e de [13], respetivamente).**

- Aberturas

As aberturas em paredes (Figura 2.5), para além das ombreiras em ambos os lados, requerem a utilização de uma (i) verga e uma (ii) padieira. A verga é um elemento estrutural de reforço, cuja função é receber e transmitir às ombreiras, as forças verticais das lajes e, se existirem, das paredes superiores. Esta é composta por perfis horizontais em C e dispostos “aba-com-aba” ou “alma-com-alma” (verga “em caixa” ou *back-to-back*, respetivamente) e é limitada por um perfil em U superior e outro inferior. A padieira é um elemento construtivo, cuja função é ajustar a altura da abertura. Esta é constituída por perfis em C, dispostos na vertical e com o mesmo espaçamento dos montantes, limitados por uma guia superior e outra inferior



**Figura 2.5 – (a) Representação da verga, padieira e ombreiras, (b) verga “back-to-back” e (c) verga “em caixa” (Adaptado de [17]).**

- Encontros

Na construção *stick-built* existem três tipos de encontros possíveis entre paredes: (i) encontro duplo, (ii) encontro triplo e (iii) encontro quádruplo. A Figura 2.7 representa essas ligações.

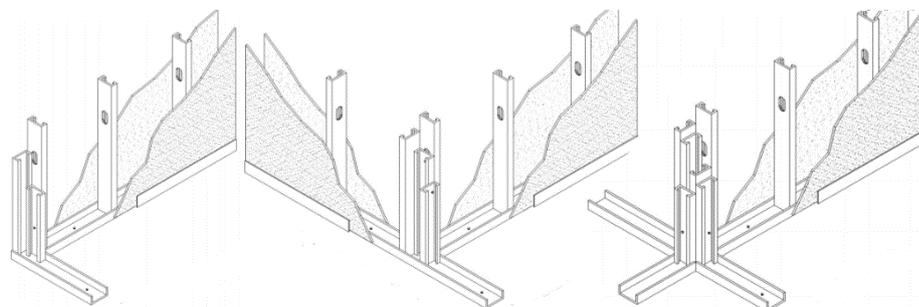


Figura 2.6 – Encontro (a) duplo, (b) triplo e (c) quádruplo (Adaptado de [17]).

### 2.2.2.2. Pavimentos

- Elementos principais

Estes elementos construtivos são compostos por perfis em C, dispostos com a alma ao alto e com um determinado espaçamento (valor usualmente fixo e igual ao dos perfis verticais das paredes), cujas extremidades encaixam em dois perfis em U. Estes elementos suportarão ainda um revestimento superior.

- Elementos adicionais

Para garantir estabilidade na fase de execução, os pavimentos podem ser constituídos, geralmente a  $\frac{1}{2}$  vão, por perfis metálicos em U e/ou fitas metálicas, dispostos perpendicularmente às vigas de pavimento.

- Aberturas

Sempre que existirem aberturas (Figura 2.7) é necessário um terceiro elemento, designado de viga mestre, constituído por um perfil C encaixado noutro em U (secção composta, Figura 3.2). As vigas mestres são dispostas de forma a contornar a abertura e, duas delas, prolongadas para além desta (substituindo as vigas de pavimento).

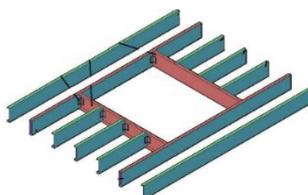


Figura 2.7 – Representação de uma abertura em pavimento (Adaptado de [2]).

- Consolas

A construção de consolas necessita do prolongamento dos perfis em C dos pavimentos e ainda, se necessário, do seu reforço, com perfis iguais aplicados alma-com-alma (Figura 2.8).

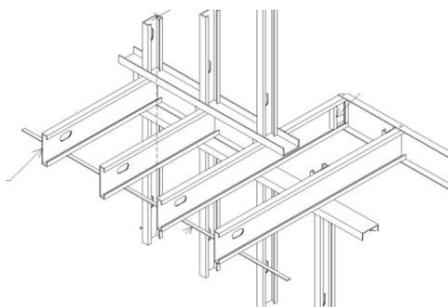


Figura 2.8 – Representação de pavimento com vigas em consola (Adaptado de [17]).

- Encontros

Na construção *stick-built* existem quatro tipos de encontros: (i) encontro duplo entre um pavimento e uma parede, (ii) encontro triplo entre um pavimento e duas paredes, (iii) encontro triplo entre dois pavimentos e uma parede e (iv) encontro quádruplo entre dois pavimentos e duas paredes.

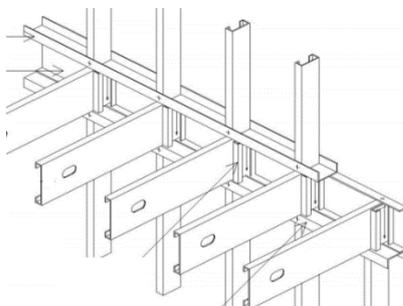


Figura 2.9 – Encontro triplo entre paredes (ou equivalente) e pavimento (Adaptado de [17]).

### 2.2.2.3. Coberturas

As coberturas podem ser (i) planas, cuja constituição é semelhante aos pavimentos mencionados anteriormente, ou (ii) inclinadas, cuja montagem requer perfis em C dispostos com a alma ao alto, mas com pendente. Como representado na Figura 2.10, as suas extremidades são aparafusadas à viga cumeeira e às vigas de teto [2].

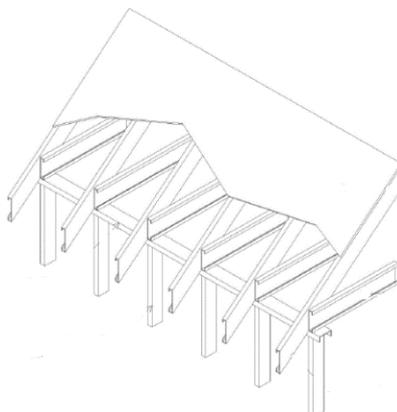


Figura 2.10 – Elementos constituintes da cobertura inclinada (Adaptada de [17]).

#### 2.2.2.4. Ligadores e ligações

Geralmente, em estruturas metálicas de aço “leve”, são utilizadas as ligações (i) aço-betão (ligação entre perfis metálicos e fundação em betão armado, Figura 2.11a), (ii) aço-aço (ligação entre perfis metálicos, Figura 2.11b) e (iii) aço-revestimento (ligação entre perfis metálicos e painéis de OSB ou de gesso cartonado, Figura 2.11c).



Figura 2.11 – Ligação (a) fundação-guia, (b) guia-montante, (c) montante-revestimento.

Segundo Silvestre et al [2], para unir os vários elementos estruturais é possível utilizar (i) parafusos, (ii) pregos, (iii) rebites e/ou (iv) solda. No entanto, em Portugal, os ligadores mais utilizados em estruturas em LSF são os parafusos, uma vez que: (i) ao contrário dos pregos, são aplicados em qualquer situação, (ii) ao contrário dos rebites, por vezes, não necessitam de pré-furação (furação prévia) e (iii) ao contrário da solda, não introduzem tensões residuais nos perfis metálicos. Sendo assim, neste texto, será dada primazia à caracterização dos parafusos.

Quanto ao sistema de aplicação, esses ligadores podem ser classificados como parafusos (i) auto-roscantes ou (ii) auto-perfurantes.

Os primeiros, embora requeiram pré-furação, fazem a sua própria rosca à medida que vão sendo aplicados. Os outros “abrem o orifício e formam a rosca numa única operação” [3], ou seja, dispensam a furação prévia, aumentando a eficiência do processo.

Usualmente, para as ligações aço-revestimento, são usados parafusos auto-perfurantes e, para as ligações aço-aço, são aplicados os parafusos auto-roscantes. No entanto, embora sejam mais dispendiosos, os primeiros também são bastante utilizados nas ligações aço-aço pois proporcionam poupança de recursos (tempo e energia). Para efetuar a ligação aço-betão (designada também por ancoragem) são necessários varões roscados, com um mínimo de 16 mm de diâmetro e com um espaçamento máximo de 1,20 m. Após furação prévia e devida limpeza do furo, são colocadas buchas químicas que garantem a resistência em situações persistentes/transitórias e, sobretudo, em situações de sismo [2].

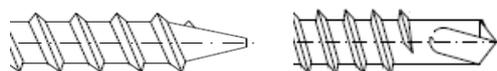


Figura 2.12 – Parafusos (a) auto-roscantes e (b) auto-perfurantes (Adaptado de [8]).

No geral, para ligações aparafusadas, são aplicados “parafusos galvanizados, dúcteis e suficientemente distribuídos, para garantir alguma dissipação de energia em caso de sismo” [2].

### 2.3. Projecto de Estruturas de Edifícios em Aço Leve

#### 2.3.1. Conceção Estrutural

A fase de conceção é a etapa inicial do projeto estrutural, onde se tomam decisões que irão influenciar o comportamento da estrutura. Essas decisões são influenciadas pelas características (i) dos edifícios, (ii) das ações, (iii) dos elementos e (iv) sistema estrutural.

##### 2.3.1.1. Características dos edifícios

Devem ser prevenidas durante a fase de conceção arquitetónica, as características (geométricas e funcionais) dos edifícios são bastante influentes no comportamento global da estrutura. Os edifícios estudados nesta dissertação são residenciais e unifamiliares, sendo normalmente designados por moradias. As moradias estudadas têm a particularidade de terem: (i) um ou dois pisos, ou seja, altura reduzida, (ii) dimensões reduzidas em planta, (iii) conceção arquitetónica simples e regular, (iv) uniformidade em altura e em planta e (v) aberturas com dimensões de vãos reduzidos.

### **2.3.1.2. Características das ações**

O tipo de ações aplicadas na estrutura é também decisivo para o seu comportamento. Assim, devem ser classificadas e quantificadas de forma adequada. Nesta dissertação foram consideradas as ações normalmente condicionantes ao nível do território nacional.

Desta forma, foram considerados no cálculo estrutural, (i) o peso próprio estrutural e não estrutural (NP EN 1991-1-1 [9]), (ii) a sobrecarga de utilização (NP EN 1991-1-1 [9]), (iii) a ação da neve (NP EN 1991-1-3 [10]), (iv) a ação do vento (NP EN 1991-1-4 [11]) e (v) a ação do sismo (NP EN 1998-1 [14]).

A quantificação da ação do vento difere consoante o método de dimensionamento utilizado (secção 2.3.3). Esta ressalva será explicada nos capítulos 4 e 5.

### **2.3.1.3. Características dos elementos estruturais**

O conhecimento do comportamento individual dos elementos que constituem a estrutura é essencial para o entendimento do comportamento global da estrutura. Como tal, serão detalhadas as características mecânicas e geométricas desses mesmos elementos.

Como referido anteriormente (secção 2.2.2), a construção em *stick-built* utiliza geralmente dois elementos estruturais: (i) os elementos lineares em aço e (ii) os elementos laminares em OSB.

Segundo a norma EN 1993-1-3 [13], conforme as “consequências do colapso ou do mau funcionamento da estrutura” [8], os perfis metálicos enformados a frio podem ser de:

- Classe estrutural I – Elementos dimensionados com o intuito de contribuírem para a resistência e estabilidade globais da estrutura;
- Classe estrutural II – Elementos dimensionados com o intuito de contribuírem para a resistência e estabilidade de elementos estruturais isolados;
- Classe estrutural III – Elementos laminares usados unicamente para distribuir as cargas à estrutura.

Segundo a norma EN300 [15], dependente do tipo de aplicação, os painéis de OSB podem ser:

- OSB/1 – Painéis não resistentes para utilização interior e em condições secas;
- OSB/2 – Painéis para suporte de carga em condições secas;
- OSB/3 – Painéis para suporte de carga em condições húmidas;

- OSB/4 – Painéis com elevada resistência para condições húmidas.

Na presente dissertação, quando se mencionam as características mecânicas dos materiais, incluem-se as propriedades materiais (i) reológicas e (ii) resistentes.

As propriedades reológicas permitem identificar o tipo de comportamento reológico dos materiais (e.g. comportamento elástico, plástico, elásto-plástico, entre outros), sendo necessárias para analisar os esforços e deformações da estrutura. As propriedades resistentes permitem caracterizar o comportamento do material quando sujeito a uma ação mecânica (e.g. flexão, compressão, corte, entre outros), sendo necessárias para efetuar o dimensionamento dos elementos estruturais constituídos por esse material. Estas últimas variam com o tipo de utilização a que os elementos se destinam, sendo necessária a sua classificação.

O facto de não serem materiais standardizados, as propriedades resistentes do aço e do OSB podem variar de fábrica para fábrica. No entanto, são limitadas por normalização.

Segundo a norma NP EN 1993-1-1 [12], as características mecânicas admissíveis para os perfis metálicos são:

- Tensão de cedência varia entre 220 e 500 kPa;
- Tensão última varia entre 300 e 720 kPa;
- Relação entre as tensões últimas e as tensões de cedência variam entre 1,1 e 1,9;
- Extensão correspondente à tensão última varia entre 10 e 25%;
- Módulo de elasticidade longitudinal de 210 GPa;
- Módulo de elasticidade transversal de 81 GPa;
- Coeficiente de Poisson de 0,3;
- Coeficiente de dilatação térmica de  $12 \times 10^{-6}/K$ ;
- Massa volúmica varia entre 77 e 78,5 kN/m<sup>3</sup>.

A ductilidade dos perfis metálicos, segundo a norma NP EN 1993-1-1 [12], deverá ser verificada através dos seguintes requisitos:

- Relação entre a tensão última e a tensão de cedência deve ser superior a 1,1;
- Relação entre a extensão última e a extensão de cedência deve ser superior a 15;
- Extensão após rotura deve ser superior ou igual a 15%.

De acordo com as indicações da empresa, PERFISA® - Fabrica de perfis metálicos, S.A., que produz os perfis metálicos utilizados neste estudo (S280 GD, de classe estrutural II), as características mecânicas destes perfis são:

- Tensão de cedência de 280 kPa;
- Tensão última de 360 kPa;
- Relação entre a tensão última e a tensão de cedência de 1.4;
- Extensão correspondente à tensão de cedência 0,2%;
- Extensão correspondente à tensão última 10%;
- Relação entre a extensão última e a extensão limite de 50;
- Módulo de elasticidade longitudinal de 210 GPa;
- Módulo de elasticidade transversal de 81 GPa;
- Coeficiente de Poisson de 0,3;
- Coeficiente de dilatação térmica de  $12 \times 10^{-6}/K$ ;
- Massa volúmica de  $77 \text{ kN/m}^3$ .

Através da comparação das características mecânicas dos perfis estudados com os requisitos de ductilidade, conclui-se que este material é não dúctil.

Segundo a norma EN300 [15], as características mecânicas admissíveis para os painéis de OSB/3 com espessura entre 10 e 18 mm são:

- Resistência à flexão de 20 kPa;
- Módulo de elasticidade longitudinal de 6780 MPa;
- Módulo de elasticidade transversal de 1090 MPa.

Na presente dissertação, a referência às características geométricas permite abranger as propriedades (i) brutas e (ii) efetivas dos elementos.

Segundo a norma EN 1993-1-3 [13], os perfis enformados a frio podem ter secções de várias formas e dimensões, dependendo da sua utilização. Existem perfis com secções (i) simples e (ii) compostas. As compostas podem subdividir-se em secções: (i) abertas e (ii) fechadas.

As secções simples (Figura 2.13) utilizadas nesta dissertação foram (i) secções em U e (ii) secções em C. As secções compostas estão representadas no Capítulo 3. Tanto as simples como as compostas são caracterizadas geometricamente no Anexo A.

Segundo Silvestre et al [2], as espessuras dos painéis de OSB são de 15 e 18 mm, quando aplicados em paredes e pavimentos, respetivamente.



Figura 2.13 – Perfil horizontal com secção em U, perfil vertical com secção em C e Painel de OSB.

#### 2.3.1.4. Sistema estrutural

A escolha do tipo de sistema estrutural de um edifício pode condicionar a sua resistência, estabilidade e/ou rigidez.

Dubina et al [4] esclarece que o comportamento estrutural das construções em *stick-built* pode ser definido através de duas diferentes abordagens: (i) “*all-steel design*” ou (ii) “*sheathing-braced design*” (Figura 2.14). Enquanto a primeira abordagem admite estabilidade e/ou resistência proporcionadas unicamente pelos elementos lineares metálicos, a segunda reconhece que ambas resultam da ação conjunta dos elementos lineares metálicos e dos elementos laminares.

A primeira abordagem, quando comparada com a segunda, tem a vantagem de ser mais simples e a inconveniência de ser conservativa, uma vez que não se está a tirar partido do incremento de resistência e estabilidade proporcionado pelos elementos de madeira.

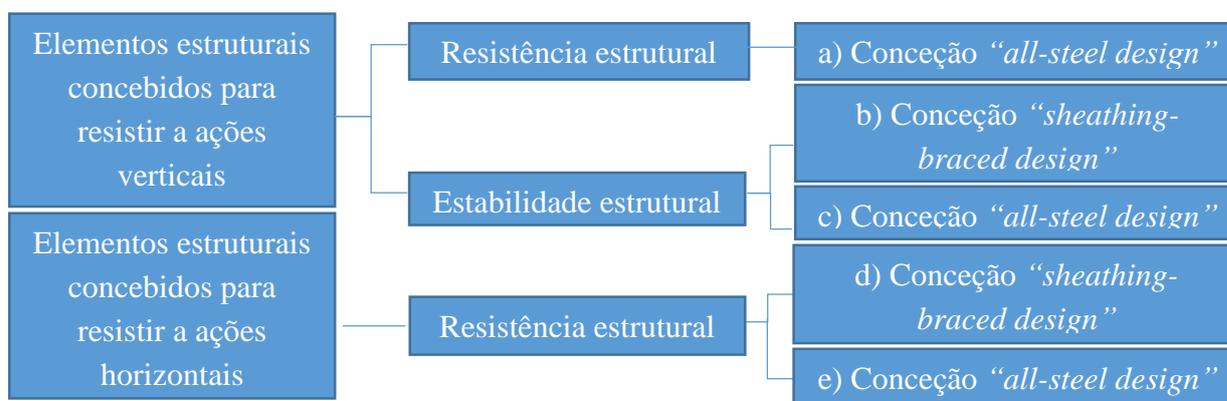


Figura 2.14 - Determinação de resistência e estabilidade estrutural de elementos sujeitos a ações verticais e horizontais.

Relativamente à resistência estrutural, as várias abordagens de conceção e dimensionamento, serão estudadas no Capítulo 4 e, à estabilidade estrutural, serão analisadas na secção 2.3.1.5 desta dissertação.

Tendo em conta os anteriores pressupostos, são identificados, mediante a sua função estrutural principal, os subsistemas que compõem o sistema estrutural dos edifícios estudados na presente dissertação:

- Subsistema resistente a ações verticais

- Laje

A laje é constituída por guias (perfis em U) e vigas de pavimento, de teto ou de cobertura (perfis em C), identificados e representados na secção 2.2.2.1, cuja função principal é resistir às ações perpendiculares ao seu plano, transmitindo-as às placas.

- Placa

A placa é constituída por guias (perfis em U) e montantes (perfis em C) identificados e representados na secção 2.2.2.2, cuja finalidade é resistir às ações gravíticas que atuam no seu plano, transmitindo-as às fundações.

Neste subsistema, a interação entre as lajes e as placas obedece ao conceito *in-line framing*. Os montantes estão alinhados com as vigas, garantindo a transmissão direta dos esforços entre os elementos longitudinais das lajes e placas (tolerância de 2 cm na execução). Assim, para além da verificação da inexistência de flexão nas guias, conclui-se que a resistência e rigidez deste subsistema são linearmente distribuídas (contrariamente à resistência e rigidez concentradas características do sistema estrutural porticado das estruturas reticuladas tradicionais) [2]. Como esta regra não é aplicável em placas oblíquas, não será abordado este caso no presente estudo.

- Subsistema resistente a ações horizontais

Designado usualmente por contraventamento, este subsistema tem a principal função de resistir às ações horizontais (ação do vento e a ação sísmica) e de transmiti-las à fundação, tratando-se efetivamente de um contraventamento relativo a ações primárias. Para esse efeito existem vários tipos de técnicas:

- Contraventamento em cruz (*X-bracing*)

Este subsistema tem capacidade de resistir apenas à tração. É identificado e representado na secção 2.2.2.1, Figura 2.4a.

○ Contraventamento em K (*K-bracing*)

Contrariamente ao anterior, este tem a capacidade de resistir tanto à compressão como à tração. É identificado e representados na secção 2.2.2.1, Figura 2.4b. Nesta dissertação foi considerada duas configurações possíveis (ver Figura 4.2): (i) contínuo (entre todos os montantes) ou (ii) descontínuo (intervalo sim, intervalo não).

• Subsistema conferente de estabilidade

Este subsistema inclui os elementos de *blocking* e *strapping*, identificados e representados na secção 2.2.2.1, Figuras 2.5a e 2.5b, respetivamente. Tanto a nível das placas como a nível das lajes, trata-se de um contraventamento relativo a fenómenos de instabilidade utilizado para garantir estabilidade na fase de execução, uma vez que ainda não está aplicado o revestimento.

• Subsistema combinado

Designado usualmente por revestimento estrutural (ou diafragma), este é constituído por um elemento laminar cujas funções são de (i) **resistência**, quando a estrutura é solicitada por ações horizontais, de (ii) **estabilidade**, quando a estrutura é solicitada por ações verticais (a nível das lajes e das placas) e de (iii) **rigidez**, i.e., função de diafragma<sup>3</sup>, quando a estrutura é solicitada por ações horizontais (a nível das lajes e das placas). Resumidamente, é responsável pelo incremento de resistência e estabilidade, e diminuição dos deslocamentos de primeira e segunda ordem. Apesar da possível existência de outros tipos de materiais com a capacidade de garantir essas funções, o único elemento laminar abordado nesta dissertação é constituído por OSB.

○ OSB

OSB é um derivado da madeira utilizado na forma de placas dispostas de forma a constituir um elemento estrutural laminar. A sua caracterização foi feita na secção 2.3.1.3.

Através da identificação dos vários subsistemas pode concluir-se que o sistema estrutural<sup>4</sup> estudado nesta dissertação pode ser designado de sistema em “gaiola” (revestido). Analogamente ao sistema característico dos edifícios Pombalinos e contrariamente ao sistema porticado característico das estruturas reticuladas tradicionais, este é constituído por elementos verticais esbeltos (pouco espaçados) e por elementos diagonais, constituindo planos com elevada resistência e rigidez.

---

<sup>3</sup> O efeito de diafragma resulta de uma elevada rigidez no plano dos painéis, a qual possibilita que o seu movimento seja considerado movimento de corpo rígido.

<sup>4</sup> Em outras bibliografias pode também encontrar-se a designação de sistema em “grelha de aço tridimensional”.

Através dos conceitos anteriormente apresentadas, pode concluir-se que o sistema em “gaiola” é composto pelos seguintes macro-elementos estruturais: (i) **paredes resistentes ao corte** (*shear wall*), formadas por placas, contraventamento (em cruz ou em K) e revestimento estrutural interior e exterior, (ii) **paredes resistentes à compressão**, constituídas por placas não revestidas, (iii) **paredes resistentes ao corte e à compressão**, com a mesma constituição das paredes resistentes ao corte e (iv) **pavimentos**, formados por laje e revestimento estrutural superior.

Desta forma, as estruturas analisadas nesta dissertação podem ser consideradas laminares, isto é, estruturas compostas por macro elementos estruturais com duas dimensões bastantes superiores à terceira.

### 2.3.1.5. Comportamento Estrutural

Como referido na secção 2.3.1, qualquer estrutura tem um comportamento característico próprio. Esse comportamento depende das características dos edifícios, das características das ações, das características dos elementos e do seu sistema estrutural.

- Análise da resistência estrutural

A resistência estrutural é a capacidade que os elementos estruturais têm de suportar ações externas. Os seus efeitos podem habitualmente representar-se em termos de deslocamentos, deformações e esforços.

Tendo em conta as várias abordagens para estimar a resistência dos elementos estruturais (secção 2.3.1.4), pode concluir-se que o sistema estrutural em “gaiola” permite à estrutura apresentar um elevado desempenho tanto em situações persistentes/transitórias (condições normais de utilização) como em situações sísmicas. Para as condições normais de utilização, como os montantes e as vigas de pavimento apresentam espaçamento reduzido, a probabilidade da sua resistência máxima ser atingida é mínima, podendo haver uma grande reserva de resistência. Em situações sísmicas, como os elementos estruturais formam um conjunto muito rígido, com massa reduzida e período máximo muito baixo (inferior ao patamar de acelerações constantes do espectro sísmico da norma NP EN 1998 [14]), os deslocamentos horizontais são muito reduzidos.

- Análise da estabilidade estrutural

Uma estrutura solicitada por cargas e outras ações sofre deformações que irão caracterizar a sua configuração deformada.

Segundo Camotim et al [5], “a estabilidade dessa configuração pode ser avaliada através do comportamento da estrutura, após sofrer uma perturbação causada por uma pequena ação exterior arbitrária”. Assim, uma estrutura diz-se (i) instável, se, após sofrer essa perturbação, não voltar à sua configuração inicial e (ii) estável, se, após sofrer essa perturbação, voltar à sua configuração inicial.

Definem-se dois tipos de instabilidade<sup>5</sup>: (i) instabilidade por ponto limite e (ii) instabilidade bifurcacional. A instabilidade por ponto limite é caracterizada por (i) uma trajetória de equilíbrio não linear, (ii) um ponto limite e (iii) um fenómeno de “*snap*”. Assim, para um valor constante das forças aplicadas, a estrutura salta para configurações de equilíbrio estáveis a alguma distância das iniciais, caso existam. A instabilidade bifurcacional é caracterizada por (i) uma trajetória de equilíbrio fundamental, (ii) uma trajetória de equilíbrio de pós-encurvadura e (iii) um ponto de bifurcação onde estas se cruzam. Isto é, para valores crescentes de carga aplicada, a estrutura apresenta uma sucessão de estados na trajetória de equilíbrio fundamental estáveis até que, quando se atinge a carga crítica, os estados nesta trajetória fundamental deixam de ser estáveis [5].

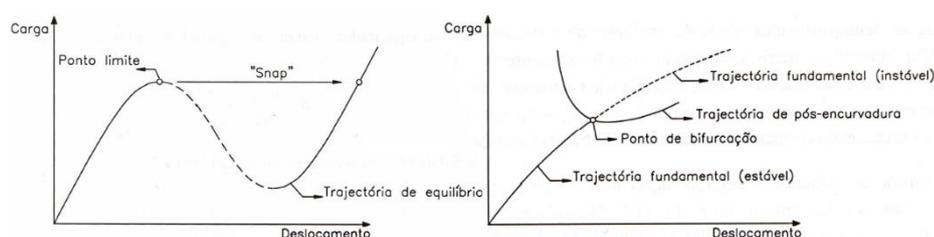


Figura 2.15 – Instabilidade (a) por ponto limite e (b) bifurcacional (Adaptado de [19]).

A instabilidade bifurcacional é característica de elementos lineares (perfis metálicos) e laminares (paredes dos perfis metálicos) e a instabilidade por ponto limite é característica de sistemas estruturais como arcos abatidos ou calotes esféricas [5]. Assim sendo, o fenómeno mais relevante para o presente estudo é a instabilidade bifurcacional.

Dentro da instabilidade bifurcacional, podem-se distinguir vários fenómenos de instabilidade. Estes dependem (i) do tipo de solicitação do elemento, (ii) do modo de encurvadura e (iii) do modo de deformação.

Quanto ao **tipo de solicitação do elemento**, existem (i) elementos comprimidos, (ii) elementos fletidos e (iii) elementos comprimidos e fletidos (flexão composta).

<sup>5</sup> Os fenómenos de instabilidade também são frequentemente e simplificadaamente designados por encurvadura.

No que se refere ao **modo de encurvadura**, este é designado por (i) modo global, quando todo o elemento é afetado pelo fenómeno de instabilização, ou seja, quando a deformação se dá ao longo do eixo longitudinal da peça envolvendo deformações de corpo rígido (translações ou rotações) de todas as suas secções transversais (possivelmente acompanhadas de empenamento) ou por (ii) modo local, quando apenas as secções são afetadas pelo fenómeno de instabilização, ou seja, quando o eixo longitudinal da peça permanece indeformado e as paredes das secções sofrem deformação por compatibilidade que envolvem a alteração da geometria da secção.

- Modo global

Quanto ao **modo de deformação**, em elementos sujeitos a compressão pode ocorrer (i) encurvadura por flexão, (ii) encurvadura por torção e/ou (iii) encurvadura por flexão-torção. Em elementos sujeitos a flexão, pode ocorrer encurvadura por flexão-torção (ou encurvadura lateral). Em elementos sujeitos a flexão composta, pode ocorrer interação entre a encurvadura por flexão e a encurvadura lateral.

- Modo local

Relativamente ao **modo de deformação**, em elementos sujeitos a tensões de compressão, pode ocorrer: (i) encurvadura por modo local de placa e (ii) encurvadura por modo distorcional.

Genericamente, para os elementos estarem suficientemente contraventados relativamente a fenómenos de instabilidade, considera-se que (i) basta a preservação da sua posição e, para tal, (ii) não são necessárias ligações ou elementos com elevada resistência. Concluindo-se, assim, que qualquer elemento laminar constituído por um material genérico com características estabilizadoras semelhantes ao derivado OSB pode proporcionar estabilidade da estrutura.

Considerando a abordagem “*sheathing-braced design*” e as características do sistema estrutural em “gaiola”, conclui-se o seguinte:

- Encurvadura por flexão em elementos em compressão

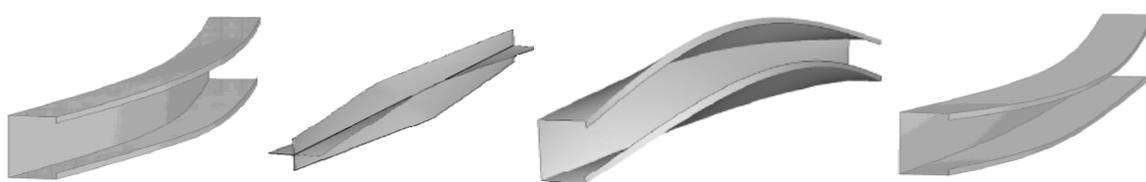
Este fenómeno é caracterizado pela deformação de flexão em torno de um eixo da secção transversal. A sua ocorrência apenas é possível no plano perpendicular ao plano da parede, uma vez que o revestimento, exterior e interior, estão eficazmente vinculados às abas dos montantes.

- Encurvadura por torção em elementos em compressão

O sistema estrutural adotado para este tipo de estrutura não permite a deformação por torção e portanto este fenómeno não será considerado.

- Encurvadura por flexão-torção em elementos em compressão

Em virtude da existência de imperfeições materiais ou geométricas, os elementos comprimidos podem sofrer este tipo de fenómeno. A ligação entre os montantes e o revestimento, exterior e interior, (painéis de OSB ou de outro material equivalente) garante rigidez suficiente, garantindo a inexistência de rotações que possibilitem a existência deste fenómeno.



**Figura 2.16 – Encurvadura por (a) flexão, (b) torção e (c) flexão-torção em pilares e (d) flexão-torção em vigas (Adaptado de [20]).**

- Encurvadura por flexão-torção em elementos em flexão

Também designado por encurvadura lateral, este fenómeno é caracterizado pela deformação de elementos sujeitos a flexão segundo o eixo de maior inércia. O reforço da resistência ou anulação do seu efeito sob os elementos estruturais poderá existir se (i) as componentes seccionais comprimidas dos perfis forem lateralmente contraventadas de forma eficaz ou (ii) se se trata de elementos com elevada rigidez de torção e/ou de flexão lateral. Para garantir o primeiro requisito é necessário garantir que não existam deformações seccionais, sendo elas rotações ou translações. No caso das estruturas em LSF, as vigas de pavimento estão eficazmente vinculadas ao revestimento (painéis de OSB ou de outro material equivalente), ou seja, a sua ligação é suficientemente rígida para impedir estas rotações.

- Encurvadura por flexão composta

É a interação entre a encurvadura por flexão e a encurvadura por flexão-torsão, e é tanto mais provável de ocorrer quanto menor for a rigidez de torção. No caso em estudo, este fenómeno é inexistente pois a encurvadura por flexão-torção nos montantes está impedida.

- Encurvadura por modo local de placa

Também designado por enfunamento, este fenómeno de instabilidade é caracterizado por deformações de flexão nas paredes das secções transversais.



**Figura 2.17 – Modo local de placa (a) em pilares e (b) em vigas (Adaptado de [20]).**

- Encurvadura por modo local distorcional

Este fenómeno de instabilidade é caracterizado por deformações de membrana nas paredes das secções transversais. A inclusão de reforços das secções e de reforços dos elementos pode aumentar a tensão crítica local relativamente aos modos locais de placa e aos modos distorcionais, respetivamente, diminuindo a probabilidade de ocorrência de instabilidade por flexão transversal em paredes.

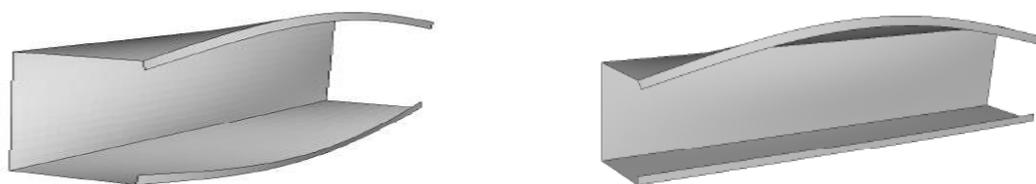


Figura 2.18 – Modo distorcional (a) em pilares e em (b) vigas (Adaptado de [20]).

### 2.3.2. Análise Estrutural

A análise é a fase do projeto que segue a modelação estrutural e cujo objetivo é determinar o comportamento da estrutura. Consiste na quantificação dos efeitos que o (i) sistema estrutural, as (ii) características dos materiais, a (iii) geometria do edifício e as (iv) ações têm sobre a estrutura. Os esforços, as deformações e os deslocamentos são determinados neste processo.

A análise de uma estrutura tem de ter em conta o comportamento mecânico do material que a compõe. Assim, podem-se distinguir dois tipos de análise: (i) análise elástica e (ii) análise plástica. A primeira pode basear-se (ou não) no comportamento materialmente linear, ou seja, na relação linear entre as tensões e as extensões, mas admite que o comportamento é reversível. A segunda baseia-se no comportamento materialmente não reversível, ou seja, na capacidade do material sofrer plastificação em algumas secções antes do colapso. Em estruturas metálicas, é selecionado o tipo de análise estrutural (quanto ao comportamento mecânico do material) tendo em conta a esbelteza das secções e a ductilidade do material [1].

Para verificar o primeiro requisito são classificadas as componentes (ou placas) comprimidas (almas, banzos, abas), constituintes das secções, através da classificação das secções transversais. Esta categorização depende de parâmetros como: (i) relação entre largura,  $c$ , e espessura,  $t$ , da placa (ii) condições de fronteira da placa, (iii) classe de resistência do aço e, por último, (iv) posição do eixo neutro elástico ou plástico. Para averiguar o segundo requisito são verificadas as seguintes relações: (i) relação entre a tensão de cedência e a tensão última e (ii) a relação entre a extensão de cedência e a extensão última [1].

As estruturas em LSF devem ser calculadas através de uma análise elástica, uma vez que, os perfis metálicos têm (i) espessuras reduzidas e (ii) ductilidade reduzida, resultando secções muito esbeltas e frágeis que instabilizam antes de atingir a tensão de cedência.

A análise de uma estrutura tem ainda em conta o seu comportamento geométrico. Assim, podem-se diferenciar dois tipos de análise: (i) análise de 1ª ordem e (ii) análise de 2ª ordem. Efeitos de 1ª ordem são os esforços e deslocamentos determinados admitindo que a estrutura se mantém na configuração indeformada, enquanto que os efeitos de 2ª ordem são os esforços e deslocamentos adicionais que têm em conta a sua deformação, que origina excentricidades adicionais entre o eixo das barras e a linha de ação da carga. Quanto maior for a flexibilidade e os esforços de compressão de uma estrutura, maior será a sua suscetibilidade aos efeitos de 2ª ordem, sendo necessária a sua quantificação na análise [1].

A avaliação da necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem na análise de estruturas metálicas passa por calcular a razão entre sua carga crítica e sua carga atuante e, posteriormente, comparar com um limite estabelecido na norma NP EN 1993-1-1. Este cálculo pode ser feito por uma análise simplificada ou por uma análise elástica computacional [1].

Paradoxalmente, dada a elevada esbelteza dos elementos metálicos, as estruturas em LSF tratadas dispensam a consideração destes efeitos, pelo menos a nível global, uma vez que tanto o subsistema misto como o subsistema de resistência às ações horizontais conferem uma elevada rigidez, tornando a estrutura pouco susceptível aos efeitos de 2ª ordem.

Todas as estruturas são afetadas por imperfeições. Em especial, as estruturas metálicas podem conter imperfeições materiais ou geométricas como por exemplo tensões residuais, falta de retilinearidade, falta de verticalidade e excentricidades nas ligações [1].

Na análise de uma estrutura devem estar modeladas as imperfeições globais (imperfeições ao nível da estrutura) e imperfeições locais (imperfeições ao nível do elemento). As primeiras podem ser simuladas por uma inclinação inicial (falta de verticalidade) da estrutura e as segundas podem ser simuladas por uma curvatura inicial (falta de retilinearidade) dos elementos lineares estruturais [1].

Neste caso, como os edifícios são de baixa altura, as imperfeições globais são insignificantes.

Por fim, é necessário verificar as estruturas quanto à sua estabilidade, ou seja, verificar se a estrutura é sensível aos fenómenos de instabilidade enunciados na secção 2.3.1.5. As estruturas em LSF são especialmente sensíveis a estes fenómenos [1].

Para verificação da estabilidade da estrutura, a norma NP EN 1993-1-1 [12] especifica que a determinação dos esforços deve ser feita através de uma análise que tenha em conta os efeitos de 2ª ordem globais e locais, bem como as imperfeições globais e locais. Esta indicação é difícil de satisfazer, uma vez que tanto os efeitos de 2ª ordem locais como as imperfeições locais são muito difíceis de simular juntamente com modelo global computacional da estrutura. Sendo assim, a análise de esforços numa estrutura metálica genérica devem incluir os efeitos de 2ª ordem globais e imperfeições globais, sendo, os restantes efeitos contabilizados no dimensionamento dos elementos à estabilidade.

No entanto, como os efeitos de 2ª ordem e as imperfeições globais são insignificantes em estruturas em aço “leve”, a sua consideração não é necessária.

### **2.3.3. Dimensionamento Estrutural**

Esta é a última fase do projeto estrutural, cujo objetivo é garantir que o comportamento real da estrutura não se afaste demasiado do que foi inicialmente simulado na fase de modelação e análise. Para tal, existem métodos desenvolvidos para dimensionar estruturas de edifícios.

#### **2.3.3.1. Método prescritivo**

Tem como principais objetivos, ao nível de projeto, facilitar o dimensionamento de estruturas, e, ao nível da execução, unificar procedimentos e regras de construção de edifícios [2].

Este baseia-se no “princípio de que a segurança estrutural é satisfeita se forem cumpridos um conjunto de requisitos relativos às dimensões e espaçamentos dos elementos metálicos e suas ligações, tendo por base as dimensões, a localização e as cargas atuantes da edificação” [2].

Como qualquer método simplificado, o método prescritivo tem algumas limitações na sua aplicação, sobretudo quando se trata de uma cultura como a portuguesa, onde cada habitação tem uma arquitetura personalizada. Assim, este método tem claramente desvantagens: (i) ao nível da conceção estrutural, uma vez que não permite conceber edifícios com mais de dois pisos e não permite conceber outros sistemas estruturais além do em gaiola (como, por exemplo, o sistema porticado), (ii) ao nível da conceção arquitetónica, uma vez que não permite uma arquitetura arrojada e não permite uma utilização diferente da residencial ou equiparada (pequeno comércio) e (iii) ao nível da análise estrutural, não só não permite uma quantificação de ações própria de uma determinada estrutura, como também, a grandeza das ações ainda não

foi convertida para os valores indicados nas normas europeias, levando ao seu eventual sobredimensionamento, como é o exemplo da ação do vento [2].

Quanto ao dimensionamento de elementos (montantes e vigas de pavimento, teto ou cobertura), este é feito através de tabelas onde é necessário cruzamento de dados de ações, espaçamentos e dimensões do edifício. Para o dimensionamento de consolas, revestimento e vigas mestre, são utilizadas prescrições com valores máximos [2].

### **2.3.3.2. Método dos coeficientes parciais**

Uma estrutura deve ser projetada para que durante a sua vida útil tenha (i) bom comportamento resistente, (ii) boa durabilidade e (iii) bom comportamento em serviço. Desta forma, é necessário “verificar se nenhum estado limite é excedido quando se utilizam os valores de cálculo das ações ou dos efeitos das ações e das resistências” [8].

O comportamento resistente é garantido através da verificação de segurança aos estados limites últimos (ELU) e o comportamento em serviço é garantido através da verificação de segurança aos estados limites de serviço (ELS). A verificação de segurança aos ELU, ao nível dos elementos, consiste na averiguação da resistência das secções transversais (esta verificação tem em conta os fenómenos de instabilidade local) e da resistência dos elementos (esta verificação tem em conta os fenómenos de instabilidade global) e, ao nível das junções<sup>6</sup>, na averiguação da resistência e rigidez das ligações. A verificação de segurança aos ELS consiste na limitação de deslocamentos de elementos susceptíveis a grandes deformações.

O método dos coeficientes parciais consiste na comparação de esforços atuantes,  $E_d$  com os esforços resistentes,  $X_d$ . Os primeiros são previamente calculados após modelação e análise estrutural e os resistentes são avaliadas através de expressões especificadas na norma NP EN 1993-1-1 [12], reproduzidas nas secções 2.3.3.2.1 e 2.3.3.2.2.

#### **2.3.3.2.1. Resistência das secções transversais**

- Verificação de esforços individuais
  - Tração

Um elemento sujeito a esforços de tração está em segurança se for verificada a condição:

---

<sup>6</sup> O dimensionamento das ligações estruturais não será abordado nesta dissertação.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Equação (1)}$$

A resistência plástica da secção bruta é avaliada pela equação 2 e a resistência última da secção útil é avaliada pela equação 3.

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Equação (2)}$$

$$N_{t,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad \text{Equação (3)}$$

○ Compressão

Um elemento sujeito a esforços de compressão está em segurança se for verificada a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Equação (4)}$$

A resistência de secções de classe 1,2 e 3 é avaliada pela equação 5 e a resistência de secções de classe 4 é avaliada pela equação 6.

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Equação (5)}$$

$$N_{t,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Equação (6)}$$

○ Flexão simples

Um elemento sujeito a flexão está em segurança se for verificada a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Equação (7)}$$

A resistência de secções de classe 1 e 2 é avaliada pela equação 8, a resistência de classe 3 é avaliada pela equação 9 e a resistência de classe 4 é avaliada pela equação 10.

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Equação (8)}$$

$$M_{c,Rd} = W_{el,min} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Equação (9)}$$

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Equação (10)}$$

- Esforço transverso

Um elemento sujeito a esforço transverso está em segurança se for verificada a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Equação (11)}$$

A resistência de secções com capacidade de plastificação é avaliada pela equação 12 e a resistência de secções sem essa capacidade é avaliada pela equação 13.

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot (f_y/\sqrt{3}) \cdot \gamma_{M0} \quad \text{Equação (12)}$$

$$V_{c,Rd} = s_w \cdot t \cdot f_{bv} \quad \text{Equação (13)}$$

- Verificação de interação de esforços

- Flexão composta plana

Um elemento sujeito a esforços de compressão e momento flector em torno do eixo de maior inercia está em segurança se for verificada a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{c,y,Rd}} \leq 1 \quad \text{Equação (14)}$$

Em secções de classe 4,  $\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{N,y}$ , é o momento adicional devido à redução de área bruta (área efetiva) para ter consideração os fenómenos de instabilidade local.

### 2.3.3.2.2. Resistência dos elementos aos fenómenos de instabilidade

Um elemento sujeito a encurvadura por flexão em torno do eixo y está em segurança se for verificada a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Equação (15)}$$

A resistência de secções de classe 1,2 e 3 é avaliada pela equação 16 e a resistência de secções de classe 4 é avaliada pela equação 17.

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Equação (16)}$$

$$N_{t,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Equação (17)}$$

Para ter em conta o risco de encurvadura por flexão dos elementos de elementos comprimidos é calculado o fator de redução,  $\chi$  através da equação 18.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad \text{Equação (18)}$$

Para além da esbelteza, existem dois fatores para avaliação da capacidade de resistência de encurvadura por flexão: (i) as imperfeições e (ii) as condições de apoio do elemento.

Para ter em conta efeitos depreciativos das imperfeições, é estimado o fator de imperfeição,  $\alpha$ , com base nas curvas europeias de dimensionamento à encurvadura (NP EN 1993-1-1 [15]).

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad \text{Equação (19)}$$

O efeito das condições de apoio é incluído no cálculo da carga crítica,  $N_{cr}$ , avaliada através da expressão:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_{eq}^2} \quad \text{Equação (22)}$$

A esbelteza normalizada,  $\lambda$ , serve para estimar a suscetibilidade que um elemento tem em encurvar, ou seja, quanto maior for este fator, mais o elemento se aproxima do regime de rotura por instabilização e quanto menor for este fator, mais o elemento se aproxima do regime de rotura por plastificação. Para secções de classe 1, 2 ou 3, a esbelteza normalizada é calculada pela expressão 20, e para secções de classe 4 é obtida pela expressão 21.

$$\lambda = \sqrt{A \cdot f_y / N_{cr}} \quad \text{Equação (20)}$$

$$\lambda = \sqrt{A_{eff} \cdot f_y / N_{cr}} \quad \text{Equação (21)}$$

### 3. MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM AÇO LEVE

O modelo de cálculo de uma estrutura permite simular o comportamento que apresentará durante a sua vida útil. Esse modelo pode ser mais ou menos refinado consoante a fase do projeto ou a importância da mesma.

A elaboração dos modelos que serviram de apoio para o estudo apresentado na presente dissertação, foi apoiada pelo programa *Autodesk® ROBOT™ Structural Analysis Professional 2014* (doravante designado por Robot SAP). Neste sentido, espera-se que a sua aplicação possa contribuir para o desenvolvimento do cálculo estrutural das estruturas em aço “leve” apoiado em técnicas de CAD.

A modelação de uma estrutura deve ter consideração uma determinada ordem de procedimentos, tendo em vista, resultados numéricos devidamente controlados e comportamento real estrutural o mais fielmente reproduzido possível. Este capítulo tem o objetivo de sistematizar esses procedimentos e está organizado pela ordem em que os mesmos devem ser processados.

A importância e a implementação da constituição de uma base de dados das características dos perfis metálicos é a primeira exposição (secção 3.1). Em seguida, são esclarecidos os procedimentos de modelação das ações (secção 3.2) e as particularidades para a modelação dos diferentes subsistemas estruturais (secção 3.3). Por último, são fornecidas sugestões como modelar as possíveis ligações entre eles (secção 3.4).

As particularidades de modelação computacional abordadas neste capítulo são **unicamente e exclusivamente** aplicáveis a estruturas concebidas com o sistema estrutural em “gaiola”.

#### 3.1. Base de dados

Uma fiel reprodução do comportamento da estrutura requer o conhecimento do comportamento dos elementos que a compõe. Quanto mais rigoroso for a sua simulação, mais autêntico se torna o comportamento estrutural.

Como explicado na secção 2.3.2, a intenção é a utilização de métodos de análise elástica linear para determinação de esforços e deslocamentos. Assim, foi elaborada uma base de dados onde foram introduzidos os parâmetros elásticos e geométricos que caracterizam a secção dos elementos estruturais metálicos que a constituem a estrutura.

### 3.1.1. Características geométricas

Como qualquer elemento pré-fabricado, à exceção dos perfis laminados a quente, as características dos perfis enformados a frio diferem de país para país e de fabricante para fabricante. Se a versão pública do programa de modelação e análise estrutural não possuir os dados da família de elementos que se quer utilizar, será necessário criar uma base de dados com essa informação e, posteriormente, “adicioná-la” ao programa.

Esta base de dados pode ser elaborada através do (i) Método 1 - Programação de uma nova base de dados, do (ii) Método 2 - Modificação de uma base de dados existente (substituição de informação de perfis de uma das bases de dados fornecidas com o programa por informações de perfis de um fabricante nacional através da opção *Tools>Section database*) ou do (iii) Método 3 - Adição de parâmetros geométricos de cálculo secção a secção e posteriormente utilizar a opção *Geometry>Properties>Section>New* (este método<sup>7</sup> pode ou não estar de acordo com o Teorema de Steiner, ou seja, ter ou não em conta o acréscimo de inércia proporcionado pela distância entre os centros geométricos (CG), i.e., distância entre o CG individual e o CG global).

Genericamente, as características geométricas necessárias para caracterizar a rigidez seccional são as (i) dimensões, a (ii) área ( $A$ ), a (iii) posição do centro de geométrico (CG), os (iv) momentos principais de inércia ( $I_y$  e  $I_z$ ), a (v) constante de torção ( $I_t$ ), a (vi) constante de empenamento ( $I_w$ ), a (vii) posição do centro de corte (CC) e a (viii) área de corte ( $A_{vz}$ ).

### 3.1.2. Características mecânicas

Como referido em 2.3.1.3, as características mecânicas do aço macio podem ser divididas em (i) propriedades reológicas – características já normalizadas e em (ii) propriedades resistentes

---

<sup>7</sup> Na presente dissertação, este método foi aplicado, desprezando o incremento de inércia nas secções transversais, admitindo que a distância entre centros de gravidade é nula. Esta simplificação permite diminuir a probabilidade do elemento atingir valores de rigidez seccional excessivos e irreais, aliviando as tensões nele gerado.

---

– características ainda discernidas. Como tal, se é certo que as primeiras fazem parte da base de dados do programa Robot SAP, as segundas podem não o fazer. Para o caso de se desejar efetuar a verificação de segurança através do programa (o que não é o objetivo desta dissertação), ter-se-iam de acrescentar os novos dados através da adição de um novo material (*Tools>Job Preferences>Materials*<sup>8</sup>).

As propriedades reológicas necessárias são o (i) módulo de elasticidade longitudinal, o (ii) módulo de elasticidade transversal e o (iii) coeficiente de Poisson. Os valores das propriedades mecânicas foram definidos em 2.3.1.3.

A modelação das características geométricas e materiais dos painéis de OSB também é possível. Como é um elemento cujas propriedades variam de fábrica para fábrica, é necessário a introduzir os dois tipos de dados. Quanto às propriedades geométricas, estas podem ser adicionadas, uma a uma, através da opção *Geometry>Properties>Thickness* e, para as materiais, através da opção *Tools>Job preferences>Materials>Modification>Timber*.

### 3.2. Modelação das ações

O conceito de “caminho” de tensões deve estar sempre presente na mente de um engenheiro estrutural. Assim, após a aplicação de uma ação, o “percurso” das tensões é sempre aquele que apresenta maior rigidez, sendo também o que mais resiste às deformações.

Nesta dissertação, como se trata maioritariamente de ações que atuam sob a forma de pressões, estas serão naturalmente distribuídas pelos vários elementos estruturais que lhe oferecem resistência. Para a modelação da distribuição das ações existem duas formas: (i) distribuição computacional utilizando *claddings* (objetos que o programa oferece para esta função) e (ii) distribuição manual utilizando o conceito de área de influência. Nesta dissertação optou-se pela segunda metodologia, uma vez que é aquela que oferece mais fiabilidade.

As ações gravíticas e ações horizontais perpendiculares ao subsistema, são distribuídas através da área de influência definida pela posição das vigas de pavimento e montantes, respetivamente. As ações horizontais paralelas são concentradas pontualmente nos seus vértices superiores. Esta medida destina-se a evitar a distribuição uniforme nos encontros, pois, na realidade, quem distribui a carga são os painéis OSB e não os encontros.

---

<sup>8</sup> Esta opção também dá para alterar as propriedades reológicas do material caso seja necessário.

### 3.3. Modelação dos subsistemas estruturais

A elaboração dos modelos de cálculo referentes aos subsistemas estruturais identificados e caracterizados no capítulo anterior deve acautelar alguns aspetos e pormenores estruturais importantes para a caracterização do comportamento estrutural. Os aspetos que serão abordados nesta secção são referentes ao: (i) tipo de **elementos finitos**, (ii) tipo de **vinculações internas** e ao (iii) tipo de **vinculações externas**.

#### 3.3.1. Modelação de placas

Como referido nas secções 2.3.1.4 e 2.2.2, as placas usadas nas estruturas analisadas são constituídas por montantes, guias e, eventualmente, caso existam aberturas, vergas e padieiras.

Montantes, guias e padieiras são simulados com elementos finitos lineares e, uma vez elementos com secções simples, caracterizados pelo segundo modo mencionado na secção 3.1.1. As vergas, “em caixa” ou “*back-to-back*”, são simuladas com elementos finitos lineares e, uma vez elementos com secções compostas, caracterizados pelo terceiro modo mencionado na secção 3.1.1. As vergas são representadas na Figura 3.1 e caracterizadas no Anexo A.

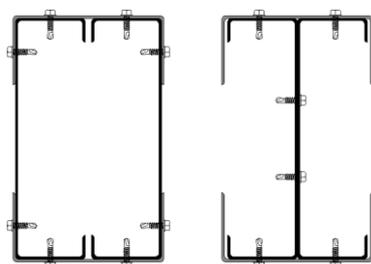


Figura 3.1 – Secções compostas das vergas (a) “em caixa” e (b) “*back-to-back*”.

As vinculações interiores entre os montantes e as guias foram consideradas com libertação de rotação segundo o eixo  $x$  (o sistema estrutural não é concebido para resistir a forças excêntricas) e com libertação da rotação em torno de  $z$  (ligação aparafusada não oferece resistência a esta rotação). Apesar de existir restrição de rotação em torno do eixo  $y$ , os momentos de extremidade nos montantes devidos às ações horizontais perpendiculares (e.g. ação do vento) são desprezáveis uma vez que a rigidez de torção das guias é muito reduzida. Em termos de vinculações externas, a ligação da guia inferior ao exterior deve garantir apenas a libertação de rotação em torno do eixo  $x$ . Todas as outras deformações devem ser restringidas.

### 3.3.2. Modelação das lajes

Como referido nas secções 2.3.1.4 e 2.2.2, uma laje pode ser constituída por vigas de pavimento, guias e, eventualmente, caso existam aberturas, vigas mestre.

Vigas de pavimento e guias são simulados com elementos finitos lineares e, uma vez elementos com secções simples, caracterizados pelo segundo modo mencionado na secção 3.1.1. As vigas mestre são simuladas com elementos finitos lineares e, uma vez elementos com secções compostas, caracterizados pelo terceiro modo mencionado na secção 3.1.1. As vigas mestre são representadas na Figura 3.1 e caracterizadas no Anexo A.



Figura 3.2 – Secção composta fechada das vigas mestre.

As vinculações entre as vigas de pavimento ou teto e as respetivas guias foram consideradas com libertações de torção e com libertações de rotação em torno de  $z$  (uma vez que a ligação aparafusada não oferece qualquer resistência à rotação neste caso). Apesar de existir restrição de rotação em torno do eixo  $y$ , os momentos flectores de extremidades serão insignificantes quando o elemento for solicitado por ações verticais (e.g. sobrecarga de pavimento) uma vez que a rigidez de torção das guias é muito reduzida. Em termos de vinculações externas, as guias devem apresentar uma ligação ao exterior tal que só exista libertação de rotação em torno do eixo  $x$ .

### 3.3.3. Modelação do contraventamento

Segundo a secção 2.3.1.4, este subsistema pode ser concebido em cruz ou em K. Em ambos os casos, a sua modelação é feita com elementos finitos lineares. Os contraventamentos são concebidos para resistir somente a esforços axiais e podem ser simulados com comportamento uniaxial. Sendo assim, os contraventamentos em cruz foram modelados com comportamento de cabo (apresentando apenas resistência à tração) e os contraventamentos em K foram

modelados com comportamento de treliça (apresentando resistência tanto à tração como à compressão).

### 3.3.4. Modelação do revestimento estrutural

A adição do subsistema combinado às lajes, placas e contraventamentos, visa aumentar a resistência, estabilidade ou rigidez da estrutura. Para ter em conta esse incremento, a modelação do respetivo subsistema estrutural pode ser elaborada através de elementos finitos lineares ou bidimensionais.

#### 3.3.4.1. Modelação por elementos laminares

Tirando máximo partido das ferramentas disponíveis do programa Robot SAP, a modelação do revestimento estrutural pode ser elaborada através de elementos finitos bidimensionais tipo casca.

#### 3.3.4.2. Modelação por elementos lineares

No caso da impossibilidade de utilização de ferramentas computacionais, a modelação deste subsistema pode ser através de uma diagonal de aço, cuja rigidez axial seccional é equivalente à rigidez de corte de um painel de OSB. Para tal, foram compostos dois modelos simplificados: (i) modelo real com um painel de OSB e (ii) modelo equivalente com uma diagonal de aço. Os modelos são ambos solicitados ao corte, sendo o primeiro para estimar a rigidez de corte do painel e o segundo para estimar as rigidezes seccional axial e horizontal da diagonal.

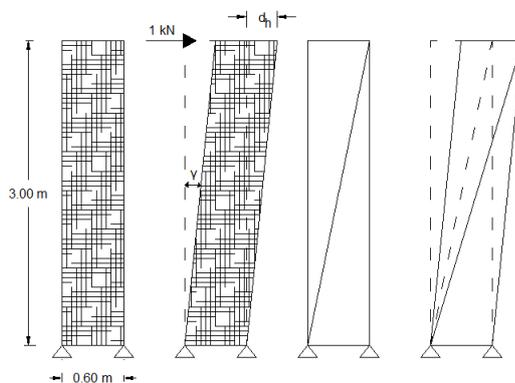


Figura 3.3 – Modelos de simulação do revestimento estrutural.

O primeiro passo é analisar o primeiro modelo através da aplicação da equação 23 (ignorando a rigidez seccional de flexão do painel). Sendo  $X$ , uma força unitária transversal adimensional,  $k$ , a rigidez seccional de corte, e  $d$ , a distorção (deformação de corte) do painel.

$$k \cdot d = X \leftrightarrow GA_r \cdot \gamma = 1 \quad \text{Equação (23)}$$

Tendo em conta a hipótese linearidade geométrica (HLG), o deslocamento horizontal máximo ( $d_h$ ) é baseado na altura do painel ( $H$ ) e na deformação distorcional do painel (calculado através da equação 24). Sabendo que o deslocamento provocado por uma força unitária é uma flexibilidade ( $d_h = F$ ), a flexibilidade transversal do painel é obtida através da equação 25.

$$\tan \gamma = \frac{d_h}{H} \leftrightarrow \gamma = \frac{d_h}{H} \quad \text{Equação (24)}$$

$$F_{P,2} = \frac{3}{GA_r} \quad \text{Equação (25)}$$

Sabendo que a rigidez é o inverso da flexibilidade, deduz-se que a rigidez transversal do painel é obtida através da equação 26.

$$K_{P,2} = \frac{GA_r}{3} \quad \text{Equação (26)}$$

O segundo passo é analisar o segundo modelo pelo método dos deslocamentos. Aplicando um deslocamento unitário horizontal, a rigidez axial da diagonal é dada pela equação 27.

$$K_{D,3} = \frac{EA}{L} \cos \theta \quad \text{Equação (27)}$$

Sabendo que a barra faz um ângulo de  $\theta$  com a horizontal, a rigidez horizontal da diagonal é dada pela equação 28.

$$K_{D,h} = \frac{EA}{L} (\cos \theta)^2 \quad \text{Equação (28)}$$

Da igualdade entre a rigidez transversal do painel (equação 26) e a rigidez horizontal da diagonal (equação 28) resulta a secção equivalente da diagonal de aço que permite simular a contribuição estrutural do painel OSB.

A Tabela 3.1 representa os valores que simulam os painéis de OSB utilizados no Capítulo 4 (Tipo 1) e no Capítulo 5 (Tipo 2).

**Tabela 3.1 – Parâmetros de simulação do revestimento estrutural.**

Revestimento estrutural	Material	
	Painel em OSB [mm3]	Diagonal em Aço [mm2]
Tipo 1	30x600x3000	50x50
Tipo 2	30x600x2650	42x42

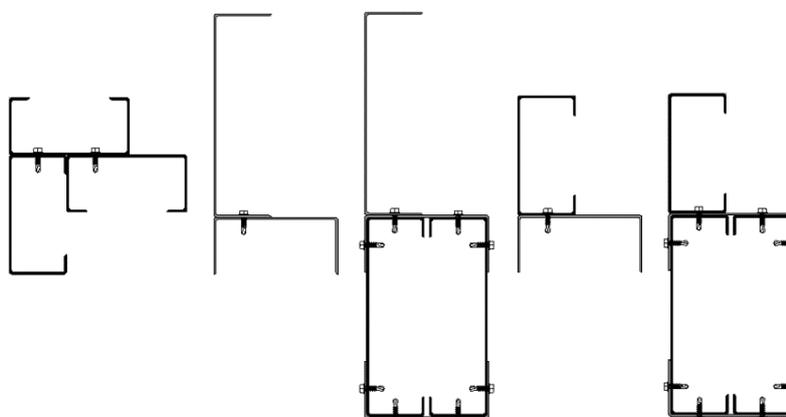
### 3.4. Modelação do sistema estrutural

A elaboração do modelo estrutural referente ao sistema estrutural em “gaiola” deve acautelar aspetos adicionais para além daqueles que foram mencionados na secção 3.3, nomeadamente ao nível das ligações entre subsistemas estruturais também designada por encontros.

Estes elementos são simulados com elementos finitos lineares e, uma vez elementos com secções compostas, caracterizados pelo terceiro modo mencionado na secção 3.1.1. As várias figuras representaram os diversos tipos de encontros.

#### 3.4.1. Modelação de encontros duplos

Existem dois tipos de encontros duplos: (i) ligação entre duas placas e (ii) ligação entre uma laje e uma placa. Nas ligações entre lajes e placas ainda pode surgir a necessidade de simular ao mesmo tempo a verga de uma abertura.



**Figura 3.4 – Secções compostas para modelar um encontro entre (a) duas placas e (b) uma laje e uma placa.**

### 3.4.2. Modelação de encontros triplos

Existem três tipos de encontros triplos: (i) ligação entre três placas, (ii) ligação entre uma laje e duas placas e (iii) ligação entre duas lajes e uma placa. Nas ligações entre lajes e placas ainda pode surgir a necessidade de simular ao mesmo tempo a verga de uma abertura.

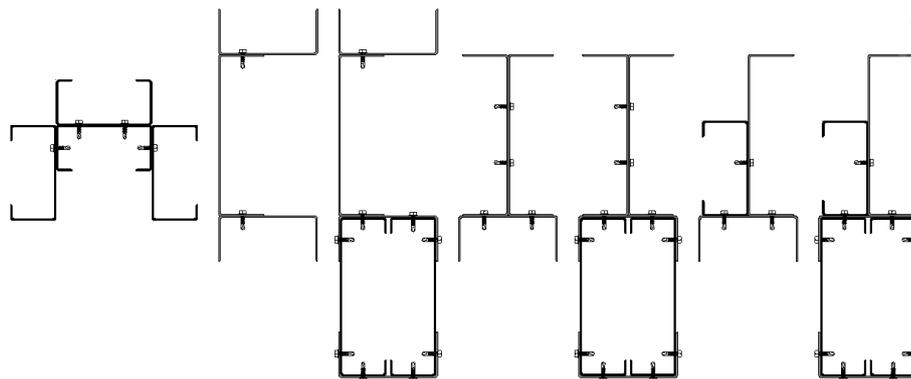


Figura 3.5 – Seções compostas para modelar um encontro entre (a) três placas e (b) uma laje e duas placas (sem e com verga) e (c) duas lajes e uma placa (sem e com verga).

### 3.4.3. Modelação de encontro quádruplo

No sistema estrutural em “gaiola” existem dois tipos de encontros quádruplos: (i) ligação entre quatro placas e (ii) ligação entre duas lajes e duas placas. Nas ligações entre lajes e placas ainda pode surgir a necessidade de simular ao mesmo tempo a verga de uma abertura.

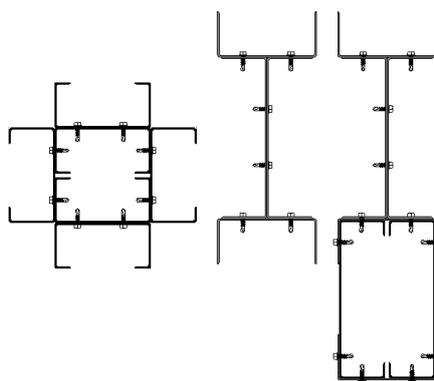


Figura 3.6 – Seções compostas para modelar um encontro entre (a) quatro placas e (b) duas lajes e duas placas (sem e com verga).

Na modelação tridimensional do sistema estrutural em “gaiola” deve-se garantir que as rotações em torno do eixo  $y$  e do  $z$  sejam libertadas nas extremidades das vigas de pavimento, de teto e/ou de cobertura. Relativamente às rotações em torno do eixo  $x$ , estas devem ser libertas numa extremidade e impedidas na outra. A ligação dos elementos verticais (montantes e encontros de placas) aos elementos horizontais (encontros entre placas e lajes) deve ser simulada com libertações de rotações em torno dos eixos  $y$  e  $z$  de translações segundo os eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ . Ao nível de vinculações ao exterior, as extremidades inferiores dos montantes devem prever libertação das rotações em torno do eixo  $y$  e  $z$ .

## 4. CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS EM AÇO LEVE

Este capítulo apresenta conclusões iniciais da análise estrutural elástica apoiada, do tipo de estruturas consideradas, apoiada no programa Robot SAP baseado no MEF.

### 4.1. Generalidades

Para verificar a segurança dos macro-elementos estruturais utilizados em edifícios concebidos com o sistema estrutural em “gaiola”, nomeadamente, paredes resistentes e pavimentos, foi concebido o problema apresentado na Figura 4.1 (dimensões em metros).

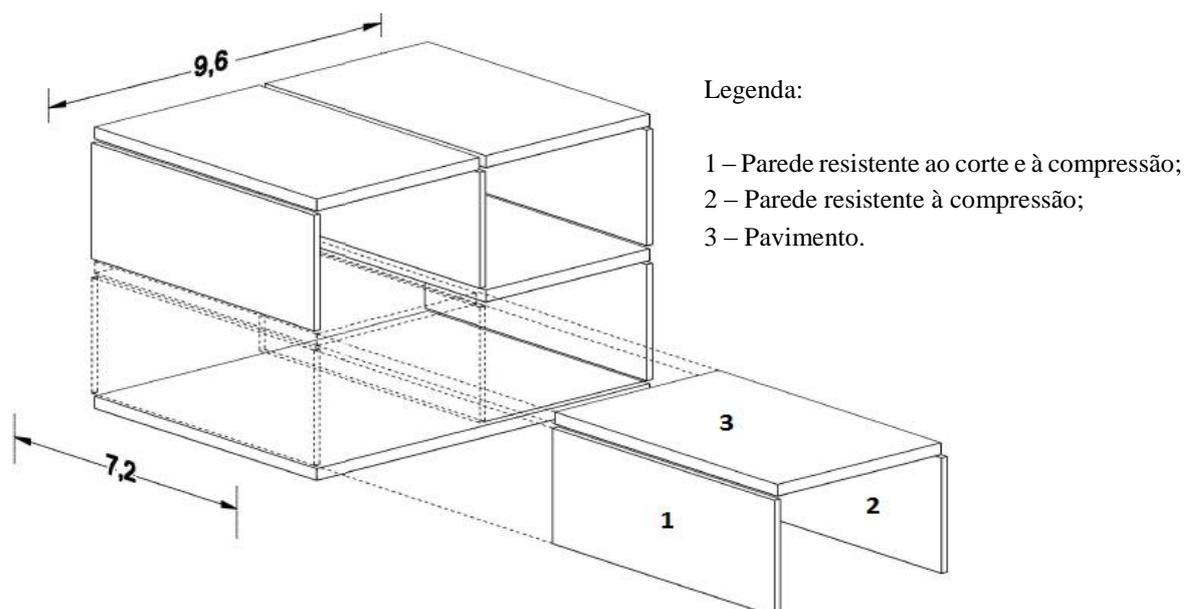


Figura 4.1 – Situação de estudo.

O “edifício” em causa tem dois pisos com 3,00 m de altura cada e as suas dimensões em planta são 7,20x9,60 m<sup>2</sup>. Em termos de macro elementos estruturais, o edifício possui 8 paredes resistentes ao corte, 2 paredes resistentes à compressão e 4 pavimentos, mas serão analisados e dimensionados pelos métodos prescritivo e dos coeficientes parciais unicamente os assinalados na figura, representados pelos números 1, 2 e 3. As paredes resistentes ao corte serão dimensionadas considerando (i) diferentes tipos de contraventamento, (ii) a possível existência

de aberturas e (ii) a eventual colaboração estrutural do revestimento. O dimensionamento das paredes resistentes à compressão considerará a possível existência de aberturas. O dimensionamento dos pavimentos considerará também a possível existência de aberturas e ainda eventuais consolas. A abertura (simulação da abertura de uma janela) considerada para a parede ao corte tem  $1,80 \times 1,20 \text{ m}^2$ , para a parede axial (simulação da abertura de uma porta) tem  $2,20 \times 1,20 \text{ m}^2$  e para o pavimento tem  $2,40 \times 2,40 \text{ m}^2$ . A consola do pavimento tem 0,60 m de comprimento.

## 4.2. Quantificação e combinação de ações

Nesta fase, exceto a ação do sismo, foram consideradas as ações e respetivas normas enunciadas na secção 2.3.1.2. A quantificação de ações representada na Tabela 4.1 foi elaborada tendo em conta as condições extremas do nosso país. Em relação ao peso próprio, foram considerados os valores máximos que Silvestre et al [2] especificam para estruturas de edifícios em aço “leve”. Em relação à sobrecarga de utilização, foi considerada o valor prescrito para a situação de residência no Anexo Nacional da respetiva norma. Em relação à ação do vento, para o método prescritivo, foi considerado o valor de referência da velocidade do vento a 10 m acima da superfície do terreno prescrito para a situação de Zona B no Anexo Nacional da respetiva norma e, para o método dos coeficientes parciais, foi considerada a metodologia completa prescrita na respetiva norma. Em relação à ação da neve, foi considerada a metodologia prescrita na respetiva norma.

**Tabela 4.1 – Quantificação de ações.**

Ação	Elemento estrutural	Valor	
		[kN/m <sup>2</sup> ]	[km/h]
Peso próprio	Pavimento	0,48	-
	Parede	0,48	-
	Cobertura	0,72	-
Neve	Cobertura	1,6	-
Vento	0°	2,2	108
	90°		
Sobrecarga	Pavimento	2	-
	Cobertura	0,4	-
	Consola	5	-

A combinação de ações de ELU (Tabela 4.2) de segurança das paredes resistentes ao corte foi elaborada com base em 3 grupos de situações de distintas: (i) ações verticais desfavoráveis e

ações horizontais favoráveis (combinações 1, 2 e 3), (ii) ações verticais e horizontais desfavoráveis (combinações 4-9) e (iii) ações verticais favoráveis e ações horizontais desfavoráveis (as restantes combinações da). A combinação de ações de ELS de deformações das paredes ao corte, apenas foi considerada a pior situação, ou seja, ações verticais favoráveis e as horizontais desfavoráveis.

**Tabela 4.2 – Combinação de ações para análise de paredes resistentes ao corte.**

Designação	Permanentes		Variáveis				
	Ações verticais			Ações horizontais			
	Peso próprio	Sobrecarga cobertura	Sobrecarga pavimento	Neve	Vento 0°	Vento 90°	
ELU	1	1,35	1,5	$1,5\psi_0$	$1,5\psi_0$	0	0
	2	1,35	0	1,5	$1,5\psi_0$	0	0
	3	1,35	0	$1,5\psi_0$	1,5	0	0
	4	1,35	1,5	$1,5\psi_0$	$1,5\psi_0$	$1,5\psi_0$	0
	5	1,35	1,5	$1,5\psi_0$	$1,5\psi_0$	0	$1,5\psi_0$
	6	1,35	0	1,5	$1,5\psi_0$	$1,5\psi_0$	0
	7	1,35	0	1,5	$1,5\psi_0$	0	$1,5\psi_0$
	8	1,35	0	$1,5\psi_0$	1,5	$1,5\psi_0$	0
	9	1,35	0	$1,5\psi_0$	1,5	0	$1,5\psi_0$
	10	1	0	0	0	1,5	0
	11	1	0	0	0	0	1,5
ELS	12	1	0	0	0	1	0

Uma vez que não existem ações horizontais nas paredes resistentes à compressão, a combinação de ações para a sua segurança aos ELU foi elaborada apenas com base na situação de ações verticais desfavoráveis (combinações 12, 13 e 14 da Tabela 4.3).

**Tabela 4.3 – Combinação de ações para análise de paredes resistentes à compressão.**

Designação	Permanentes		Variáveis	
	Ações verticais			Neve
	Peso próprio	Sobrecarga cobertura	Sobrecarga pavimento	
ELU	12	1,35	1,5	$1,5\psi_0$
	13	1,35	0	1,5
	14	1,35	0	$1,5\psi_0$

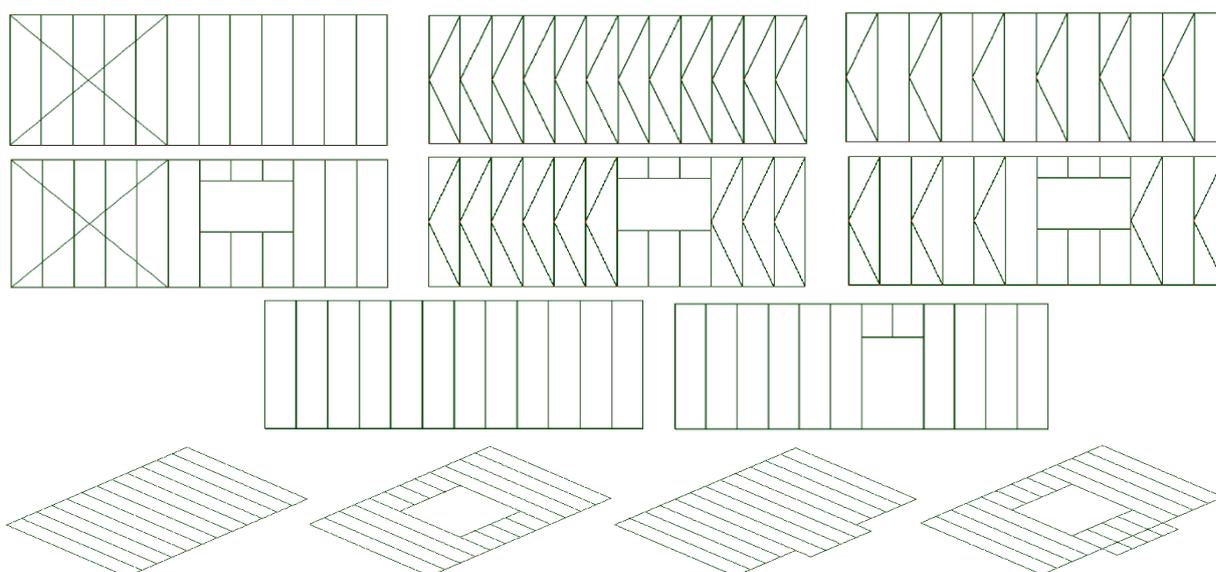
Pela mesma razão das paredes resistentes à compressão, tanto as combinações de ELU como as de ELS para a segurança dos pavimentos foram elaboradas com base na situação de ações verticais desfavoráveis (combinações 15 e 16 da Tabela 4.4).

**Tabela 4.4 – Combinação de ações para análise de pavimento.**

Designação		Permanentes	Variáveis
		Ações verticais	
		Peso próprio	Sobrecarga pavimento
ELU	15	1,35	$1,5\psi_0$
ELS	16	1	1

### 4.3. Modelação e análise computacional estrutural

Antes do dimensionamento (pelo método dos coeficientes parciais), foram modelados computacionalmente os elementos estruturais, de acordo com as indicações apresentadas no capítulo 3 e utilizando as secções obtidas na secção 4.4. Posteriormente, também com o auxílio do programa Robot SAP, foi efetuada uma análise elástica de 1ª ordem, sem consideração de imperfeições globais pelos motivos expostos na secção 2.3.2.



**Figura 4.2 – Macro-elementos estruturais (i.e. paredes resistentes e pavimentos).**

### 4.4. Dimensionamento estrutural – Método prescritivo

Este dimensionamento foi baseado no método documentado e adaptado à realidade portuguesa por Silvestre et al [2], que, com o auxílio de tabelas e adoção das correspondentes prescrições, possibilita o dimensionamento de um sistema estrutural em “gaiola”.

#### 4.4.1. Montantes

Considere-se a parede de 3,0 m de altura, sujeita à carga de um piso, teto, cobertura, neve ( $\approx 1,4 \text{ kN/m}^2$ ) e vento ( $\approx 113 \text{ m/s}$ ), pertencente ao piso térreo de um edifício de 2 pisos) e com uma largura de  $\approx 9,8 \text{ m}$ . Segundo a Tabela 6.7 – Espessura mínima dos montantes [2], esta será constituída por montantes C90 afastados de 0,60 m de pelo menos 1,4 mm de espessura.

#### 4.4.2. Vergas

As paredes resistentes apresentam abertura com vãos de 1,2 e 1,8 m. Os elementos de reforço horizontal sujeitos a uma carga da neve de  $\approx 1,4 \text{ kN/m}^2$ , cuja secção é “em caixa”, segundo a Tabela 6.16a – Vãos admissíveis em vergas [2], são compostos por 2C90/2,5+2U93/1,5 e 2C140/2,5+2U93/1,5, respetivamente.

#### 4.4.3. Vigas de pavimento

Segundo a Tabela 5.1 – Valores admissíveis de vão simples com reforços de apoio [2], para as vigas de pavimentos sujeita a uma sobrecarga de  $\approx 2 \text{ kN/m}^2$ , espaçadas de 0,60 m e com um comprimento de  $\approx 4,9 \text{ m}$ , são necessários perfis C250/1,5.

#### 4.4.4. Outros

Os elementos da estrutura para os quais o método prescritivo se limita a dar valores indicativos são o (i) revestimento estrutural de paredes e pavimentos (espessura mínima de 15 e 18 mm, respetivamente), as (ii) aberturas em pavimentos com dimensões máximas, em ambas as direções, de 2,4 m; (iii) consolas com comprimento máximo de 0,60 m.

### 4.5. Dimensionamento estrutural – Método dos coeficientes parciais

Considere-se agora a verificação de segurança dos elementos estruturais modelados e analisados em 4.3, através da metodologia exposta na secção 2.3.3.

### 4.5.1. Propriedades resistentes

Para secções simples, as propriedades resistentes de compressão foram calculadas a partir das áreas brutas (classe da secção sob compressão 1, 2 ou 3) ou das áreas efetivas (classe da secção sob compressão 4). Quanto às propriedades resistentes de flexão, estas foram calculadas a partir do módulo de flexão plástico (classe da secção sob flexão 1 ou 2), do módulo de flexão elásticos (classe da secção sob flexão 3) ou do módulo de flexão efetivo (classe da secção sob flexão 4).

Para secções compostas, as propriedades resistentes de compressão dos conjuntos foram calculadas através do somatório das áreas brutas ou efetivas individuais conforme a respetiva classificação (e.g. a área de dimensionamento de uma secção de uma viga mestre composta por um perfil em C90/2,5 (Classe 2) e outro U93/1,5 (Classe 4) é a soma da área bruta da secção C90 com a área efetiva da secção U93). As propriedades resistentes de flexão dos conjuntos foram calculadas através do somatório dos módulos de flexão plásticos, elásticos ou efetivos individuais conforme a respetiva classificação (e.g. o módulo de flexão de dimensionamento segundo o eixo y das secção de uma verga composta por dois perfis C90/3 (Classe 1 – flexão segundo o eixo y) e dois perfis U93/1,5 (Classe 4 – flexão segundo o eixo z) é o dobro da soma do módulo de flexão plástico segundo y da secção C90 com o módulo de flexão segundo z da secção U93). As propriedades resistentes das secções compostas foram conservativamente calculadas, uma vez que não têm em conta a distância entre as suas componentes.

### 4.5.2. Verificação de segurança

#### 4.5.2.1. Montantes

A segurança dos montantes foi verificada aos ELU de compressão (situação persistente sem ação do vento na direção perpendicular à parede), aos ELU de esforço transversal e de flexão composta plana (situação persistente com ação do vento na direção perpendicular à parede) e aos ELU de encurvadura por flexão com ação do vento na direção perpendicular à parede.

A secção adotada no método prescritivo para os montantes das paredes resistentes ao corte foi claramente condicionada pela resistência à flexão composta plana e pela resistência à encurvadura. Em virtude disso, e considerando que estão espaçados de 0,60 m, foi adotado, para as paredes sem aberturas (com ou sem revestimento) perfis C90/1,5 e, para paredes com aberturas, perfis C90/2,0. A secção dos montantes de paredes resistentes à compressão foi condicionada pela resistência à encurvadura por flexão. Assim, sabendo que estão espaçados

0,60 m, foi adotada, para paredes sem aberturas, perfis C90/1,5 e, para paredes com aberturas, perfis C90/2,0.

**Tabela 4.5 – Verificação de segurança dos montantes aos ELU de compressão.**

Elemento	Aberturas	Revestimento	Contraventamento	Esforço		Resistente	Verificação			
				Actuante						
				Combinação	Valor					
1	Sem	Sem	X	10	51,07	73,64	Verifica			
			K contínuo	8	27,79		Verifica			
			K descontínuo	6	31,97		Verifica			
			X	6	37,00		Verifica			
			K contínuo	6	27,18		Verifica			
			K descontínuo	6	28,98		Verifica			
	Com	Sem	X	4	61,58	105,56	Verifica			
			K contínuo	4	61,99		Verifica			
			K descontínuo	4	67,26		Verifica			
			Sem	-	-		14	40,23	73,64	Verifica
							14	61,66		

Genericamente, os valores apresentados na Tabela 4.5 mostram que os montantes de paredes com abertura são mais solicitados que os de paredes sem aberturas. Conclui-se também que a consideração do efeito do revestimento diminui bastante os esforços nos montantes. Esta redução pode ir até aos 38% (contraventamento em cruz) e é pouco significativa no caso de contraventamento em K. No entanto, esta redução não acarreta nenhuma vantagem significativa. Em paredes resistentes ao corte sem aberturas, os montantes têm maior eficiência com contraventamento em cruz (cerca de 69% da resistência à compressão é aproveitada). Em paredes resistentes ao corte com aberturas, o contraventamento em K descontínuo é aquele que proporciona um maior aproveitamento da capacidade à compressão dos montantes (64%).

**Tabela 4.6 – Verificação de segurança dos montantes aos ELU de esforço transversal.**

Elemento	Aberturas	Contraventamento	Esforço		Resistente	Verificação
			Actuante			
			Combinação	Valor		
1	Sem	Com	11	2,97	20,85	Verifica
	Com	Com	11	3,94	27,81	Verifica

Os valores apresentados na Tabela 4.6 indicam que a ação do vento perpendicular a paredes resistentes ao corte (com ou sem aberturas) não apresenta qualquer problema, uma vez que só atinge 14% da reserva de resistência do montante.

**Tabela 4.7 – Verificação de segurança dos montantes aos ELU de flexão composta plana.**

Elemento	Aberturas	Revestimento	Contraventamento	Interação		Verificação
				Real	Limite	
1	Sem	Sem	Com	0,86	1	Verifica
	Sem	Com	Com	0,85	1	Verifica
	Com	Sem	Com	0,98	1	Verifica

A Tabela 4.7 mostra que a eficiência dos montantes é perto de 86% em paredes sem aberturas e 98% em paredes com aberturas, significando que se está tomar partido total da resistência da secção. Conclui-se também que a presença do revestimento estrutural não altera em nada a resistência dos montantes à flexão composta plana.

Os valores da resistência à compressão reduzida por efeito da encurvadura por flexão mostram que estes elementos não correm risco de instabilizar por flexão em torno de y.

Conclui-se que a modelação do revestimento em paredes não apresenta qualquer benesse, desta feita em relação a este fenómeno (uma das condicionantes no dimensionamento dos montantes), na medida em que a reserva de resistência dos perfis, apesar de ter sido substancialmente reduzida, ainda torna o sistema ineficiente (45%).

**Tabela 4.8 – Verificação de segurança dos montantes aos ELU de encurvadura.**

Elemento	Aberturas	Revestimento	Contraventamento	Esforço				Verificação
				Actuante		Resistente		
				Combinação	Valor	Fator de redução	Valor	
1	Sem	Sem	X	10	51,07	0,73	53,79	Verifica
			K contínuo	8	27,79			Verifica
			K descontínuo	6	31,97			Verifica
	Sem	Com	X	6	37,00	0,73	53,79	Verifica
			K contínuo	6	27,18			Verifica
			K descontínuo	6	28,98			Verifica
	Com	Sem	X	4	61,58	0,70	74,00	Verifica
			K contínuo	4	61,99			Verifica
			K descontínuo	4	67,26			Verifica
2	Sem	-	-	14	40,23	0,73	53,79	Verifica
	Com	-	-	14	61,66	0,70	74,00	Verifica

Em termos de deslocamentos horizontais, a Tabela 4.9, mostra que o contraventamento em K é mais eficaz que o contraventamento em cruz. No entanto, o contraventamento em cruz revela-se o mais eficiente uma vez que permite atingir o mesmo objetivo com menos material.

**Tabela 4.9 – Verificação de segurança dos montantes aos ELS de deformação.**

Elemento	Abertura	Revestimento	Contraventamento	Deformação			Verificação
				Combinação	Real	Máxima	
1	Sem	Sem	X	12	0,9		Verifica
			K	12	0,3	2	Verifica
			K descontínuo	12	0,8		Verifica
	Sem	Com	X	12	0,6		Verifica
			K	12	0,3	2	Verifica
			K descontínuo	12	0,5		Verifica
	Com	Sem	X	12	1,5		Verifica
			K	12	0,4	2	Verifica
			K descontínuo	12	0,9		Verifica

A consideração do revestimento na modelação leva a uma redução máxima de deslocamentos horizontais de 33,3%. Porém, se o revestimento não for considerado, ainda existe uma reserva de 55% em relação ao máximo regulamentar. Conclui-se, pois, que a modelação do revestimento para o nível de complexidade destes edifícios não é necessária.

Os valores apresentados nas tabelas referentes à verificação de segurança são relativos ao montante mais desfavorável. Verifica-se que, na situação de contraventamento em cruz, o perfil mais crítico é aquele que recebe a componente vertical do sistema de contraventamento. Assim, a solução da parede seria mais otimizada com (i) a aplicação de outra cruz adjacente ou (ii) o reforço da secção do perfil.

#### 4.5.2.2. Vergas

A segurança das vergas foi verificada ao ELU de esforço transversal e de flexão simples plana.

A secção adotada no método prescritivo para as vergas “em caixa”, em ambas as paredes resistentes, foi condicionada pela resistência à flexão simples plana. Assim, foi adotada uma secção 2C150/2,0+2U93/1,5, no caso das resistentes, e uma secção 2C90/3,0+2U93/1,5, no caso das paredes interiores.

**Tabela 4.10 – Verificação de segurança das vergas aos ELU de esforço transversal.**

Elemento	Aberturas	Contraventamento	Esforço			Verificação
			Actuante		Resistente	
			Combinação	Valor		
1	Com	Com	4	27,41	42,55	Verifica
2	Com	-	13	17,53	28,78	Verifica

Através da análise dos valores da Tabela 4.10 conclui-se que a secção ainda tem uma reserva muito elevada de resistência em relação ao esforço transversal, sugerindo que esse esforço não é condicionante para o dimensionamento deste elemento.

**Tabela 4.11 – Verificação de segurança das vergas aos ELU de flexão simples plana.**

Elemento	Aberturas	Contraventamento	Esforço		Resistente	Verificação
			Actuante			
			Combinação	Valor		
1	Com	-	4	14,24	15,35	Verifica
2	Com	-	13	9,78	11,02	Verifica

Relativamente à flexão simples, a Tabela 4.12 mostra que as vergas inseridas nas paredes resistentes ao corte e à compressão e nas resistentes à compressão, apresentam, respetivamente, uma reserva de resistência de 7,2% e de 11%.

#### 4.5.2.3. Vigas de pavimento

A segurança das vigas de pavimento foi verificada aos ELU de esforço transversal e de flexão simples plana e aos ELS de deformação. A secção dos elementos foi claramente condicionada pelos deslocamentos verticais. Em virtude disso foi considerada a mesma secção adotada no dimensionamento pelo método prescritivo.

**Tabela 4.12 – Verificação de segurança das vigas de pavimento aos ELU de esforço transversal.**

Elemento	Aberturas	Consola	Esforço		Resistente	Verificação
			Actuante			
			Combinação	Valor		
3	Com e sem	Com e sem	16	4,45	59,65	Verifica

Segundo os valores apresentados na Tabela 4.13, conclui-se que, independentemente da existência de aberturas ou consolas, o esforço transversal não é limitativo, sendo só utilizado 7,5% da capacidade do perfil.

**Tabela 4.13 – Verificação de segurança das vigas de pavimento aos ELU de flexão simples.**

Elemento	Aberturas	Consola	Esforço		Resistente	Verificação
			Actuante			
			Combinação	Valor		
3	Com e sem	Com e sem	16	5,35	9,09	Verifica

A Tabela 4.14 demonstra que a flexão das vigas de pavimento é mais crítica que o esforço transversal, utilizando cerca de 59% da resistência total do perfil. Contudo não é a variável mais condicionante no dimensionamento deste elemento.

**Tabela 4.14 – Verificação de segurança das vigas de pavimento aos ELS de deformação.**

Elemento	Aberturas	Consola	Deformação [cm]			Verificação
			Existente		Máxima	
			Combinação	Valor		
3	Com e sem	Com e sem	17	1,40	1,92	Verifica

Como referido, são os ELS de deformação que condicionam o dimensionamento das vigas de pavimento. Com a secção utilizada, este elemento apresenta deslocamentos próximos dos máximos regulamentares, contudo ainda aceitáveis.

#### 4.5.2.4. Elementos de contraventamento

A segurança dos dispositivos de contraventamento foi verificada aos ELU de compressão (contraventamento em K) e aos ELU de tração (contraventamento em cruz e em K). As fitas metálicas (contraventamento em cruz) para paredes modeladas sem revestimento têm uma secção de 100x2,5 mm<sup>2</sup> e com revestimento têm uma secção de 100x1,5 mm<sup>2</sup>. A secção dos elementos de contraventamento em K é U93/1,5.

**Tabela 4.15 – Verificação de segurança dos contraventamentos aos ELU de tração.**

Elemento	Aberturas	Revestimento	Contraventamento	Esforço			Verificação
				Actuante		Resistente	
				Combinação	Valor		
1	Sem	Sem	X	10	67,26	70,00	Verifica
			K contínuo	10	14,47	73,92	Verifica
			K descontínuo	10	23,5	73,92	Verifica
	Sem	Com	X	10	41,66	70,00	Verifica
			K contínuo	10	13,38	73,92	Verifica
			K descontínuo	10	16,47	73,92	Verifica
	Com	Sem	X	10	67,26	70,00	Verifica
			K contínuo	10	17,52	73,92	Verifica
			K descontínuo	10	27,04	73,92	Verifica

Os valores apresentados na Tabela 4.16 mostram que o contraventamento em cruz é mais eficiente que as outras soluções, independentemente de as paredes terem ou não aberturas. Conclui-se que o revestimento alivia todos os tipos de contraventamento, mas só a solução em cruz pode beneficiar dessa redução de esforço, uma vez que se pode reduzir a sua resistência reduzindo a sua secção, ao passo que a secção nos contraventamentos em K já é a mínima.

Em relação ao contraventamento em K, as Tabelas 4.16 e 4.17 permitem concluir que a solução descontínua é mais eficiente que a contínua, independentemente da existência de aberturas.

**Tabela 4.16 – Verificação de segurança dos contraventamentos aos ELU de compressão.**

Elemento	Aberturas	Revestimento	Contraventamento	Esforço		Resistente	Verificação
				Actuante			
				Combinação	Valor		
1	Sem	Sem	K contínuo	10	14,52	46,76	Verifica
			K descontínuo	10	23,65		Verifica
	Sem	Com	K contínuo	10	13,45	46,76	Verifica
			K descontínuo	10	16,59		Verifica
	Com	Sem	K contínuo	10	17,58	46,76	Verifica
			K descontínuo	10	27,04		Verifica

#### 4.5.2.5. Vigas mestre

A segurança das vigas mestre foi verificada aos ELU de esforço transversal, aos ELU de flexão simples plana e aos ELS de deformação.

A secção dos elementos é nitidamente condicionada pela altura das vigas de pavimento. Sendo assim, foi adotada uma secção composta C250/2,5+U255/2.5.

**Tabela 4.17 – Verificação de segurança das vigas mestre aos ELU de esforço transversal.**

Elemento	Aberturas	Consola	Esforço		Resistente	Verificação
			Actuante			
			Combinação	Valor		
3	Com	Sem	16	4,35	15,74	Verifica
	Com	Com	16	3,99		16,74

**Tabela 4.18 – Verificação de segurança das vigas mestre aos ELU de flexão simples.**

Elemento	Aberturas	Consola	Esforço		Resistente	Verificação
			Actuante			
			Combinação	Valor		
3	Com	Sem	16	5,22	22,95	Verifica
	Com	Com	16	4,42		22,95

**Tabela 4.19 – Verificação de segurança das vigas mestre aos ELS à deformação.**

Elemento	Aberturas	Consola	Deformação		Máxima	Verificação
			Existente			
			Combinação	Valor		
3	Com	Sem	17	0,4	1,92	Verifica
	Com	Com	17	0,5		1,92

As Tabelas 4.18, 4.19 e 4.20 revelam que esta secção não está no limite, ou seja, os ELU têm ainda uma grande reserva de resistência (28% para o esforço transversal e 23% para o momento fletor). Os ELS têm ainda uma elevada folga de deslocamento (cerca de 1,5 cm).

#### 4.5.2.6. Vigas em consola

A segurança das vigas em consola foi verificada aos ELU de esforço transverso e de flexão simples plana e aos ELS de deformação. A secção dos elementos é condicionada pela altura das vigas de pavimento, adotando-se uma secção C250/1,5.

**Tabela 4.20 – Verificação de segurança das vigas em consola aos ELU de esforço transverso.**

Elemento	Aberturas	Consola	Esforço		Resistente	Verificação
			Actuante			
			Combinação	Valor		
3	Sem	Com	16	2,59	16,06	Verifica
	Com	Com	16	2,64	16,06	Verifica

**Tabela 4.21 – Verificação de segurança das vigas em consola aos ELU de flexão simples.**

Elemento	Aberturas	Consola	Esforço		Resistente	Verificação
			Actuante			
			Combinação	Valor		
3	Sem	Com	16	0,74	9,09	Verifica
	Com	Com	16	0,77	9,09	Verifica

**Tabela 4.22 – Verificação de segurança das vigas em consola aos ELU à deformação.**

Elemento	Aberturas	Consola	Deformação		Máxima	Verificação
			Existente			
			Combinação	Valor		
3	Sem	Com	17	0,3	0,5	Verifica
	Com	Com	17	0,2	0,5	Verifica

Das Tabelas 4.21, 4.22 e 4.23, conclui-se claramente que a resistência da secção deste elemento não é totalmente aproveitada, ou seja, os ELU têm uma elevada reserva de resistência (84% para o esforço transverso e 92% para o momento fletor) e o ELS tem ainda alguma folga de deslocamento (cerca de 0,2 cm). Conclui-se pois que a consola poderia ter maior comprimento.

## 5. CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM AÇO LEVE – CASO DE ESTUDO

Neste capítulo é apresentado o caso de estudo, ao qual se aplicarão os procedimentos anteriormente estabelecidos.

### 5.1. Generalidades

Trata-se da estrutura de um edifício que será construído na localidade de Cochadas, concelho de Cantanhede, a altitude de 25 m e distância aproximada à costa atlântica de 8,50 km. Face à inexistência de uma prospeção geotécnica, foi considerada a sua implantação num terreno com formação geológica tipo rochosa.

### 5.2. Conceção arquitetónica – Projeto original

Trata-se de um edifício residencial e unifamiliar, sem pisos subterrâneos e com um único piso (térreo). Apresenta, em planta, uma área de implantação irregular e com 326,38 m<sup>2</sup>. Em alçado, tem uma altura de 2,65 m e, igualmente, forma irregular.

Como referido anteriormente, um dos principais objetivos desta dissertação é a comparação de metodologias de dimensionamento. Tendo em conta que o método prescritivo tem um campo de aplicação muito restritivo, o estudo apresentado nesta dissertação debruça-se sobre estruturas de edifícios que satisfaçam essas restrições, por forma a possibilitar a dita comparação. Estruturas que apresentam irregularidades não ressalvadas no método prescritivo, podem surgir problemas que deverão ser analisados com maior atenção numa futura continuação deste estudo (constituindo a presente dissertação, uma introdução a esta temática).

Tendo em conta que (i), por vezes, os projetos de arquitetura ignoram este tipo de restrições, (ii) um dos requisitos básicos da engenharia estrutural é o cumprimento do projeto de arquitetura e (iii) não é intenção, nesta dissertação, omitir esse tipo de condicionantes, mas sim, revelá-las, serão identificadas as restrições que influenciam o edifício em estudo e sugeridas soluções por forma a compatibilizar a sua estrutura com os requisitos do método prescritivo.

As violações às condições do método prescritivo encontradas neste caso são: (i) abertura de vãos com dimensões consideráveis, (ii) paredes estruturais oblíquas, (iii) paredes estruturais desalinhadas, (iv) paredes e pavimentos com dimensões irregulares e, por fim, (v) cobertura plana. As aberturas de vãos excessivamente compridos (neste caso, 10 m) requerem um sistema estrutural porticado local. As paredes desalinhadas, quando concebidas com resistência ao corte, poderão dar aso a deformações locais excessivas dos macro elementos que as intersejam. As paredes oblíquas e a irregularidade nas dimensões dos macro-elementos estruturais, implicam incompatibilidade com o conceito “*in line framing*”. Por último, a cobertura plana concebida nos EUA é um elemento construtivo cuja eficiência para escoamento da neve é nula.

### 5.3. Conceção arquitetónica – Projeto adaptado<sup>9</sup>

Com o objetivo de eliminar as condicionantes mencionadas anteriormente, procedeu-se (i) à redução da dimensão dos vãos das aberturas da fachada norte, (ii) à adoção de um sistema de paredes resistentes ortogonais e complanares e (iii) à uniformização das dimensões dos macro-elementos estruturais. A conceção da cobertura plana, uma vez garantidas condições de impermeabilidade, escoamento e drenagem, é possível (inclinação mínima de 2% e máxima de 8%, RGEU), dado que, na zona onde será localizada, a ação da neve é perfeitamente desprezável. A proposta é representada no Anexo B desta dissertação.

Com o objetivo de evitar algumas das anteriores restrições, propõe-se que a arquitetura utilize o conceito de grelha modular inventada por Mileto (498-408 a.C.). A adaptação desta grelha à arquitetura dos edifícios com estrutura em aço “leve”, determina uma métrica regular de quadrados de 0,60x0,60 m<sup>2</sup>, a qual, para além de permitir um melhor aproveitamento do espaço, proporciona macro elementos estruturais compatíveis com o conceito “*in line framing*”.

### 5.4. Conceção estrutural

O sistema estrutural do edifício é composto por paredes resistentes ao corte (constituídas por montantes, guias, elementos de contraventamento em cruz e revestimento exterior e interior com painéis de OSB), paredes resistentes à compressão (constituídos por montantes e guias) e por cobertura plana (composta por vigas de cobertura e revestimento superior em painéis de OSB). As vergas têm secção “em caixa”. O esquema estrutural é representado no Anexo B.

---

<sup>9</sup> Esta secção contou com a especial cooperação da arquiteta Edite Inocêncio.

## 5.5. Quantificação e combinação de ações

- Quantificação do peso próprio

O peso próprio estrutural é uma ação permanente determinada exclusivamente pela massa do material da estrutura do edifício. Esta ação é quantificada e incluída diretamente na análise estrutural pelo programa Robot SAP. O peso próprio não estrutural é uma ação permanente associada aos materiais utilizados com função não estrutural, isto é, revestimentos, acabamentos, recobrimentos ou equipamentos fixos.

**Tabela 5.1 – Peso próprio não estrutural.**

Elemento estrutural	Material	Peso próprio	Espessura	Carga
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
1 - Sobre a cobertura	Painéis gesso cartonado	10,00	0,015	0,15
	Lã mineral	1,35	0,120	0,16
	Painéis OSB	7,00	0,018	0,13
	Painéis XPS	0,40	0,040	0,02
	Painéis sandwich	-	-	0,25
	Total	-	-	0,70
2 - Sobre a parede exterior	Painéis gesso cartonado	10,00	0,015	0,15
	Painéis OSB	7,00	0,015	0,11
	Lã mineral	1,35	0,090	0,12
	Painéis OSB	7,00	0,015	0,11
	Sistema ETICS	0,35	0,060	0,02
	Total	-	-	0,50
3 - Sobre a parede interior	Painéis gesso cartonado	10,00	0,015	0,15
	Lã mineral	1,35	0,090	0,12
	Painéis gesso cartonado	10,00	0,015	0,15
	Total	-	-	0,42

- Quantificação da sobrecarga

A sobrecarga é uma ação variável no espaço e no tempo e foi considerada igual à da secção 4.2.

- Quantificação da ação do vento

O vento é uma ação variável e deve ser considerada como uma força distribuída uniformemente pela superfície das fachadas e cobertura.

A sua quantificação, com vista ao dimensionamento pelo método dos coeficientes parciais (apresentada nas Tabelas 5.2 e 5.3), requer a avaliação dos seguintes parâmetros: (i) velocidade do vento, (ii) turbulência do vento, (iii) pressão do vento e (iv) pressão do vento em superfícies. O valor médio da velocidade do vento é baseado no valor de referência do vento (Zona A), na

rugosidade (Categoria III) e na orografia (Planície) do terreno. A turbulência do vento é baseada no valor de desvio padrão da turbulência do vento, no valor médio da velocidade do vento e na orografia do terreno. O valor de pico da pressão do vento é baseado nos dois parâmetros anteriores. A pressão do vento em superfícies é baseada na pressão de pico e em coeficientes de pressão que dependem da geometria e orientação das superfícies.

Com vista ao dimensionamento pelo método prescritivo, a quantificação desta ação baseia-se simplificada no valor de referência da velocidade do vento a 10 m acima da superfície do terreno prescrito para a situação de Zona A no Anexo Nacional da norma EC1-1-4, ou seja, 97,2 km/h.

**Tabela 5.2 – Parâmetros de avaliação da ação do vento.**

		Valor básico [m/s]	27
1 - Velocidade média do vento [m/s]	Valor de referência [m/s]	Coefficiente de direção	1 27
		Coefficiente de sazão	1 19,09
	Coefficiente de rugosidade do terreno	Categoria de terreno	III 0,71
	Coefficiente de orografia do terreno		1
2 - Turbulência do vento	Coefficiente de turbulência		1
	Coefficiente de orografia do terreno		1 0,31
	Velocidade média do vento [m/s]		19,09
3 - Pressão de pico do vento [kN/m <sup>2</sup> ]	Turbulência do vento		0,31 0,71
	Velocidade média do vento [m/s]		19,09

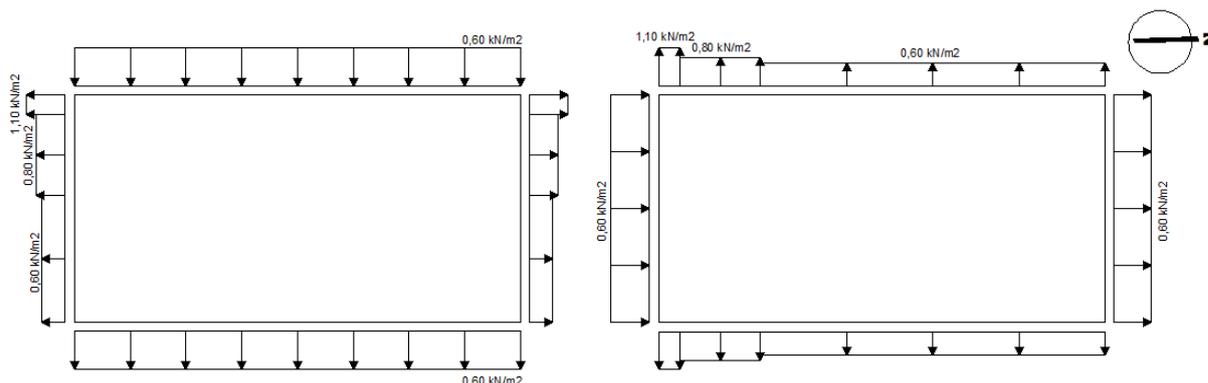
A pressão de pico do vento, sob as paredes de barlavento, é distribuída uniformemente ao longo da sua altimetria, uma vez que a altura do edifício não ultrapassa as dimensões em planta. Sob paredes e sob cobertura, ao longo da sua planimetria, é distribuída uniformemente por zonas definidas tendo em conta as características geométricas do edifício. Essa distribuição é apresentada na Tabela 5.3, onde as pressões e respetivos coeficientes já incluem a permeabilidade dos elementos construtivos. Os sinais, negativos e positivos, significam, respetivamente, sucção e coação.

**Tabela 5.3 – Pressões sobre superfícies de paredes (Zonas A, B, C, E e F) e cobertura (Zonas G, H e I).**

Zonas	Direção	Coefficiente de pressão	Pressão	Direção	Coefficiente de pressão	Pressão
A		-1,5	-1,1		-1,5	-1,1
B		-1,1	-0,8		-1,1	-0,8
C		-0,8	-0,6		-0,8	-0,6
D	E-O	0,9	0,6	S-N	0,9	0,6
E		-0,8	-0,6		-0,8	-0,6
F		-1,5	-1,1		-1,5	-1,1
G		-1,1	-0,8		-1,1	-0,8

**Tabela 5.3 – Pressões sobre superfícies de paredes – Continuação.**

Zonas	Direção	Coefficiente de pressão	Pressão	Direção	Coefficiente de pressão	Pressão
H		-1	-0,7		-1	-0,7
I	E-O	-0,5	-0,4	S-N	-0,5	-0,4
		0,4	0,3		0,4	0,3



**Figura 5.1 – Distribuição de pressões derivadas da ação do vento (a) este-oeste e (b) sul-norte.**

- Quantificação da ação da neve

A neve é uma ação variável e deve ser considerada como uma força uniformemente distribuída pela área da cobertura. A sua quantificação requer a avaliação da (i) carga da neve ao nível do solo e da (ii) carga da neve ao nível da cobertura. O primeiro é baseado na zona (zona  $Z_2$ ) e altitude do local de implantação do edifício e o segundo depende da forma da cobertura (plana), da topografia do terreno e da capacidade de transmissão térmica da cobertura.

**Tabela 5.4 – Parâmetros de avaliação da ação da neve.**

1 - Carga da neve ao nível do solo [ $\text{kN/m}^2$ ]	Coefficiente de zona	0,2	0,20
	Altitude [m]	25	
2 - Carga da neve ao nível da cobertura [ $\text{kN/m}^2$ ]	Coefficiente de forma	0,8	0,16
	Coefficiente de exposição	1	
	Coefficiente de térmica	1	

- Quantificação da ação do sismo

O sismo é uma ação acidental associada à vibração do solo cujos efeitos podem ser traduzidos por um incremento dos esforços da estrutura.

O movimento sísmico particular de uma região é caracterizado por um espectro de resposta elástico. São considerados dois tipos de ação sísmica (tipo 1 e 2) e, para cada um, a resposta elástica tem duas componentes (espectro horizontal e vertical). Os diferentes parâmetros que definem cada um desses espectros dependem (i) do tipo de terreno de implantação (tipo A), (ii)

das zonas sísmicas (zona 1.5 e 2.4 para sismo do tipo 1 e 2, respetivamente), (iii) da classe de importância (classe II – edifícios correntes), (iv) do coeficiente de amortecimento,  $\xi$  (5%), (v) do coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal,  $\beta$  (0,2) e (vi) do coeficiente de comportamento,  $q$  (1,5). Este coeficiente depende da capacidade de dissipação e, por sua vez, da ductilidade global da estrutura. Sabendo que os perfis enformados a frio não têm capacidade de deformação plástica (secção 2.3.1.3) devido à sua elevada tendência para instabilizar, a ductilidade global da estrutura é mínima. Juntando o facto da norma EC8-1 [14] prescrever que, “independentemente do sistema estrutural e da regularidade em altura”, se pode utilizar o valor de  $q$  até 1.5, foi adotado o máximo possível.

**Tabela 5.5 – Parâmetros descritivos dos espectros de resposta.**

Parâmetros	Tipo 1		Tipo 2	
	Componente horizontal	Componente vertical	Componente horizontal	Componente vertical
1 - Aceleração de referência, $a_{gR}$	0,60		1,10	
2 - Aceleração de cálculo, $a_g$	0,60		1,10	
3 - Aceleração vertical de cálculo, $a_{vg}$	-	0,45	-	1,05
4 - Coeficiente de solo	S	1,00	1,00	1,00
	$S_{máx}$	1,00	1,00	1,00
5 - Limite, TB	0,10	0,05	0,10	0,05
6 - Limite, TC	0,60	0,25	0,25	0,15
7 - Limite, TD	2,00	1,00	2,00	1,00
8 - Coeficiente de correção do amortecimento	1,00	1,00	1,00	1,00

Uma vez que o valor de cálculo da aceleração vertical é inferior a  $2,5 \text{ m/s}^2$ , segundo a secção 4.3.3.5.2 da norma EC8-1 [14], não é necessário considerar a componente vertical do sismo na análise da estrutura do edifício.

- Combinação de ações para os ELU

Foram consideradas as combinações fundamentais representadas na Tabela 5.6, cujas bases são as ações variáveis de sobrecarga e do vento. As combinações sísmicas são representadas na Tabela 5.7, uma para cada tipo de sismo.

**Tabela 5.6 – Combinações de ações fundamentais para os ELU.**

C	AVB	Coeficientes de segurança das ações						Valor de cálculo [kN/m <sup>2</sup> ]	
		Peso próprio [0,70 kN/m <sup>2</sup> ]	Sobrecarga [0,40 kN/m <sup>2</sup> ]	Vento de sucção [-0,40 kN/m <sup>2</sup> ]		Vento de coação [0,30 kN/m <sup>2</sup> ]			Neve [0,16 kN/m <sup>2</sup> ]
				O-E	S-N	O-E	S-N		
1	Sobrecarga	1,35	1,5	0	n.d.	1,5x0,6	n.d.	1,5x0,5	1,94
2	Sobrecarga	1,35	1,5	n.d.	0	n.d.	1,5x0,6	1,5x0,5	1,94

**Tabela 5.6 – Combinações de ações fundamentais para os ELU – Continuação.**

C	AVB	Coeficientes de segurança das ações							Valor de cálculo [kN/m <sup>2</sup> ]
		Peso próprio	Sobrecarga	Vento de sucção		Vento de pressão		Neve	
		[0,70 kN/m <sup>2</sup> ]	[0,40 kN/m <sup>2</sup> ]	[-0,40 kN/m <sup>2</sup> ]		[0,30 kN/m <sup>2</sup> ]		[0,16 kN/m <sup>2</sup> ]	
				O-E	S-N	O-E	S-N		
3	Vento de sucção (O-E)	1	0	1,5	n.d.	0	n.d.	0	0,10
4	Vento de sucção (S-N)	1	0	n.d.	1,5	n.d.	0	0	0,10
5	Vento de pressão (O-E)	1,35	0	0	n.d.	1,5	n.d.	1,5x0,5	1,52
6	Vento de pressão (S-N)	1,35	0	n.d.	0	n.d.	1,5	1,5x0,5	1,52

A necessidade de distinção entre ação do vento de sucção e de pressão resulta das duas hipóteses, segundo a norma EC1-1-4 [11], de solicitação na Zona I da cobertura: (i) sucção e (ii) pressão.

Como este tipo de estruturas são demasiado leves, torna-se necessário saber qual das duas tem efeito desfavorável na segurança da estrutura. Através do valor de cálculo estimado para as combinações 3, 4, 5 e 6 (Tabela 5.6), demonstra-se que, nessa zona, a sucção tem efeito favorável. Como tal, será considerada a pressão para efeito de combinação de ações.

**Tabela 5.7 – Combinações de ações sísmicas para os ELU.**

C	AVB	Coeficientes de segurança das ações							Neve
		Peso próprio	Sismo	Sobrecarga	Vento de sucção		Vento de pressão		
					O-E	S-N	O-E	S-N	
7	Sobrecarga ou vento	1	Tipo I	0	0	n.d.	0	n.d.	0
8	Sobrecarga ou vento	1	Tipo II	0	0	n.d.	0	n.d.	0

- Combinação de ações para os ELS

Para verificação de segurança dos elementos estruturais aos ELS, foram consideradas as combinações características (Tabela 5.8) e as combinações quase-permanentes (Tabela 5.9).

**Tabela 5.8 – Combinações de ações características para os ELS.**

C	AVB	Coeficientes de segurança das ações							Neve
		Peso próprio	Sobrecarga	Vento de sucção		Vento de pressão			
				O-E	S-N	O-E	S-N		
9	Sobrecarga	1	1	0	n.d.	0,6	n.d.	0,5	
10	Sobrecarga	1	1	n.d.	0	n.d.	0,6	0,5	
11	Vento de pressão (O-E)	1	0	0	n.d.	1	n.d.	0,5	
12	Vento de pressão (S-N)	1	0	n.d.	0	n.d.	1	0,5	

**Tabela 5.9 – Combinações de ações quase-permanentes para os ELS.**

C	AVB	Coeficientes de segurança das ações						
		Peso próprio	Sobrecarga	Vento de sucção		Vento de pressão		Neve
				O-E	S-N	O-E	S-N	
13	Sobrecarga ou Vento	1	0	0	0	0	0	0

## 5.6. Modelação e análise computacional estrutural

A modelação estrutural foi elaborada de acordo com as indicações fornecidas no capítulo 3. O modelo tridimensional é representado no Anexo B desta dissertação. A análise estrutural foi efetuada com o auxílio do programa Robot SAP.

### 5.6.1. Análise linear de vibrações

Também designada por análise modal (Robot SAP), a análise linear de vibrações tem como objetivo calcular as frequências próprias ou naturais (ou o seu inverso, os períodos de vibração da estrutura), assim como os correspondentes modos de vibração da estrutura, que por sua vez dependem das características geométricas, mecânicas (incluindo as relativas à massa) e das vinculações. Estas características são necessárias para analisar o comportamento da estrutura quando esta é sujeita a ações com efeitos dinâmicos.

Esta análise está dependente da definição das matrizes massa, rigidez e amortecimento. Para a primeira, optou-se pela consistente uma vez que é aquela que representa melhor a realidade. Assim, foi necessário “converter” as ações quase permanentes em massas, ou seja, as ações permanentes e sobrecargas (ambas minoradas de acordo com os coeficientes da combinação 8 representada na Tabela 5.8). As matrizes rigidez e de amortecimento são definidas automaticamente, respetivamente, de acordo com as condições de vinculação e de acordo com o coeficiente de amortecimento relativo adotado, para o qual, como se referiu, se tomou 0,05.

Considera-se, nesta análise, que a rigidez do revestimento estrutural é essencial, pois contribui para as características dinâmicas da estrutura.

A observação da Tabela 5.10, permite constatar que a estrutura apresenta elevada flexibilidade vertical, alguma flexibilidade horizontal segundo a direção da menor dimensão horizontal do

edifício (uma vez que são as primeiras direções a apresentar um modo global de vibração com massa modal efetiva discreta superior a 5%) e, por último, elevada rigidez segundo a maior dimensão horizontal do edifício. Através da observação dos modos de vibração da estrutura, conclui-se que as distribuições da rigidez e massa na estrutura são adequadas uma vez que os primeiros modos globais são de translação horizontal. Este requisito também surge na secção 4.2.3.2 da norma EC8-1-1. Além disso, conclui-se que a massa modal efetiva é aproximadamente 90%. Note-se, porém, que para se conseguir estes valores foi necessário considerar 400 modos: este aspeto está em flagrante desacordo com o que se verifica para as soluções estruturais clássicas, talvez pela inexistência de pavimentos com características de diafragma.

**Tabela 5.10 – Frequências próprias e períodos dos modos de vibração da estrutura.**

Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	Fator de participação de massa [%]					
			Direção x		Direção y		Direção z	
			Discreto	Acumulado	Discreto	Acumulado	Discreto	Acumulado
1	6,56	0,15	0	0	0	0	0,01	0,01
...	...	...	...	...	...	...	...	...
4	7,88	0,13	0	0	0	0	8,8	8,88
...	...	...	...	...	...	...	...	...
16	12,18	0,08	1,28	1,39	75,18	75,22	0,01	20,98
...	...	...	...	...	...	...	...	...
25	15,04	0,07	13,8	16,02	0,26	78,44	0,02	28,21
...	...	...	...	...	...	...	...	...
400	64,81	0,02	0	88,78	0	91,08	0,02	54,28

### 5.6.2. Análise modal com espectro de resposta

Designada por análise sísmica (Robot SAP), a análise modal com espectro de resposta tem o objetivo de quantificar os efeitos dinâmicos da ação sísmica sobre a estrutura em termos de esforços e deslocamentos. Neste método, a resposta elástica para cada modo depende do valor da respetiva frequência, de acordo com os espectros sísmicos para a zona onde a edificação se localiza (segundo a secção 5.5, a contribuição do espectro vertical não foi considerada). O comportamento não elástico é contemplado pelo já referido coeficiente de comportamento. Para agregar o efeito dos modos considerados recorreu-se à combinação quadrática completa (CQC) uma vez que é a mais adequada para contemplar a sobreposição dos efeitos dos modos com frequências vizinhas.

### 5.6.3. Análise global

Com o objetivo de obter esforços e deslocamentos, foi efetuada uma análise linear e elástica (sendo os esforços, para o caso sísmico, afetados pelo coeficiente de comportamento). Tendo em conta as conclusões da secção 2.3.2, a presente análise não englobou os efeitos de 2ª ordem globais nem as imperfeições geométricas globais.

### 5.7. Dimensionamento estrutural – Método prescritivo

Foram dimensionados os montantes cujas paredes estão sujeitas a forças transmitidas pelos pavimentos, nomeadamente, paredes resistentes ao corte e à compressão e paredes resistentes à compressão. O dimensionamento das paredes resistentes ao corte não é abordado neste documento. Para além disso, as tabelas de dimensionamento dos montantes não são suficientemente esclarecedoras quando se trata da verificação de segurança dos montantes inseridos em paredes resistentes à compressão (paredes interiores), nomeadamente, na dimensão “Largura do edifício”. Tendo em conta que, para paredes resistentes ao corte e à compressão (paredes exteriores), o método considera a largura do pavimento que conflui para a mesma, foi adotada a largura dos dois pavimentos que descarregam na parede em questão.

**Tabela 5.11 – Dimensionamento dos montantes e vergas (Método prescritivo).**

Macro elementos estruturais	Elementos estruturais								
		Montantes				Vergas			
		Secções		Tabela	Nome	Secções		Tabela	
		Teóricas	Comerciais			Teóricas	Comerciais		
Paredes resistentes ao corte e à compressão	B_1	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	F_5	2C140/1,7	2C150/1,5	6.15a	
					F_6	2C140/1,7	2C150/1,5	6.15a	
	B_2	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	-	-	-	-	
	B_3	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	-	-	-	-	
	B_4	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	F_16	2C90/1,7	2C90/1,5	6.15a	
Paredes resistentes à compressão	C_1	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	F_18	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a	
	C_2	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	-	-	-	-	
	C_3	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	F_21	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a	
					F_22	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a	
					F_25	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a	
	C_5	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	F_11	2C250/2,5	2C250/2,5	6.15a	
	C_6	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	-	-	-	-	
	C_7	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	-	-	-	-	
C_8	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	-	-	-	-		

**Tabela 5.11 – Dimensionamento dos montantes e vergas (Método prescritivo) – Continuação.**

Macro elementos estruturais		Elementos estruturais						
		Montantes			Vergas			
		Secções		Tabela	Nome	Secções		Tabela
		Teóricas	Comerciais			Teóricas	Comerciais	
Paredes resistentes à compressão	C_9	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	F_15	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a
	C_10	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	F_19	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a
					F_20	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a
	C_11	C90/0,8//60	C90/1,5//60	6,4	F_23	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a
					F_24	2C90/0,8	2C90/1,5	6.15a

Como o método prescritivo não ressalva a hipótese de cobertura plana, as vigas de cobertura foram dimensionadas como se fossem vigas de teto. O método prescreve que se a solicitação for superior a  $0,24 \text{ kN/m}^2$ , as vigas de teto deverão ser tratadas como as vigas de pavimento de um piso independente. Através do valor de cálculo determinado na Tabela 5.6, observa-se que essa restrição é claramente ultrapassada e, assim sendo, o valor considerado para a sobrecarga, Tabela 5.1 – Valores admissíveis de vão simples com reforços de apoio [2], foi de  $1,92 \text{ kN/m}^2$ .

**Tabela 5.12 – Dimensionamento das vigas de cobertura (Método prescritivo).**

Macro elementos estruturais		Elementos estruturais		
		Vigas de cobertura		
		Secções compostas		Tabela [2]
		Teóricas	Comerciais	
Coberturas	E_1	C200/1,7//60	C200/2//60	5.1
	E_2	C200/1,7//60	C200/2//60	5.1
	E_3	C140/2,5//60	C150/1,5//60	5.1
	E_4	C150/1,5//60	C150/1,5//60	5.1
	E_5	C250/2,5//60	C250/2,5//60	5.1
	E_6	C250/2,5//60	C250/2,5//60	5.1
	E_7	C200/1,7//60	C200/2//60	5.1
	E_8	C140/1,5//60	C150/1,5//60	5.1
	E_9	C140/1,5//60	C150/1,5//60	5.1
	E_10	C140/2,5//60	C150/1,5//60	5.1
	E_11	C150/1,5//60	C150/1,5//60	5.1

## 5.8. Dimensionamento estrutural – Método dos coeficientes parciais

O método dos coeficientes parciais permite, além de outras, a verificação dos elementos estruturais em condições persistentes e sísmicas.

### 5.8.1. Dimensionamento em condições persistentes

Já efetuado no Capítulo 4, o dimensionamento na presente secção comparou os esforços atuantes com os resistentes e os deslocamentos reais com máximos regulamentares.

#### 5.8.1.1. Montantes

Para verificação de segurança deste tipo de elemento, foram escolhidos os montantes que apresentavam maior sollicitação. Através da observação das Tabelas 5.13 – 5.17, conclui-se que a segurança de todos os elementos, de todas as paredes, está verificada com a secção adotada no dimensionamento pelo método prescritivo (C90/1,5).

**Tabela 5.13 – Verificação de segurança dos montantes aos ELU de compressão.**

Macro elemento	Elemento <sup>10</sup>	Esforço			Verificação
		Actuante		Resistente	
		Combinação	Valor		
C_5	*	2	33,47	73,64	Verifica
B_4	*	4	2,28	73,64	Verifica

**Tabela 5.14 – Verificação de segurança dos montantes aos ELU de esforço transverso.**

Macro elemento	Elemento	Esforço			Verificação
		Actuante		Resistente	
		Combinação	Valor		
B_4	*	4	2,5	20,85	Verifica

**Tabela 5.15 – Verificação de segurança dos montantes aos ELU de flexão composta.**

Macro elemento	Elemento	Valor		Verificação
		Cálculo	Limite	
B_4	*	0,62	1	Verifica

**Tabela 5.16 – Verificação de segurança dos montantes aos ELU de encurvadura.**

Macro elemento	Elemento	Esforço				Verificação
		Actuante		Resistente		
		Combinação	Valor	Fator de redução	Valor	
C_5	*	2	33,47	0,73	53,79	Verifica

<sup>10</sup> O asterisco (\*) significa que se trata de um elemento genérico.

**Tabela 5.17 – Verificação de segurança dos montantes aos ELS de deformação.**

Macro elemento	Elemento	Deformação [cm]			Verificação
		Combinação	Real	Máxima	
Todos	*	13	0	1,77	Verifica

Como se pode verificar pela Tabela 5.9, a combinação de ações quase permanentes (combinação utilizada para verificação de ELS), uma vez que os respetivos coeficientes de segurança são nulos, não inclui quaisquer ações horizontais. Consequentemente, através da Tabela 5.17, observa-se que os deslocamentos horizontais ao nível da cobertura são nulos.

### 5.8.1.2. Vergas

Este elemento está sujeito essencialmente à flexão e esforço transversal. Os elementos verificados foram aqueles que estavam sujeitos a maiores cargas e com maior vão. Conclui-se, através das Tabelas 5.18 e 5.19, que as secções obtidas pelo método prescritivo constituem segurança à estrutura são excessivamente conservativos.

**Tabela 5.18 – Verificação de segurança das vergas aos ELU de esforço transversal.**

Macro elemento	Elemento	Esforço			Verificação
		Actuante		Resistente	
		Combinação	Valor		
C_5	F_11	2	21,66	42,55	Verifica
B_1	F_5	2	6,40	42,55	Verifica

**Tabela 5.19 – Verificação de segurança das vergas aos ELU de flexão simples.**

Macro elemento	Elemento	Esforço			Verificação
		Actuante		Resistente	
		Combinação	Valor		
C_5	F_11	2	17,31	60,45	Verifica
B_1	F_5	2	2,96	12,74	Verifica

### 5.8.1.3. Vigas de cobertura

O dimensionamento deste elemento pelo método dos coeficientes parciais é condicionado pelos estados limites últimos de flexão simples.

**Tabela 5.20 – Verificação de segurança da viga de cobertura aos ELU de esforço transverso.**

Macro elemento	Elemento	Esforço		Resistente	Verificação
		Actuante			
		Combinação	Valor		
E_6	*	2	5,64	66,49	Verifica

**Tabela 5.21 – Verificação de segurança da viga de cobertura aos ELU de flexão simples.**

Macro elemento	Elemento	Esforço		Resistente	Verificação
		Actuante			
		Combinação	Valor		
E_6	*	2	5,35	16,13	Verifica

Verifica-se que, a secção adotada pelo método prescritivo tem uma reserva de segurança (66,8%) muito elevada e, como tal, poderia ser reduzida por forma a aumentar a sua eficiência.

**Tabela 5.22 – Verificação de segurança da viga de cobertura aos ELS de deformação.**

Macro elemento	Elemento	Deformação [cm]		Máxima	Verificação
		Existente			
		Combinação	Valor		
E_6	*	13	0,60	3,00	Verifica

#### 5.8.1.4. Elementos de contraventamento

Como o dimensionamento de elementos de contraventamento não é abordado pelo documento do método prescritivo publicado por Silvestre et al [2], sua verificação de segurança será totalmente efetuada pelo método dos coeficientes parciais. Como é composto por uma fita metálica, apenas serão estudados os ELU de tração. Através da Tabela 5.23, conclui-se que o elemento mais esforçado deste sistema garante a resistência da estrutura sob ações horizontais.

**Tabela 5.23 – Verificação de segurança das fitas metálicas aos ELU de tração.**

Macro elemento	Elemento	Esforço		Resistente	Verificação
		Actuante			
		Combinação	Valor		
B_3	*	3	49,33	70,00	Verifica

#### 5.8.1.5. Vigas de consola

O método prescritivo especifica que as vigas de consola, para além de ser o prolongamento das vigas de pavimento ou cobertura (i.e., no caso da existência de consolas, as vigas de pavimento ou cobertura são vigas contínuas), têm de possuir 0,60 m de comprimento. Tendo em conta o dimensionamento prescritivo (perfis C200/2//0,60) e comparando os esforços atuantes com os

resistentes de corte e de flexão simples, conclui-se (sem mais nenhum estudo até agora) que essa regra é demasiado conservativa.

**Tabela 5.24 – Verificação de segurança da viga de consola aos ELU de esforço transverso.**

Macro elemento	Elemento	Esforço			Verificação
		Actuante		Resistente	
		Combinação	Valor		
H_1	*	3	4,55	66,49	Verifica

**Tabela 5.25 – Verificação de segurança da viga de cobertura aos ELU de flexão simples.**

Macro elemento	Elemento	Esforço			Verificação
		Actuante		Resistente	
		Combinação	Valor		
H_1	*	3	1,74	16,13	Verifica

**Tabela 5.26 – Verificação de segurança da viga de cobertura aos ELS de deformação.**

Macro elemento	Elemento	Deformação			Verificação
		Existente		Máxima	
		Combinação	Valor		
H_1	*	13	0,20	0,80	Verifica

### 5.8.2. Dimensionamento em condições sísmicas

Uma estrutura diz-se resistente aos sismos (por vezes, designada antissísmica), se forem satisfeitos os requisitos da não ocorrência de colapso (ELU) e os da limitação de danos (ELD). Para serem satisfeitos os ELU é necessário verificar (i) condições de resistência, (ii) condições de ductilidade, (iii) condições de equilíbrio, (iv) resistência de diafragma horizontal e (v) resistência das fundações. Estas condições não serão verificadas, uma vez que, para além de não ser o seu objetivo da dissertação, este tema requiere algum espaço. Sendo assim, serão apenas verificados o estado de limitação de danos prescrita na secção 4.4.3 da norma NP EN 1998-1-1 [14].

A limitação de danos consiste na comparação de deslocamento entre pisos,  $d_r$  (minorados por um coeficiente de redução,  $v$ ) com deslocamentos laterais máximos normalizados. Os deslocamentos entre pisos são calculados através da diferença entre os deslocamentos laterais médios de topo e os de base. Por sua vez, os deslocamentos laterais médios, são os deslocamentos laterais de cálculo, i.e., provenientes de uma análise elástica para a combinação sísmica, majorados pelo coeficiente de comportamento da estrutura (ou seja, é reposta a solução

que se obteria se não tivesse sido utilizado o coeficiente de comportamento para definir o espectro de cálculo).

Considerando que os elementos não estruturais das fachadas do edifício são constituídos por materiais frágeis e fixos à estrutura, o deslocamento lateral máximo é 1,33 cm. Após análise da estrutura, ignorando o revestimento estrutural, o deslocamento entre pisos (combinação sísmica C8, Tabela 5.7) para o nó mais desfavorável da estrutura (Fachada Este), é 9,12 cm. Tendo em conta a sua contribuição estrutural dos painéis de revestimento, esse deslocamento diminui drasticamente para 0,08 cm. Através deste exercício, verifica-se, não só, que os danos são inexistentes quando considerado o revestimento estrutural na modelação da estrutura, como também, que é um subsistema bastante importante e influente no comportamento da estrutura quando solicitada a ações de carácter horizontal.

## **6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS**

### **6.1. Conclusões gerais**

Do ponto de vista da resistência (de primeira ordem), a estrutura de um edifício em aço “leve” pode ser considerada uma estrutura de aço apenas (i.e. ignorando-se a contribuição estrutural de outros materiais), uma vez que a sua resistência mecânica pode ser totalmente garantida pelos elementos metálicos.

Porém, a nível da estabilidade, a estrutura de um edifício em aço “leve” terá de ser considerada uma estrutura mista, uma vez que a sua estabilidade está dependente da interação entre os elementos lineares metálicos e os elementos laminares em madeira (supondo obviamente que o seu material é obviamente madeira – OSB).

Ao nível dos perfis comerciais da PERFISA<sup>®</sup> - Fabrica de perfis metálicos, S.A., algumas das secções em U não estão preparadas para encaixar em secções em C, de forma a constituir secções compostas. Por exemplo, para constituir uma secção composta tubular (do género das vigas mestre), é possível usar um perfil C90 (com qualquer espessura disponível) e apenas o perfil U93/1,5.

A capacidade resistente da estrutura é proporcionada pelos perfis metálicos enquanto que a estabilidade global é proporcionada pelo conjunto dos elementos lineares metálicos e dos elementos laminares de OSB. Assim, caso apareça no mercado uma alternativa com melhores características de custo ou construtivas, mas com rigidez e resistência pelo menos iguais às do OSB, pode contemplar-se a sua utilização.

### **6.2. Conclusões sobre as metodologias de dimensionamento e sua comparação**

No decorrer da dissertação, foram identificadas vantagens e desvantagens na utilização do método prescritivo e na utilização do método dos coeficientes parciais, quando estes métodos são considerados na análise e dimensionamento de estruturas de edifícios em aço “leve”.

- Procedimento muito útil para a fase de pré-dimensionamento da estrutura;
- Impossibilidade de avaliar a segurança de alguns elementos estruturais, nomeadamente, os elementos de contraventamento, as vigas mestre e as vigas em consola;
- Não distingue paredes resistentes ao corte de paredes resistentes (apenas) à compressão;
- Adaptação insuficiente à realidade europeia, nomeadamente a nível da quantificação e combinação das ações, das classes de resistência e das dimensões dos perfis metálicos;
- Demasiado conservativo no que permite fazer, particularmente no que se refere à volumetria e arquitetura;
- Não se coaduna à utilização de programas informáticos de análise estrutural.

Relativamente ao método dos coeficientes parciais, que nesta dissertação foi conjugado com um programa informático de modelação e análise estrutural, podem ser elencados os seguintes aspetos:

- Constitui uma alternativa viável ao método prescritivo – esta é a conclusão fundamental deste estudo;
- Requer a constituição e integração de uma base de dados de secções dos perfis metálicos disponíveis no mercado;
- As características dos perfis compostos, necessários, por exemplo, junto às aberturas e na intersecção de paredes, podem ser adicionadas à base de dados de acordo com as necessidades de cada projeto;
- Permite quantificar com alguma precisão os níveis de segurança da solução estrutural;
- Permite identificar as zonas críticas da estrutura e a análise de soluções locais para as mesmas;
- Permite avaliar de forma expedita a performance estrutural e o custo de soluções alternativas;
- Permite uma melhor otimização da estrutura;
- Permite ultrapassar muitos dos limites arquitetónicos e não só do método prescritivo – embora caia fora da alçada do presente estudo, este aspeto é muito importante em duas vertentes distintas: (i) não só possibilita a consideração de edifícios que seriam automaticamente excluídos pelo método prescritivo como também (ii) permite a integração dos procedimentos e soluções para a construção em aço leve com os relativos à construção metálica tradicional;
- Permite concluir que, aparentemente, as irregularidades na geometria (aberturas e consolas) admitidas pelo método prescritivo o são de modo bastante conservativo;

- Permite concluir que a inclusão dos painéis OSB no modelo estrutural não possibilita o aligeiramento das componentes metálicas, com a única exceção dos elementos de contraventamento em cruz;

### 6.3. Trabalhos futuros

- Conceção e dimensionamento de estruturas de edifícios residenciais unifamiliares em aço “leve”: com sistema estrutural em “gaiola” considerando a rigidez e a resistência da estrutura mista aço-madeira para possível otimização do custo total;
  - com sistema estrutural em “gaiola” considerando construção em altura (superior a dois pisos) de edifícios em aço leve;
  - com sistema estrutural em “gaiola” considerando construção em altura (superior a dois pisos) de edifícios em aço “leve”;
  - integrando sistema estrutural em gaiola com sistema estrutural clássico porticado, de acordo com as necessidades arquitetónicas e estruturais;
  - com sistema estrutural clássico porticado;
- Estudo do comportamento da estrutura quando as paredes estruturais não formam um sistema ortogonal;
- Estudo do comportamento da estrutura quando existem paredes estruturais desalinhas;
- Estudo da caracterização e disposição dos macro-elementos estruturais de forma a otimizar a solução estrutural e construtiva;
- Conceção e dimensionamento de ligações metálicas entre elementos metálicos e entre elementos metálicos e elementos de madeira;
- Determinação do coeficiente de comportamento de estruturas em aço “leve” com sistema estrutural em “gaiola”;
- Determinação das características geométricas das secções compostas de perfis metálicos tendo em conta as distâncias aos centros geométrico e de corte;
- Conceção e dimensionamento de estruturas de edifícios com o sistema em “gaiola” em condições de projeto sísmicas.

## REFERÊNCIAS

- [1] Simões, R. (2003). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra.
- [2] Silvestre, N., Pires, J., Santos, A. (2013). “Manual de Conceção de Estruturas e Edifícios em LSF”. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra.
- [3] Simões da Silva, L., Santiago, A. (2003). “Manual de Ligações Metálicas”. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra.
- [4] Dubina, D., Ungureanu, V., Landolfo, R. (2012). “Design of Cold-formed Steel Structures”. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, Berlin.
- [5] Camotim, D., Reis, A. (2001). “Estabilidade Estrutural”. Mcgraw Hill, Lisboa.
- [6] Dias da Silva, V. (2004). “Mecânica e Resistência dos Materiais”. Zuari, Coimbra.
- [7] Peraza, F., Arriaga, F., Peraza, E. (2004). “Tableros de Madera de Uso Estructural”. AITIM, Madrid, Espanha.
- [8] IPQ (2009). Norma Portuguesa NP EN 1990. “Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- [9] IPQ (2009). Norma Portuguesa NP EN 1991. “Eurocódigo 1: Acções em estruturas, Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- [10] IPQ (2009). Norma Portuguesa NP EN 1991. “Eurocódigo 1: Acções em estruturas, Parte 1-3: Acções gerais – Acções da neve”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- [11] IPQ (2010). Norma Portuguesa NP EN 1991. “Eurocódigo 1: Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- [12] IPQ (2010). Norma Portuguesa NP EN 1993. “Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- [13] CEN (2006). European Standard EN 1993. “Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting”. European Committee for Standardization, Brussels.
- [14] IPQ (2010). Norma Portuguesa NP EN 1998. “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1-1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- [15] CEN (2006). European Standard EN 300. “Oriented Strand Board (OSB): Definitions, classification and specifications”. European Committee for Standardization, Brussels.

- [16] AISI (2007). North American Specification. “Design of Cold-formed Steel Structures Members”. Canadian Standards Association, Canada.
- [17] Crastro, R. (2005). “Arquitetura e tecnologia em sistemas construtivos industrializados: Light Steel Framing”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil.
- [18] Rego, D. (2012). “Estruturas de Edifícios em Light Steel Framing”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa.
- [19] Silvestre, N., Camotim, D. (2006). “Apontamentos sobre Análise e Dimensionamento de Estruturas de Aço Enformado a Frio”. IST – Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [20] Santos, A., Camotin, D., Silvestre, N., Santos, F. (2011). “Curso de formação em Projecto de Estruturas em Aço Leve”. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra.

## ANEXO A

Tabela A.1 – Características de secções simples em C.

Secções	A	A <sub>vz</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	Classe			A <sub>eff</sub>	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>el,z</sub>	W <sub>eff,y</sub>	W <sub>eff,z</sub>
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>				
C90/1,5	300	131	39,02	8,19	225	4	2	4	263	10035	3229	8672	2954	-	2954
C90/2,0	396	172	50,91	10,51	528	4	1	4	377	13164	4167	11313	3805	-	3805
C90/2,5	490	213	62,25	12,72	1021	2	1	2	-	16188	5037	13834	4593	-	-
C110/1,5	330	161	62,19	8,77	248	4	2	4	268	13185	4358	11308	3018	-	3018
C130/1,5	360	191	91,96	9,25	270	4	3	4	271	16635	4378	14148	3067	-	3067
C150/1,5	390	221	128,93	9,65	293	4	3	4	273	20385	4397	17191	3106	-	3106
C170/2,0	556	332	228,11	12,87	741	4	3	4	403	32204	5760	26837	4046	-	4046
C200/2,0	616	392	337,68	13,44	821	4	3	4	408	40994	5800	33768	4095	-	4095
C250/1,5	540	371	442,78	11,01	405	4	4	4	278	43635	4471	35423	3221	32477	3221
C250/2,5	890	613	720,19	17,09	1854	4	3	4	535	71388	7207	57615	5024	-	5019

Tabela A.2 – Características de secções simples em U.

Secções	A	A <sub>vz</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	Classe			A <sub>eff</sub>	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	W <sub>el,y</sub>	W <sub>el,z</sub>	W <sub>eff,y</sub>	W <sub>eff,z</sub>
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>				
U93/1,5	264	135	36,12	4,83	198	4	4	4	167	8939	2687	7767	1504	5669	569
U113/1,5	294	165	56,73	5,11	221	4	4	4	171	11729	2702	10041	1541	7526	558
U133/1,5	324	195	83,23	5,33	243	4	4	4	174	14819	2712	12516	1569	9591	547
U153/1,5	354	225	116,21	5,52	266	4	4	4	176	18209	2720	15191	1592	11862	538
U174/2,0	512	340	209,10	7,46	683	4	4	4	303	29242	3614	24035	2125	20822	1232
U204/2,0	572	400	308,80	7,72	763	4	4	4	307	37372	3626	30274	2154	26548	1225
U255/2,5	840	625	668,22	9,91	1750	4	4	4	472	66206	4530	52410	2709	49471	2358

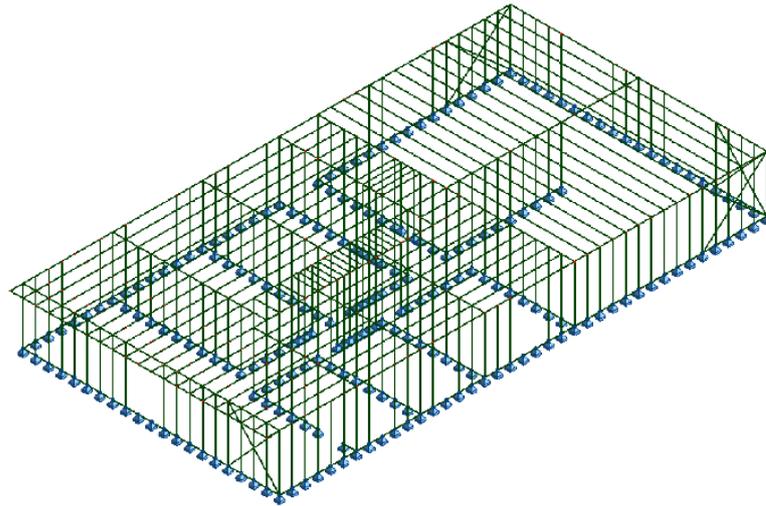
Tabela A.3 – Características de secções compostas de vergas “em caixa”.

Secções, V	A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	Adim	W <sub>dim,y</sub>
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup>
2C90/1,5	1128	877089,02	886128,13	846,00	861,18	21208,57
2C90/2,5	1508	1341650,69	976726,37	2437,67	1314,23	33513,57
2C90/3	1692	1558101,02	1016965,42	3888,00	1498,23	39352,57
2C150/1,5	1308	2675289,02	915373,88	981,00	880,04	35520,97
2C150/2	1560	3479225,02	970851,24	1772,00	1133,24	54826,57
2C250/2,5	2308	14500317,35	1064101,48	4104,33	1404,82	116368,24

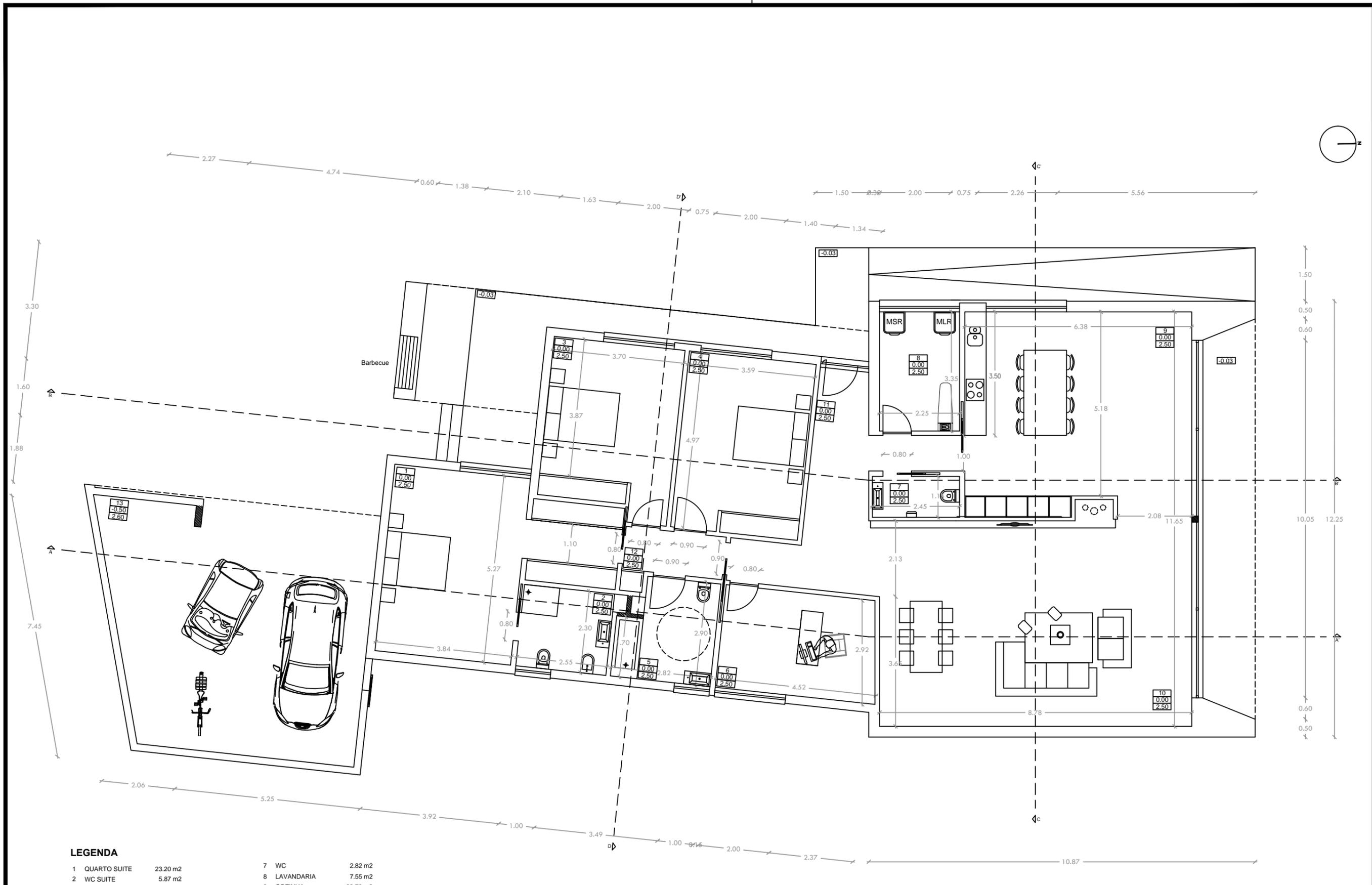
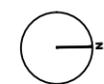
Tabela A.4 – Características de secções compostas de vigas mestre.

Secções	A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	Adim	W <sub>dim,y</sub>
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup>
C250/2,5+U255/2,5	1730	13884072,92	269947,72	3604,17	1006,83	107085,46

## ANEXO B



**Figura B.1 – Modelo estrutural elaborado no Robot SAP.**

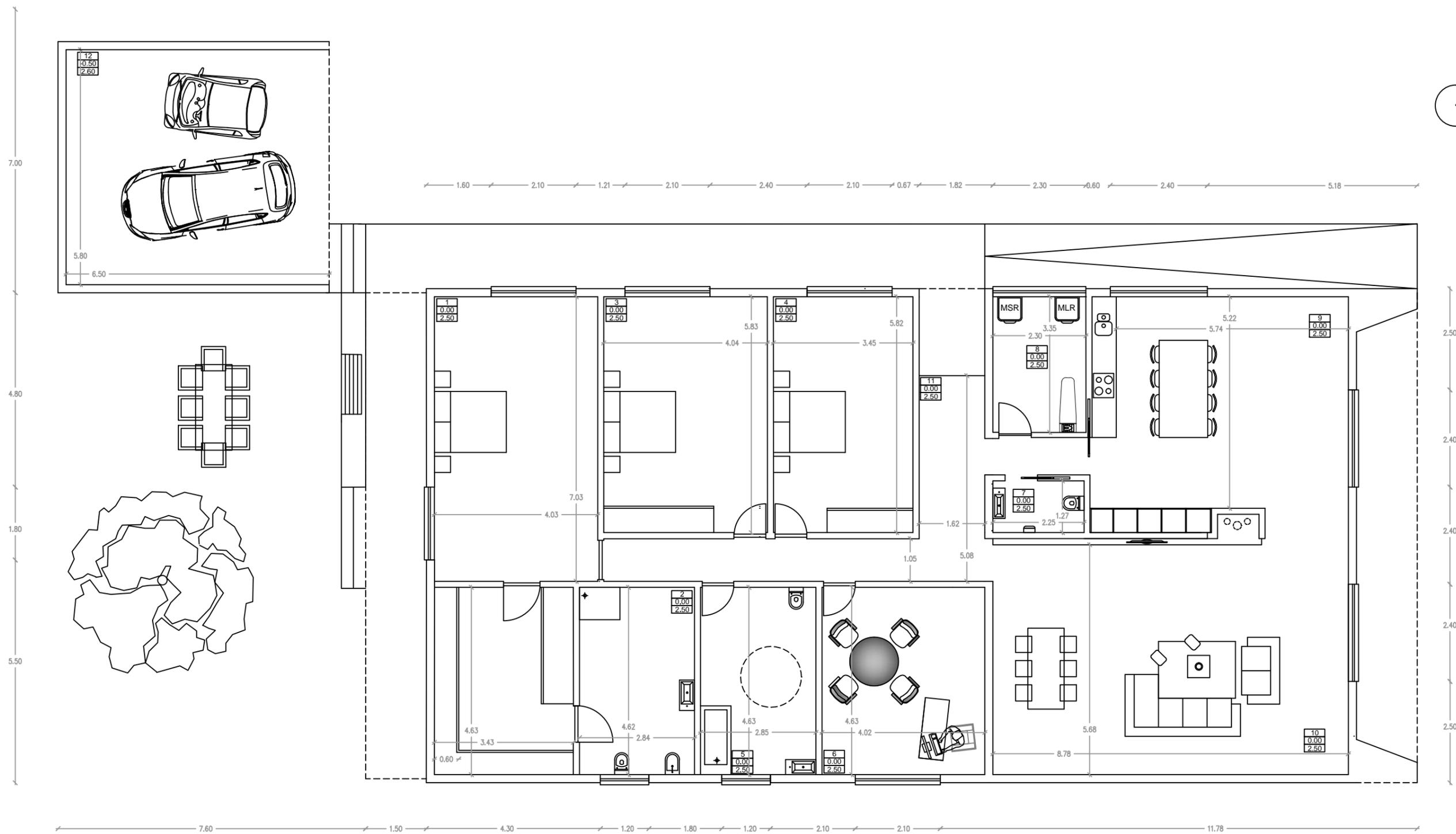


**LEGENDA**

1	QUARTO SUITE	23.20 m2	7	WC	2.82 m2
2	WC SUITE	5.87 m2	8	LAVANDARIA	7.55 m2
3	QUARTO	15.53 m2	9	COZINHA	33.70 m2
3	QUARTO	16.45 m2	10	SALA	51.83 m2
5	WC	7.27 m2	11	HALL PRINCIPAL	15.68 m2
6	ESCRITÓRIO	12.66 m2	12	HALL SECUNDÁRIO	3.40 m2
			13	GARAGEM	50.05 m2

n	n - compartimento	y	y - cota de pavimento
x	x - cota de tecto		
y	y - cota de pavimento		

TÍTULO: <b>Planta de arquitectura</b>		UNIDADE CURRICULAR: <b>Dissertação em Estruturas</b>	
ALUNO: <b>Hugo Oliveira Mendes</b>		ESCALA: <b>1:100</b>	Folha: <b>A3</b>
		ANO LECTIVO <b>2014/2015</b>	DESENHO Nº: <b>01</b>

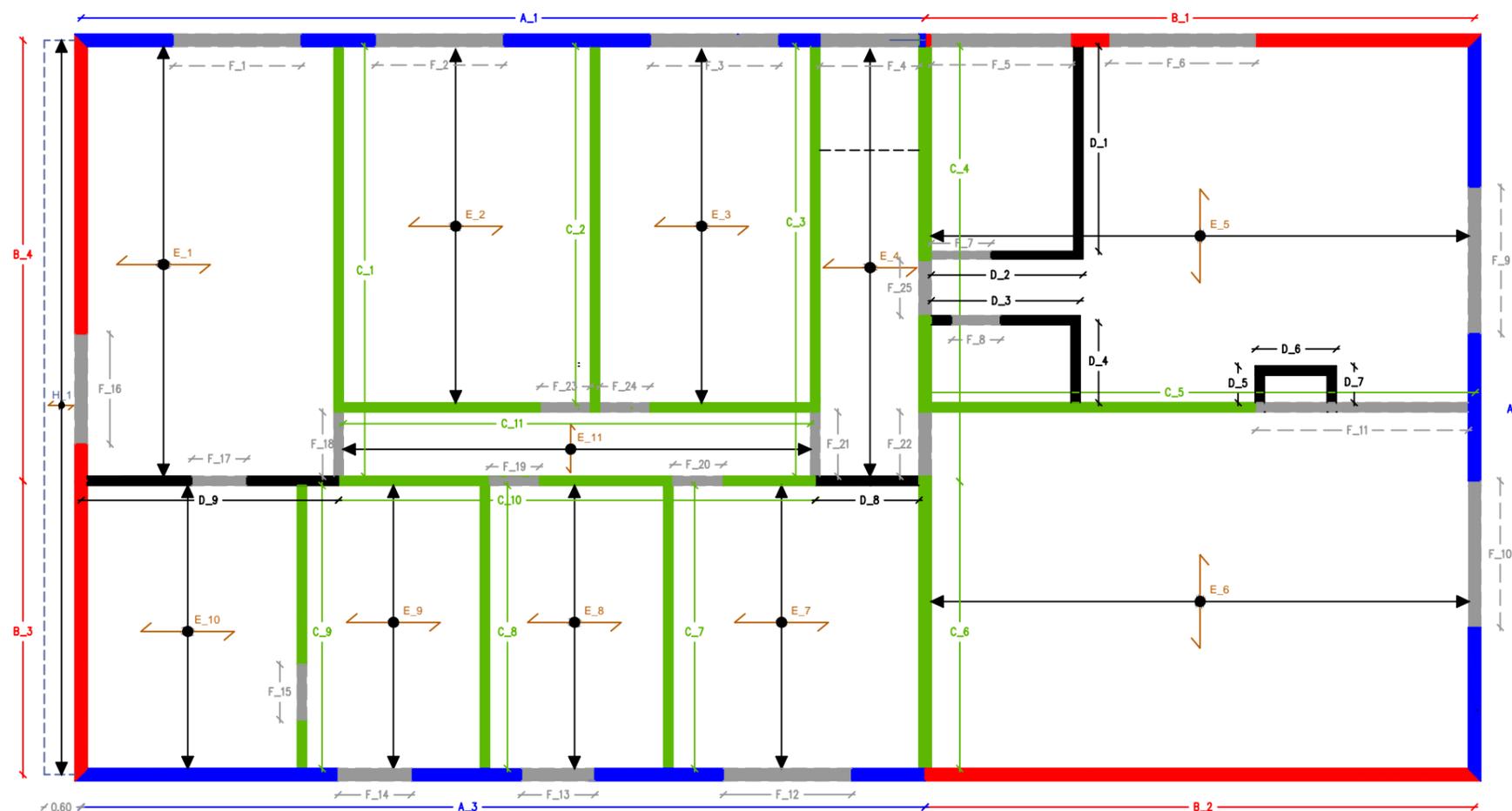
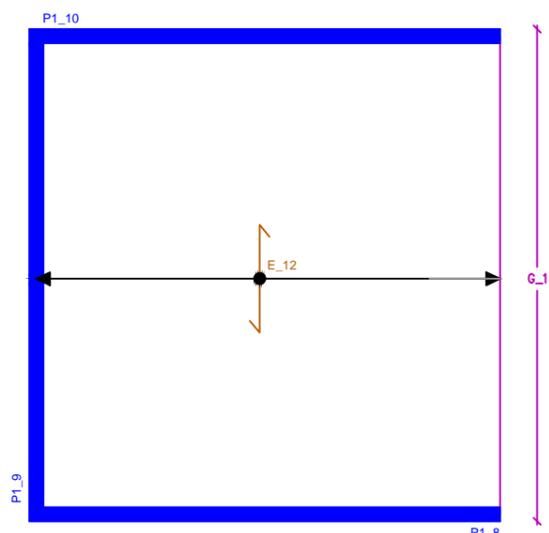


**LEGENDA**

1	QUARTO SUITE	28.74 m2	7	WC	2.59 m2
2	WC SUITE	11.41 m2	8	LAVANDARIA	7.54 m2
3	QUARTO	21.37 m2	9	COZINHA	33.70 m2
4	QUARTO	20.73 m2	10	SALA	51.83 m2
5	WC	12.62 m2	11	HALL PRINCIPAL	18.18 m2
6	ESCRITÓRIO	20.23 m2	12	GARAGEM	44.48 m2

n	n - compartimento
x	x - cota de tecto
y	y - cota de pavimento

TÍTULO: <b>Planta de arquitectura (Alterada)</b>	UNIDADE CURRICULAR: <b>Dissertação em Estruturas</b>	
ALUNO: <b>Hugo Oliveira Mendes</b>	ESCALA: <b>1:100</b>	Folha: <b>A3</b>
	ANO LECTIVO <b>2014/2015</b>	DESENHO Nº: <b>02</b>



**LEGENDA**

- A\_x Parede resistente ao corte
- B\_x Parede resistente ao corte e à compressão
- C\_x Parede resistente à compressão
- D\_x Parede divisória
- E\_x Pavimento
- F\_x Verga
- G\_x Viga mestre
- H\_x Viga em consola
- x x - numeração

TÍTULO: <b>Plana estrutural</b>		UNIDADE CURRICULAR: <b>Dissertação em Estruturas</b>	
ALUNO: <b>Hugo Oliveira Mendes</b>		ESCALA: <b>1:100</b>	Folha: <b>A3</b>
		ANO LECTIVO <b>2014/2015</b>	DESENHO Nº: <b>03</b>