

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA ESTRUTURA MODULAR

PEDRO EURICO VAZ DE BACELAR DA FONSECA E COSTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientadora: Professora Doutora Elsa Caetano

Coorientador: Doutor Jorge Rocha

JANEIRO 2025

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil – 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Família, Amigos e a todos os Professores que me acompanharam durante o curso.

Quando for grande, quero ser senhor das obras
Pedro Costa

AGRADECIMENTOS

À Professora Elsa Caetano, manifesto o meu profundo reconhecimento por ter aceitado o desafio de orientar esta tese, mesmo sabendo que o meu percurso académico não seguiu os moldes convencionais. Agradeço-lhe por acreditar no sucesso deste projeto e por me acompanhar com total dedicação ao longo de todo o processo.

À empresa Bysteel, do dstgroup, e ao Eng. Nuno Neves, agradeço pela proposta de um tema que se revelou extremamente interessante e enriquecedor, proporcionando-me a oportunidade de explorar e aprofundar conhecimentos numa área tão desafiante.

Ao João Rodrigues, expresso a minha gratidão pelo tempo e esforço que dedicou à realização dos modelos numéricos, sendo um apoio imprescindível num momento crucial deste trabalho.

À minha família, em especial aos meus pais, agradeço por me incentivarem a superar os desafios e a alcançar esta importante etapa da minha vida.

À Patricia Reino, deixo o meu mais sincero agradecimento pela valiosa ajuda na preparação deste documento e, sobretudo, pelo apoio constante em todos os desafios aos quais me proponho.

À Maria José Cardoso, um especial obrigado por ser um exemplo de dedicação e por me acompanhar e encorajar em várias sessões deste trabalho.

Por fim, um agradecimento ao Dr. Jorge Rocha, ao Eng. João Gil Dias e ao Eng. Dylan Pereira pelo acompanhamento na empresa, pelo apoio prestado e pelos ensinamentos transmitidos, que contribuíram significativamente para o desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho aborda a análise do comportamento dinâmico de estruturas modulares. A investigação teve como principal objetivo caracterizar, de forma experimental e numérica, os parâmetros dinâmicos do piso de uma estrutura modular. Estes parâmetros serviram para avaliar o conforto da estrutura perante vibrações induzidas por ações decorrentes da sua utilização normal.

A estratégia adotada incluiu três fases principais. Na primeira, é feito um levantamento bibliográfico, para consolidar o estado da arte sobre construção modular e dinâmica estrutural. Na segunda, é desenvolvido um modelo numérico, recorrendo a um software de elementos finitos, para simular a resposta dinâmica da estrutura. Na terceira, são realizados ensaios experimentais, com sensores nos módulos reais, para calibrar o modelo e validar os resultados numéricos.

Os módulos analisados, com dimensões de 6,6 x 2,4 x 3,3 m, propriedade do dstgroup, parceiro deste trabalho, destacam-se pela sua estrutura metálica combinada com subestruturas de madeira e revestimentos variáveis. O trabalho evidenciou a importância da integração dos dados experimentais na modelação computacional para garantir precisão na previsão do comportamento estrutural.

Os resultados mostraram que as vibrações em sistemas modulares não são desvalorizáveis. Procurou-se aplicar as normas de conforto, como a norma ISO 10137:2007 e o documento *Guideline Floors - HIVOSS* ao piso dos módulos em duas fases do seu processo construtivo.

Conclui-se que o projeto modular tem elevado potencial, já explorado internacionalmente em construções de grandes dimensões, desde que associado a um rigoroso controlo de qualidade e adequação às condições dinâmicas. O trabalho sugere desenvolvimentos futuros relacionados com o estudo de novas ligações da estrutura principal, repetição dos estudos noutras fases construtivas do módulo e aprofundamento dos modelos numéricos obtidos.

PALAVRAS-CHAVE: Construções modulares, vibrações, dinâmica, modelação numérica, ensaios experimentais.

ABSTRACT

This study focuses on the analysis of the dynamic behavior of modular structures. The main objective of the investigation was to experimentally and numerically characterize the dynamic parameters of the floor of a modular structure. These parameters were used to assess the structure's comfort levels under vibrations induced by actions resulting from its normal use.

The adopted strategy encompassed three main phases. In the first phase, a literature review was conducted to consolidate the state of the art in modular construction and structural dynamics. In the second phase, a numerical model was developed using finite element software to simulate the structure's dynamic response. Finally, in the third phase, experimental tests were carried out using sensors on real modules to calibrate the model and validate the numerical results.

The analyzed modules, measuring 6.6 x 2.4 x 3.3 m, were provided by the dstgroup, a partner in this study. These modules stand out due to their metallic structure combined with wooden substructures and variable cladding systems. The study highlighted the critical importance of integrating experimental data into computational modeling to ensure accurate predictions of structural behavior.

The results indicated that vibrations in modular systems cannot be disregarded. Comfort standards, such as ISO 10137:2007 and the Guideline Floors - HIVOSS document, were applied to the modules floors at two stages of their construction process.

It was concluded that modular design holds significant potential, already explored internationally in large-scale construction projects, provided it is accompanied by rigorous quality control and adaptation to dynamic conditions. The study suggests future developments, including the investigation of new connections for the main structure, the repetition of studies at other construction stages of the module, and the refinement of the numerical models obtained.

KEYWORDS: Modular construction, vibrations, dynamics, numerical modeling, experimental testing.

ÍNDICE GERAL

INTRODUÇÃO	13
1.1. ASPETOS GERAIS	13
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA	14
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	14
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	14
ESTADO DA ARTE.....	17
2.1. CONSTRUÇÃO MODULAR.....	17
2.1.1. Soluções Construtivas	17
2.1.2. Materiais.....	19
2.1.3. Normas Gerais.....	22
2.1.4. Exemplos de estruturas modulares construídas	23
2.1.4.1. Edifícios Modulares em Altura	24
2.1.4.2. Projetos de inovação e investigação em Portugal	26
2.2. CONFORTO.....	30
2.2.1 Vibrações No Corpo Humano	30
2.2.2. Resposta Estrutural.....	31
2.2.2.1. Frequência Natural de Vibração	31
2.2.2.2. Modos de Vibração	32
2.2.2.3. Amortecimento	33
2.2.3. Solicitações Dinâmicas às Estruturas	36
2.2.4. Conforto e Normas.....	39
2.2.4.1. ISO 10137:2007	39
2.2.4.2. BS 6472 – Parte 1	40
2.2.4.3. HIVOSS.....	42
EDIFÍCIO MODULAR - CASO DE ESTUDO	46
3.1. LIVING LAB	46
3.2. DESIGN	47
3.3. DIMENSÕES	47
3.4. ESTRUTURA.....	48
3.4.1. Estrutura Metálica	48
3.4.2. Subestruturas Em Madeira	51
3.4.2.1. Piso	51
3.4.2.2. Paredes.....	53
3.4.2.3. Teto	55
3.5. MOBILIÁRIO INTERIOR E REVESTIMENTOS	58
MODELO NUMÉRICO	62
4.1. MODELO 1: ESTRUTURA METÁLICA	63
4.1.1. Perfis, Dimensões E Características.....	63
4.1.2. Vínculos Rígidos	63
4.1.3. Nós e Rigidez das Ligações.....	64
4.1.4. Calibração	65
4.2. MODELO 2: ESTRUTURA METÁLICA E PISO	72
4.2.1. Barras, Dimensões E Características	72
4.2.2. Ligação À Estrutura Principal.....	73
4.2.3. Painéis da Subestrutura E Carregamento	74
4.2.4. Calibração	75
4.3. MODELO 3: ESTRUTURA METÁLICA, PISO, PAREDES E TETO	79
4.3.1. Barras, Dimensões E Características	80
4.3.2. Calibração	82

ANÁLISE DE CONFORTO	87
5.1. SOLICITAÇÃO	87
5.2. RESPOSTA	88
5.2.1. Resposta do Piso de Módulo sem Paredes	88
5.2.2. Piso do Módulo Completo	90
5.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE CONFORTO	92
5.3.1. Piso de Módulo sem Paredes	92
5.3.2. Piso do Módulo Completo	95
CONSIDERAÇÕES FINAIS	99
6.1. SÍNTESE DOS ESTUDOS REALIZADOS	99
6.1. SÍNTESE DOS RESULTADOS	99
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	100
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS DE SITES INTERNET	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplo de pódio estrutural nos dois primeiros pisos de um edifício modular (Lawson e Richards, 2009)	18
Figura 2 - Apex House: núcleo central de betão armado e primeiros módulos (à esquerda) e módulo tipo utilizado (à direita) (Lawson e Richards, 2015)	19
Figura 3 - Exemplo de módulo com estrutura em aço (Folha Vitoria, 2024)	19
Figura 4 - Vista da estrutura de um módulo em LSF (Komatslsf, 2024)	20
Figura 5 - Exemplo de elemento modulares em betão: um módulo volumétrico (à esquerda) e um painel modular de fachada (à direita). (Quilosa, 2024; Sienge, 2024).....	20
Figura 6 - Exemplo de barras de MLC (i2, 2024).....	21
Figura 7- Exemplo de um painel CLT (Kalesnikoff, 2024).....	21
Figura 8 - Exemplos de painéis compósitos madeira-cimento (Modeleco,, 2024 ; Multiplacas, 2024)	22
Figura 9 - Edifício Collins House: Módulo laje e fachada (à esquerda), preparação de Wet Joints (centro) e vista exterior do edifício Collins House (à direita) (Thai et al., 2020).....	24
Figura 10 - Vista de duas fases construtivas da Torre Croydon (Thai et al., 2020).....	25
Figura 11 - Módulo Torre Croydon com pilares e vigas metálicas utilizando perfis SHS (Thai et al., 2020).....	26
Figura 12 - Vista e esquemas de edifício em Bond Street, Bristol: Corte transversal do edifício exibindo módulos e pódio (à esquerda); Vista exterior do edifício (à direita); Planta do edifício e seus 4 núcleos de contraventamento (em baixo) (Lawson e Richards, 2009).....	26
Figura 13 - Módulo tipo M2ECO e múltiplas combinações: Conjunto de painéis de madeira; b) Vista 3D da estrutura; c) Exemplos de combinações e disposições possíveis (Freitas, 2014)	27
Figura 14 - Detalhe de projeto do módulo M2ECO: Parede exterior com isolamento na caixa de ar (à esquerda); Membrana de impermeabilização (centro); c) Módulo, viga de fundação e cobertura verde (à direita); (Freitas, 2014).....	28
Figura 15 - Exemplo de possíveis combinações de módulos TreeHouse (Ribeiro, 2022).....	28
Figura 16 - Vista e planta do módulo de dormitórios TreeHouse Structures (Ribeiro, 2022) .	29
Figura 17 – a) Módulo de tipo de laje; b) Módulo tipo de parede contraventada; c) Modelo de edifício construído com sistema estrutural apresentado (Silva, 2014).....	30
Figura 18 Exemplo das deformações dos modos de vibração de um piso (HIVOSSb, 2007) .	33
Figura 19 - Função $u(t)$ com amortecimento de 5% do amortecimento critico	34
Figura 20 - Exemplo de conexão entre três placas com folga (Google, 2024)	36
Figura 21 - Distribuição do peso vs. frequência de passada de uma população de 700 pessoas (JRC, 2009)	37
Figura 22 - Representação gráfica da força de contacto de duas frequências de caminhada (JRC, 2009)	37
Figura 23 - Norma ISO10137 - C.1: Gráfico para Análise de Limiar de Conforto (Norma ISO10137, 2007)	40
Figura 24 - Fator de ponderação da sensibilidade a vibrações em função da frequência (eixo: espinha dorsal) (à esquerda); Gráfico para leitura do valor de OS-RMS90 em função dos valores da massa modal e frequência natural para um sistema de um grau de liberdade (à direita) (HIVOSSa, 2007)	43
Figura 25 - Vista aérea do Living Lab no campus DST em Braga	46
Figura 26 - Vista do Exterior dos Módulos DST-Norman Foster.....	47

Figura 27 - Desenho cotado das dimensões dos módulos	48
Figura 28 – Vista da estrutura metálica do módulo	49
Figura 29 - Elemento de ligação pilares-vigas	50
Figura 30 - Detalhe da ligação do perfil IPE á placa de encaixe (à esquerda); Vista do conjunto de ligação Pilares - Vigas Inferiores (à direita).....	50
Figura 31 - Perspetiva da Subestruturas de madeira dos módulos.....	51
Figura 32 - Plano de subestrutura de madeira de suporte do piso.....	51
Figura 33 – Secções das barras de madeira usadas na subestrutura de madeira do piso	52
Figura 34 - Vista das cantoneiras aparafusadas no banzo do perfil IPE	52
Figura 35 - Esquema do corte das camadas do piso.....	53
Figura 36 - Disposição dos painéis OSB no módulo	53
Figura 37 - Secções das barras que compõem as paredes	54
Figura 38 - Vista do alçado das paredes exteriores (à esquerda); Vista em 3D da subestrutura de madeira (à direita).....	54
Figura 39 - Esquema do corte de uma parede	55
Figura 40 - Plano de subestrutura de madeira de suporte do teto	55
Figura 41 - Secções das barras de madeira usadas na subestrutura de madeira do Teto	56
Figura 42 - Disposição dos painéis OSB e Óxido de Magnésio nos elementos de teto dos módulos	56
Figura 43 - Vista do perfil de suporte (à esquerda); Vista de dois elementos de teto prontos para serem incorporados no módulo (à direita).....	57
Figura 44 - Esquema do corte do teto	57
Figura 45 - Vista da área técnica no canto do módulo	58
Figura 46 - Interior de um módulo de habitação	59
Figura 47 - Planta de um módulo acoplado	59
Figura 48 - Interior módulo único para residência universitária com demonstração de dois tipos de acabamentos	60
Figura 49 - Descrição das várias opções de acabamentos de módulos para residências universitárias	60
Figura 50 – Vista do modelo 3D com distâncias entre eixos dos perfis	63
Figura 51 - Nó superior de um pilar onde as vigas são ligadas a vínculos rígidos	64
Figura 52 - Eixos locais das barras e exemplo de manipulação dos valores de K num nó do modelo.....	65
Figura 53 - Função de Resposta em Frequência dos testes experimentais efetuados na estrutura metálica	66
Figura 54 - Modos de vibração locais da viga longitudinal inferior	67
Figura 55 - Modos de vibração locais da viga longitudinal inferior	67
Figura 56 - Modo de vibração local da viga longitudinal superior	68
Figura 57 - Vista da ligação das vigas aos pilares soldada no módulo ensaiado	68
Figura 58 – Vista de um dos pontos de apoio do módulo ensaiado	69
Figura 59 - Modo de vibração global de translação da parte superior do pórtico no sentido longitudinal	69
Figura 60 - Modo de vibração global de translação da parte superior do pórtico no sentido transversal	70
Figura 61- Modo de vibração global de torção da parte superior do pórtico.....	71
Figura 62 - Posicionamento subestrutura de piso no módulo (à esquerda); Vista superior das barras no modelo (à direita)	73

Figura 63 - Corte Vertical da ligação das barras de madeira ao Perfil metálico IPE (à esquerda); Vista superior da localização dos parafusos de amarração da barra de madeira ao perfil metálico (à direita).....	73
Figura 64 - Plano e Corte dos nós de amarração e da subestrutura de madeira à estrutura metálica no modelo	74
Figura 65 - Vista da disposição dos painéis no modelo (à esquerda); Corte transversal do modelo onde se observam as cargas nos painéis superiores e inferiores (à direita).....	74
Figura 66 - Vistas de pormenor de vínculos rígidos entre os painéis e o eixo das vigas de madeira	75
Figura 67 - Malha de pontos de medição	76
Figura 68 - Função de resposta em frequência da laje do piso	76
Figura 69 - Deformadas dos modos de vibração obtidos da análise experimental	77
Figura 70 - Modo de vibração de torção da parte superior do pórtico	77
Figura 71 - Modos de vibração da laje no modelo	79
Figura 72 - Resultado da modelação das barras de parede	80
Figura 73 - Vista do painel OSB na parede.....	81
Figura 74 - Vista inferior do modelo com paredes.....	81
Figura 75 - Vista das paredes interiores no modelo numérico.....	82
Figura 76 - Vista do teto e parede no modelo numérico	82
Figura 77 - Sobreposição dos espectros de respostas em frequência em todos os pontos da laje de piso	83
Figura 78 - Vista 2D das deformações extremas dos modos de vibração obtidos experimentalmente	83
Figura 79 - Modos de vibração da laje no modelo com paredes e teto	85
Figura 80 - Vista do módulo durante os ensaios de caminhada sobre a laje.....	88
Figura 81 - Acelerações no tempo para um individuo num percurso aleatório sobre a laje de piso	88
Figura 82 - Resposta em aceleração de um individuo de 85kg a caminhar em percursos diagonais	89
Figura 83 - Dois indivíduos a caminhar na laje e dando salto em momentos aleatórios	89
Figura 84 - Vista do interior do módulo completo durante um ensaio	90
Figura 85 - Resposta em aceleração do piso do módulo completo sob ação pedonal e saltos de um individuo de 77 kg.....	91
Figura 86 - Resposta em aceleração do piso do módulo completo sob ação pedonal de um individuo de 115 kg.....	91
Figura 87 - Resposta em aceleração do piso do módulo completo sob ação de saltos de um individuo de 77 kg.....	92
Figura 88 – Figura C.1 da norma ISSO10137 com construção gráfica para apurar o valor da aceleração limite para uma frequência de 12Hz.....	93
Figura 89 - Construção gráfica para obter o valor OS-RMS para um pavimento com rácio de amortecimento de 1%.....	94
Figura 90 - Construção gráfica para obter o valor OS-RMS para um pavimento com rácio de amortecimento de 2%.....	95
Figura 91 – Construção gráfica para determinação da aceleração a ser multiplicada pelos valores da Tabela C.1	95
Figura 92 - Construção gráfica para apurar o valor OS-RMS que determina a classe do piso	97
Figura 93 - Comparação de valores RMS de resposta equivalente com coeficiente amortecimento 5 e 8%.....	98

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 1 - Valores típicos para amortecimento (adaptado de (HIVOSSa, 2007)).....	35
Tabela 2 - Norma ISO10137 C.1: Fatores Multiplicadores para Determinação do Limiar de Conforto (adaptado de Norma ISO10137, 2007).....	40
Tabela 3 - Valores limite de Valor Dose de Vibração para períodos noturnos e diurnos (adaptado de BS 6472).....	42
Tabela 4 - Classificação da resposta dos pisos e recomendações de aplicação para cada classe (adaptado de (HIVOSSa, 2007)).....	43
Tabela 5 - Equivalência entre valores da Norma ISO10137 e HIVOSS (adaptado de (HIVOSSa, 2007)).....	44
Tabela 6 - Lista de perfis metálicos usados no módulo e suas características.....	49
Tabela 7 - Lista de materiais do piso e suas características.....	53
Tabela 8 - Características e Propriedades dos materiais das paredes exteriores.....	55
Tabela 9 - Características e Propriedades dos materiais do teto.....	58
Tabela 10 - Frequências e deformadas modais resultantes da campanha experimental.....	66
Tabela 11 - Resultados do processo de calibração, comparação das frequências com ou sem calibração e percentagem de erro.....	72
Tabela 12 - Distribuição de carga nos painéis superiores e inferiores do modelo.....	75
Tabela 13 - Frequências e Modos de Vibração Experimentais e Numéricos.....	79
Tabela 14 - Frequências Experimentais e numéricas obtidas no decorrer da calibração.....	84
Tabela 15 - Descrição dos ensaios no módulo sem paredes nem teto e respetivos valores de aceleração RMS.....	89
Tabela 16 - Massas modais da laje.....	90
Tabela 17 - Descrição dos ensaios no módulo completo e respetivos valores de aceleração RMS.....	92
Tabela 18 - Massas modais dos modos de vibração do módulo completo.....	92
Tabela 19 - Sumario das acelerações medidas no piso do módulo, sem paredes e sem teto, e comparação com os limites da norma ISO10137.....	93
Tabela 20 - Sumario das acelerações medidas no piso do módulo, inacabado, e comparação com os limites da norma ISO10137.....	96

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPETOS GERAIS

A evolução da engenharia civil, aliada ao crescimento das exigências técnicas e funcionais das estruturas, tem impulsionado o crescimento de soluções inovadoras na construção. Particularmente, a construção modular permite endereçar desafios contemporâneos crescentes: a necessidade de maior eficiência na construção; redução de necessidade de mão de obra e custos; e redução dos impactos ambientais e sociais dos estaleiros de obra. Contudo, a introdução de novas técnicas construtivas também suscita novos desafios em termos de avaliação da sua qualidade. Tanto nos aspetos mais gerais das soluções, como em aspetos mais detalhados, como o seu comportamento quando sujeito a ações dinâmicas, nomeadamente, ações pedonais ou outras que decorram da utilização dos edifícios pelos seus ocupantes.

A necessidade de garantir o conforto dos utilizadores é amplamente reconhecida em casos de estudo e normas internacionais. Contudo, observa-se uma lacuna entre as especificações técnicas e normativas e a sua aplicação a estruturas não convencionais. Este contexto motiva a presente investigação, que procura contribuir para o avanço do conhecimento, no diagnóstico e análise do comportamento dinâmico de estruturas modulares.

As vibrações em estruturas representam um desafio significativo na engenharia civil, dado o seu impacto direto no conforto dos utilizadores e possíveis repercussões na integridade das construções. Vibrações excessivas podem não só provocar danos estruturais ao longo do tempo, reduzindo a vida útil da estrutura, mas também comprometer o bem-estar dos utilizadores. Particularmente, em sistemas modulares leves, onde a redução da massa é uma preocupação, os efeitos dinâmicos tornam-se mais pronunciados. Assim, compreender e, eventualmente, mitigar as respostas dinâmicas excessivas é essencial para garantir a funcionalidade e qualidade das soluções propostas.

Este trabalho é desenvolvido em colaboração com o dstgroup, que tem como objetivo estratégico diversificar as suas atividades no setor da construção, direcionando-se para o segmento da construção modular. Desta vontade, surge a necessidade de garantir a qualidade das soluções propostas, nomeadamente o conforto da estrutura em relação às vibrações.

Os módulos estudados apresentam dimensões típicas de 6,6 m de comprimento por 2,4 m ou 3,6 m de largura, com uma altura de 3,3 m, e destacam-se pela versatilidade das suas possibilidades de utilização. A estrutura é composta por elementos metálicos padronizados, onde se apoia um conjunto de subestruturas em madeira também elas modulares, combinados com sistemas de revestimento térmico e acústico variáveis consoante o tipo de módulo.

1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA

O objetivo principal desta dissertação é caracterizar experimental e numericamente diferentes componentes de uma estrutura modular e analisar o conforto da estrutura completa.

Pretende-se, nesse sentido, analisar experimentalmente as vibrações através de ensaios que incluem a utilização de sensores para registar os parâmetros modais da estrutura em condições reais de operação. Em paralelo, procura-se desenvolver um modelo numérico representativo da estrutura em estudo para previsão futura de desenvolvimentos ou modificações. Finalmente, com base nos resultados experimentais adquiridos, analisa-se o conforto.

Procura-se também com este trabalho, apresentar informação relevante sobre construção modular, descrevendo técnicas utilizadas a nível nacional e internacional, no sentido da modularização da construção.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O desenvolvimento desta dissertação assenta numa abordagem multidisciplinar, integrando conhecimento específico sobre anatomia humana e normas de conforto, conceitos técnicos relacionados com a construção modular, e noções de dinâmica de estruturas, ensaios experimentais e ferramentas computacionais.

Inicialmente, realiza-se um levantamento bibliográfico para identificar os princípios fundamentais que regem o comportamento dinâmico de estruturas, assim como exemplos dos mais recentes desenvolvimentos da modularização no setor da construção.

A modulação numérica constitui também uma parte central nesta investigação, com o desenvolvimento de modelos numéricos que representem eficazmente as características da resposta dinâmica das estruturas. Para isso, recorreu-se a um software de modelação de elementos finitos no qual os resultados são calibrados e validados com base em ensaios dinâmicos nas estruturas reais.

Finalmente, verificam-se os critérios de conforto com base nos resultados recolhidos e na aplicação de normas específicas.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está organizada em 6 capítulos, sendo o primeiro o presente capítulo introdutório.

No segundo capítulo, dividido em duas partes, caracterizam-se os principais métodos e materiais utilizados na construção modular. São também descritos exemplos de construções e projetos de construções modulares, nacionais e internacionais. Na segunda parte deste capítulo, são explorados conceitos específicos da análise de respostas dinâmicas e tipos de ações induzidas às estruturas, nomeadamente, a ação pedonal. Por fim, são descritas as normas relativas ao conforto de edifícios.

No terceiro capítulo é feita uma apresentação geral dos módulos e o seu desenhador. Faz-se também uma abordagem mais detalhada e técnica dos elementos que compõem a estrutura dos módulos.

No quarto capítulo são apresentados aspetos técnicos relativos ao desenvolvimento do modelo numérico, a sua calibração e validação.

No quinto capítulo são explorados os resultados experimentais e comparados com os limites impostos pelas normas de conforto.

No sexto capítulo são resumidas as conclusões relativas aos trabalhos desenvolvidos e são apontados possíveis desenvolvimentos futuros com base nos resultados do trabalho.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. CONSTRUÇÃO MODULAR

A construção modular teve a sua origem histórica no desenvolvimento de técnicas de produção em massa, industrialização e racionalização de processos construtivos, intensificada durante a Revolução Industrial (Silva, 2014). Este método construtivo, que consiste na fabricação, em ambiente industrial, de módulos ou elementos estruturais padronizados, surge como uma resposta à necessidade de aumentar a eficiência e reduzir custos na construção civil (Freitas, 2014).

Estes módulos podem variar em dimensão, permitindo aplicações que vão desde pequenas habitações até complexos industriais ou comerciais de maiores dimensões (Jorge & Ravache, 2021). Enquanto nos métodos tradicionais os edifícios são construídos integralmente no local, a construção modular é maioritariamente preparada fora do estaleiro, em fábricas, aumentando a sua eficiência de produção e controlo de qualidade, permitindo ainda uma redução de desperdícios (Freitas, 2014).

Inicialmente, a construção modular ganhou popularidade nos Estados Unidos, Japão, Austrália e alguns países europeus, onde a industrialização e a urbanização exigiam soluções rápidas e replicáveis para exigências habitacionais crescentes (Jorge & Ravache, 2021). O conceito evoluiu ao longo do século XX, incorporando materiais inovadores e novas abordagens arquitetónicas, permitindo assim que hoje seja possível a criação de edifícios habitacionais, unidades hospitalares, hotéis, escolas ou outras infraestruturas de maneira mais rápida e mais económica. (Lawson e Richards, 2015)

2.1.1. SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS

A construção modular caracteriza-se pela utilização de módulos fabricados em ambientes controlados e montados no local da obra, oferecendo vantagens em eficiência, qualidade e sustentabilidade. Este método tem sido adotado em diversos países devido à sua capacidade de reduzir, significativamente, o tempo e os custos envolvidos na construção (Jorge e Ravache, 2021). Entre os sistemas mais comuns encontram-se os módulos estruturais geralmente constituídos por estruturas em aço, madeira, aço leve (LSF) ou betão.

Os métodos construtivos são diversos, apesar de terem em comum a utilização de módulos ou elementos modulares, dependendo significativamente dos fabricantes e tipo de projeto. A maior diferença encontra-se ao nível da dimensão do edifício a desenvolver, que implica escolhas de sistemas de fundações e sistemas estruturais em conformidade. Nos parágrafos seguintes são abordadas algumas soluções construtivas para projetos de pequena e maior dimensão.

As fundações na construção modular são concebidas para proporcionar suporte adequado aos módulos e criar uma barreira de separação física entre estes e o terreno. Na maioria dos projetos de pequenas dimensões, recorre-se ao ensoleiramento geral em betão armado, uma solução que, pela sua capacidade de suportar o peso dos módulos e pela simplicidade de execução, se apresenta vantajosa (Freitas, 2014).

No entanto, têm sido propostas abordagens alternativas para melhorar a eficiência da construção modular. No trabalho de Freitas (2014), por exemplo, opta-se por um sistema de vigas de fundação em betão armado no perímetro dos módulos, em substituição do ensoleiramento geral. Esta solução permite reduzir o volume de betão utilizado, sendo mais sustentável e mantendo a estabilidade estrutural necessária para a instalação dos módulos. (Freitas, 2014).

Para construções de maior altura, as fundações são idênticas às usadas nos projetos de construção tradicional. Em função das exigências adicionais da estrutura ocasionadas pela altura do edifício, são frequentemente usados módulos com capacidade de carga adicional, através da introdução de elementos estruturais de reforço em aço ou betão. Estes módulos reforçados são montados num pódio, Figura 1, em betão armado, geralmente com 2 a 3 pisos, que garante a estabilidade e fundação do edifício (Thai et al., 2020).

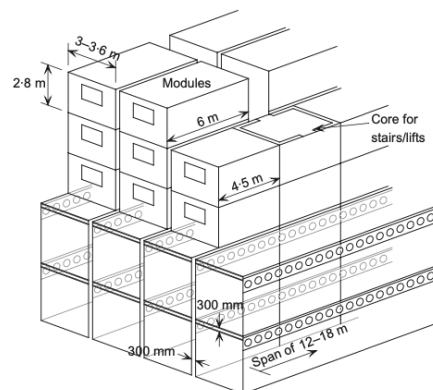


Figura 1 - Exemplo de pódio estrutural nos dois primeiros pisos de um edifício modular (Lawson e Richards, 2009)

Ainda em edifícios de maior altura, podem ser utilizados sistemas de suporte auxiliares, como núcleos em betão armado, Figura 2 – à esquerda, que garantem a estabilidade lateral e contraventamento do edifício. Este sistema, combina-se com módulos reforçados estruturalmente, Figura 2 – à direita. A estrutura dos módulos é usada para distribuir e resistir às solicitações verticais e horizontais em conjunto com o núcleo do edifício (Lawson e Richards, 2015).



Figura 2 - Apex House: núcleo central de betão armado e primeiros módulos (à esquerda) e módulo tipo utilizado (à direita) (Lawson e Richards, 2015)

2.1.2. MATERIAIS

A construção modular utiliza diferentes materiais nas suas estruturas e acabamentos, cada um com funções e exigências de funcionamento específicas. Este texto apresenta os materiais mais comuns, como o aço, o betão e a madeira, explorando as suas características, variantes e aplicações no contexto modular. Também são abordados, de forma breve, os materiais compósitos e soluções de isolamento, destacando o seu papel na eficiência energética e na sustentabilidade das construções.

O aço constitui um dos principais materiais usados em elementos estruturais, na forma de perfis com características dimensionais específicas para vários tipos de utilização (McKinsey & Company, 2019). Os elementos em aço são utilizados nos pilares e vigas dos módulos para fornecer o suporte estrutural necessário, sendo particularmente úteis para aplicações em edifícios altos, onde a resistência e peso próprio baixo são cruciais para a estabilidade estrutural (Thai et al., 2020). Em comparação com outros materiais, como a madeira ou betão, a sua estabilidade dimensional é uma vantagem (Lawson e Richards, 2009). A Figura 3 ilustra um módulo com estrutura de aço.



Figura 3 - Exemplo de módulo com estrutura em aço (Folha Vitoria, 2024)

O aço também pode surgir na forma de Aço leve (*Light Steel Framing* - LSF), aço galvanizado enformado a frio., utilizado para dar estrutura aos módulos, como se pode observar na Figura 4. Este material é valorizado pela sua elevada resistência em comparação com o seu peso reduzido, sendo, por isso, especialmente utilizado em edifícios que exigem um equilíbrio entre resistência estrutural e leveza, contribuindo para uma montagem rápida e eficiente dos módulos (Freitas, 2014).

A utilização LSF minimiza os desperdícios por ser possível produzir apenas a quantidade exata de material necessário e, para além disso, é reciclável, contribuindo para a sustentabilidade da construção modular (Lawson e Richards, 2009).



Figura 4 - Vista da estrutura de um módulo em LSF (Komatlsf, 2024)

O betão é outro material recorrentemente usado, normalmente combinado com aço na forma de betão armado, garantindo capacidade resistente, especialmente em edifícios altos (Jorge e Ravache, 2021). Desempenha um papel importante nas estruturas e respetivas fundações, onde a sua rigidez é necessária para suportar cargas verticais e fornecer estabilidade e suporte (Thai et al., 2020).

É normalmente utilizado na forma de elementos estruturais modulares, Figura 5 – à direita, ou na forma de módulos volumétricos completos, Figura 5 – à esquerda – e, tende a assumir funções estruturais para pisos, fachadas e paredes. Os módulos são fabricados com recurso a cofragens metálicas, que atuam como moldes únicos, que são reutilizados no processo de produção e garantem precisão e uniformidade (Soutto Mayor, 2012).

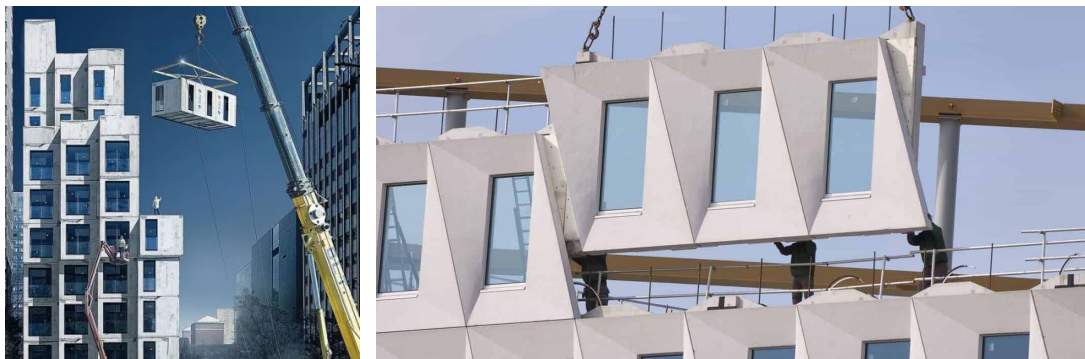


Figura 5 - Exemplo de elemento modulares em betão: um módulo volumétrico (à esquerda) e um painel modular de fachada (à direita). (Quilosa, 2024; Sienge, 2024)

A madeira é outro material destacado na construção modular, em duas principais variantes, a Madeira Lamelada Colada (MLC) e o Cross-Laminated Timber (CLT).

A MLC, é usada na forma de traves ou barras, Figura 6, para pilares e vigas, sendo produzida através da colagem de camadas de madeira alinhadas longitudinalmente, pré-fabricadas e sujeitas a um elevado número de medidas de controlo, reduzindo o tempo de construção (Calmon, 2023).

Este material, também conhecido como glulam, é valorizado pela sua alta resistência em relação ao peso, podendo ser mais forte do que o aço em algumas aplicações (Ribeiro, 2022). Contudo, é importante notar que este material sofre alterações sob cargas de longa duração devido ao fenómeno de fluência (Ribeiro, 2022), pelo que é tendencialmente utilizada na construção de estruturas modulares de pequenas dimensões, concebidas para serem transportadas e montadas no local de forma eficiente.



Figura 6 - Exemplo de barras de MLC (i2, 2024)

O CLT, é constituído por tábuas de madeira dispostas e coladas lateralmente formando um painel, Figura 7, onde em cada camada do painel as tábuas de madeira são cruzadas perpendicularmente com o objetivo de reduzir a ortotropia do material. Estas características e a resistência tornam o CLT adequado ao uso em pisos, paredes ou coberturas (Ribeiro, 2022).

Este material, já correntemente usado no norte da Europa em aplicações para edifícios em altura ou de uso coletivo, apresenta um bom desempenho térmico e acústico (Ribeiro, 2022), sendo uma alternativa sustentável para projetos modulares.



Figura 7- Exemplo de um painel CLT (Kalesnikoff, 2024)

A pesquisa de materiais utilizados na construção modular destaca uma crescente preocupação com a sustentabilidade e, em alguns casos, verifica-se a substituição parcial de materiais tradicionais, como o betão, por componentes mais ecológicos.

São referenciados painéis compósitos leves, entre eles, de madeira-cimento, Figura 8, ou cimento-fibra de vidro-poliestireno, pré-fabricados (McKinsey & Company, 2019). Estes painéis são utilizados para formar paredes, tetos e coberturas e a escolha de materiais leves facilita o transporte e a montagem, reduzindo o tempo de construção e aumentando a eficiência do processo (Ofori-Kuragu e Hill, 2021). Estes materiais inovadores e mais ecológicos são projetados para atender a exigências de eficiência energética e sustentabilidade, alinhando-se com as práticas de construção modular que visam reduzir a pegada de carbono (Parisi e Donyavi, 2024).



Figura 8 - Exemplos de painéis compósitos madeira-cimento (Modeleco, 2024 ; Multiplacas, 2024)

Por fim, são mencionados na literatura materiais de isolamento térmico, sem características específicas para aplicações estruturais, como o poliestireno expandido (EPS), a lã mineral, e o isolamento natural com cortiça.

Do ponto de vista da sustentabilidade ambiental, estes materiais têm uma importância determinante ao contribuir para o elevado isolamento térmico dos edifícios, em soluções passivas que visam reduzir o consumo de energia, aumentando a eficiência energética e o conforto térmico de todo o tipo de edifícios, incluindo os modulares (Freitas, 2014).,(Leal, 2015).

2.1.3. NORMAS GERAIS

As normas são fundamentais para garantir a qualidade, segurança e eficiência das construções modulares. No contexto da segurança estrutural, especialmente nas estruturas em aço, betão e madeira, na construção modular em aço leve e nos sistemas de painéis, o cumprimento das normas específicas é crucial e obrigatório. Apresenta-se assim um resumo das principais normas aplicáveis a diferentes componentes e aspetos da construção generalizada aos quais deve obedecer a construção modular, reiterando a sua relevância para assegurar a conformidade e o desempenho funcional desejado.

No âmbito deste trabalho, e dada a sua importância para o desenvolvimento do tema em estudo, as normas relativas à análise de conforto em relação às vibrações são apresentadas numa secção separada no decorrer deste capítulo.

A aplicação das normas, principalmente as de dimensionamento, inicia-se na caracterização das cargas e respetivas combinações, propriedades dos materiais, condições de serviço, e fatores de segurança intervenientes. Essa informação é descrita em detalhe no Eurocódigo 1 (Silva 2014).

Os sistemas de betão pré-moldado, recorrentemente utilizados na construção modular, seguem normas específicas no desenho das suas soluções. Estas especificações são tratadas na norma EN 13369:2023, que se direciona a elementos pré-fabricados em betão. Já as regras impostas pelo Eurocódigo 2 são aplicadas para dimensionamento de estruturas em betão e, por inerência, a estruturas modulares em betão. Estas normas estabelecem critérios para as dimensões mínimas dos elementos, a quantidade e o posicionamento das armaduras, assim como outros detalhes relevantes para o projeto de estruturas (Lawson et al., 2014).

As estruturas de aço e aço leve (LSF) são regulamentadas pelo Eurocódigo 3, descrito na norma EN 1993, que estabelece as diretrizes para o dimensionamento destas estruturas, garantindo a segurança e eficiência no uso de materiais. Enquanto o dimensionamento de estruturas de madeira é descrito no Eurocódigo 5. Adicionalmente, a norma EN 1090, dividida em três partes, atribui a marca CE e fornece especificações para a execução de estruturas de aço e alumínio. (Henriques, 2017).

À parte das normas de dimensionamento estrutural, existem normas que visam garantir a segurança nos edifícios, como é o exemplo da segurança contra incêndios. As normas de segurança contra incêndio são abordadas pela EN 13501-1, que classifica os materiais de construção de acordo com sua resistência ao fogo, assegurando que os edifícios atendam aos requisitos de segurança necessários para a proteção contra incêndios (Henriques, 2017).

Para garantir o bom desempenho energético nas construções, a norma EN ISO 8990 é aplicada para determinar as propriedades térmicas, e avaliar a eficiência energética dos edifícios (Henriques, 2017). Em projetos com objetivos ecológicos e de sustentabilidade ambiental o cumprimento destas normas é essencial para que possam ser qualificados como edifícios de consumo energético próximo de zero (NZEB) (Henriques, 2017).

A título informativo, segundo Leal (2015), a norma Passivhaus estabelece critérios para alcançar alta eficiência energética em edifícios, recomendando medidas como isolamento térmico eficaz e controlo da ventilação para reduzir o consumo de energia. A Diretiva Europeia 2010/31/EU também é mencionada, impondo a partir de 2020 a necessidade de que todos os novos edifícios apresentem um consumo energético quase nulo, com foco em soluções passivas de construção.

A aplicação destas normas é determinante para o desenvolvimento e a implementação de práticas construtivas que atendam aos requisitos regulamentares e promovam um futuro sustentável e eficiente na construção modular.

Segundo o relatório de McKinsey & Company (2019) a adoção da construção modular em larga escala requer atualizações nos códigos de construção para incorporar as especificidades do método, incluindo a padronização das unidades modulares e da logística de montagem no destino. A falta de regulamentos adaptados pode diminuir o desenvolvimento de economias de custo e tempo, comprometendo o potencial impacto positivo da construção modular no setor. Segundo este relatório, a integração de novas práticas regulatórias é essencial para maximizar a eficiência e alinhar as normas com os avanços tecnológicos presentes (McKinsey & Company, 2019).

2.1.4. EXEMPLOS DE ESTRUTURAS MODULARES CONSTRUÍDAS

A construção modular tem ganho destaque como uma alternativa eficaz e inovadora à construção tradicional, especialmente em projetos que exigem rapidez na execução e eficiência no uso de recursos. A abordagem modular permite reduzir em mais de 50% os tempos de construção, otimizar a gestão de materiais e melhorar a qualidade geral dos edifícios (McKinsey & Company, 2019). Os seguintes parágrafos descrevem exemplos concretos de construções modulares, a nível nacional e internacional, e

a aplicação de diferentes materiais estruturais, ilustrando a versatilidade e os benefícios desta abordagem inovadora.

2.1.4.1. Edifícios Modulares em Altura

Quatro dos dez edifícios modulares mais altos do mundo foram construídos na Austrália nos últimos cinco anos. Entre eles, destaca-se a Collins House, em Melbourne, que, em 2020, detinha o recorde do edifício modular mais alto do mundo, com 60 andares (Thai et al., 2020).

Destes dez edifícios, três foram recentemente construídos em Melbourne, utilizando um sistema estrutural modular denominado Hickory Building System (HBS), desenvolvido pelo grupo Hickory, pioneiro na construção modular na Austrália. O HBS é um sistema de última geração que integra módulos de núcleo, paredes de contraventamento e fachadas, de forma a compor uma única estrutura. Este sistema é composto por elementos de painel, modulares e pré-fabricados, com diferentes utilizações, como paredes estruturais, poços de elevadores, caixas escadas e pavimentos de betão leve. Todos estes elementos são conectados no local através de juntas de betão, conforme está ilustrado na Figura 9 - centro.

Na solução HBS, os módulos não são volumétricos. Um módulo tipo é constituído por painéis de pavimento e fachada. Estes, são conectados com o núcleo central do edifício e restantes paredes estruturais, também compostos por elementos modulares. A Figura 9 – esquerda mostra um módulo típico do sistema HBS, sendo que o maior módulo atinge 17 metros e pesa 26 toneladas (Thai et al., 2020).

A utilização do sistema HBS reduz o tempo de construção entre 30% e 50% em comparação com métodos convencionais e minimiza o desperdício de materiais e energia até 90% (Thai et al., 2020).



Figura 9 - Edifício Collins House: Módulo laje e fachada (à esquerda), preparação de Wet Joints (centro) e vista exterior do edifício Collins House (à direita) (Thai et al., 2020)

O edifício Collins House, Figura 9 - direita, edifício modular com maior desenvolvimento vertical à data (2020), com 60 andares, em Melbourne, é constituído por módulos de painéis 2D em betão. Os módulos são apoiados num pódio de betão armado que se prolonga até ao 14º piso. O edifício foi erguido utilizando o método HBS e concluído em 29 meses. (Thai et al., 2020)

Outro projeto relevante de construção modular em altura é o da Torre Croydon, nos Estados Unidos, Figura 10, composto por duas torres residenciais de 44 e 38 andares, totalizando 546 apartamentos. Estabeleceu, à data da sua conclusão (2021), um novo recorde como o edifício modular mais alto do mundo, e foi construído recorrendo ao método PPVC. O método PPVC, Prefabricated Prefinished Volumetric Construction, é uma solução de construção modular em que módulos volumétricos são fabricados fora do local de construção. Uma vez fabricados, e pré-acabados, fora do estaleiro de obra, são transportados para o local, onde são montados para formar o edifício (Thai et al., 2020).



Figura 10 - Vista de duas fases construtivas da Torre Croydon (Thai et al., 2020)

As torres foram construídas utilizando uma combinação de núcleo central e um pódio, sendo os núcleos duplos e a estrutura do pódio construídos em betão armado. A instalação dos módulos teve início em fevereiro de 2019, com 38 módulos 95% finalizados por piso. Estes módulos, apoiam-se num pódio de betão, com 1,8 m de espessura, a partir do segundo andar (Thai et al., 2020).

O projeto utiliza um total de 1.525 módulos com 23 configurações diferentes. Cada módulo é composto por uma estrutura de aço com pilares e vigas quadradas, como se observa na Figura 11. As dimensões dos pilares SHS variam de 150 mm, nos módulos do topo do edifício, a 300 mm, nos módulos da base, com o objetivo de acomodar nos pisos inferiores o aumento de carga devido à gravidade (Thai et al., 2020).

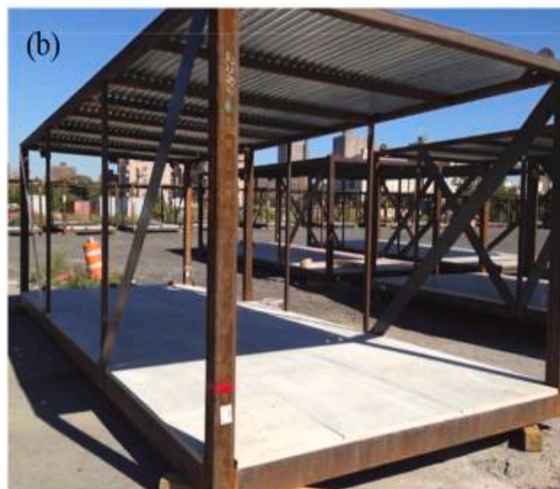


Figura 11 - Módulo Torre Croydon com pilares e vigas metálicas utilizando perfis SHS (Thai et al., 2020)

Este projeto demonstra, de novo, os benefícios da construção modular em relação aos métodos tradicionais. A solução PPVC permitiu uma redução de 30% no tempo de construção e uma diminuição de 80% nos resíduos gerados durante a obra (Thai et al., 2020).

Outro exemplo significativo é o Bond Street, em Bristol - Inglaterra, uma residência universitária com 12 andares, Figura 12 - à direita. Neste projeto, os módulos volumétricos formam entre seis e dez pisos, apoiados sobre um pódio estrutural de dois andares em aço, Figura 12 – à esquerda. A estrutura é composta por aproximadamente 400 módulos, com cerca de 100 unidades combinadas em pares para formar estúdios premium. A estabilidade do edifício é garantida por quatro núcleos de aço, Figura 12 – em baixo (Lawson e Richards, 2009).

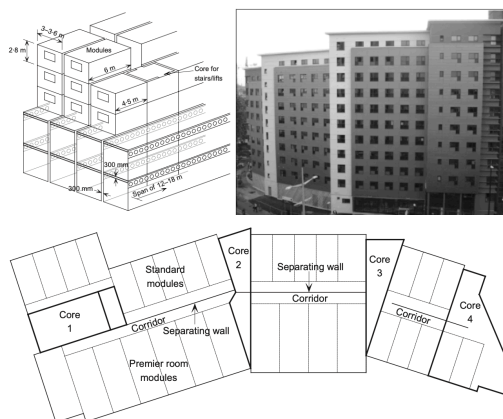


Figura 12 - Vista e esquemas de edifício em Bond Street, Bristol: Corte transversal do edifício exibindo módulos e pódio (à esquerda); Vista exterior do edifício (à direita); Planta do edifício e seus 4 núcleos de contraventamento (em baixo) (Lawson e Richards, 2009)

2.1.4.2. Projetos de Inovação e Investigação em Portugal

À parte dos projetos de maiores dimensões anteriormente apresentados, a nível nacional, a construção modular ainda não tomou as proporções que se observam noutros países. Em Portugal existem projetos de construção modular, mas numa escala inferior, tipicamente com módulos de 6 x 3 m e edifícios de um a dois pisos. Nos parágrafos que se seguem são apresentados projetos de investigação e desenvolvimento de autores portugueses em madeira e aço leve, assim como uma solução já desenvolvida de construção modular em madeira da empresa Jular.

Filipe Freitas desenvolveu, no âmbito da sua tese de mestrado em 2014, um projeto modular altamente focado na sustentabilidade chamado M2ECO. Concebido pelo autor e desenhado pelo Arquiteto Jorge Brito, o módulo tem dimensões exteriores 6,47x3,47x3,00 m e interiores 6,00x3,00x2,44 m.

O projeto consiste num módulo tipo que pode ser combinado e disposto, com outros, em múltiplas configurações, como ilustrado na Figura 13 c). São descritos diferentes tipos de disposição e combinações dos módulos, como estúdio T0, T1 e T2. O projeto foca-se determinantemente na eficiência ecológica e, para tal, integra soluções energéticas como a instalação de painéis solares para aquecimento de água e produção de energia elétrica. Nas fundações não é usado o habitual ensoleiramento geral, Freitas cria uma solução de viga de fundação que reduz a quantidade de betão utilizada (Freitas, 2014).

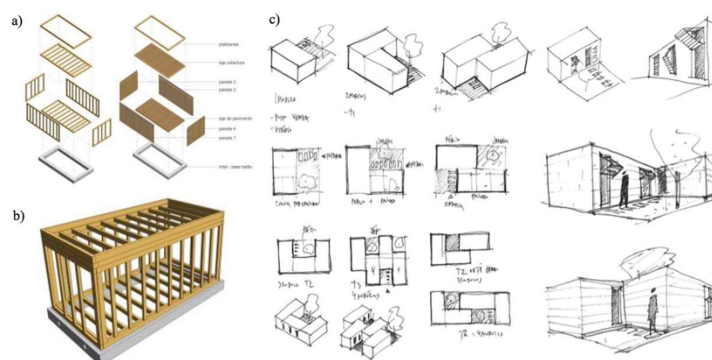


Figura 13 - Módulo tipo M2ECO e múltiplas combinações: Conjunto de painéis de madeira; b) Vista 3D da estrutura; c) Exemplos de combinações e disposições possíveis (Freitas, 2014)

O design modular é desenvolvido para facilitar o transporte e a montagem. A estrutura do módulo M2ECO é feita em Madeira Lamelada Colada, Figura 13 b), com barras com dimensões 8x12cm a 10x20cm. Posteriormente, a estrutura é coberta por painéis OSB, Figura 13 a), para eliminar ressalto ou arestas vivas que impossibilitem aplicação de telas de impermeabilização. A impermeabilização é feita com membranas elastoméricas de polietileno de alta densidade, Figura 14 - centro. O isolamento térmico é colocado duplamente no exterior do módulo e no interior das caixas de ar da parede, Figura 14 – à esquerda. Para o isolamento exterior, é usado um aglomerado de cortiça expandida. Nas caixas de ar das paredes, laje e pavimento, são usadas fibras celulósicas. A cobertura do módulo é ajardinada, Figura 14 – à direita, o que contribui para o isolamento térmico e eficiência energética do edifício (Freitas, 2014).

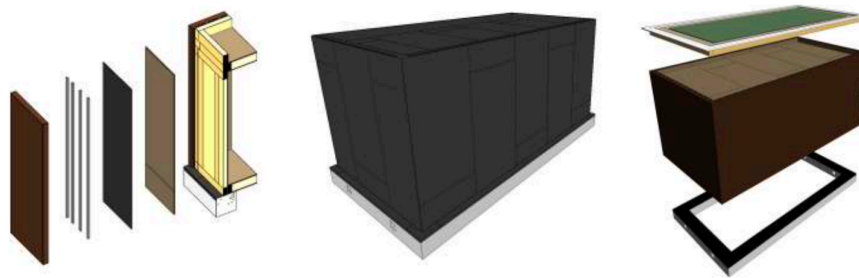


Figura 14 - Detalhe de projeto do módulo M2ECO: Parede exterior com isolamento na caixa de ar (à esquerda); Membrana de impermeabilização (centro); c) Módulo, viga de fundação e cobertura verde (à direita); (Freitas, 2014)

Finalmente, toda a construção deste módulo é realizada com materiais de alta qualidade, dando preferência a isolamentos naturais e materiais de alto desempenho que asseguram uma eficiência energética distinguida com a classificação A+ (Freitas 2014).

Tanto Ribeiro (2022) como Calmon (2023) apresentam o exemplo da TreeHouse nos seus trabalhos com uma referência na construção modular em madeira.

As TreeHouse são casas modulares desenvolvidas pela empresa Jular, em parceria com os arquitetos Appleton & Domingos. O objetivo é oferecer soluções habitacionais modulares em madeira. O sistema combina conceitos de modularidade, eficiência de construção e rápida montagem, onde cada módulo é concebido para ser fabricado in-house em ambiente controlado, garantindo o controlo da qualidade. Os módulos já construídos, são posteriormente transportados para o local de montagem, onde são instalados com impacto diminuto na área circundante (Ribeiro, 2022; Calmon, 2023).

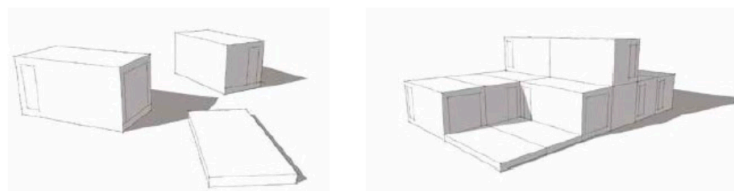


Figura 15 - Exemplo de possíveis combinações de módulos TreeHouse (Ribeiro, 2022)

Cada módulo possui dimensões padrão de 6,60 x 3,30 m, sendo acoplável a outros para formar diferentes tipologias habitacionais, como T0, T1, T2, até T5. Os módulos podem ser dispostos em várias combinações, como ilustrado na Figura 15. São possíveis aglomerações de um ou dois pisos, com exemplos que variam desde T2, com seis módulos no piso inferior, até T4, com dezasseis módulos no piso inferior e dois no piso superior. A mesma empresa, através dos modelos TreeHouse Structures, utiliza o conceito da TreeHouse para dar solução a utilizações industriais e de serviços. Na Figura 16 é representada uma solução TreeHouse para um complexo de dormitórios, conjugando 8 módulos lateralmente. (Ribeiro, 2022; Calmon, 2023).



Figura 16 - Vista e planta do módulo de dormitórios TreeHouse Structures (Ribeiro, 2022)

Na solução TreeHouse a estrutura é composta por Madeira Laminada Colada (glulam). As superfícies externas, paredes, tetos e pavimentos, são construídas com um sistema multicamada que integra isolamento térmico e acústico. Nos acabamentos interiores, podem ser utilizados materiais como madeira maciça ou PVC nas paredes e tetos. Nos pavimentos, as opções incluem madeira, madeira laminada, pavimento vinílico ou pavimento flutuante. As fachadas exteriores possuem um sistema ventilado com caixa de ar dupla e acabamento em pinho silvestre (Ribeiro, 2022; Calmon, 2023).

Pedro Silva, em 2014, no âmbito da sua tese de mestrado, desenvolve uma solução de construção modular, em LSF, baseada num sistema que combina painéis modulares de laje, Figura 17 a), e de parede, Figura 17 b), desenhados para melhorar a eficiência estrutural e facilitar a montagem no local da obra. As cargas verticais são transferidas dos painéis de laje para os de parede, que funcionam como elementos de suporte, substituindo as configurações tradicionais com pilares.

Na realidade, neste sistema não são produzidos módulos volumétricos, mas sim vários elementos de painel, modulares, que constituem um edifício quando montados. Na Figura 17 c) representa-se uma modelação de um edifício projetado com esta solução. Os elementos têm como material principal Aço Leve (LSF) revestido interiormente com isolamento térmico e acústico. O sistema foi concebido para ser facilmente montado com o objetivo de diminuir a necessidade de mão-de-obra qualificada (Silva, 2014).

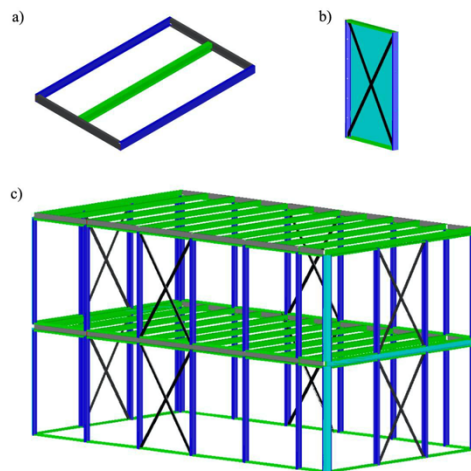


Figura 17 – a) Módulo de tipo de laje; b) Módulo tipo de parede contraventada; c) Modelo de edifício construído com sistema estrutural apresentado (Silva, 2014)

Os exemplos descritos ao longo desta secção, tanto no plano internacional, como nacional, mostram como a construção modular é aplicada em diferentes contextos. Desde edifícios de grande altura, a projetos habitacionais sustentáveis, a construção modular destaca-se pela eficiência na montagem e a preocupação com o desempenho energético. Os materiais e soluções estruturais são específicas e adaptadas às necessidades dos projetos em causa. Os módulos são produzidos de forma industrializada, padronizando a sua qualidade e permitindo uma montagem rápida no local de implantação dos edifícios que reduz em vários exemplos os tempos de construção até 30%.

2.2. CONFORTO

Devido à busca de soluções inovadoras, mais leves e com novos materiais, capazes estruturalmente, em condições últimas, mas de rigidez, eventualmente, inferior em condições de serviço, verifica-se a necessidade de considerar a análise de conforto em relação a vibrações deste tipo de construções.

O conforto de pisos em edifícios é avaliado com base na sensação humana, de agrado ou desagradado, em relação a um comportamento dinâmico da estrutura, materializado na forma de vibrações. Estas vibrações constituem a resposta dinâmica dos pisos face a uma solicitação imposta em determinado momento temporal. Nos parágrafos que se seguem, são descritos os vários intervenientes na avaliação de conforto de uma estrutura, nomeadamente, a sensação de conforto no corpo humano em relação às vibrações, a caracterização da resposta dinâmica das estruturas, a caracterização de solicitações comuns induzidas às estruturas e a descrição de algumas normas e recomendações existentes na literatura.

2.2.1 VIBRAÇÕES NO CORPO HUMANO

São várias as situações em que o corpo humano se encontra exposto a vibrações, desde o uso de ferramentas manuais, meios de transporte e estruturas civis. A perceção humana das vibrações depende de variáveis como amplitude, frequência, direção, tempo de exposição e posição corporal. Os seguintes parágrafos abordam os impactos das vibrações no conforto e nas sensações corporais, considerando

várias posições e tempo de exposição, com base nos estudos apresentados no documento de Griffin (1990).

A posição corporal influencia diretamente a forma como as vibrações são percebidas. Em posturas sentadas, as vibrações com componente no eixo vertical podem ser amplificadas pelo corpo e aumentam a percepção de vibração. Outras posturas com suporte inadequado, devido ao desconforto das vibrações, podem aumentar o risco de lesões musculares. Em pé, as vibrações são mais perceptíveis quando se desenvolvem na direção do eixo do corpo, frequentemente sentidas no peito e no abdômen. Ainda em pé, as vibrações horizontais, nos eixos ortogonais ao corpo, causam deslocamentos laterais e longitudinais que afetam a estabilidade e o equilíbrio dos indivíduos.

De forma geral, as vibrações são experienciadas com mais severidade quando alinhadas com o eixo vertical do corpo, causando uma sensação de desconforto nos órgãos internos. Por outro lado, nos eixos horizontais, não afetam estruturas internas, mas causam desequilíbrios e instabilidade.

A percepção humana em relação às vibrações varia desde desconforto leve a náuseas e tonturas. Frequências entre 4Hz e 8Hz causam ressonância nos órgãos internos do corpo humano, sendo esta gama de frequências mais perceptível e desconfortável para os humanos. Frequências superiores 10 Hz causam irritação e dificuldades de concentração. Acima de 15Hz, as vibrações podem causar ressonâncias a nível ocular e afetar a visão.

O tempo de exposição é um fator determinante para os riscos de desconforto em relação às vibrações. Exposições curtas, inferiores a uma hora, são geralmente toleráveis e sem riscos para a saúde. Exposições mais longas, superiores a 4 horas, geram efeitos cumulativos como contraturas, dores musculares e fadiga extrema. Para avaliar a severidade das vibrações, as normas internacionais utilizam a aceleração como parâmetro principal. Os limites de aceleração admissíveis são variáveis, sendo mais rigorosos para atividades de precisão e menos rigorosos para atividades dinâmicas. O conceito Valor de Dose de Vibração (VDV) é usado para medir efeitos cumulativos de vibrações intermitentes e aleatórias.

2.2.2. RESPOSTA ESTRUTURAL

A resposta estrutural define-se pelo comportamento dinâmico que uma estrutura manifesta quando sujeita a ações externas. Essa resposta depende diretamente das suas propriedades, como massa, rigidez e condições de apoio, as quais influenciam as suas frequências naturais, os seus modos de vibração e os seus níveis de amortecimento. A compreensão dos parâmetros que caracterizam a respostas estrutural é essencial para prever o seu comportamento dinâmico e evitar efeitos indesejados, como vibrações excessivas ou ressonâncias, e garantir o conforto dos ocupantes.

Este subcapítulo aborda os conceitos fundamentais associados à resposta estrutural, começando pela descrição dos aspetos associados às frequências naturais de vibração, modos de vibração e ao fenómeno de amortecimento. O entendimento destes conceitos fornece uma base sólida para interpretar o comportamento dinâmico das estruturas e orientar decisões de projeto que considerem tanto a funcionalidade estrutural, quanto a experiência dos seus utilizadores.

2.2.2.1. Frequência Natural de Vibração

As frequências naturais, ou frequências próprias, correspondem às frequências nas quais a estrutura tende a vibrar quando é sujeita a uma excitação inicial e deixada a vibrar livremente, sem ação contínua de uma força externa. Uma estrutura tem tantas frequências naturais quanto graus de liberdade (HIVOSSa, 2007). Estas frequências são específicas a cada estrutura e dependem das propriedades

físicas, nomeadamente da massa, rigidez, e das suas condições de fronteira, dependentes da geometria e apoios (JRC, 2009).

Matematicamente, a frequência natural para um sistema de um grau de liberdade pode ser expressa pela fórmula (HIVOSSa, 2007):

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (1)$$

Onde:

- K é a rigidez;
- M é a massa.

Uma estrutura possui uma infinidade de frequências próprias ou frequências naturais (Alves, 2008). No entanto, as frequências mais baixas requerem menos energia para se mobilizarem e são mais prováveis de acontecer. A frequência natural mais baixa (frequência fundamental) tem maior probabilidade de ser ativada por uma excitação humana (HIVOSSa, 2007).

Como pode ser observado na Equação 1 um aumento na massa da estrutura reduz a frequência natural. Estruturas mais leves tendem a ter frequências mais altas. Dependendo da fase de projeto em análise, a massa num piso pode variar, devido a diferentes cargas permanentes, semi-permanentes, mobiliário e outros, e ter uma influência nas suas frequências naturais de vibração (HIVOSSb, 2007).

A frequência natural depende também da rigidez da estrutura. Quanto maior a rigidez da estrutura, mais elevada a frequência (HIVOSSb, 2007). Assim como a rigidez da estrutura, as condições de apoio têm um impacto significativo nas frequências naturais. Estruturas com apoios rígidos exibem frequências mais elevadas do que aquelas com apoios flexíveis (JRC, 2009).

A determinação das frequências naturais pode ser feita analiticamente ou através de modelos numéricos, por exemplo através de uma análise por elementos finitos. Uma vez concluída a estrutura, ensaios experimentais são usados para validar os modelos numéricos. Nestes ensaios, são usados acelerómetros para medir as vibrações. Para excitar a estrutura, no caso de pavimentos, pode ser usado um martelo de impulsos também equipado com sensores para medir a força aplicada. No capítulo 4, é descrito um processo de medição da resposta dinâmica de um piso de uma estrutura modular em várias fases da sua construção.

2.2.2.2. Modos de Vibração

Um modo de vibração é definido pelo padrão de deslocamentos de cada grau de liberdade de uma estrutura, ou elemento, mobilizado numa determinada frequência de vibração (Alves, 2008). Cada modo de vibração está associado a uma frequência natural específica (HIVOSSa, 2007). Na Figura 18 é representado um piso em vários modos de vibração. O movimento, num determinado modo de vibração, segue um padrão específico e repetitivo. Esse padrão está diretamente relacionado com a distribuição de massa e rigidez do elemento em análise, assim como com as condições de fronteira da estrutura (JRC, 2009).

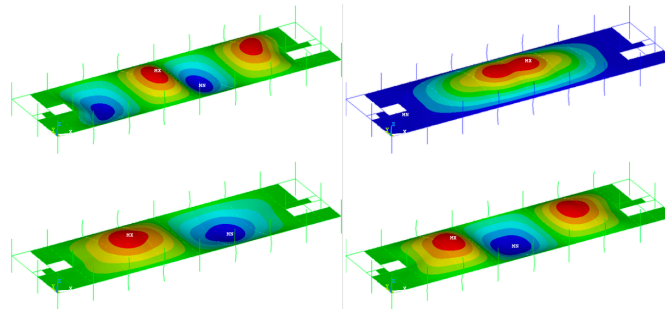


Figura 18 Exemplo das deformações dos modos de vibração de um piso (HIVOSSb, 2007)

Cada modo de vibração é associado a uma frequência natural correspondente e existem tantos modos quantos os graus de liberdade do elemento ou estrutura. O primeiro modo de vibração é associado à frequência mais baixa, e normalmente envolve uma maior amplitude de movimento (Alves, 2008).

A cada modo de vibração está associada uma massa modal. A massa modal é um parâmetro que descreve a quantidade de massa mobilizada num determinado modo de vibração. A massa modal não corresponde à massa total do elemento, mas sim à que participa no modo (Alves, 2008).

Matematicamente a massa modal pode ser expressa pelo integral da densidade de um ponto pelo quadrado da amplitude do seu deslocamento modal: (Clough, 1975)

$$M_{\text{mod}} = \int_V \rho(x, y, z) \cdot \phi(x, y, z)^2 dV \quad (2)$$

Onde:

- M_{mod} é a massa modal
- $\rho(x, y, z)$ é a densidade de massa em um ponto da estrutura
- $\phi(x, y, z)$ é a amplitude da forma modal no mesmo ponto, sendo esta normalizada para o máximo deslocamento do pavimento.
- V é o volume da estrutura.

O cálculo dos modos de vibração, e das respectivas massas modais, pode ser realizado utilizando métodos analíticos simplificados ou, em alternativa, análises de elementos finitos, Figura 18, em sistemas de maior complexidade (HIVOSSa, 2007).

2.2.2.3. Amortecimento

O amortecimento é um fenómeno físico pelo qual a energia de uma ação dinâmica é dissipada, o que se materializa com a redução gradual de amplitude do movimento dinâmico no tempo. Na Figura 19 observa-se uma curva amortecida com um coeficiente de amortecimento de 5% do amortecimento crítico. A dissipação ocorre, na prática, por interação entre os materiais da estrutura, as condições e características dos seus apoios e a interação com o ambiente externo (Souza, 2020).

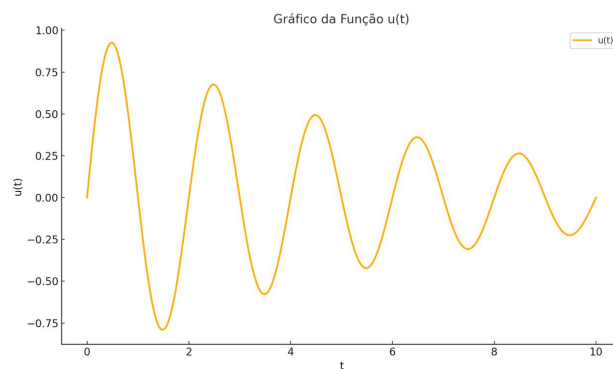


Figura 19 - Função $u(t)$ com amortecimento de 5% do amortecimento crítico

São vários os elementos que causam amortecimento numa estrutura, sendo o mais evidente a dissipação de energia dentro do próprio material, durante os ciclos de carga e descarga de uma ação dinâmica. Este tipo de amortecimento é dependente das propriedades viscoelásticas características de cada material (Alves, 2008). Na Tabela 1 são apresentados os amortecimentos típicos dos principais materiais utilizados em estruturas correntes:

Tabela 1 - Valores típicos para amortecimento (adaptado de (HIVOSSa, 2007))

Tipo	Amortecimento (% do amortecimento crítico)
Amortecimento Estrutural D_1	
Madeira	6%
Betão	2%
Aço	1%
Compósito	1%
Amortecimento devido a móveis D_2	
Escritório tradicional para 1 a 3 pessoas com divisórias	2%
Escritório sem papel	0%
Escritório em plano aberto	1%
Biblioteca	1%
Residências	1%
Escolas	0%
Ginásio	0%
Amortecimento devido a acabamentos D_3	
Teto sob o piso	1%
Piso flutuante	0%
Revestimento de piscina	1%
Amortecimento Total $D = D_1 + D_2 + D_3$	

Outra origem de amortecimento resulta da dissipação de energia provocada pelas conexões mecânicas entre os diferentes elementos da estrutura. Elementos como ligações, juntas ou apoios podem ter folgas, como exemplificado na Figura 20, ou ser constituídos de materiais menos rígidos que a globalidade da estrutura. Ao não serem rígidas, as conexões, não transmitem a totalidade de energia das vibrações que por elas passa causando amortecimento (Alves, 2008).

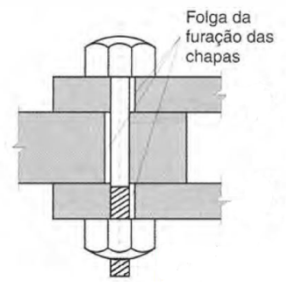


Figura 20 - Exemplo de conexão entre três placas com folga (Google, 2024)

No exterior, o ambiente circundante à estrutura, como o ar ou outros fluidos podem causar amortecimento (Souza, 2020). No interior dos edifícios, os elementos como mobiliário ou revestimentos também contribuem para o aumento do amortecimento (HIVOSSa, 2007).

Cada modo de vibração apresenta um coeficiente de amortecimento específico ξ , o qual se exprime pela relação com o amortecimento crítico, $c_{crit} = 2\sqrt{km}$: (Clough, 1975)

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (3)$$

Onde:

- c é a constante de amortecimento modal,
- k é a rigidez modal da estrutura,
- m é a massa modal associada ao modo analisado.

O amortecimento tem um papel crucial no controlo das vibrações, afetando diretamente a resposta dinâmica da estrutura. Quanto maior for o amortecimento, maior decréscimo será observado na amplitude das vibrações. O amortecimento é especialmente importante na proximidade das frequências naturais, onde o fenómeno de ressonância pode ocorrer (Souza, 2020).

Contrariamente às frequências, modos e massas modais o amortecimento é mais dificilmente determinável analiticamente, podendo, contudo, ser estimado por via analítica ou numérica (Alves, 2008). Para a sua determinação exata são usados ensaios modais. Estes ensaios recolhem informação sobre a evolução da amplitude das vibrações a uma determinada frequência. Sabendo o decréscimo de amplitude em vibração livre, pode ser calculado o amortecimento (Souza, 2020).

2.2.3. SOLICITAÇÕES DINÂMICAS ÀS ESTRUTURAS

As atividades humanas como caminhar, correr ou saltar induzem forças dinâmicas aplicadas às estruturas. À generalidade destas forças, chama-se correntemente ação pedonal. Estas solicitações causam uma resposta na estrutura. Esta resposta é mais significativa quando as frequências da ação pedonal, ou seus harmónicos, são similares às frequências naturais da estrutura. (Alves, 2008)

A ação pedonal caracteriza-se por impulsos, verticais, cíclicos e periódicos correspondentes à cadência dos passos humanos. As frequências típicas situam-se entre 1,6Hz e 2,4Hz. A magnitude e frequência destes impulsos variam em função do peso e velocidade de movimento do utilizador, podendo causar respostas dinâmicas significativas quando a frequência da solicitação pedonal é próxima da frequência

natural da estrutura (Alves, 2008). Na Figura 21 é representada uma das conclusões do estudo da comissão europeia para atualização do Eurocódigo 3. Neste gráfico pode ser vista a distribuição do peso e frequência dos passos de 700 pessoas consideradas (JRC, 2009).

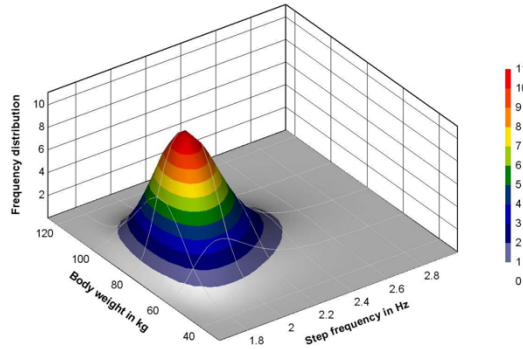


Figura 21 - Distribuição do peso vs. frequência de passada de uma população de 700 pessoas (JRC, 2009)

As forças pedonais não são exclusivamente verticais, apresentando também uma componente horizontal. Esta componente horizontal tem uma frequência inferior à vertical, sendo que o período do movimento é na realidade o dobro do correspondente à ação vertical para um mesmo indivíduo. (Alves, 2008).

A ação pedonal, na sua componente vertical, tem geralmente a forma da Figura 22 e é caracterizada por um primeiro momento de carga, quando o pé toca no chão, seguido de um segundo em que é dado o impulso para o passo seguinte. Na Figura 22 apresenta-se o exemplo de dois passos de duas pessoas em que a força de contacto é normalizada em relação ao peso (JRC,2009).

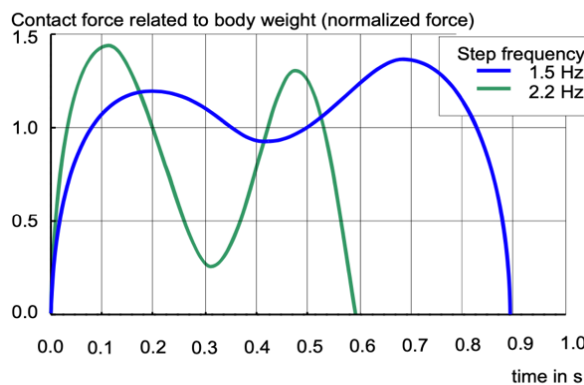


Figura 22 - Representação gráfica da força de contacto de duas frequências de caminhada (JRC, 2009)

Para aproximar matematicamente esta solicitação usa-se uma soma de várias componentes sinusoidais, chamados harmónicos: (SETRA, 2006)

$$F(t) = W \cdot \sum_{n=1}^N \alpha_n \cdot \sin(2\pi n f t) \quad (4)$$

Onde:

- $F(t)$ corresponde à força em função do tempo t ;
- W é o peso da pessoa;
- α_n refere-se aos coeficientes de contribuição harmónica;
- f representa a frequência da cadência do passo;
- n indica o número de harmónicos considerados.

A soma da contribuição dos vários harmónicos aproxima a função $F(t)$ das forças dinâmicas correspondentes à ação pedonal.

Em estruturas com frequências naturais entre 2 Hz e 6 Hz, a ação pedonal pode causar respostas significativas devido à proximidade da frequência da ação, e seus harmónicos, à frequência natural da estrutura (Alves 2008). Em situações de utilização intensa, como eventos desportivos ou locais com elevada concentração de pessoas, estas vibrações podem ser amplificadas dinamicamente causando desconforto nos seus utilizadores (JRC, 2009). Eventualmente, em estruturas leves e pouco rígidas, como pontes pedonais, podem existir fenómenos de ressonância nos quais a integridade da estrutura é posta em causa. (CBPE, 2021)

A ação pedonal pode ser modelada, por um conjunto de ações tipo, e testada numericamente ainda em projeto, podendo-se prever o comportamento da estrutura (HIVOSSb, 2007). Existem ainda referências, na bibliografia, a testes de medição da resposta dinâmica das estruturas à ação pedonal, após construção. As ações são induzidas por pessoas a caminhar em grupo de forma estratégica para estudar a resposta da estrutura. Nestes testes são verificadas e caracterizadas a resposta em termos de frequências, amplitudes e acelerações. Com os dados recolhidos procede-se à verificação dos critérios de conforto (Alves, 2008).

À parte as ações pedonais, existem outros tipos de ocorrências que provocam uma resposta dinâmica da estrutura. As ações ambientais representam outro tipo de solicitação dinâmica. Estas ações referem-se a forças provenientes do ambiente externo. O vento é uma das ações ambientais mais significativas, com principal relevância em estruturas esbeltas e altura considerável (Moutinho, 2007). A força do vento tem componente estática e dinâmica, sendo que a componente dinâmica, ao solicitar a estrutura, pode eventualmente causar vibrações excessivas à escala global do edifício.

Outro tipo de ações que solicitam as estruturas são as ações induzidas por equipamentos mecânicos. Os equipamentos mecânicos ou industriais, quando em funcionamento, podem produzir vibrações significativas e, devido ao elevado peso destes equipamentos, podem provocar respostas dinâmicas consideráveis na estrutura (Norma ISO10137).

As ações mecânicas podem ser classificadas como periódicas, aleatórias ou de impacto, dependendo do tipo de operação do equipamento. As forças periódicas resultam de equipamentos com movimentos rotativos ou cíclicos, como os gerados por motores, cilindros ou bombas. As forças de impacto são características de processos de prensas ou cortes (Norma ISO10137).

Os parâmetros dinâmicos dessas ações, como frequência, amplitude, intensidade e direção, variam em função do tipo de máquina e seu estado de operação. Máquinas rotativas geram uma frequência constante associada à sua velocidade de rotação. Os equipamentos de impacto criam vibrações transitórias com picos de amplitude elevados (Norma ISO10137)

O conjunto das solicitações a aplicar na análise dinâmica de uma estrutura depende do seu tipo de utilização e a sua caracterização, assim como o cálculo da correspondente resposta, são essenciais para evitar situações de vibração excessiva. Ainda em projeto, os métodos analíticos e análise numérica podem permitir estimar a resposta da estrutura face às solicitações e uma vez concluída a construção, a resposta pode ser verificada através de ensaios diretamente na estrutura. Em casos em que é inevitável haver vibrações, estas devem ser mitigadas.

2.2.4. CONFORTO E NORMAS

A análise e o controlo de vibrações em edifícios requerem uma abordagem normatizada no sentido de estabelecer critérios objetivos para garantir o conforto dos seus utilizadores. Neste contexto, diversas normas internacionais foram desenvolvidas, nos últimos anos, com o objetivo de padronizar critérios de avaliação dos níveis de vibração aceitáveis e determinar os limites de conforto para as diferentes possibilidades de utilização dos edifícios. Estas normas definem parâmetros mensuráveis da resposta da estrutura, que limitam a valores considerados aceitáveis.

Este subcapítulo apresenta algumas das normas existentes relacionadas com o controlo de vibrações em estruturas, com foco nas suas características e critérios específicos. Estas normas definem os parâmetros de avaliação, como limites de aceleração, ou valores equivalentes, a partir dos quais se pode considerar a estrutura adequada para determinada utilização. As referências bibliográficas associadas a cada norma não seguem uma organização específica.

2.2.4.1. ISO 10137:2007

A norma ISO 10137:2007 (ISO10137) é uma norma internacional, publicada em 2007, que orienta projetos de construção de edifícios no sentido de caracterizar o seu estado limite de serviço em relação à sua resposta dinâmica. A norma estabelece diretrizes para caracterizar, avaliar e controlar vibrações e, ainda, critérios mínimos para o conforto humano. O seu principal objetivo é assegurar a funcionalidade, segurança e conforto em edifícios e estabelecer critérios para o projeto e avaliação de estruturas considerando os efeitos das vibrações sobre os seus ocupantes e equipamentos sensíveis no seu interior.

A norma está estruturada em várias secções que organizam o seu conteúdo. Inicialmente, descreve-se o âmbito de aplicação, que inclui edifícios e passagens pedonais, mas exclui pontes rodoviárias, e assume-se que as estruturas têm um comportamento linear sob as cargas aplicadas. Na segunda e terceira secção descrevem-se, respetivamente, as normas que a precedem e uma lista de termos e definições de alguns conceitos chave.

Na sua quarta secção, descrevem-se as origens possíveis das fontes de vibrações. Estas, são divididas em internas, movimentos humanos, máquinas rotativas, equipamentos de impacto ou obras de construção e demolição, e externas, tráfego rodoviário e ferroviário, atividade de mineração, vento, sismos ou obras com explosões e compactações. A quinta secção descreve e caracteriza cada uma das origens de ações exposta no ponto anterior.

Na secção 6 são detalhados os procedimentos para avaliação da resposta da estrutura em estudo. Na sétima e última secção, são explicados os critérios para cumprimento do estado limite de serviço em relação às vibrações. Estes critérios e, nomeadamente, os critérios de mínimos de conforto humano, são abordados no anexo C onde é apresentado um gráfico da aceleração eficaz limite em função da frequência das vibrações, Figura 23. A aceleração eficaz, referida na norma como aceleração RMS, é o valor quadrático médio da aceleração no decorrer de um determinado tempo. Os valores de aceleração RMS obtidos neste gráfico, multiplicados pelos fatores da Tabela 2, que tomam em consideração a

utilização do piso em estudo, estabelecem o limite do conforto para vibrações na direção Z, vertical, segundo a norma ISO10137.

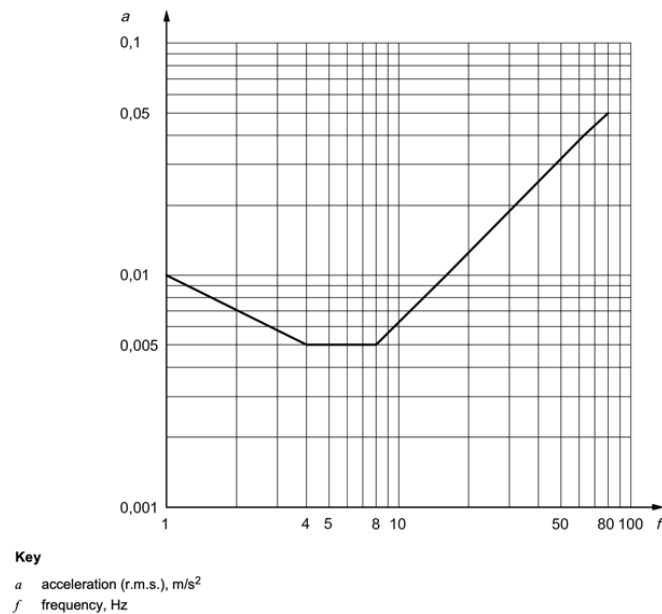


Figura 23 - Norma ISO10137 - C.1: Gráfico para Análise de Limiar de Conforto (Norma ISO10137, 2007)

Tabela 2 - Norma ISO10137 C.1: Fatores Multiplicadores para Determinação do Limiar de Conforto (adaptado de Norma ISO10137, 2007)

Local	Período	Fatores multiplicadores para a curva base (Figura C.1)	
		Vibração contínua e intermitente	Excitação de vibração impulsiva com várias ocorrências por dia
Áreas críticas de trabalho (ex.: blocos operatórios de hospitais, laboratórios de precisão, etc.)	Dia	1	1
	Noite	1	1
Residências (ex.: apartamentos, casas, hospitais)	Dia	2 a 4	30 a 90
	Noite	1,4	1,4 a 20
Escritório silencioso, open space	Dia	2	60 a 128
	Noite	2	60 a 128
Escritório generalizados (ex.: escolas, escritórios)	Dia	4	60 a 128
	Noite	4	60 a 128
Oficinas	Dia	8	90 a 128
	Noite	8	90 a 128

2.2.4.2. BS 6472 – Parte 1

A norma BS 6472 é uma norma Britânica, elaborada pelo British Standards Institution (BSI), cuja versão em vigor atualmente foi revista em 2008. A norma define os princípios para avaliação de vibrações em

edifícios e, à semelhança da norma ISO10137, separa as fontes que podem causar vibrações nos edifícios em internas e externas.

A norma começa por fazer uma breve caracterização dos tipos de vibrações que podem ser observadas em edifícios. Em seguida, descreve um coeficiente de ponderação da frequência, que tem em conta a diferença na intensidade da percepção humana das diferentes frequências, apresentando-se fatores de ponderação para a direção vertical e horizontal.

O critério de conforto da norma é estabelecido de forma fundamentalmente diferente das restantes. Nesta norma é usado o conceito de Valor Dose de Vibração (VDV). O VDV tem em conta a soma das acelerações dos eventos vibratórios numa determinada dimensão temporal. São considerados dois períodos temporais, dia e noite, para os quais são estabelecidos limites de aceitabilidade. O valor de VDV pode ser obtido pela expressão:

$$\text{VDV}_{b/d, \text{dia/noite}} = \left(\int_0^T a^4(t) dt \right)^{0,25} \quad (6)$$

Onde:

- $\text{VDV}_{b/d, \text{dia/noite}}$ é o valor da dose de vibração (em $m \cdot s^{-1,75}$);
- $a(t)$ é a aceleração ponderada em frequência (em $m \cdot s^{-2}$), usando W_b ou W_d (coef. De ponderação da frequência das vibrações), conforme apropriado;
- T é o período total do dia ou da noite (em segundos) durante o qual a vibração pode ocorrer

A norma descreve também efeitos paralelos que podem causar uma diferença na percepção de vibrações, e como estes efeitos devem ser relatados por escrito no relatório de análise. Aborda também cuidados a ter na medição das vibrações, nomeadamente na localização destas: tanto quanto possível, as medições devem ser feitas no local onde são percebidas mais vibrações. São distinguidos dois tipos de pisos principais, os pisos de frequência baixa e frequência alta. Nos pisos de frequência baixa, a deformada seria a do primeiro modo de vibração que, em teoria, tem uma deformada característica de uma elevação central do piso. Neste caso, a norma prevê que se possa usar unicamente dois acelerómetros perto do centro do piso. Nos restantes casos, a distribuição das medições deve ser feita ao critério de quem realiza o teste.

Os critérios de aceitabilidade do VDV são dados pela Tabela 3, onde os valores são usados para acelerações nas várias direções. Para escritórios e oficinas, os fatores devem ser multiplicados por 2 e 4, respetivamente, no horário de dia.

Tabela 3 - Valores limite de Valor Dose de Vibração para períodos noturnos e diurnos (adaptado de BS 6472)

Intervalos de Valores Dose de Vibração que podem resultar em diferentes probabilidades de comentários adversos em edifícios residenciais			
Local e tempo	Baixa probabilidade de comentários adversos $m \cdot s^{-1.75}$	Comentários adversos possíveis $m \cdot s^{-1.75}$	Comentários adversos prováveis $m \cdot s^{-1.75}$
Edifícios residenciais 16 h dia	0,2 a 0,4	0,4 a 0,8	0,8 a 1,6
Edifícios residenciais 8 h noite	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	0,4 a 0,8

2.2.4.3. HIVOSS

O Hivoss é um guia elaborado pelo RFCS- Project “Vibrations of Floors” que estabelece métodos e recomendações práticas sobre a avaliação de conforto dos utilizadores de edifícios residências e de escritórios face a vibrações causadas por ações pedonais. Este guia dá orientações sobre vibrações toleráveis, introduzindo classes de aceitação e previsões da resposta dos pisos, face a uma ação humana neles induzida. Descreve também métodos simplificados para determinação das características dinâmicas de pisos. Em todos os casos são apenas consideradas vibrações verticais.

As recomendações estabelecidas por este guia são baseadas na medida de controle OS-RMS. O valor de OS-RMS é definido pela amplitude da resposta dinâmica da estrutura, em função das suas características, induzida por uma ação, estatisticamente ponderada, de uma passada humana. Especificamente, o OS-RMS90 é a amplitude estimada da resposta para uma ação com uma probabilidade cumulativa de 90% de não ser excedida numa amostra de 700 combinações de pesos e frequências de passada.

O método proposto começa por avaliar as características do piso, a sua massa modal, frequência natural, e o amortecimento. Com essas características e através dos ábacos similares aos da Figura 24 (à direita) é determinado o valor de OS-RMS90. Este valor, representativo da magnitude da resposta dinâmica do piso, já inclui a ponderação de sensibilidade humana às diferentes frequências de vibração tal como demonstrado na Figura 24 (à esquerda). O valor OS-RMS obtido, vai ser usado para atribuir ao piso uma classe de A a F. Na Tabela 4, às respetivas classes dos pisos são atribuídas uma classificação de recomendado a desaconselhado, em função do seu tipo de utilização.

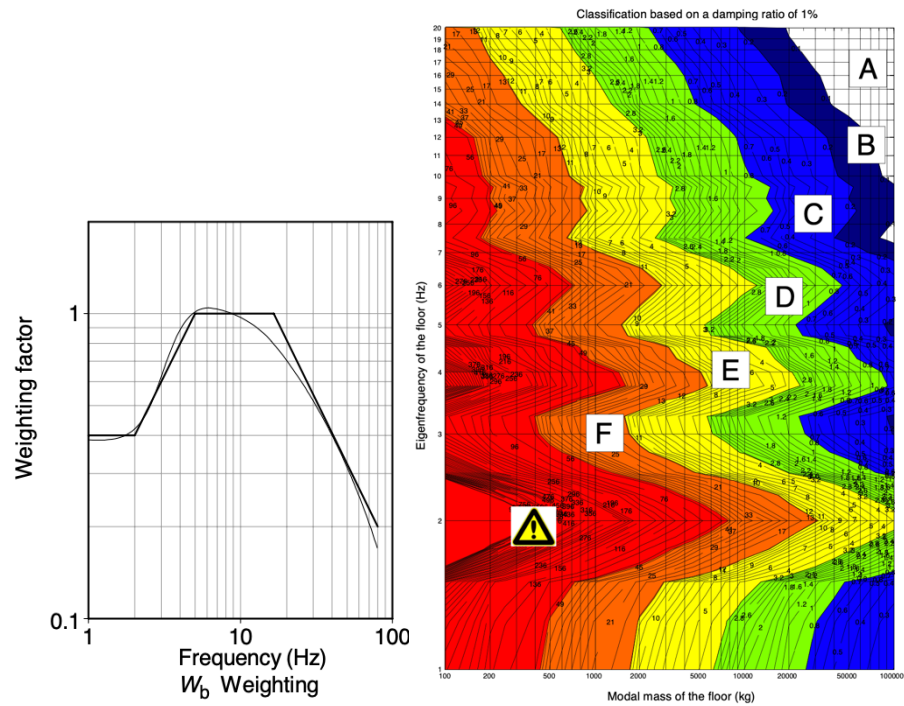


Figura 24 - Fator de ponderação da sensibilidade a vibrações em função da frequência (eixo: espinha dorsal) (à esquerda); Gráfico para leitura do valor de OS-RMS90 em função dos valores da massa modal e frequência natural para um sistema de um grau de liberdade (à direita) (HIVOSSa, 2007)

Tabela 4 - Classificação da resposta dos pisos e recomendações de aplicação para cada classe (adaptado de (HIVOSSa, 2007))

Classe	OS-RSM ₉₀		Função do piso										
	Limite inferior	Limite superior	Espaço de trabalho crítico	Saúde	Educação	Residência	Escritório	Reunião	Retalho	Hotel	Prisão	Industrial	Desporto
A	0.0	0.1											
B	0.1	0.2											
C	0.2	0.8											
D	0.8	3.2											
E	3.2	12.8											
F	12.8	51.2											

Recomendado

Crítico

Não Recomendado

Os valores dos limites estabelecidos por este documento podem ser relacionados com os obtidos pela norma ISO 10137 nas relações descritas na Tabela 5:

Tabela 5 - Equivalência entre valores da Norma ISO10137 e HIVOSS (adaptado de (HIVOSSa, 2007))

Local	Período	Fator multiplicador	OS-RMS ₉₀ equivalente
Áreas críticas de trabalho (ex.: blocos operatórios de hospitais, laboratórios de precisão, etc.)	Dia	1	0.1
	Noite	1	0.1
Residências (ex.: apartamentos, casas, hospitais)	Dia	2 a 4	0.2 a 0.4
	Noite	1,4	0.14
Escritório silencioso, open space	Dia	2	0.2
	Noite	2	0.2
Escritório generalizados (ex.: escolas, escritórios)	Dia	4	0.4
	Noite	4	0.4
Oficinas	Dia	8	0.8
	Noite	8	0.8

3

EDIFÍCIO MODULAR - CASO DE ESTUDO

Os projetos de construção modular têm-se afirmado como soluções eficientes e sustentáveis em diversas aplicações, desde habitações temporárias a estruturas permanentes, como residências universitárias e unidades hoteleiras. Este capítulo apresenta o projeto modular concebido por Norman Foster em parceria com dstgroup, com foco nos seus aspetos técnicos e dimensionais

No âmbito das restantes partes do trabalho, os aspetos técnicos apresentados fazem referência a um módulo singular usado para residência de estudantes.

3.1. LIVING LAB

Os edifícios modulares em estudo são parte integrante de um projeto de maior escala chamado Living Lab, Figura 25. O projeto surge da parceria do dstgroup com o arquiteto Norman Foster e procura produzir um centro de investigação à escala real para testar e implementar sistemas construtivos modulares. O projeto estende-se numa área de 4 000 m² e conta cerca de 100 unidades modulares habitáveis, com funcionalidades de residências de estudantes, habitação, hotelaria, residências hospitalares e residências sénior. O projeto procura construir uma microcidade no campus do DST em Braga com o objetivo de criar uma montra viva das soluções desenvolvidas no setor e, futuramente, dar lugar a um espaço para ser vivido e habitado pelos trabalhadores deslocados que a dstgroup integra nos seus quadros.



Figura 25 - Vista aérea do Living Lab no campus DST em Braga

3.2. DESIGN

O Design do Living Lab e dos módulos é da autoria do renomeado arquiteto britânico, Norman Foster. Reconhecido em numerosos prémios de arquitetura entre os quais, duas vezes pelo Premio Stirling e outra pelo Premio Pritzker, o arquiteto é autor de obras com grande notoriedade a nível mundial. Entre elas destacam-se o 30 St Mary Axe em Londres, o Viaduto Millau em França e o Aeroporto Internacional de Hong Kong.

O módulo em estudo é produzido em várias versões, cada uma com detalhes e especificidades que lhes são particulares, não variando, contudo, da forma volumétrica de um paralelepípedo. O aspeto exterior dos módulos, Figura 26, foi cuidado pelo desenhador. A fachada exterior revela uma solução de caixilharia minimalista, também da autoria de Norman Foster.



Figura 26 - Vista do Exterior dos Módulos DST-Norman Foster

3.3. DIMENSÕES

Os módulos produzidos no âmbito deste projeto são de dois tipos consoante as suas medidas. Como pode ser observado na Figura 26, existem dois tamanhos tipo dos módulos que se diferenciam pela sua dimensão transversal. O módulo mais pequeno tem medidas 6,6 x 2,4 m e o maior 6,6 x 3,6 m. A altura de 3,3 m é comum aos dois tipos de módulos. Os desenhos cotados dos módulos, os seus perfis e alçados estão representados na Figura 27.

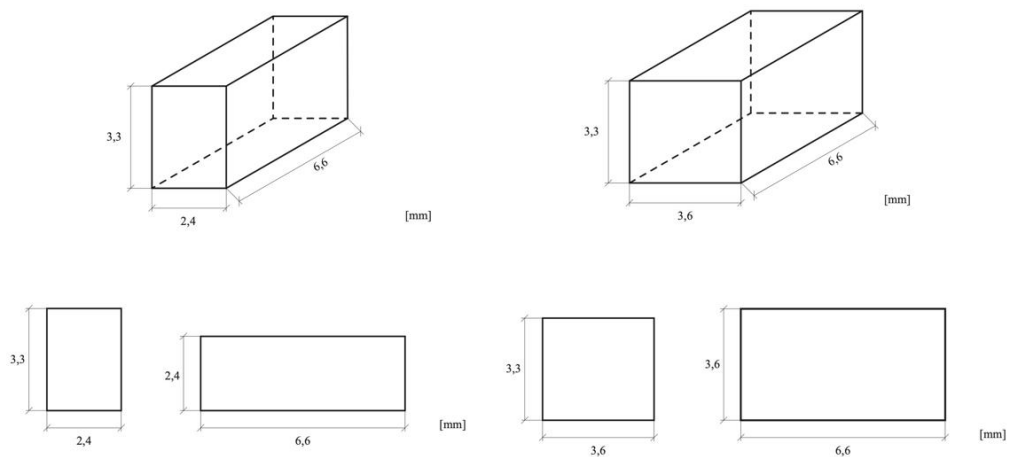


Figura 27 - Desenho cotado das dimensões dos módulos

Uma das opções de configuração inclui juntar 2 módulos pela sua lateral criando um módulo de dimensões superiores como se ilustra no piso inferior dos módulos da Figura 26.

3.4. ESTRUTURA

Conforme descrito no primeiro capítulo, em vários exemplos de construção modular são comuns as soluções de módulos que se servem de uma estrutura principal na qual se suportam os restantes elementos. Os módulos DST-Norman Foster recorrem também a essa técnica, e até na sua estrutura principal, tetos, pisos e paredes as soluções são modulares e padronizadas. Nos subcapítulos abaixo são descritos os elementos da estrutura e subestruturas que compõem um módulo destinado à utilização como residência de estudantes.

3.4.1. ESTRUTURA METÁLICA

A estrutura dos módulos é composta por quatro pilares e oito vigas, cujos perfis são especificados na Tabela 6. Na Figura 28, são apresentadas duas vistas da estrutura metálica do módulo durante o seu fabrico.

Tabela 6 - Lista de perfis metálicos usados no módulo e suas características

Perfil	Corte Transversal	Função	Comprimento Livre [m]	Área Secção [cm ²]	Inercia Maior [cm ⁴]	Inercia Menor [cm ⁴]	Peso por Metro [kg/m]
IPE 240		Vigas Longitudinais	6,2	39,1	3892	284	30,7
SHS 200x120x8		Vigas Transversais	2,07	48,00	2529	1128	37,7
SHS 120X8		Vigas do Teto	6,2	33,60	677	677	26,4
SHS 120X8		Pilares	2,07	33,60	677	677	26,4



Figura 28 – Vista da estrutura metálica do módulo

A ligação entre as barras metálicas é composta por um elemento em cada extremo dos pilares com quatro encaixes tipo “cassete”, Figura 29. O elemento fêmea, um cubo com quatro encaixes laterais, Figura 29 - esquerda, é soldado ao topo dos pilares. Nas vigas, o elemento macho, com formato trapezoidal, é soldado ao perfil metálico, Figura 29 - centro. A união entre os dois elementos é assegurada por um pino que impede o seu desacoplamento, Figura 29 - direita.

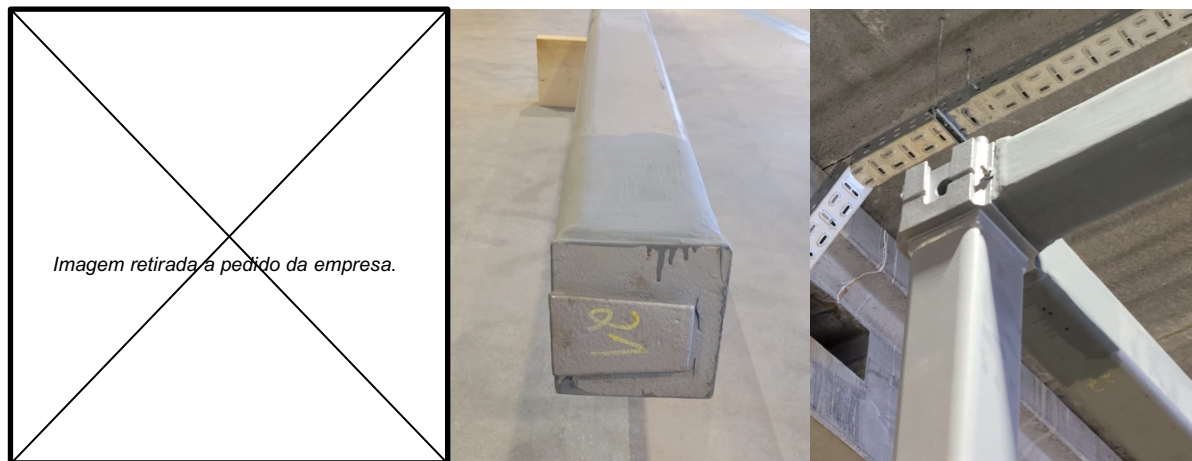


Figura 29 - Elemento de ligação pilares-vigas

Por não ser completamente rígida, esta ligação merece especial atenção devido ao impacto do seu comportamento dinâmico da estrutura.

Importa realçar que este modelo de encaixe está dimensionado para a altura dos perfis SHS120 na extremidade superior e dos perfis RHS200 na extremidade inferior. No entanto, a barra longitudinal na parte inferior do módulo usa um perfil IPE 240, com 24 cm de altura, num encaixe com 20 cm de altura. Esta diferença causa que um dos banzos do perfil IPE e parte da sua alma fique completamente desligado da placa que o liga ao pilar, Figura 30, reduzindo substancialmente a rigidez desta ligação ao pilar. Esta informação torna-se relevante quando, no capítulo 4, for calibrada a rigidez desta ligação.

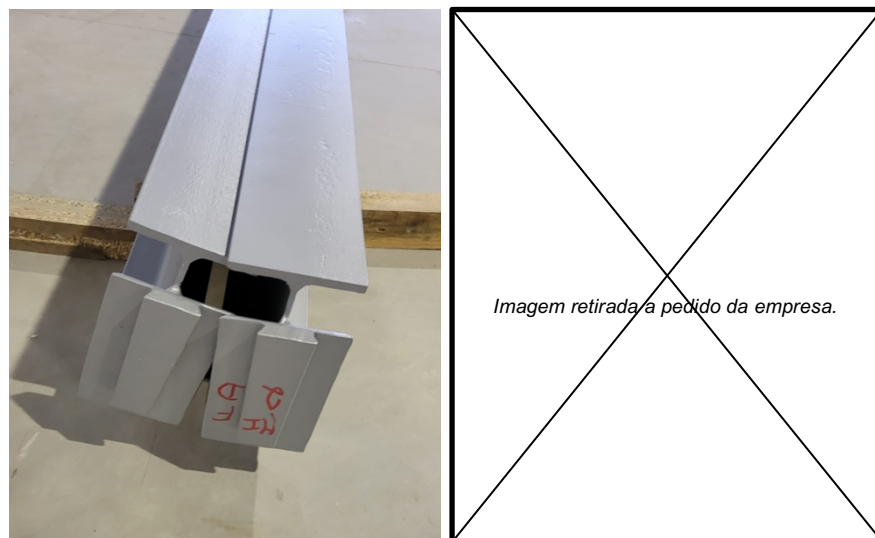


Figura 30 - Detalhe da ligação do perfil IPE á placa de encaixe (à esquerda); Vista do conjunto de ligação Pilares - Vigas Inferiores (à direita)

3.4.2. SUBESTRUTURAS EM MADEIRA

Foi descrita no ponto anterior a estrutura metálica, estrutura principal, dos módulos em estudo. No interior dessa estrutura funciona um conjunto de quatro subestruturas em madeira, Figura 31, que dão forma ao piso, teto e paredes dos módulos. Nos parágrafos seguintes são descritas em detalhe estas subestruturas.

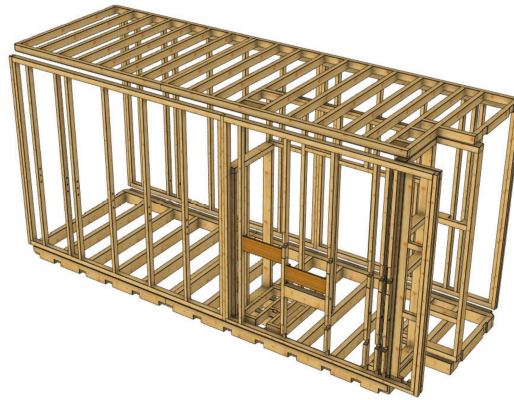


Figura 31 - Perspetiva da Subestruturas de madeira dos módulos

3.4.2.1. Piso

O piso é constituído por uma subestrutura em madeira, ilustrada na Figura 32, que se apoia na estrutura metálica. As vigas de madeira, que compõem esta subestrutura, dividem-se em três grupos com base na sua secção transversal. As três secções apresentam uma altura de 160 mm, diferenciando-se pelo comprimento da sua base, de 70, 90 e 57 mm. As secções destas barras e suas dimensões são descritas na Figura 33.

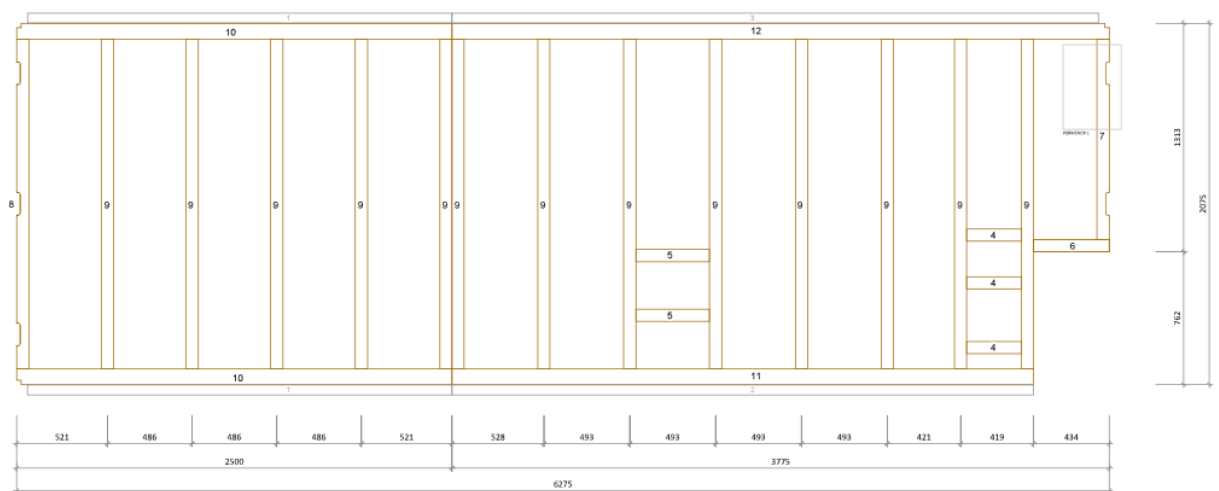


Figura 32 - Plano de subestrutura de madeira de suporte do piso

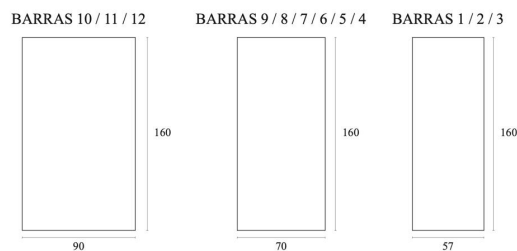


Figura 33 – Secções das barras de madeira usadas na subestrutura de madeira do piso

Esta subestrutura apoia-se na estrutura principal por meio de um suporte em L, aparafusado ao longo da alma das vigas metálicas longitudinais, a uma distância aproximada de 0,5m entre eles. As barras de madeira são apoiadas sobre o perfil metálico em L e fixadas às vigas metálicas por parafusos. Na Figura 34 observa-se uma das vigas com os suportes da estrutura de madeira já instalados.



Figura 34 - Vista das cantoneiras aparafusadas no banzo do perfil IPE

As barras de madeira da subestrutura são confinadas, inferior e superiormente, por um conjunto de painéis OSB, cuja distribuição é apresentada na Figura 36. O painel superior suporta ainda duas camadas adicionais que descarregam nele: uma de espuma de polietileno e um painel de material corta-fogo à base de óxido de magnésio. Entre os painéis OSB, existe uma camada de lã mineral, que ocupa os espaços livres entre as barras de madeira. Na Figura 35, apresenta-se um corte transversal das diferentes camadas que compõem esta estrutura e na Tabela 7 resumem-se as características e propriedades dos vários materiais.

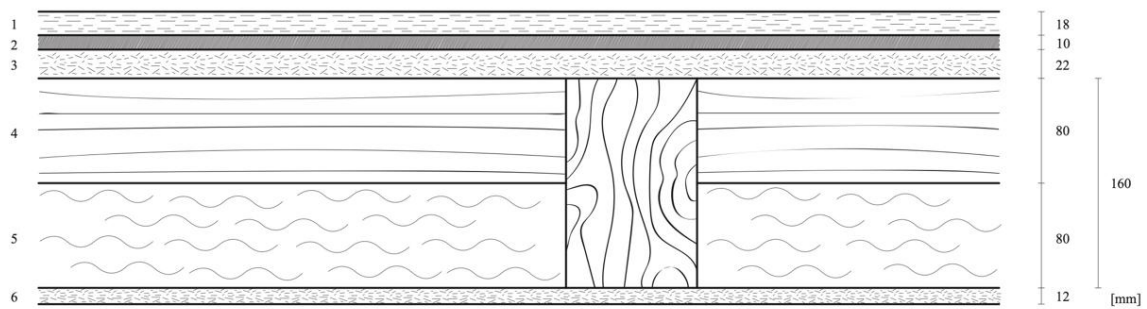


Figura 35 - Esquema do corte das camadas do piso

Tabela 7 - Lista de materiais do piso e suas características

Camada	Material	Espessura [mm]	Densidade [kg/m ³]	Massa [kg/m ²]
1	Óxido Magnésio	18	1000	18
2	Espuma de Polietileno	10	25	0,25
3	OSB	22	630	6,16
4	Madeira	160	350	-
5	Lã Mineral	80	40	3,2
6	OSB	12	630	3,36

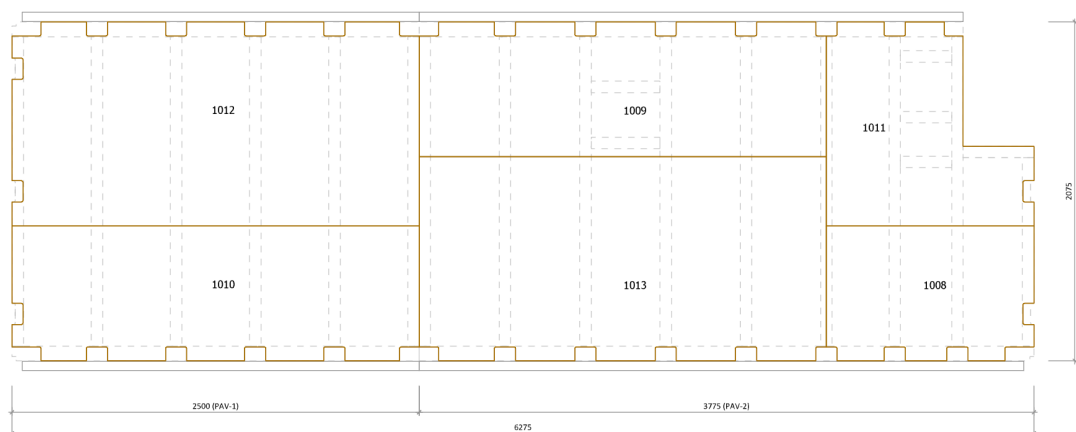


Figura 36 - Disposição dos painéis OSB no módulo

3.4.2.2. Paredes

À semelhança do piso, as paredes também são compostas por uma subestrutura em madeira. As barras desta subestrutura possuem dimensões de largura variável, mantendo uma altura constante de 70 mm ao longo da parede. As paredes são construídas em duas peças separadas que são acopladas durante a

instalação no módulo. Na união destas peças, são colocadas duas meias-barras que, quando no local definitivo, são solidarizadas através de parafusos. Este tipo de parede é utilizado nas laterais longitudinais do módulo, sendo idêntico em ambos os lados. Na Figura 37, apresentam-se as secções das barras que compõem a parede e na Figura 38 representa-se a vista em alçado e uma perspetiva da mesma.

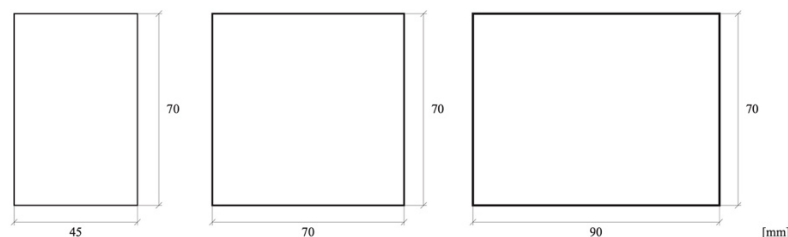


Figura 37 - Secções das barras que compõem as paredes

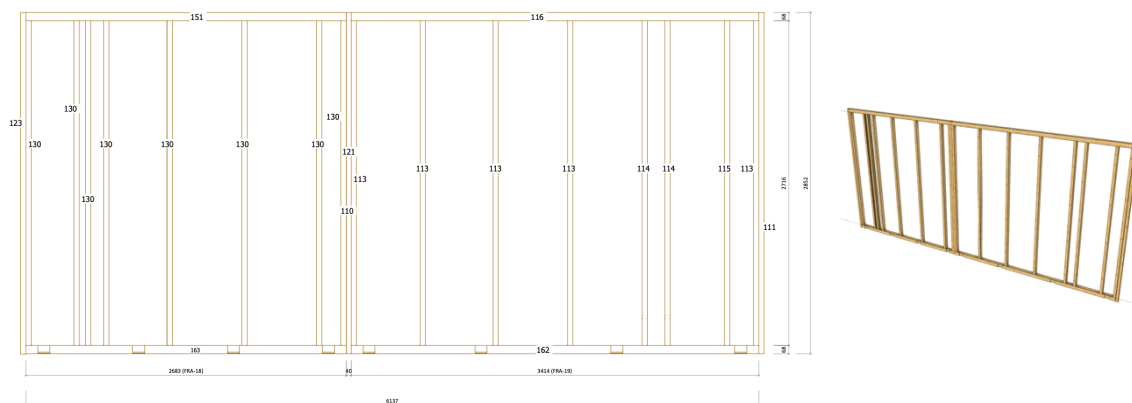
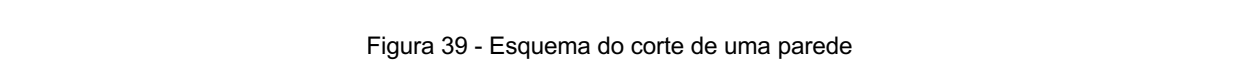
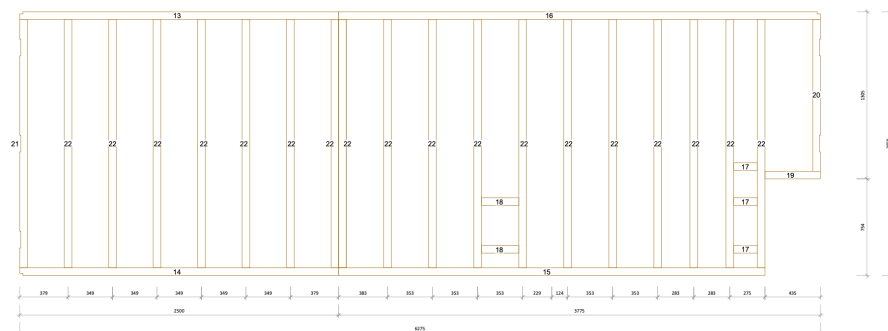


Figura 38 - Vista do alçado das paredes exteriores (à esquerda); Vista em 3D da subestrutura de madeira (à direita)

As barras de madeira encontram-se confinadas por dois painéis OSB, com espessuras de 9 mm no exterior e 12 mm no interior. Entre as barras é aplicada uma camada de lã mineral para isolamento térmico e acústico. O acabamento interior das paredes varia consoante o tipo de módulo: desde uma placa de gesso cartonado de 12 mm, na versão mais básica, até um painel tricapa de 16 mm, na versão premium. Nas configurações de gama mais alta, é ainda adicionada uma membrana betuminosa de alta densidade (4 mm) entre o painel OSB exterior e as barras de madeira. Na Figura 39 apresenta-se um esquema do corte transversal de uma parede genérica e na Tabela 8 resumem-se as características e propriedades dos materiais.



Camada	Material	Espessura [mm]	Densidade [kg/m³]	Massa [kg/m²]
1	OSB	9	630	5,67
2	Madeira	70	350	-
3	Lã Mineral	70	40	2,8
4	OSB	12	630	7,56
5	Acabamento	-	-	-



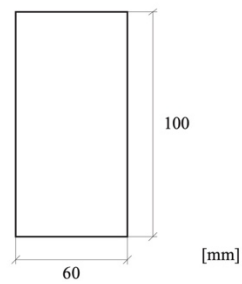


Figura 41 - Secções das barras de madeira usadas na subestrutura de madeira do Teto

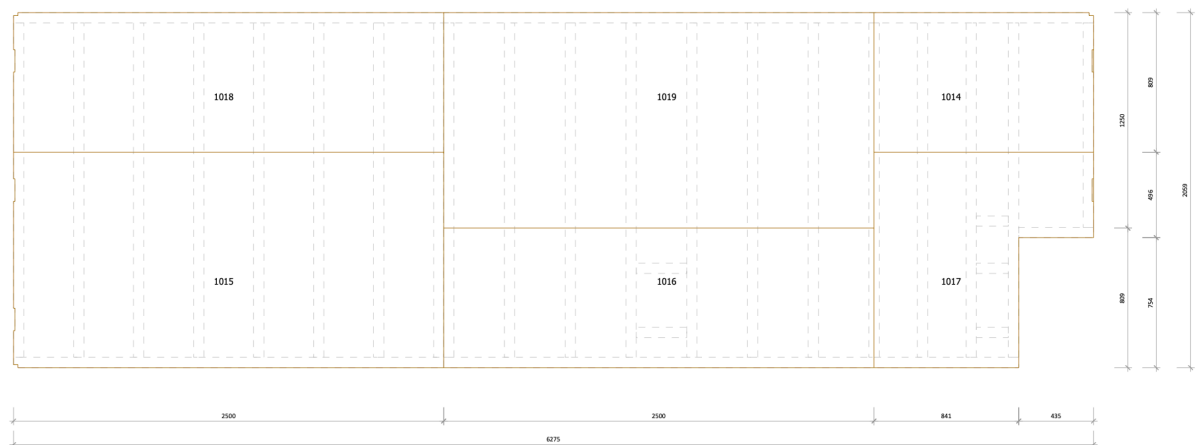


Figura 42 - Disposição dos painéis OSB e Óxido de Magnésio nos elementos de teto dos módulos

O teto apoia-se diretamente na estrutura metálica através de um perfil metálico em S, conforme ilustrado na Figura 43 – à esquerda, em baixo. Ao longo do comprimento longitudinal, uma barra com esse perfil, Figura 43– à direita, é aparafusada à estrutura. Nas extremidades transversais é aplicado o mesmo perfil, de forma descontínua, Figura 43– à esquerda, em cima.



Figura 43 - Vista do perfil de suporte (à esquerda); Vista de dois elementos de teto prontos para serem incorporados no módulo (à direita)

A estrutura de madeira do teto é confinada superiormente por um painel OSB de 15 mm e inferiormente por um painel de óxido de magnésio de 12 mm. Entre os dois painéis é aplicada uma camada de lã mineral com espessura de 80 mm. No lado interior do painel de óxido de magnésio, são aplicados os acabamentos, que variam desde gesso cartonado, nas versões mais básicas, até painéis tricapa de 12 mm, nas versões premium. A Figura 44 apresenta o esquema do corte transversal do teto. Na Tabela 9 resumem-se as características e propriedades dos materiais usados.

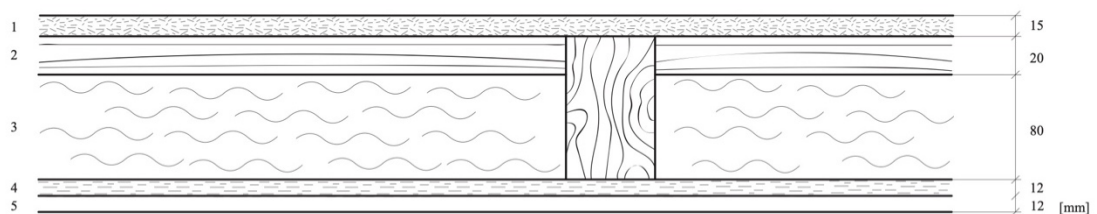


Figura 44 - Esquema do corte do teto

Tabela 9 - Características e Propriedades dos materiais do teto

Camada	Material	Espessura [mm]	Densidade [kg/m ³]	Massa [kg/m ²]
1	OSB	15	630	9,45
2	Madeira	100	350	-
3	Lã Mineral	80	40	3,2
4	Óxido de Magnésio	12	1000	12
5	Acabamento	12	-	-

3.5. MOBILIÁRIO INTERIOR E REVESTIMENTOS

Existem múltiplas opções de interiores e acabamentos, incluindo distintos tipos de revestimentos para paredes e pisos. A disposição das divisões e espaços dentro do módulo também pode ser configurada. Um elemento comum a todas as configurações é a área técnica, onde se localizam as tubagens e o quadro elétrico, situada, sistematicamente, num canto do módulo, Figura 45.



Figura 45 - Vista da área técnica no canto do módulo

Os módulos podem ser utilizados individualmente ou acoplados em pares. Quando acoplados, proporcionam maior liberdade na distribuição dos espaços interiores. Na configuração típica de módulos acoplados para habitação ou hotelaria, é comum encontrar uma divisão em open space que integra cozinha, sala e quarto. Numa divisão separada, dentro do módulo, encontra-se uma casa de banho. A Figura 46 ilustra o interior de um módulo para habitação. A Figura 47 apresenta a planta de um módulo duplo projetado para residência universitária.



Figura 46 - Interior de um módulo de habitação

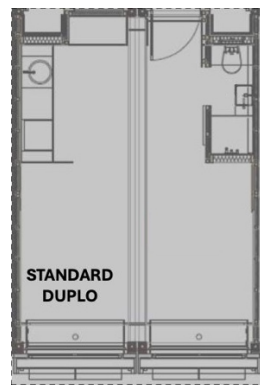


Figura 47 - Planta de um módulo acoplado

O âmbito deste estudo é direccionado a unidades singulares destinadas a residências universitárias. O módulo é concebido para servir como um espaço privado e compacto, composto por uma casa de banho e uma área de vida que inclui um armário, uma secretária e uma cama. Na Figura 48, apresentam-se os interiores de um módulo com este fim de utilização. No módulo demonstrativo da Figura 48, foram aplicados dois tipos distintos de revestimentos de parede: um painel pintado e uma parede com acabamento em madeira. Na Figura 49, encontra-se um recorte dos planos de construção que ilustra os vários tipos de acabamentos possíveis.



Figura 48 - Interior módulo único para residência universitária com demonstração de dois tipos de acabamentos

ACABAMENTO: - Cola 2mm - Painei Sandwich HPL POLYREY - 20mm REF: BEIGE NATURE, B116 - EXTRAMAT	ACABAMENTO: - Painei PLADUR 12,5mm com barramento e pintura na cor branco RAL 9010; - Lambril em tricapa com verniz cera, 16mm;	ACABAMENTO: - Painei Tricapa 16mm, com verniz cera;	ACABAMENTO: - Painei Tricapa 16 mm com velatura em verniz acrílico MV brilho 0 Cor TD46P8 Translucido 9010;	ACABAMENTO: - Painei Sandwich HPL POLYREY, 20mm REF: BEIGE NATURE, B116 - EXTRAMAT	ACABAMENTO: - Gesso Cartonado Knauf Standard A1 (UNE EN520 12,5x2500x1200)
---	--	---	---	--	--

Figura 49 - Descrição das várias opções de acabamentos de módulos para residências universitárias

4

MODELO NUMÉRICO

A modelação do comportamento dinâmico de sistemas modulares exige um processo rigoroso para assegurar a fiabilidade das previsões, que pode ser complementado por ensaios experimentais que permitam a calibração e validação dos resultados obtidos. A presente secção do trabalho centra-se no desenvolvimento de três modelos numéricos destinados a prever o comportamento dinâmico da estrutura de um módulo de habitação. Os três modelos são desenvolvidos para três momentos chave do processo construtivo dos módulos, de forma a poderem ser validados e calibrados por resultados experimentais.

O processo incluiu o desenvolvimento dos modelos e, posteriormente, a sua calibração e validação, garantindo a correspondência entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, nomeadamente no que respeita às frequências naturais e modos de vibração.

A decisão de fasear e dividir o trabalho tem como objetivo isolar, tanto quanto possível, a influência no comportamento dinâmico global dos principais elementos que constituem os módulos. Para cada fase, foi desenvolvido um modelo numérico específico e realizadas medições experimentais, permitindo a respetiva calibração e validação.

Na primeira fase deste estudo, o foco recai sobre a estrutura metálica, estrutura principal do módulo. A decisão de modelar esta fase da construção tem o objetivo de calibrar e validar a rigidez das ligações entre pilares e vigas da estrutura metálica, que servem de suporte para os restantes elementos a serem integrados no módulo.

A segunda fase visa estudar o efeito da incorporação da subestrutura de piso, e a interação entre essa subestrutura e a estrutura metálica principal. O objetivo principal é calibrar as propriedades dinâmicas da subestrutura, nomeadamente a sua massa e rigidez. Esta calibração inclui tanto a rigidez interna da subestrutura, como a rigidez das suas ligações com a estrutura metálica.

Na terceira fase, avalia-se a influência da incorporação das paredes no comportamento dinâmico do piso. As paredes aumentam a massa, rigidez e capacidade de amortecimento do módulo, e o objetivo é de analisar o quanto.

Adicionalmente, o capítulo explora as características específicas do desenvolvimento dos modelos numéricos, com particular atenção à forma como o software interpreta os inputs introduzidos, assegurando, tanto quanto possível, que o comportamento estrutural seja representado com máxima precisão.

4.1. MODELO 1: ESTRUTURA METÁLICA

A estrutura metálica assume uma importância fundamental no âmbito deste trabalho, uma vez que constitui o suporte principal para todos os restantes elementos do módulo. É esta estrutura que confere ao módulo a sua resistência e rigidez principal. Do ponto de vista dinâmico, é também desta estrutura que derivam os modos de vibração globais do módulo.

As características dinâmicas da estrutura dependem não apenas da rigidez das barras metálicas, mas também, de forma significativa, das suas ligações.

Partindo do pressuposto de que as barras metálicas apresentam um comportamento linear, conhecido e de fácil modelação, a atenção centra-se na modelação das ligações, com especial foco na calibração da sua rigidez de forma a produzir uma plataforma fidedigna para análise dos restantes elementos.

4.1.1. PERFIS, DIMENSÕES E CARACTERÍSTICAS

Na fase inicial da modelação, a atenção centra-se na estrutura metálica. O principal objetivo, após a construção do modelo, é calibrar as ligações desta estrutura comparando-a com as medições efetuadas a um módulo no mesmo estado e faseamento construtivo. A estrutura em questão é composta por quatro pilares e oito vigas, cujos perfis de cada elemento estão especificados na Tabela 6, no capítulo anterior. Na Figura 50, são apresentadas as distâncias entre os eixos de cada um dos elementos no modelo desenvolvido.

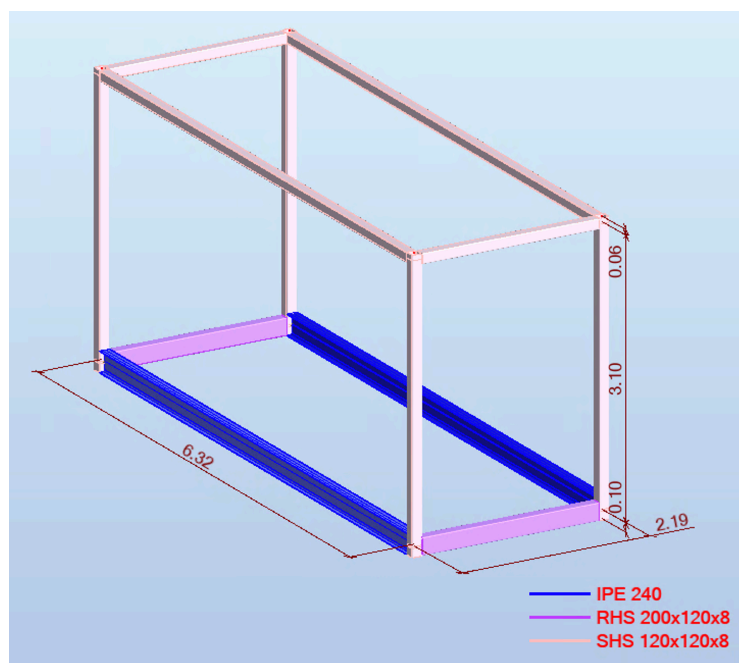


Figura 50 – Vista do modelo 3D com distâncias entre eixos dos perfis

4.1.2. VÍNCULOS RÍGIDOS

No software utilizado, a modelação dos elementos estruturais é realizada com base na linha do eixo central das secções. Nesse eixo, o software aplica as propriedades resistentes correspondentes à secção.

No que diz respeito às rotações, a rotação em torno do eixo longitudinal da barra (torção) é considerada impedida por simplificação, uma vez que os modos de vibração observados nas gamas de frequência pertinentes para o estudo não envolvem torções significativas. As ligações de rotação em torno dos eixos transversais às barras, no entanto, são tratadas como semirrígidas, sendo necessário calibrar os valores de rigidez rotacional, K . Na Figura 52, estão representados os eixos das barras e um exemplo de como podem ser ajustados os valores de K das ligações.

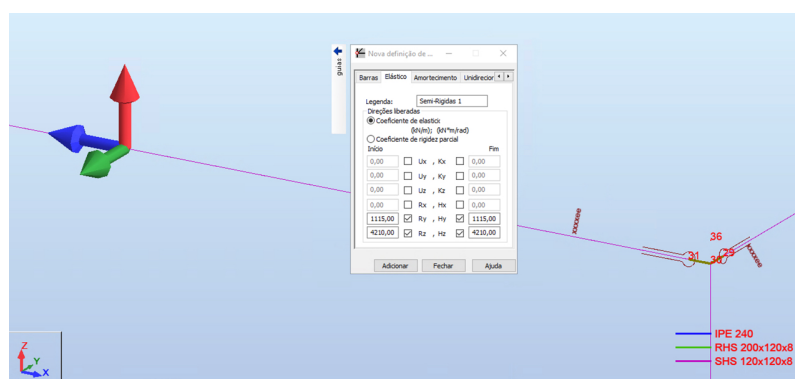


Figura 52 - Eixos locais das barras e exemplo de manipulação dos valores de K num nó do modelo

Face ao explicado, existe a necessidade de calibrar o K das ligações entre as vigas e os pilares do modelo. Essa calibração é realizada por meio da comparação dos modos de vibração do modelo numérico com os modos de vibração observados nas medições experimentais realizadas nos módulos DST sob as mesmas condições.

4.1.4. CALIBRAÇÃO

Concluído o desenvolvimento do modelo numérico, é necessário proceder à sua calibração. A calibração da estrutura metálica é, possivelmente, a etapa mais importante do processo de modelação. Esta estrutura constitui o elemento principal de suporte sobre o qual se apoiam todos os restantes componentes do módulo. Assim, o seu comportamento dinâmico exerce uma influência direta no comportamento global da estrutura.

A calibração da estrutura representa a base sobre a qual se constrói a confiança necessária para avançar no desenvolvimento das fases subsequentes do modelo. O principal objetivo desta etapa consiste em garantir que os efeitos dinâmicos dos elementos adicionados posteriormente são analisados sem interferências decorrentes de possíveis erros no comportamento da estrutura de suporte.

Para esse efeito, foram recolhidas medições experimentais representativas dos modos de vibração. Estas medições, quando comparadas com os resultados numéricos, permitem ajustar a rigidez das ligações no modelo, de forma a garantir que os resultados numéricos reproduzam, com maior precisão possível, o comportamento dinâmico observado na realidade.

Os dados experimentais são obtidos através da instrumentação do módulo com acelerómetros posicionados em pontos estratégicos da estrutura que registam o seu movimento após a aplicação de uma excitação. A excitação foi induzida utilizando um dispositivo próprio, que aplica impulsos localizados em vários pontos da estrutura, procurando recriar modos de vibração específicos. As frequências correspondentes a esses modos são registadas pelos acelerómetros e pós-analisadas.

No modelo numérico, a calibração das ligações é realizada, libertando a rotação nos nós de extremidade das barras e ajustando a sua rigidez à rotação para cada um dos três eixos de rotação.

Após a recolha de um número significativo de excitações e medições, os dados foram tratados para obter as funções de resposta em frequência (FRF) de cada ensaio. Os picos positivos destas funções demonstram uma maior amplitude de movimento em determinadas frequências e permitem assim determinar as frequências naturais da estrutura. A Figura 53 apresenta a sobreposição das várias funções de resposta em frequência obtidas nos testes experimentais. A Tabela 10 resume as frequências aferidas e os modos estimados.

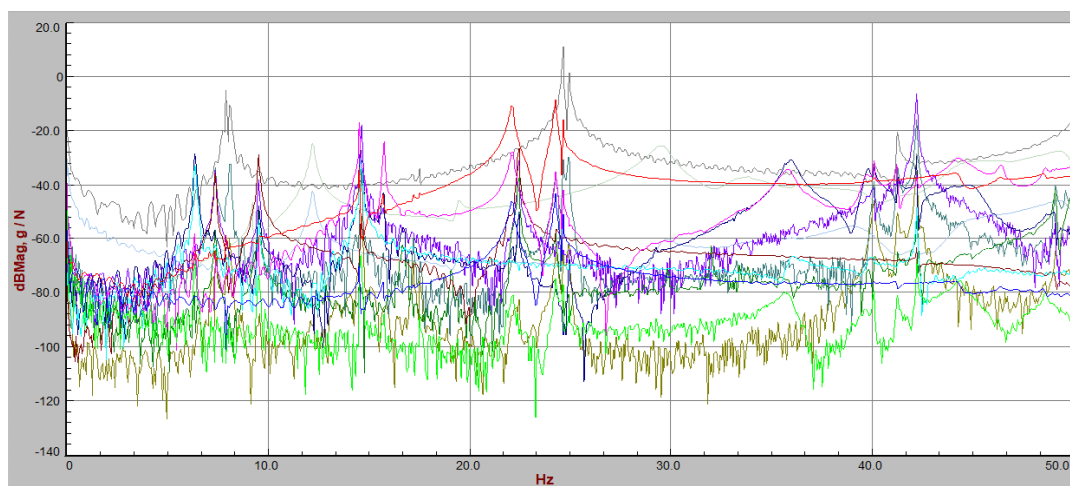


Figura 53 - Função de Resposta em Frequência dos testes experimentais efetuados na estrutura metálica

Tabela 10 - Frequências e deformadas modais resultantes da campanha experimental

Modo	Frequência [Hz]	Forma
1	6,38	Translação das vigas superiores no sentido longitudinal
2	7,44	Translação das vigas superiores no sentido transversal
3	9,56	Torção das vigas superiores
4	12,25	Vibração local da viga inferior, IPE, no sentido horizontal
5	14,56	Torção das vigas superiores
6	22,20 / 22,40	Vibração local das vigas superiores, longitudinais, na direção vertical / horizontal
7	24,7/25,0	Vibração local vertical das vigas inferiores IPE

Inicialmente, o modelo numérico apresentava-se substancialmente mais rígido do que a realidade, devido ao facto de todas as ligações serem assumidas como rígidas no seu desenvolvimento. O processo de calibração iniciou-se pelas vigas para as quais eram conhecidos os modos de vibração locais. Nestes

modos, a calibração é direta e pode apurar-se com alguma certeza a rigidez da rotação implicada naquele movimento.

Na viga inferior longitudinal, para a qual é conhecida a frequência do modo de vibração horizontal local de 12,25 Hz, o ajuste resultou numa rigidez de $R_z = 714 \text{ kN.m/rad}$, obtendo-se uma frequência de 12,26 Hz com o movimento das barras em oposição de fase e 13,12 Hz para o movimento em fase. Na Figura 54 observam-se os modos de vibração referidos.

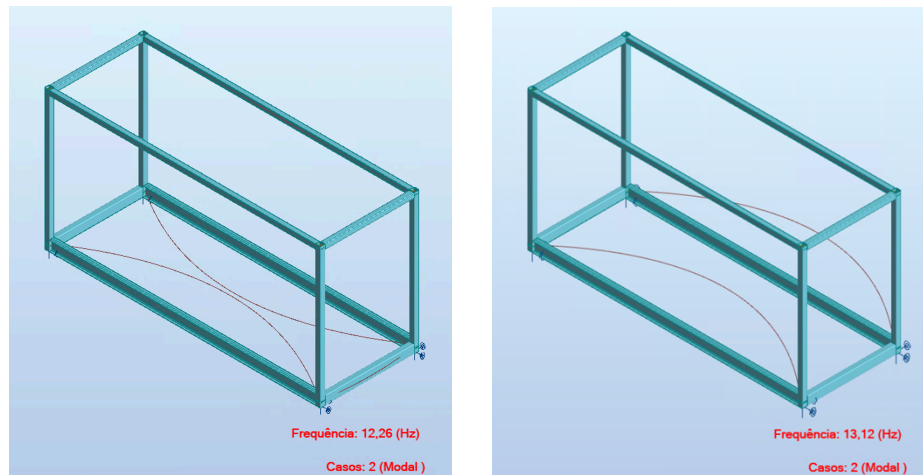


Figura 54 - Modos de vibração locais da viga longitudinal inferior

Para esta viga foi também apurado, na medição experimental, o seu modo de vibração local no plano vertical de cerca de 25Hz. Feita a calibração, obteve-se uma rigidez de $R_y = 250 \text{ kN.m/rad}$ e uma frequência de 24,75 Hz com as barras em fase e 25,05 Hz com as barras em oposição de fase. A Figura 55 apresenta os modos de vibração obtidos.

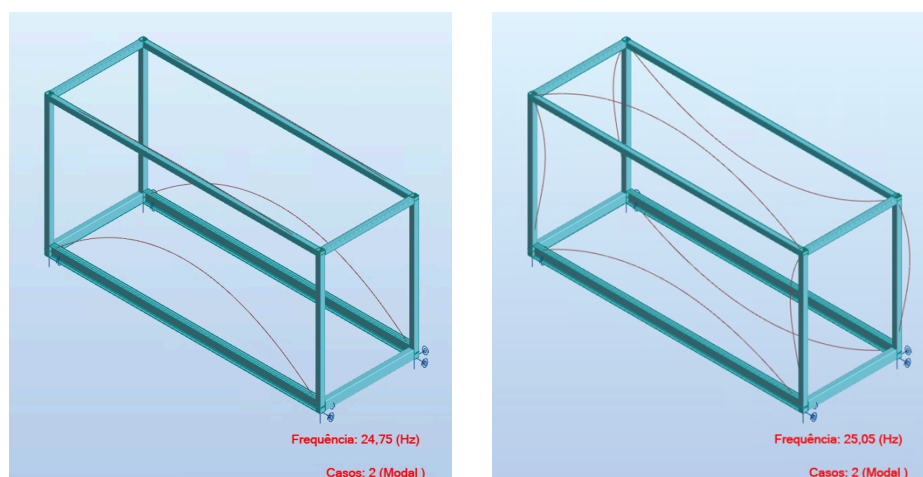


Figura 55 - Modos de vibração locais da viga longitudinal inferior

Nas vigas superiores foi medida uma frequência de vibração local vertical de 22,18 Hz. No modelo, com as ligações rígidas, este modo resulta numa frequência de vibração de 20,86 Hz. A frequência de vibração local no plano horizontal foi apurada na medição com o valor de 22,40 Hz. Com as ligações rígidas, este modo de vibração, no modelo, tem uma frequência de 21,23 Hz. Assim sendo, qualquer ação de libertar a rotação nestas ligações afastaria estes modos da realidade pelo que as ligações são mantidas rígidas nestas barras. Os modos de vibração obtidos desta modelação são representados na Figura 56.

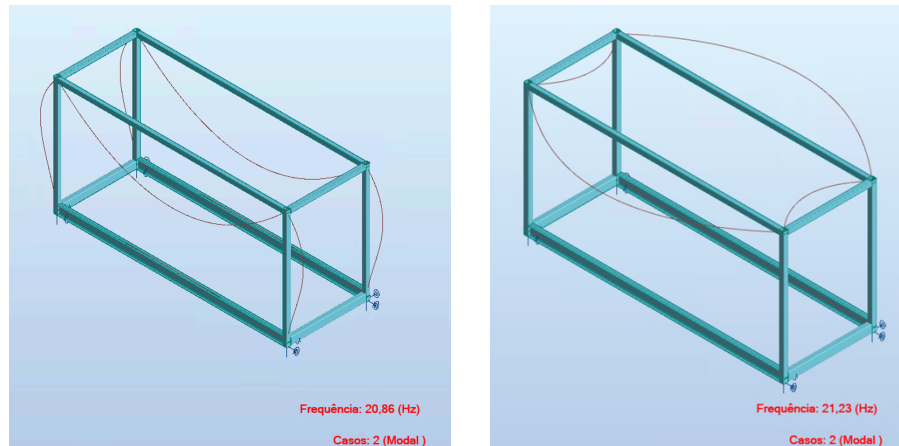


Figura 56 - Modo de vibração local da viga longitudinal superior

Por uma questão de coerência, e por a quantidade de medições ser limitada, foi necessário assumir algumas condições, não comprovadas, como verdadeiras. A primeira, consiste em assumir que a ligação viga-pilar tem as mesmas propriedades para as quatro vigas e quatro pilares. A segunda, sendo a secção da barra quadrada, e lembrando que a ligação estava soldada a toda a volta no módulo onde foram efetuadas as medições, Figura 57, é razoável assumir que a ligação tem a mesma rigidez nos dois planos, horizontal e vertical.



Figura 57 - Vista da ligação das vigas aos pilares soldada no módulo ensaiado

Assumindo os pontos anteriores como verdadeiros, foram calibrados os modos globais do pórtico. Nestes modos as condições de apoio têm elevada importância. Note-se que os módulos estavam pousados numa trave de madeira de pequenas dimensões que os separava do chão, tal como se apresenta na Figura 58.



Figura 58 – Vista de um dos pontos de apoio do módulo ensaiado

Este apoio foi assumido, inicialmente, como um apoio simples. Analisando os modos de vibração do pórtico foi verificado que as frequências dos dois modos de translação eram demasiado baixas. Assim, foi identificada a necessidade de aumentar a rigidez global do modelo. Estando todas as ligações às barras, exceto as vigas RHS200, calibradas pelos seus modos locais, e supondo essa calibração fidedigna, a hipótese seria aumentar a rigidez à rotação dos apoios.

No modo global de translação do topo do módulo no sentido longitudinal, a rigidez depende de 3 rotações: a do apoio, a rotação R_y da ligação viga inferior – pilar e a rotação R_y da ligação viga superior – pilar. Sendo que as duas últimas estão calibradas, afina-se a rigidez à rotação do apoio, resultando em $R_y = 60 \text{ kN.m/Deg}$ ($\sim 3 \text{ 400 kN.m/rad}$) e uma frequência de vibração, no modelo, de 6,40 Hz face a 6,38 Hz na medição. Na Figura 59 ilustra-se o modo obtido.

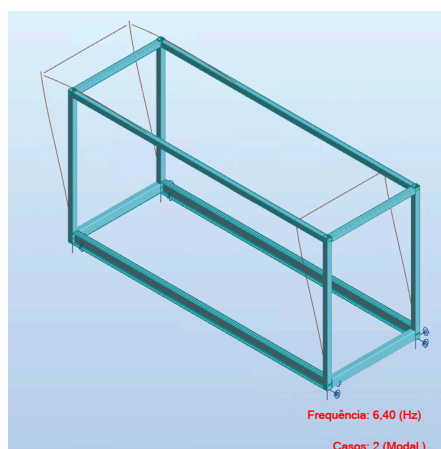


Figura 59 - Modo de vibração global de translação da parte superior do pórtico no sentido longitudinal

Não havendo nenhum indício lógico de uma diferença do travamento das rotações nos dois planos verticais, longitudinal e transversal ao pórtico, nos apoios, as rigidezes à rotação são assumidas iguais para os dois planos. A rotação em torno do eixo dos pilares, R_z , foi deixada livre.

Considerando as condições acima enunciadas, o modo de translação transversal demonstrava-se, ainda, mais rígido do que a medição apontava. A rigidez deste modo depende de três rotações: a do apoio, a rotação R_y viga inferior – pilar e a rotação R_y viga superior – pilar. Confiando na calibração da rigidez à rotação R_y da viga superior – pilar e na resistência à rotação do apoio, resta apurar a rigidez à rotação no plano vertical, R_y , da ligação da viga transversal SHS200 ao pilar. O resultado desta calibração foi $R_y = 1\,000\text{ kN.m/rad}$ e uma frequência do modo de vibração 7,43 Hz, no modelo, face a 7,44Hz na medição experimental. Na Figura 60 apresenta-se o modo de vibração obtido.

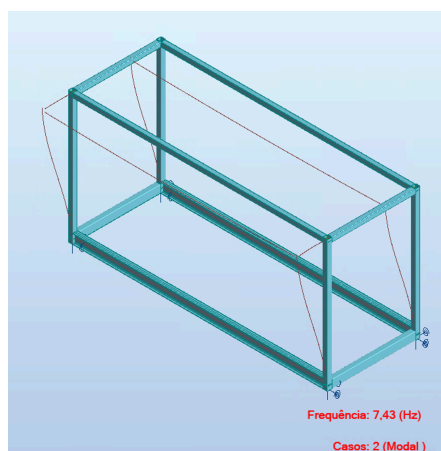


Figura 60 - Modo de vibração global de translação da parte superior do pórtico no sentido transversal

Ficam por atender os dois modos de torção do pórtico. As frequências medidas foram de 9,56 Hz e 14,56 Hz. Considerando as condições acima enunciadas, as frequências destes modos no modelo foram 9,40 Hz e 15,95 Hz, conforme se ilustra na Figura 61. Observa-se que a frequência do segundo modo de torção do modelo tem um desvio significativo em relação à medição. O modo de vibração desta frequência tem uma forma em que os dois lados longitudinais do pórtico se movimentam em oposição de fase. Este modo mobiliza rigidez na rotação dos apoios no plano longitudinal do módulo, na torção da ligação da viga transversal inferior (RHS200) ao pilar, e nas rotações verticais e horizontais nas ligações dos nós superiores.

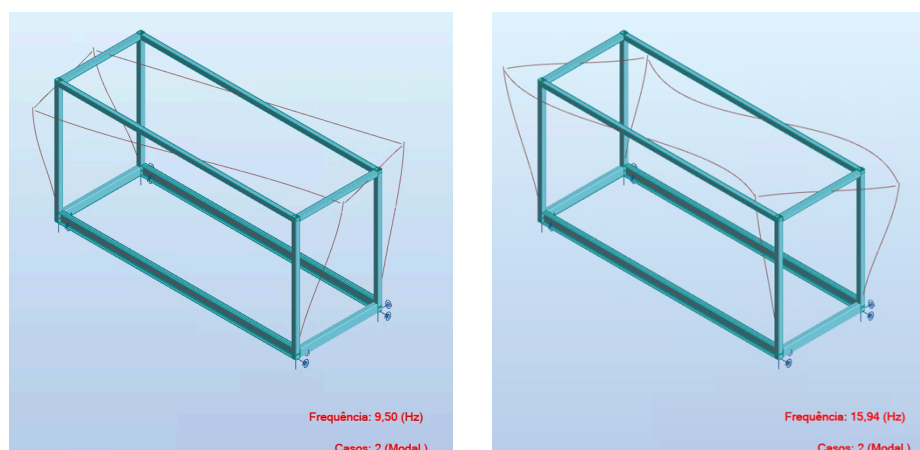


Figura 61- Modo de vibração global de torção da parte superior do pórtico

A primeira hipótese para reduzir a rigidez deste modo foi de reduzir a rigidez à torção das ligações da viga transversal inferior, mas tal não resultou numa diminuição significativa da frequência do modo. Foi experimentada também uma redução da rigidez do apoio, o que igualmente não demonstrou uma redução significativa da frequência. A única alteração que produziu resultados significativos foi a libertação da rotação no plano horizontal das barras superiores. Alterando este valor para $R_z = 6000 \text{ kN/m.Rad}$, é possível calibrar este modo para uma frequência 14,56 Hz no modelo numérico. Esta alteração implica a alteração do modo de vibração local horizontal das vigas longitudinais superiores do pórtico para uma frequência de 18,68 Hz.

Tanto pela consideração de que as ligações, não havendo razão lógica para tal, não apresentam uma rigidez à rotação diferente para os dois eixos, como pela observação da alteração da frequência do modo local horizontal das vigas superiores no modelo para uma frequência que não é perceptível nos resultados experimentais em várias medições onde, se existisse, o seria. A hipótese de alteração de R_z , acima referida, não foi considerada válida. Assume-se assim o erro de 9% na frequência deste modo, não podendo, com a informação disponível, entender a sua fonte e sua solução.

O resultado obtido do decorrer deste processo, assim como a sua margem erro, é apresentado na Tabela 11.

Tabela 11 - Resultados do processo de calibração, comparação das frequências com ou sem calibração e percentagem de erro

Modo	Freq. Experimental [Hz]	Freq. Numérica s/ calibração [Hz]	Erro [%]	Freq. Numérica c/ calibração [Hz]	Erro [%]
1	6,38	7,27	12	6,40	0
2	7,44	8,41	10	7,43	0
3	9,56	10,75	6	9,50	1
4	12,25	20,22	65	12,25	0
5	14,56	16,56	14	15,94	9
6	22,20 / 22,40	20,88/23,00	4	20,86 / 21,23	5
7	24,70 / 25,00	42,53/45,95	78	24,75 / 25,07	0

4.2. MODELO 2: ESTRUTURA METÁLICA E PISO

A fase seguinte do trabalho tem como objetivo a modelação da estrutura metálica com a inclusão da subestrutura do piso. O piso do módulo reveste-se de especial importância neste estudo, uma vez que é através dele que os utilizadores poderão perceber as eventuais vibrações, sendo, por isso, um elemento crítico na análise do comportamento dinâmico do módulo.

Pretende-se, no procedimento descrito abaixo, desenvolver um modelo que possa simular, o mais realisticamente possível, o comportamento da estrutura do piso do módulo. Será também apresentado, o processo de validação e calibração do modelo, realizado através da comparação com medições efetuadas num módulo real nas mesmas condições e faseamento construtivo.

4.2.1. BARRAS, DIMENSÕES E CARACTERÍSTICAS

No modelo desenvolvido, as vigas representadas na Figura 32 foram modelas com base no seu eixo central. Por simplificação da modelação, o comprimento livre das vigas transversais foi ajustado para corresponder ao comprimento entre eixos das vigas longitudinais. As duas vigas longitudinais, devido ao facto de estarem amarradas e trabalharem em conjunto, foram agrupadas, somando a base das vigas 10/11/12 à das vigas 1/2/3, ver Figura 33. Este agrupamento resultou numa única viga longitudinal com uma altura de 160 mm e uma base de 147 mm. A Figura 62 apresenta o resultado pratico desta abordagem no modelo numérico.

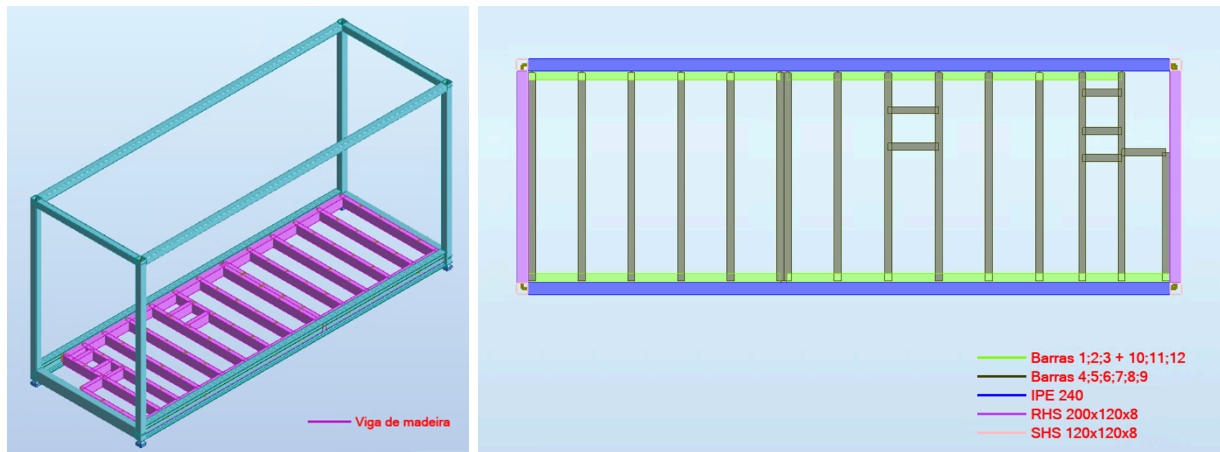


Figura 62 - Posicionamento subestrutura de piso no módulo (à esquerda); Vista superior das barras no modelo (à direita)

4.2.2. LIGAÇÃO À ESTRUTURA PRINCIPAL

Conforme já apresentado no capítulo anterior, esta subestrutura apoia-se na estrutura principal por meio de um suporte em L, aparafusado ao longo da alma das vigas metálicas longitudinais, a uma distância aproximada de 0,5m. As barras de madeira são apoiadas sobre o perfil metálico em L e fixadas às vigas metálicas por dois parafusos, colocados com um espaçamento de 0,18 m, como apresentado na Figura 63.

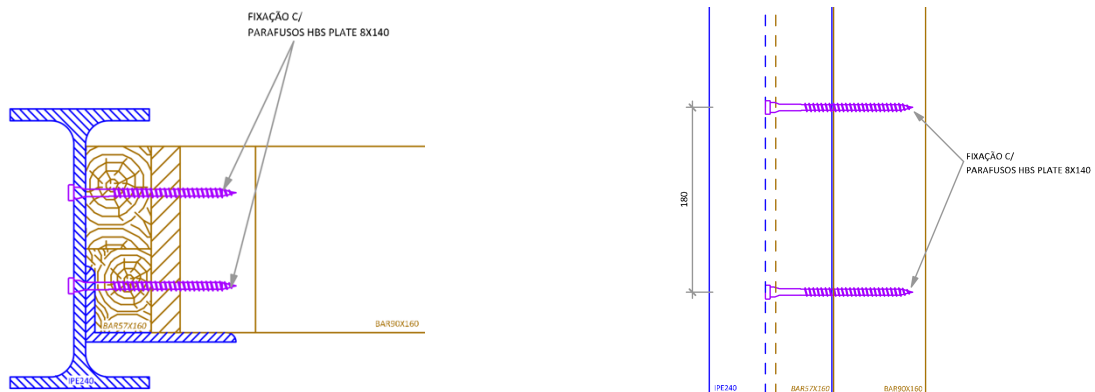


Figura 63 - Corte Vertical da ligação das barras de madeira ao Perfil metálico IPE (à esquerda); Vista superior da localização dos parafusos de amarração da barra de madeira ao perfil metálico (à direita)

No modelo numérico, o conjunto cantoneira-parafusos é representado por um nó único, conforme ilustrado no plano da Figura 64. Para o apoio da ligação da viga longitudinal de madeira, ao perfil metálico em que se apoia, recorre-se novamente à utilização de vínculos rígidos conforme representado na Figura 63.

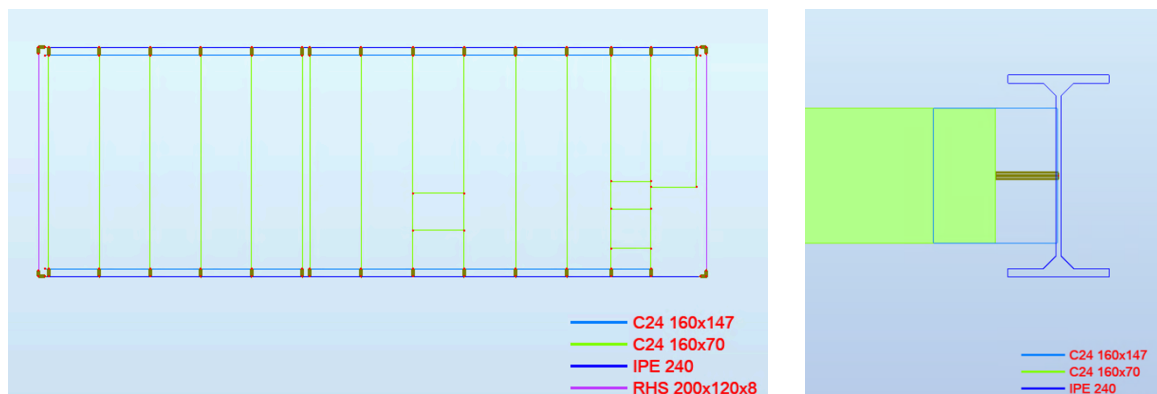


Figura 64 - Plano e Corte dos nós de amarração e da subestrutura de madeira à estrutura metálica no modelo

4.2.3. PAINÉIS DA SUBESTRUTURA E CARREGAMENTO

Para efeitos de modelação do piso, a estratégia seguida consistiu em modelar as barras de madeira e as duas camadas OSB, cuja disposição da Figura 36 foi respeitada, como uma subestrutura conjunta, separada estrutura principal. As camadas 1 e 2 da Figura 35 foram consideradas como carga distribuída nos painéis OSB da camada superior. A camada 4 é aplicada como carga distribuída nos painéis OSB da camada inferior.

Por razões práticas associadas à construção do modelo, os painéis OSB tiveram de ser representados por outro material. Este material alternativo foi considerado com um peso próprio específico de 350 kg/m^3 . Para assegurar que o peso próprio dos painéis OSB no modelo fosse equivalente ao valor real, foi aplicada uma contribuição adicional correspondente à diferença entre o peso real dos painéis OSB, de 630 kg/m^3 , e o peso do material assumido no modelo, de 350 kg/m^3 , resultando numa correção de 280 kg/m^3 . Esta contribuição foi somada às restantes camadas para determinar as cargas aplicadas a cada painel, conforme apresentado na Tabela 12. A Figura 65 ilustra o resultado prático desta abordagem de modelação.

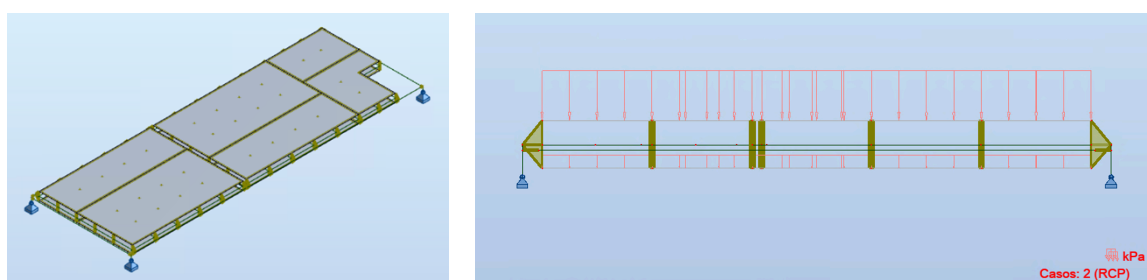


Figura 65 - Vista da disposição dos painéis no modelo (à esquerda); Corte transversal do modelo onde se observam as cargas nos painéis superiores e inferiores (à direita)

Tabela 12 - Distribuição de carga nos painéis superiores e inferiores do modelo

Camada	Espessura [mm]	Densidade [kg/m ³]	Massa [kg/m ²]	Peso [kN/m ²]	Carga nos Painéis
1	18	1000	18	0,18	0,2425
2	10	25	0,25	0,0025	
3	22	280	6,16	0,06	
5	80	40	3,2	0,0314	0,0644
6	160	280	6,16	0,033	

Para efeitos de resistência dos materiais, foi utilizada a configuração Madeira C24 do Robot, de acordo com o Eurocódigo 2, para as vigas de madeira. Esta escolha foi definida pela empresa, que assume que o material apresenta exatamente as mesmas propriedades das configurações standard do programa para a Madeira C24.

Os painéis OSB foram modelados separadamente das vigas. De acordo com a ficha técnica do material, o módulo de elasticidade dos painéis OSB varia entre os seus eixos, sendo de 3500 N/mm² no eixo longitudinal e de 1400 N/mm² no eixo transversal. Na ausência de informações específicas sobre a orientação dos painéis fornecidas pela empresa, optou-se por modular o eixo mais resistente na direção de maior desenvolvimento de cada painel, o que coincide com a direção longitudinal do módulo.

Os painéis OSB sendo modelados a eixo no modelo numérico, são conectados à estrutura de madeira por meio de vínculos rígidos que garantem a correta distância entre os elementos. Em ambos os casos, superior e inferior, foi adicionado à cota do eixo das barras de madeira a contribuição de metade da altura dessas barras, somada a metade da espessura do painel em questão, conforme ilustrado na Figura 66.

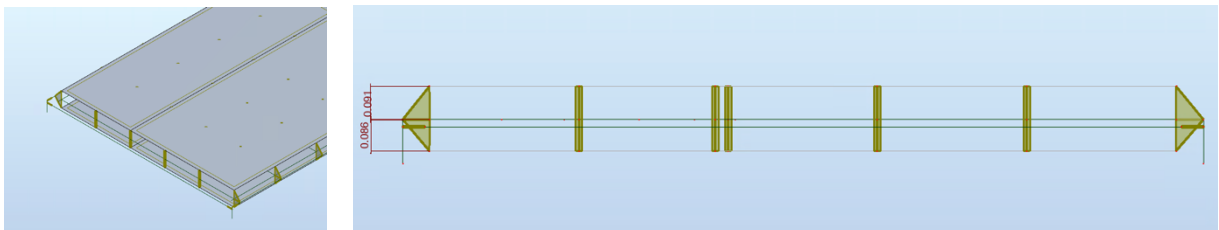


Figura 66 - Vistas de pormenor de vínculos rígidos entre os painéis e o eixo das vigas de madeira

4.2.4. CALIBRAÇÃO

Para calibrar o pavimento introduzido no modelo foi efetuada uma nova campanha experimental. Esta nova campanha de medições foi direcionada especificamente ao piso do módulo e não recolheu dados da estrutura metálica. Foi desenhada uma grelha de pontos dividindo o lado longitudinal em 6 partes e o lado transversal em 4 partes. Esta malha é constituída por 35 pontos que distam entre eles de 1,05 m na direção longitudinal e 0,53 m na direção transversal conforme ilustrado na Figura 67.

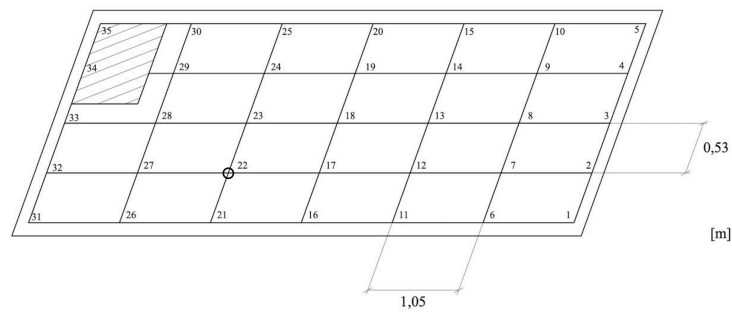


Figura 67 - Malha de pontos de medição

Para medir a resposta do piso foram dados vários impulsos num determinado ponto (22), que foi mantido constante ao longo do ensaio, e foram lidas com 2 acelerómetros as vibrações nos 35 pontos da grelha. Os dados provenientes da experimentação foram processados e foram obtidas as funções de resposta em frequência (FRF) para cada ponto. A Figura 68 apresenta a sobreposição destas FRF. Da sobreposição da FRF retiram-se 5 frequências naturais de vibração: 11,88, 15,80, 19,63, 29,45 e 32,15 Hz. Na Figura 69, são apresentadas as deformadas em 3D do piso do módulo para 5 modos obtidos experimentalmente.

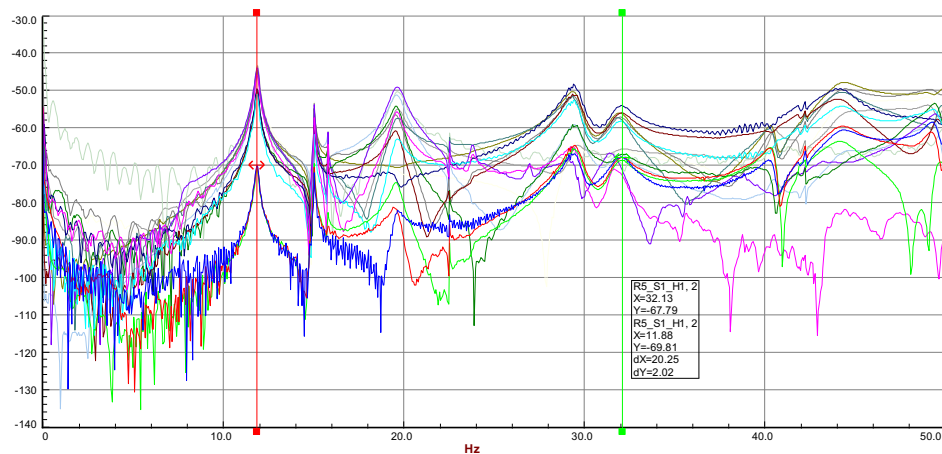


Figura 68 - Função de resposta em frequência da laje do piso

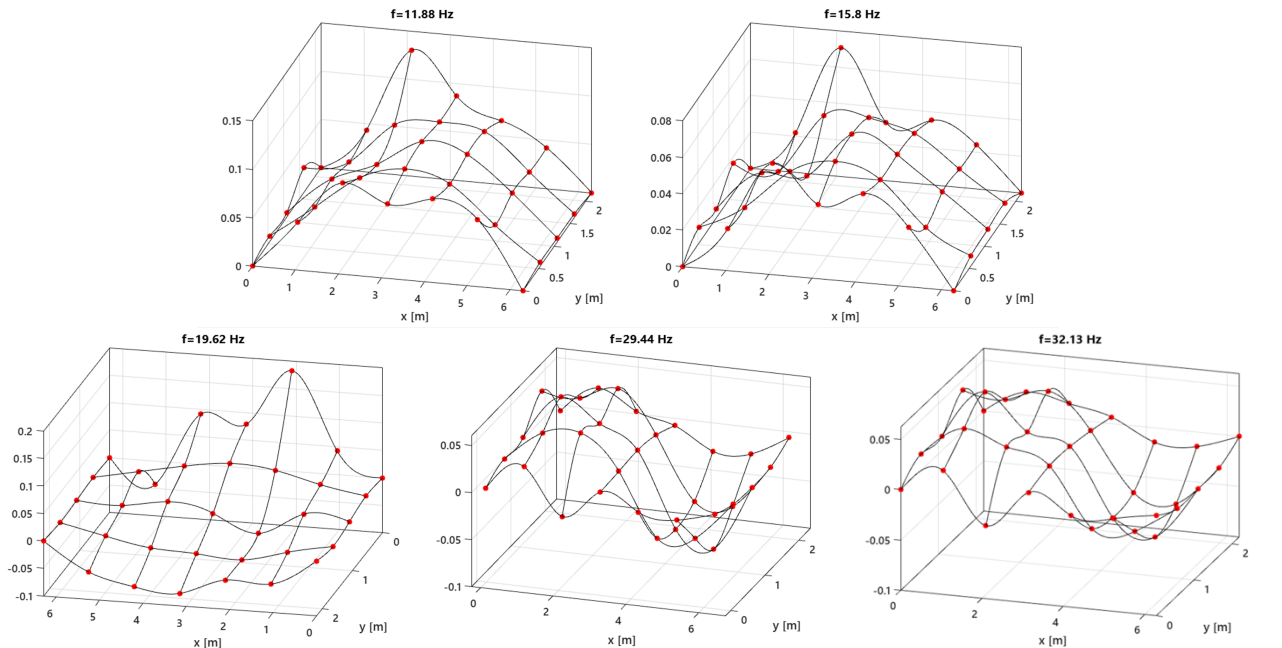


Figura 69 - Deformadas dos modos de vibração obtidos da análise experimental

Para as frequências obtidas, observam-se nas FRF diferenças na forma dos picos da curva. Sabendo que quanto mais amortecido for um modo mais redondo será o seu pico na FRF, identifica-se um uma frequência de 15,80 Hz com muito pouco amortecimento. Observando as deformadas obtidas nota-se que a deformada deste modo é praticamente igual a do modo 11,88 Hz com praticamente metade da sua amplitude de movimento. Face a estas constatações, concluindo-se que este modo de vibração é provavelmente um modo do pórtico e não da laje. Observando os modos do modelo numérico, nota-se a existência de um modo de torção do pórtico com uma frequência de 15,86 Hz, Figura 70. Embora o modelo não mostre movimento na laje supõe-se haver correspondência entre este modo e o observado experimentalmente.

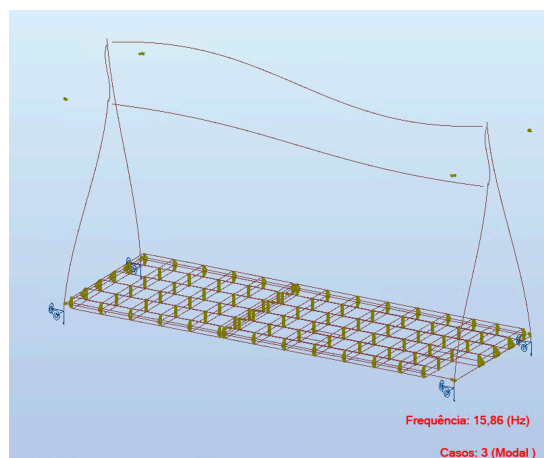


Figura 70 - Modo de vibração de torção da parte superior do pórtico

No modelo são introduzidas as condições de apoio e rigidez das ligações apuradas na calibração da estrutura metálica. Nestas condições¹, são calculadas as frequências da Tabela 13 que se apresentam substancialmente mais altas que a realidade. Dadas tais diferenças nas frequências, foi concluído que a modelação do piso resultou, ou num elemento mais rígido do que a realidade, ou num elemento com menor massa do que a realidade.

Supondo que o elemento é demasiado rígido, foi revista a forma como os painéis estavam amarrados à viga. Inicialmente, entre os painéis e as barras da subestrutura da laje, tinha sido colocado um vínculo rígido que bloqueava a ligação painel – barras de laje em todos os movimentos de translação e rotação. Esse vínculo rígido foi substituído, por outro, que bloqueia igualmente a aproximação dos seus pontos de extremidade, mas permite a translação e rotação do ponto extremo, no painel. Esta situação transmite melhor a realidade pelo facto de permitir o escorregamento relativo entre os dois painéis quando em flexão. De facto, as frequências resultaram mais próximas do que na situação inicial, estas são apresentadas na Tabela 13.

Supondo que a massa modelada pode ser inferior à realidade, foi revista a existência de possíveis elementos não incluídos na modelação. Os apoios do piso na viga, cantoneiras em L, que pesam 1,5kg e são 14 por viga, totalizando 42kg foram adicionados. Foi também adicionado mais 25% dessa massa que tem em conta os parafusos, pregos e outros elementos de suporte, que ligam a subestrutura de madeira à estrutura metálica e as barras de madeira entre si. Para além desta massa, o painel de óxido de magnésio na laje medida sobrepunha-se à parte superior da viga IPE, enquanto no modelo, essa massa é aplicada unicamente à área entre os eixos das barras longitudinais de madeira. Calcula-se que este painel não considerado pesava outros 34 kg. Adicionando estas massas ao modelo, as frequências calculadas no modelo voltam a aproximar-se das experimentais.

Os modos apurados experimentalmente de 29,45 e 32,13 Hz não se refletem no modelo como dois modos, mas sim como um único. Observa-se nas medições experimentais que não existe uma diferença significativa no padrão de deslocamento destes dois modos. Nos dados extraídos deste ensaio não existe informação que permita para despistar o motivo desta “dupla” frequência. Assim, assume-se que esta pode ser causada por possíveis assimetrias devido ao vazio num dos cantos da laje, interferência de algum fenómeno não considerado ou, eventualmente, interferência com um modo global do pórtico.

Os valores de frequências obtidos durante o processo de calibração são apresentados na Tabela 13, os modos de vibração do modelo calibrado e as respetivas frequências são apresentados na Figura 71.

Tabela 13 - Frequências e Modos de Vibração Experimentais e Numéricos

Modo	Frequência Experim. [Hz]	Condição Inicial ¹		Diminuição da Rigidez		Aumento da Massa	
		Frequência [Hz]	Erro [%]	Frequência [Hz]	Erro [%]	Frequência [Hz]	Erro [%]
1	11,88	12,92	9	12,38	4	11,86	0
2	15,80	-	-	-	-	-	-
3	19,62	20,05	2	18,08	8	17,71	9
4	29,44 – 32,13	36,53	24	33,27	13	32,26	4

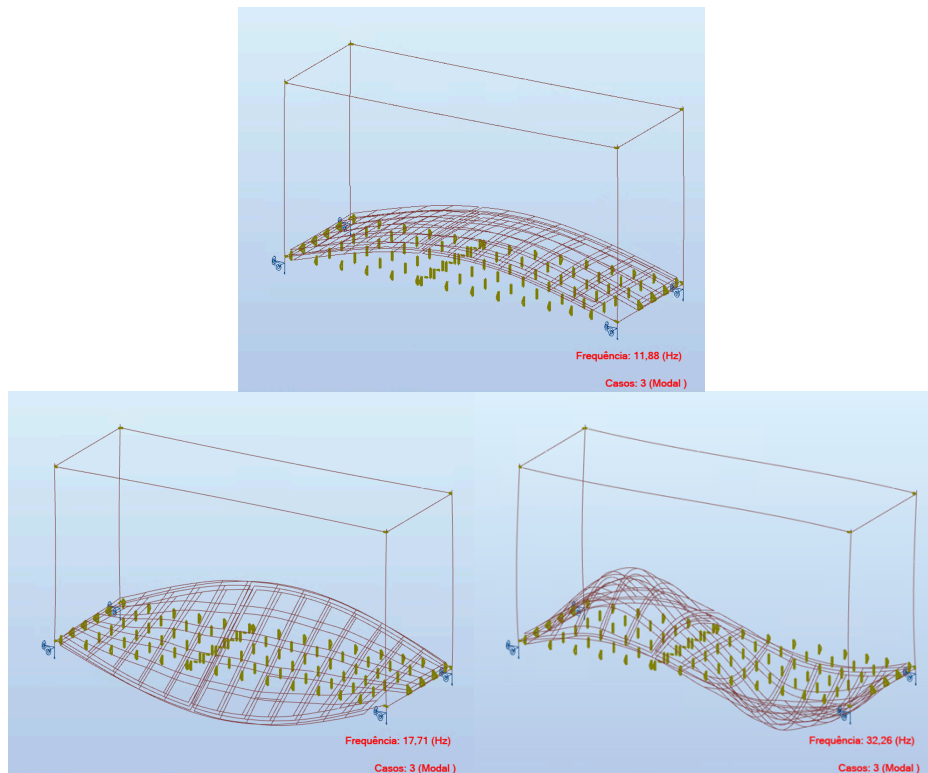


Figura 71 - Modos de vibração da laje no modelo

4.3. MODELO 3: ESTRUTURA METÁLICA, PISO, PAREDES E TETO

O terceiro modelo tem como objetivo analisar o efeito das paredes e do teto no comportamento dinâmico do piso. Hipoteticamente, as paredes contribuem de forma significativa para a rigidez das vigas que suportam o piso, ao estabelecer conexões entre as vigas do piso e do teto, por meio das suas barras verticais e dos painéis OSB. Por outro lado, as paredes interiores modificam as condições de fronteira do piso, enquanto, o teto e as próprias paredes adicionam massa ao conjunto global da estrutura.

Nos parágrafos seguintes é descrito o processo de desenvolvimento do modelo e numa segunda fase a sua calibração. O principal objetivo da calibração é analisar os modos de vibração do piso no modelo, comparando os resultados obtidos numericamente com os dados experimentais provenientes das medições realizadas no módulo sob condições semelhantes.

4.3.1. BARRAS, DIMENSÕES E CARACTERÍSTICAS

Nas paredes exteriores, de forma análoga ao procedimento utilizado para o piso, as barras horizontais, representadas, foram modeladas com base no seu eixo respeitando as dimensões do alçado fornecido, Figura 40. O comprimento livre das barras verticais foi ajustado. As subestruturas das paredes, no módulo, são compostas por 3 secções de barras. As fronteiras superior e inferior são compostas por barras com secção 70x70 mm. As barras laterais de extremidade, são meias-barras com secção 35x45 mm que, após montagem, são aparafusadas a uma meia-barra idêntica previamente solidarizada com os pilares da estrutura.

Para simplificar a modelação, estas meias barras, com secção 2x35x45 mm, juntamente com a barra imediatamente adjacente, com secção 70x45 mm, foram representadas como uma única barra com secção 70x90 mm. As barras verticais ao longo da parede foram modeladas de acordo com a secção fornecida, 45x70 mm. A Figura 72 apresenta a disposição final das barras e as suas respectivas secções.

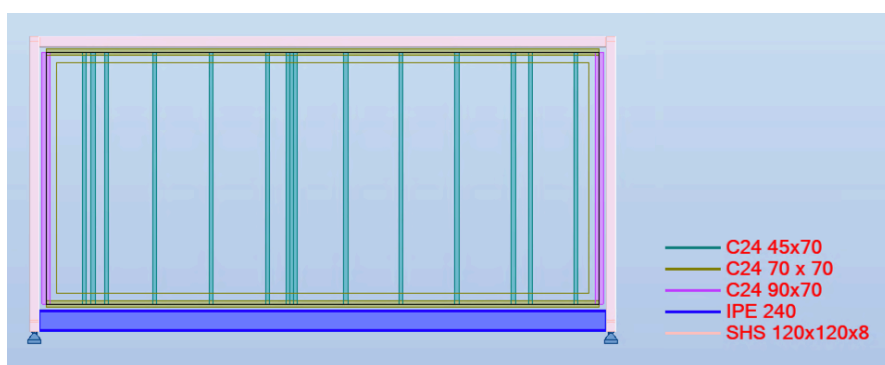


Figura 72 - Resultado da modelação das barras de parede

Os painéis OSB que confinam as paredes foram modelados seguindo o mesmo procedimento utilizado para o piso. Os eixos de cada painel foram afastados do eixo das barras de uma distância correspondente a metade da altura das barras, somada à metade da espessura do painel. Após concluir que a separação dos painéis, conforme feito para o piso, Figura 65, não resultava em diferenças práticas ou ganhos de precisão, os painéis foram modelados como uma única unidade ao longo do contorno da parede. A Figura 73 demonstra o resultado desta abordagem.

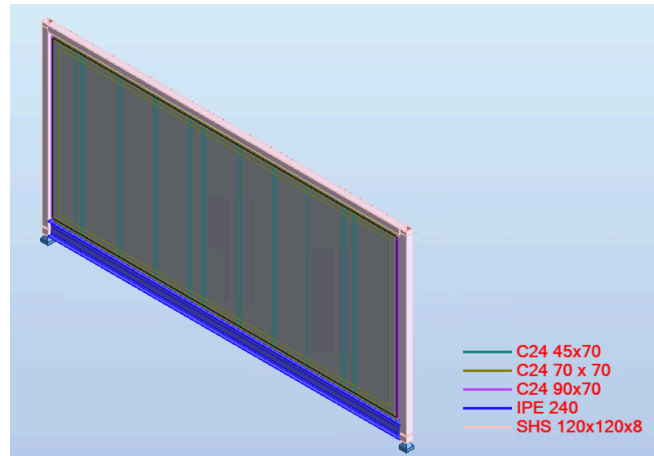


Figura 73 - Vista do painel OSB na parede

A amarração das paredes é realizada através de um perfil de canto, posicionado na parte superior do perfil metálico IPE, com uma distância aproximada de 1 metro entre cada unidade. Para representar esta amarração, no modelo, as barras superiores e inferiores das paredes foram subdivididas em seis partes, os respectivos nós foram conectados ao eixo da viga metálica IPE por meio de vínculos rígidos. O resultado desta modelação é apresentado na Figura 74.

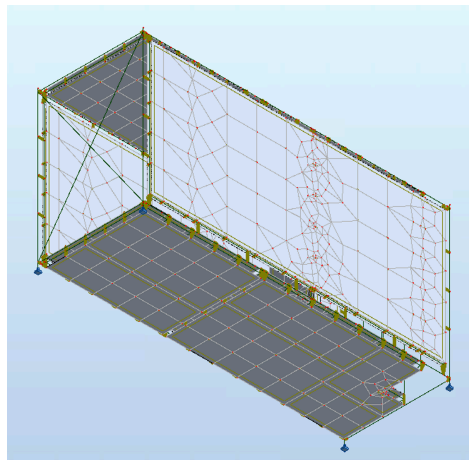


Figura 74 - Vista inferior do modelo com paredes

As paredes interiores, devido à sua complexidade, foram simplificadas para adicionar a rigidez e a massa no local correspondente à sua posição real no módulo. Em alguns casos, foi necessário adaptar as secções das barras com extremidades em nós concorrentes. Para tal, as secções das barras adjacentes foram somadas e representadas num único eixo, mantendo a área total das secções. As barras foram criadas entre os nós dos painéis, correspondendo às suas posições reais. A Figura 75 ilustra a modelação e posição das paredes interiores do modelo.

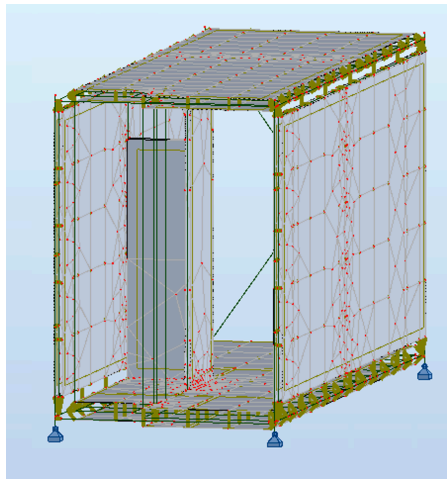


Figura 75 - Vista das paredes interiores no modelo numérico

O elemento correspondente ao teto, sendo estruturalmente idêntico ao do piso, com exceção do número e altura das barras, foi copiado e posicionado na cota correspondente ao teto. O número de barras transversais e a altura das barras foi ajustado para corresponder ao plano construtivo, Figura 40.

Porém, a amarração do teto difere consideravelmente da do piso. Tal como descrito no capítulo anterior, o teto está ligado à estrutura através de uma barra contínua embutida na sua subestrutura, Figura 43. Dada a dificuldade em recriar esta situação no modelo, foi assumido que as condições de suporte utilizadas para o piso seriam representativas das de suporte do teto. As barras longitudinais, do teto, são divididas em nós a cada 0,5 m e amarradas através de vínculos rígidos ao eixo da barra da estrutura metálica. Adicionalmente, a barra metálica em S (Figura 43), presente na estrutura real, foi adicionada ao modelo substituindo a viga SHS120 por uma nova viga, de perfil equivalente à soma dos dois perfis, com o objetivo de não perder o contributo da sua massa e rigidez. A Figura 76, representa o resultado obtido.

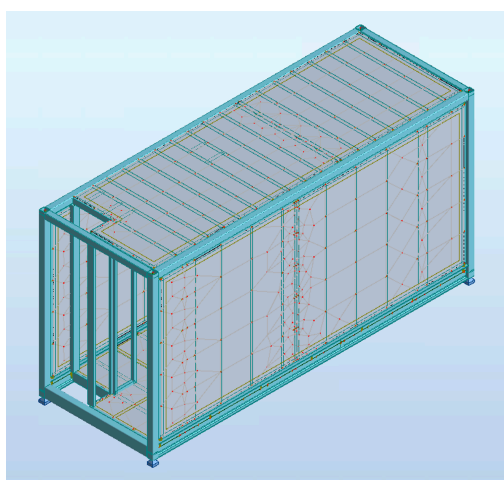


Figura 76 - Vista do teto e parede no modelo numérico

4.3.2. CALIBRAÇÃO

A tarefa de calibrar o módulo completo é substancialmente mais complexa que as calibrações anteriores. O método de aquisição de dados utilizado foi o mesmo que o utilizado para a calibração anterior. Foi dado um impulso num determinado ponto (22) do piso do módulo e foram medidas as acelerações nos restantes pontos da grelha, com dois acelerómetros. Os dados foram pós processados e foram aferidas 4 frequências de vibração do piso do módulo: 19,44, 27,31, 30,94 e 43,33 Hz. Estas frequências são retiradas da sobreposição de respostas em frequência dos vários pontos da laje, Figura 77. As configurações obtidas experimentalmente dos modos de vibração podem ser observadas na Figura 78.

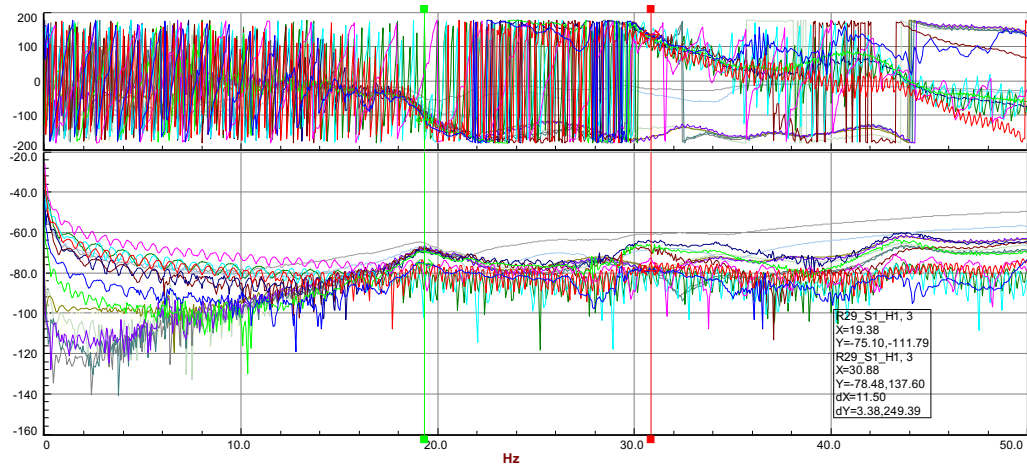


Figura 77 - Sobreposição dos espectros de respostas em frequência em todos os pontos da laje de piso

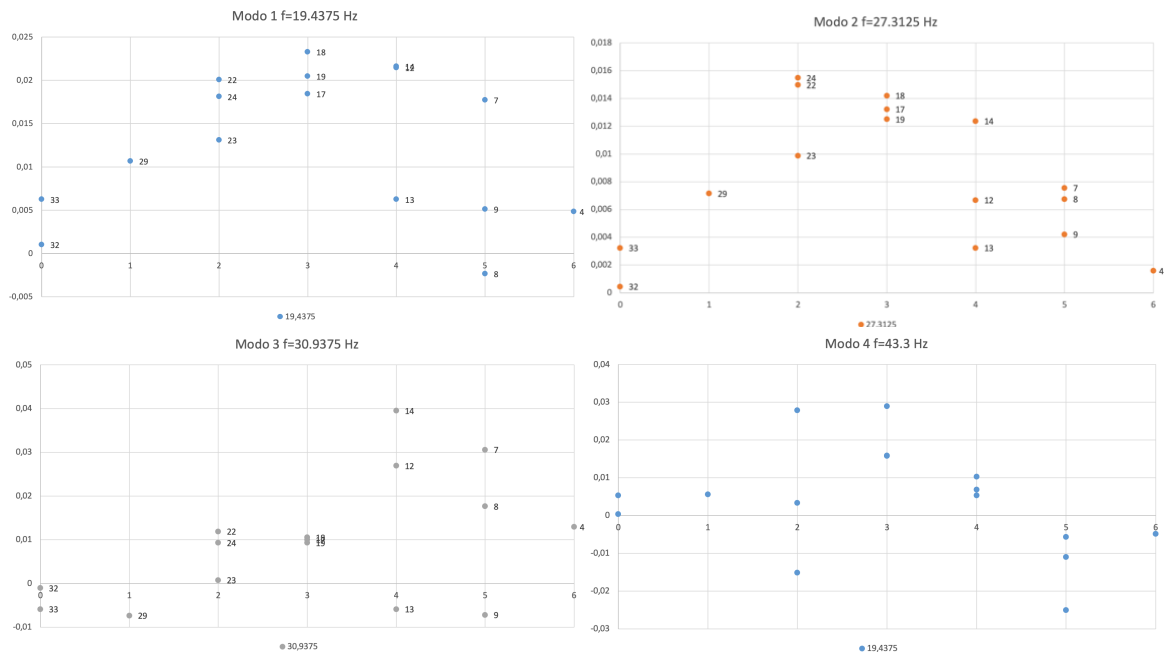


Figura 78 - Vista 2D das deformações extremas dos modos de vibração obtidos experimentalmente

Após modelação dos painéis do teto e das paredes, o modelo apresentava, como seria de esperar, frequências superiores às medidas experimentalmente, evidenciando: ou falta de massa ou excesso de rigidez global.

Considerando a hipótese da falta de massa, o objetivo foi de incluir massas que, por simplificação, não tivessem sido incluídas no desenvolvimento do modelo. Neste sentido, a massa das paredes interiores foi corrigida de forma a contemplar a contribuição dos isolantes térmicos e impermeabilização que não tinham sido incluídos no desenvolvimento. Foi adicionada ainda uma parcela de carga de 25% das cargas verticais dos novos elementos em madeira e painéis para contemplar os seus suportes, como colas, parafusos e elementos de reforço de ligações. Não havendo outra forma de modelar estes elementos considerou-se apropriado incluir pelo menos as suas massas.

Em relação à rigidez foi aplicada uma correção às articulações de extremidade das barras de madeira em relação às condições de desenvolvimento em que foram consideradas rígidas à rotação. Estas barras são aparafusadas com um parafuso único, a grande maioria não tem nenhum tipo de travamento contra a rotação. Assim, é razoável considerar que estas barras possam não resistir a rotações nas suas ligações. Aplicando esta hipótese ao modelo, e estudando as configurações dos modos obtidos, foi concluído que esta alteração não produzia efeitos positivos à aproximação global dos resultados numéricos aos experimentais.

Os modos com frequências experimentais de 19,44 e 27,71 Hz têm o mesmo padrão de deformação, sendo que, o segundo modo tem metade da amplitude de movimento do primeiro. Dada a diferença entre as frequências dos dois modos, não seria lógico assumir que estes representam um mesmo apesar do padrão de deformações ser similar. O segundo modo, 27,71 Hz, é registado especialmente pelos pontos na proximidade das paredes interiores. Por estas razões, assume-se que o segundo destes modos pode estar ligado a um efeito local.

Dada a complexidade do modelo, a quantidade de ligações e a sensibilidade do comportamento dinâmico global da estrutura, torna-se cada vez mais complicado encontrar correspondências claras entre os modos de vibração no modelo e os experimentais. Para o modo 27,71 Hz não foi possível obter, no modelo numérico, um modo correspondente ao experimental.

O resultado das frequências obtidas numericamente e as suas percentagens de erro são descritos na Tabela 14. Na Figura 79 são apresentados os modos de vibração obtidos.

Tabela 14 - Frequências experimentais e numéricas obtidas no decorrer da calibração

Modo	Frequência Experim. [Hz]	Condição Inicial		Correção da Massa	
		Frequência [Hz]	Erro [%]	Frequência [Hz]	Erro [%]
1	19,44	24,97	26	24,22	25
2	27,31	-	-	-	-
3	30,94	33,89	10	30,52	1
4	43,33	46,32	7	42,33	2

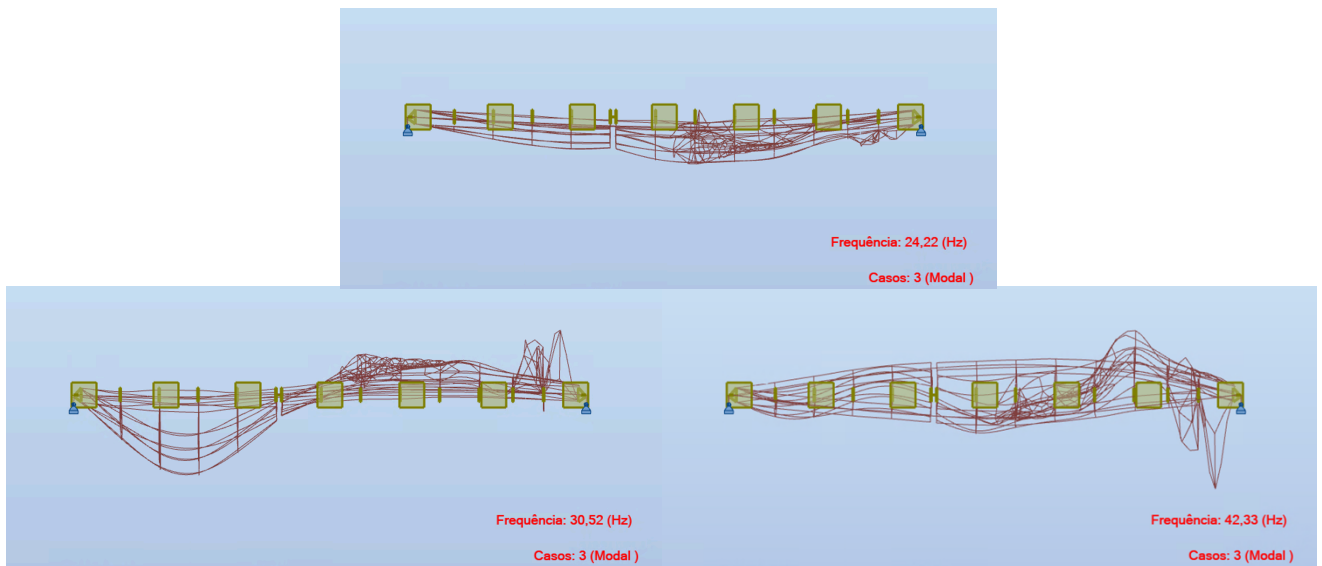


Figura 79 - Modos de vibração da laje no modelo com paredes e teto

Importa notar que, não sendo estes resultados reveladores de grande confiança, não deve ser menosprezado o facto de a estrutura ter interações extremamente complexas, com uma ampla variedade de materiais para os quais algumas propriedades chave não foram verificadas. Nomeadamente, as propriedades das barras de madeira e dos painéis OSB. Estes, são componentes chave para a rigidez global de estrutura, e, as suas propriedades não foram apuradas com suficiente certeza. Por outro lado, tendo o modelo aumentado em número de elementos e complexidade das suas ligações existe uma crescente dificuldade em o aproximar da realidade.

5

ANÁLISE DE CONFORTO

O estudo da resposta dinâmica dos pisos encontra a sua pertinência no facto das vibrações por ela causadas poderem eventualmente ser desconfortáveis para os seus utilizadores. Como visto no capítulo 1, a consideração de conforto é relativa à sensibilidade de cada indivíduo. No entanto, existem normas com critérios específicos para determinar se uma estrutura pode ser caracterizada como confortável ou não para uma dada utilização.

Neste capítulo, mais breve que os restantes, pretende-se dar a devida importância ao objetivo principal deste trabalho, a análise de conforto. Para isso, serão analisados dois pisos, o do módulo com laje de piso, mas sem paredes, e o do módulo com laje de piso, paredes e teto (referido também como módulo completo), mas sem nenhum tipo de mobiliário. Para determinação do conforto serão usadas a Norma ISO10137 e os critérios estabelecidos no documento Recomendações de Pisos - HIVOSS (adiante referido como Hivoss).

5.1. SOLICITAÇÃO

Para aplicação da norma ISO 10137 é necessário comparar uma aceleração da estrutura com a aceleração limite da norma. Essa aceleração, é característica da resposta da estrutura face a uma solicitação que lhe é induzida. Considerou-se adequado ao tipo futuro de utilização do módulo, habitação e residência de estudantes, caracterizar essa solicitação usando uma ação pedonal e uma série de saltos.

Os exercícios de ação pedonal foram executados por indivíduos a quem foi pedido para caminhar em percursos aleatórios, no módulo, enquanto os acelerómetros registavam acelerações do piso, a cada 8 milissegundos, em pontos previamente determinados, Figura 80. Os acelerómetros são posicionados nos pontos onde se estimam localizar os picos de deslocamentos máximos para a generalidade dos modos de vibração.



Figura 80 - Vista do módulo durante os ensaios de caminhada sobre a laje

5.2. RESPOSTA

5.2.1. RESPOSTA DO PISO DE MÓDULO SEM PAREDES

Começa-se por estudar o piso do módulo sem paredes nem tetos. As respostas obtidas surgem na forma de uma série de acelerações no tempo, tal como observado na Figura 81. Neste caso foi pedido a um indivíduo de 77kg para caminhar sobre o piso em percursos aleatórios durante 60 segundos. Interessa retirar destas respostas o valor da aceleração efetiva, correspondente à média quadrática das acelerações num determinado tempo (adiante referido como aceleração RMS (Root Mean Square)), usado pela norma. Foram considerados valores de aceleração RMS para períodos de 10 segundos e da série completa, 60 segundos. Neste primeiro caso, o valor da aceleração RMS de 10 segundos foi de $0,0687 \text{ m/s}^2$. O valor máximo da aceleração registado foi de $0,45 \text{ m/s}^2$ e o valor RMS considerando os 60 segundos da série foi $0,061 \text{ m/s}^2$.

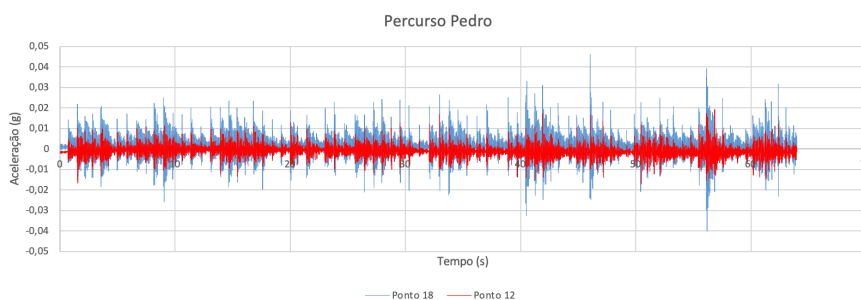


Figura 81 - Acelerações no tempo para um indivíduo num percurso aleatório sobre a laje de piso

O mesmo exercício foi executado por outro indivíduo, com um peso de 83 kg, fazendo percursos em diagonal na laje durante 60 segundos. O resultado do registo de acelerações deste exercício pode ser observado na Figura 82. Neste ensaio, o valor da aceleração máxima foi de $0,572 \text{ m/s}^2$ com um valor RMS de 10 segundos de $0,0609 \text{ m/s}^2$ e um valor RMS para total da série de 60 segundos $0,054 \text{ m/s}^2$.

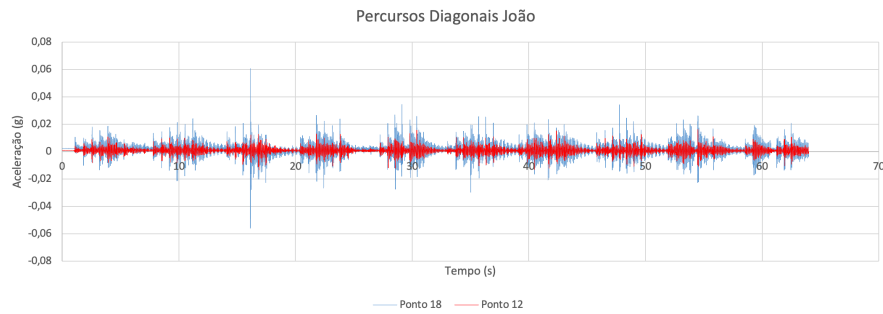


Figura 82 - Resposta em aceleração de um indivíduo de 85kg a caminhar em percursos diagonais

O último teste foi feito com duas pessoas a caminhar na laje e, em momentos aleatórios, foi pedido, a cada um, para efetuarem saltos em momentos aleatórios. As acelerações do piso foram consideravelmente mais altas, como pode ser observado na Figura 83, principalmente nos momentos com saltos como pode ser visto por volta dos segundos 15, 26, 34 e 38. Neste teste a aceleração máxima registada foi de $1,61 \text{ m/s}^2$, o valor de RMS da série temporal total de $0,15 \text{ m/s}^2$ e o valor RMS de 10 segundos, entre os segundos 32 e 42, de $0,23 \text{ m/s}^2$. Na Tabela 15 resumem-se os valores das acelerações RMS dos vários ensaios.

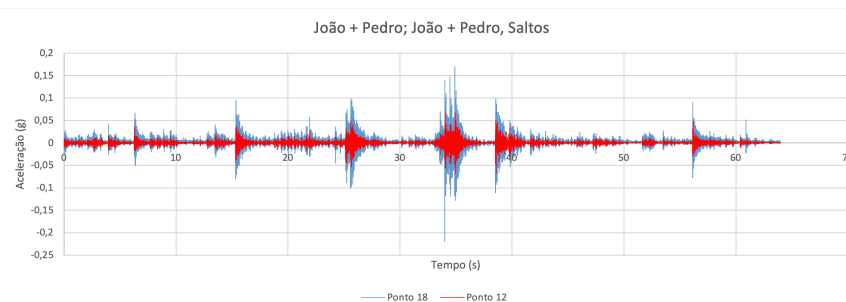


Figura 83 - Dois indivíduos a caminhar na laje e dando salto em momentos aleatórios

Tabela 15 - Descrição dos ensaios no módulo sem paredes nem teto e respetivos valores de aceleração RMS

Ensaio	Descrição	Período de análise [s]	Valor Aceleração RMS [m/s^2]
1	Indivíduo 77Kg caminhada aleatória	10	0,069
		60	0,061
2	Indivíduo 85Kg percursos diagonais	10	0,061
		60	0,054
3	Dois indivíduos em caminhada aleatória e saltos em alturas aleatórias	10	0,230
		60	0,150

Ainda sobre as características da resposta do piso, para aplicação do HIVOSS, são necessários três valores para determinar o valor OS-RMS que permite atribuir a um piso uma classe: a massa modal, as frequências dos modos de vibração e o amortecimento.

A massa modal pode ser obtida a partir da amplitude máxima de deformação do piso. Não tendo forma de medir esta amplitude experimentalmente, é usada a amplitude de deslocamento máxima fornecida pelo modelo numérico. Os valores máximos da amplitude para os vários modos, segundo o modelo

numérico, das respectivas massas modais e os valores calculados para o amortecimento são resumidos na Tabela 16.

Tabela 16 - Massas modais da laje

Modo	Frequência Experimental [Hz]	Frequência Numérica [Hz]	Amplitude Máxima [m]	Massa Modal [Kg]	Coef. Amortecimento [%]
1	11,88	11,88	0,0417	575	0,8
2	15,80	(15,80)	-	-	-
3	19,62	17,71	0,0518	373	1.7
4	29,44 – 32,13	32,26	0,0588	289	1.8

5.2.2. PISO DO MÓDULO COMPLETO

Os mesmos procedimentos foram aplicados a um módulo com paredes e tetos, mas sem nenhum tipo de mobiliário, Figura 84. Neste piso foram feitos três ensaios, uma caminhada com saltos, uma caminhada de um indivíduo mais pesado e uma série de saltos.



Figura 84 - Vista do interior do módulo completo durante um ensaio

O primeiro percurso foi efetuado por um indivíduo de 77 kg caminhando em percursos aleatórios pelo piso do módulo e a saltar de forma aleatória no tempo. Este ensaio, cujo gráfico da resposta em aceleração do piso se apresenta na Figura 85, resultou numa aceleração RMS para um período de 10 segundos de $0,0486 \text{ m/s}^2$. O valor máximo de aceleração registado foi de $0,0357 \text{ m/s}^2$ e um valor de aceleração RMS considerando os 60 segundos do ensaio de $0,046 \text{ m/s}^2$.

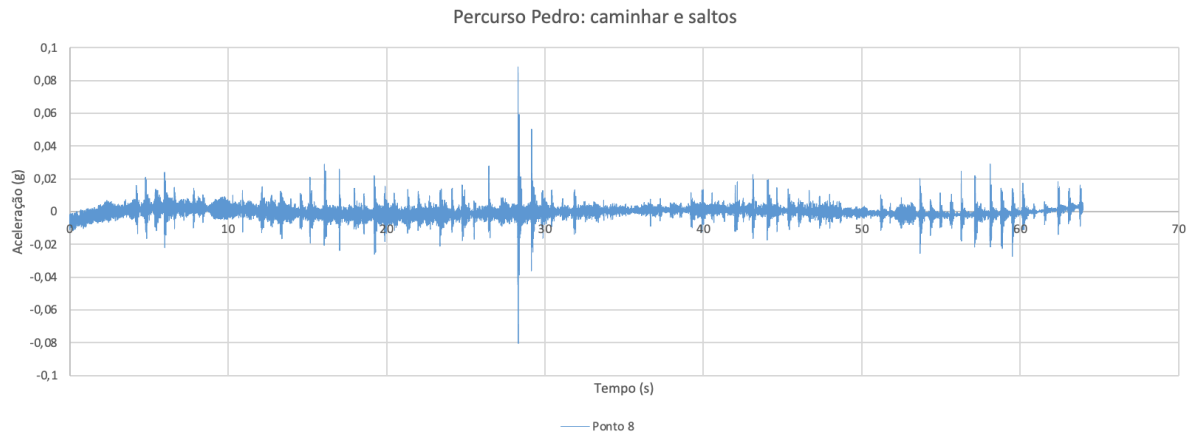


Figura 85 - Resposta em aceleração do piso do módulo completo sob ação pedonal e saltos de um indivíduo de 77 kg

O segundo ensaio foi realizado por um indivíduo de 115 kg a quem foi pedido para realizar percursos aleatórios no piso do módulo. A resposta do piso em aceleração, Figura 86, resultou numa aceleração RMS para um período de 10 segundos de $0,044 \text{ m/s}^2$. Registando-se o valor máximo da aceleração de $0,51 \text{ m/s}^2$ e um valor de aceleração RMS para o período total de $0,043 \text{ m/s}^2$.

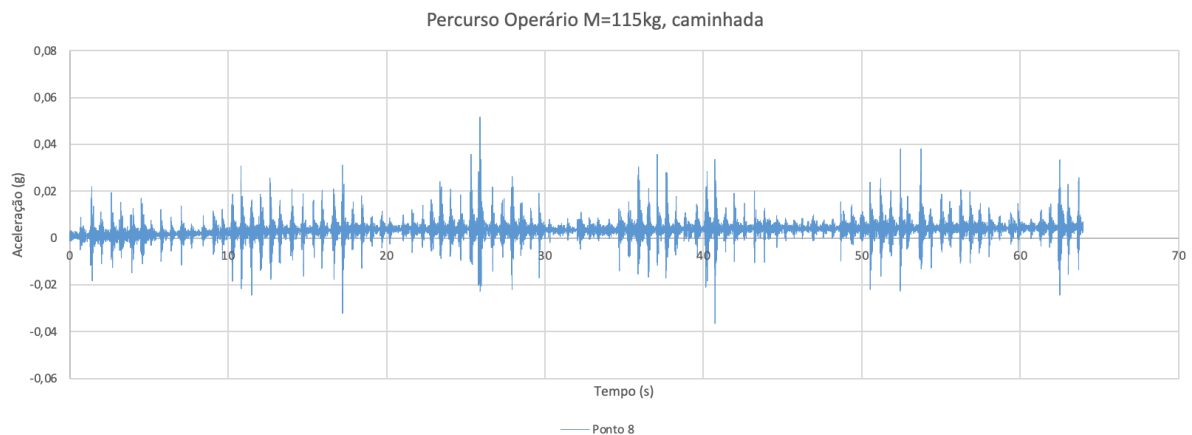


Figura 86 - Resposta em aceleração do piso do módulo completo sob ação pedonal de um indivíduo de 115 kg

Foi ainda ensaiado um último caso de um indivíduo de 77 kg a saltar em locais aleatórios do piso módulo. Nestas condições, foram registados valores substancialmente mais altos das acelerações, Figura 87. O valor da aceleração RMS para um período de 10 segundos foi de $0,642 \text{ m/s}^2$ e $0,490 \text{ m/s}^2$ para o período completo. A aceleração máxima registada foi de $11,61 \text{ m/s}^2$. A Tabela 17 resume os valores das acelerações RMS dos vários ensaios.

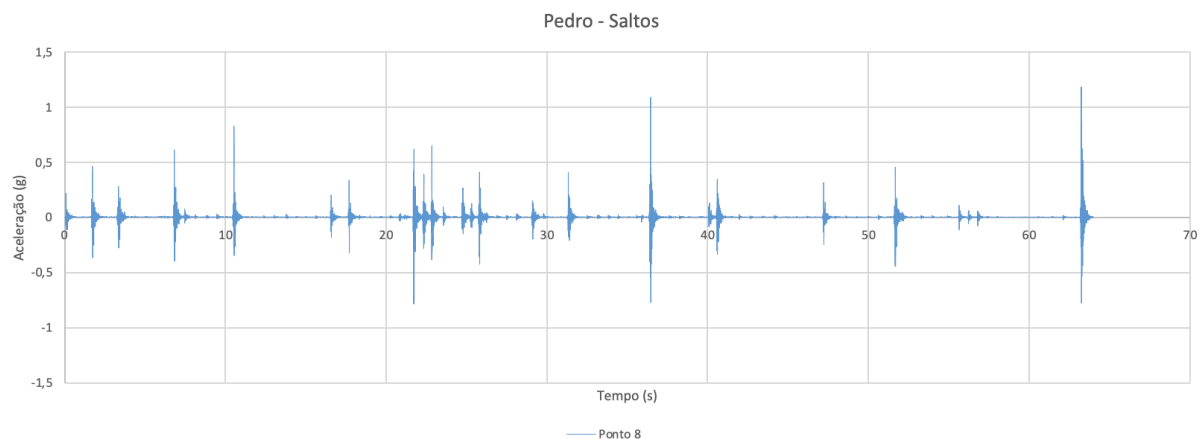


Figura 87 - Resposta em aceleração do piso do módulo completo sob ação de saltos de um indivíduo de 77 kg

Tabela 17 - Descrição dos ensaios no módulo completo e respectivos valores de aceleração RMS

Ensaio	Descrição	Período de análise [s]	Valor Aceleração RMS [m/s ²]
1	Indivíduo 77Kg caminhada aleatória e saltos aleatórios no tempo	10	0,049
		60	0,046
2	Indivíduo 115Kg percursos aleatórios	10	0,044
		60	0,043
3	Saltos em locais aleatórios do módulo	10	0,642
		60	0,490

Ainda sobre a resposta do piso importa saber massa modal e o amortecimento para aplicação do Hivoss. Esta massa pode ser calculada a partir do deslocamento máximo de cada modo. Este deslocamento é obtido do modelo numérico. Na Tabela 18 resumem-se os deslocamentos máximo, as massas modais e o amortecimento para cada modo do módulo completo.

Tabela 18 - Massas modais dos modos de vibração do módulo completo

Modo	Frequência Experimental [Hz]	Frequência Numérica [Hz]	Amplitude Máxima	Massa Modal [kg]	Coef. Amortecimento [%]
1	19,44	24,22	0,0431	538	5.2
2	(27,31)	(27,31)	-	-	-
3	30,94	30,52	0,0563	315	5.1
4	43,33	42,33	0,0448	498	5.2

5.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE CONFORTO

5.3.1. PISO DE MÓDULO SEM PAREDES

Para aplicar a norma ISSO10137, recorre-se à Figura C.1 (Figura 23 deste documento) para determinar o valor limite da aceleração RMS a ser multiplicado pelo fator da Tabela C1 da norma (ver Tabela 2 deste documento).

Na Tabela C.1 apuram-se os coeficientes multiplicadores em função do tipo de utilização da estrutura. No caso de habitação os fatores multiplicadores são de 2 a 4 durante o dia e 1,4 durante a noite. Para determinar o valor da aceleração a ser multiplicado, recorre-se à construção gráfica descrita na Figura 88.

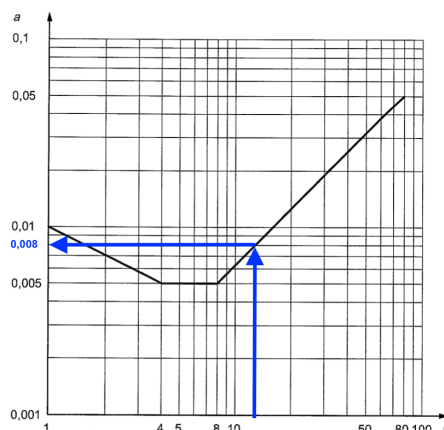


Figura 88 – Figura C.1 da norma ISO10137 com construção gráfica para apurar o valor da aceleração limite para uma frequência de 12Hz

Neste caso, sendo a primeira frequência na parte ascendente da curva, se a aceleração RMS de um piso se verificar inferior ao limite imposto pela norma para o modo com frequência mais baixa, esta, verificar-se-á forçosamente inferior aos restantes limites impostos pelas seguintes frequências. Assim, a verificação do cumprimento da primeira frequência, 11,88 Hz, é suficiente para determinar se um piso cumpre esta norma de conforto.

Desta construção retira-se o valor da aceleração RMS de 0,008 m/s². Este valor corresponde a uma aceleração RMS limite de 0,016 m/s² a 0,024 m/s² durante o período diurno e de 0,0112 m/s² durante o período noturno. Na Tabela 19 comparam-se os valores limite estabelecidos pela norma aos valores das respostas medidas no piso.

Tabela 19 - Sumario das acelerações medidas no piso do módulo, sem paredes e sem teto, e comparação com os limites da norma ISO10137

Ensaio	Descrição	Período de Análise [s]	Aceleração RMS [m/s ²]	Valor Limite Aceleração		Verificação: S - Sim N- Não	
				Diurno	Noturno		
1	Indivíduo 77Kg caminhada aleatória	10	0,069	0,016 - 0,024	0,0112	N	N
		60	0,061			N	N
2	Indivíduo 85Kg percursos diagonais	10	0,061			N	N
		60	0,054			N	N
3	Dois indivíduos em caminhada aleatória e saltos em aturas aleatórias	10	0,230			N	N
		60	0,150			N	N

De acordo com os valores obtidos das respostas obtidas em 5.2.1 cujo valor mínimo da aceleração RMS é de $0,054 \text{ m/s}^2$ considera-se que o módulo, nas condições medidas, sem paredes nem teto, não cumpre a norma de conforto ISO10137.

Para aplicação do Hivoss, recordam-se os valores calculados na Tabela 16. No primeiro modo de vibração a resposta do piso tem como parâmetros um amortecimento de 0,8%, uma massa modal de 575kg e uma frequência de 11,88 Hz. Aplicando a Figura 3 do documento Hivoss obtém-se a construção gráfica descrita na Figura 89. Segundo esta construção, atribui-se ao piso um valor OS-RMS90 de 11,8. Recorrendo à Tabela 1 do Hivoss (Tabela 4 deste documento) considera-se este pavimento de Classe E, considerado critico para utilização residencial.

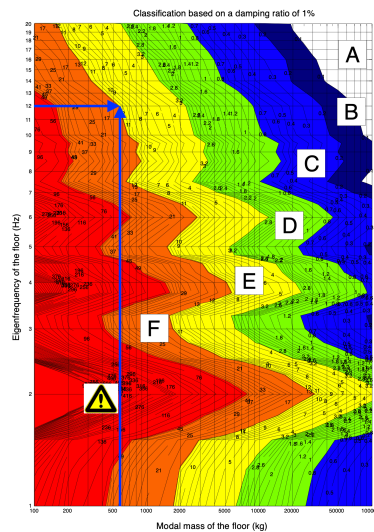


Figura 89 - Construção gráfica para obter o valor OS-RMS para um pavimento com rácio de amortecimento de 1%

Para o segundo modo de vibração considera-se uma frequência 19,97 Hz, uma massa modal de 373 kg e um amortecimento de 1,7%. Aplicando a Figura 4 do documento Hivoss obtém-se a construção gráfica da Figura 90. Nesta construção determina-se o valor OS-RMS90 do piso de 4,8. Recorrendo à Tabela 1 do Hivoss (Tabela 4 deste documento) considera-se, de novo, este pavimento de Classe E, considerado critico para utilização residencial.

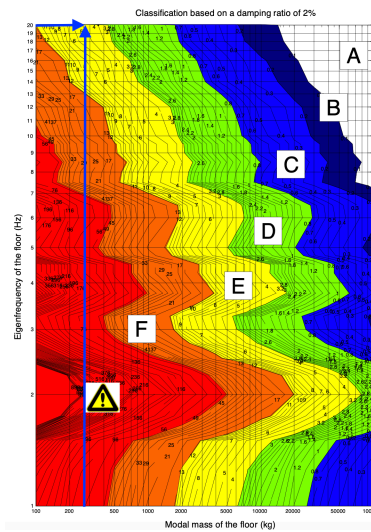


Figura 90 - Construção gráfica para obter o valor OS-RMS para um pavimento com rácio de amortecimento de 2%

A gama de frequências contempladas por este documento não permite a análise dos seguintes modos de vibração. Considerando os resultados obtidos para os dois primeiros modos de vibração, conclui-se que o piso do módulo, nas condições em que foi ensaiado, se qualifica como crítico para o uso residencial segundo as recomendações Hivoss.

5.3.2 PISO DO MÓDULO COMPLETO

O mesmo procedimento de análise de conforto foi aplicado ao piso do módulo completo, com paredes e teto, mas sem nenhum tipo de mobiliário.

Analogamente ao feito anteriormente recorre-se a Figura C.1 e Tabela C.1 da norma ISO10137 (Figura 23 e Tabela 2 deste documento) para determinar os valores das acelerações limite para cada frequência. A Figura 91 detalha a construção gráfica para tal. Como explicado no ponto anterior, a verificação desta frequência é suficiente para controlo de conformidade com esta norma.

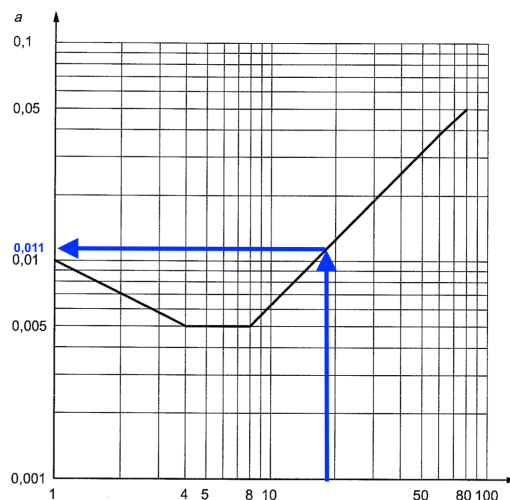


Figura 91 – Construção gráfica para determinação da aceleração a ser multiplicada pelos valores da Tabela C.1

Segundo esta construção gráfica determina-se o valor da aceleração RMS limite de $0,011 \text{ m/s}^2$. Segundo a Tabela C.1, este valor deve ser multiplicados por 2 a 4 para o período diurno do dia e 1,4 para o período noturno. Aplicando estes fatores chega-se ao limite de aceleração RMS para poder ser considerado confortável de $0,022 \text{ m/s}^2$ a $0,044 \text{ m/s}^2$ durante o dia e $0,0154 \text{ m/s}^2$ durante a noite.

Face às solicitações e respostas descritas em 5.2.2., apresenta-se na Tabela 20 uma comparação da resposta medida em aceleração aos limites de resposta estabelecidos pela norma ISO10137.

Tabela 20 - Sumario das acelerações medidas no piso do módulo, inacabado, e comparação com os limites da norma ISO10137

Ensaio	Descrição	Período de Análise [s]	Aceleração RMS [m/s^2]	Valor Limite Aceleração		Verificação: S - Sim N - Não	
				Diurno	Noturno		
1	Indivíduo 77Kg caminhada aleatória e saltos aleatórios no tempo	10	0,049	0,022	0,0154	N	N
		60	0,046			N	N
2	Indivíduo 115Kg percursos aleatórios	10	0,044	0,044	0,0154	S	N
		60	0,043			S	N
3	Saltos em locais aleatórios do módulo	10	0,642			N	N
		60	0,490			N	N

Os valores mínimos da aceleração RMS registados foram de $0,043 \text{ m/s}^2$ para o período de 60 segundos de caminhada de um individuo de 115kg e $0,044 \text{ m/s}^2$ para o mesmo ensaio num período de 10 segundos. Só nesses casos poderia afirmar-se que o piso cumpriria o valor menos exigente dos limites estabelecidos pela norma. Importa notar que: a perceção das vibrações é subjetiva, este valor duplo para o período diurno surge para contemplar essa subjetividade. Um piso cumprindo só o limite superior, não pode ser declarado confortável para a generalidade dos utilizadores, apenas para os menos sensíveis. Posto isto, conclui-se que o piso, nas condições deste estudo, e para os ensaios realizados, não cumpre os limites de conforto estabelecidos pela Norma ISO10137

Para aplicar o Hivoss relembram-se os valores da Tabela 18. Começando pelo primeiro modo, observam-se os valores de amortecimento de 5,2%, uma massa modal de 538 Kg e uma frequência de 19,44 Hz. Recorrendo à Figura 7 do documento HIVOSS obtém-se a construção gráfica demonstrada na Figura 92.

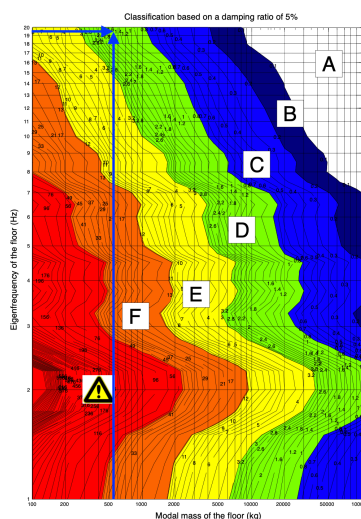


Figura 92 - Construção gráfica para apurar o valor OS-RMS que determina a classe do piso

De acordo com esta construção, e não podendo aferir o valor para as restantes frequências por falta de informação no gráfico, o piso classifica-se de classe D com um valor OS-RMS de 1,6. Recorrendo à Tabela 1 do HIVOSS (Tabela 4 deste documento) considera-se este piso recomendado para habitação.

Concluída esta análise, considera-se que a resposta em aceleração do piso do módulo completo, situa-se consideravelmente acima do nível de exigência estabelecido pela principal norma ISO101037 quando solicitado por uma ação pedonal.

Nesse sentido, a solução ao problema poderia ser abordada por duas vias. A primeira, aumentando a rigidez global do módulo, o que aumentaria a frequência do primeiro modo de vibração, que por consequência aumentaria o valor limite fornecido pela norma. A segunda, aumentando o amortecimento da resposta, reduzir-se-ia o valor da média quadrática das suas acelerações, reduzindo assim o parâmetro que é comparado com o limite da norma.

Ao testar a primeira hipótese no modelo, verifica-se que é possível aumentar a rigidez global do módulo, por exemplo, aumentando a espessura e módulo de elasticidade dos painéis das paredes exteriores. Contudo, observa-se a persistência de um modo local provocado pelas paredes interiores. Este modo local impede que a frequência do primeiro modo de vibração seja suficientemente elevada para se verificar um aumento significativo no valor limite da aceleração determinada pela norma.

Por outro lado, para testar o efeito do incremento de amortecimento, comparou-se a resposta atual com a simulação de uma resposta em aceleração mais amortecida, Figura 93. Para isso, foi calculada uma resposta em aceleração equivalente à resposta medida experimentalmente que foi comparada com a mesma resposta mais amortecida. Foi utilizada como referência a resposta de uma caminhada, ensaio 2. Foram adquiridos dos dados experimentais os valores da amplitude média e frequência da resposta do piso e o período de um passo médio e numa folha de cálculo foram construídas duas curvas. A primeira, imita a resposta do piso atual, com um coeficiente de amortecimento de 5%, curva azul. A segunda, simula os mesmos parâmetros de amplitude e frequência, mas mais amortecida, com um coeficiente de amortecimento de 8%, curva amarela.

São então calculados os valores da aceleração RMS das duas curvas para o período de um passo. Na primeira, o valor da aceleração RMS foi de $0,044 \text{ m/s}^2$, linha azul, o que é validado pelo valor RMS de

10 segundos para o mesmo teste (ver Tabela 17). Para a segunda resposta, mais amortecida, o valor RMS foi de $0,035 \text{ m/s}^2$, linha amarela.

Comparando estes valores verifica-se uma redução da aceleração RMS do piso de 21%, com um incremento do coeficiente de amortecimento de 5% para 8%. A título informativo, verificou-se que, caso o amortecimento fosse de 11%, o valor da aceleração RMS da resposta reduziria 38% face à situação atual.

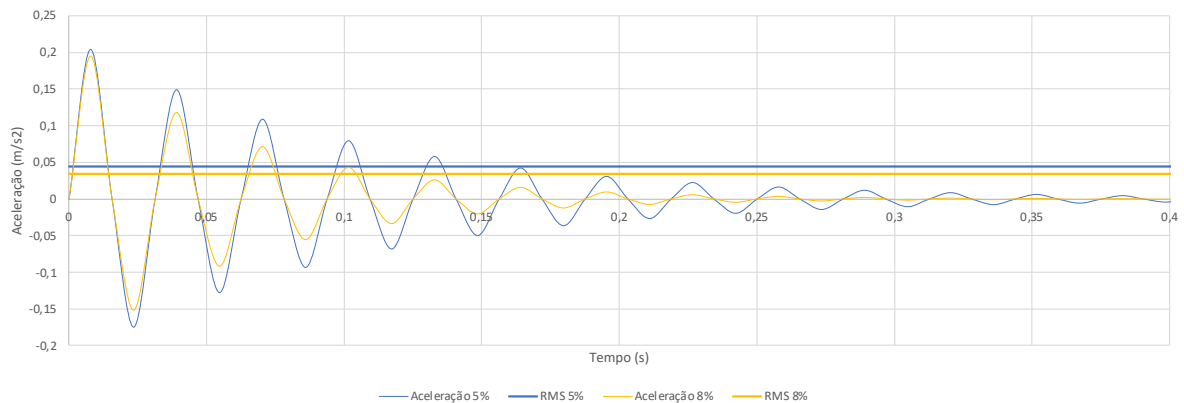


Figura 93 - Comparação de valores RMS de resposta equivalente com coeficiente amortecimento 5 e 8%

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. SÍNTESE DOS ESTUDOS REALIZADOS

No âmbito da pesquisa relacionada com o tema este trabalho apresenta casos específicos de projetos sem-par no setor da construção modular a nível nacional. Os exemplos apresentados demonstram a capacidade desenvolvida noutros países de construir edifícios de grandes dimensões com diminuições no tempo de construção na ordem de 30%. Estes exemplos demonstram também ganhos notáveis de eficiência geral e redução de impactos causados pelos estaleiros de obra.

De seguida, tendo por base um projeto em desenvolvimento pela empresa Bysteel do dstgroup, ao qual tive oportunidade de aceder, este trabalho investigou o comportamento dinâmico de uma estrutura modular sujeita a ações típicas da sua utilização para habitação, nomeadamente ações pedonais. Foram também consideradas ações excecionais como séries de saltos. A estrutura foi testada em três fases distintas da sua construção. A primeira, focou-se na estrutura do módulo. A segunda trata um módulo com laje de piso, mas sem paredes. A terceira, analisa um módulo completo, com laje de piso, paredes e teto, mas sem mobiliário interior. Em correspondência com cada uma das fases de estudo foram desenvolvidos modelos numéricos que foram validados e calibrados através de resultados experimentais.

Por último, foi analisado o conforto da estrutura em duas fases da sua construção comparando as suas respostas em aceleração aos limites estabelecidos pela norma ISO10137 e pelo documento Guideline Floors – Hivoss. A partir desta análise foram apresentadas, brevemente, possíveis soluções para melhoria do comportamento dinâmico da estrutura.

6.1. SÍNTESE DOS RESULTADOS

Do ponto de vista da modelação, os resultados demonstram um rigor razoável da capacidade dos modelos numéricos preverem fenómenos dinâmicos. A modelação da estrutura metálica apresenta um erro médio de 1,3% em relação aos resultados experimentais, enquanto o segundo modelo, módulo com laje de piso, apresenta um erro médio de 4%. O terceiro modelo, de maior complexidade, apresenta um erro médio de 9,3%, o que demonstra a clara evidencia da relevância das condições fronteira, da modelação das ligações entre os elementos estruturais e não estruturais e das propriedades das paredes. Apesar destas ligeiras divergências observa-se uma concordância generalizada em relação aos resultados experimentais. Ao mesmo tempo, revela-se notório o aumento de sensibilidade do modelo à medida que aumenta a sua complexidade.

Do ponto de vista do estudo experimental é importante observar o aumento do amortecimento durante as três fases do estudo. No estudo da estrutura metálica verificou-se um coeficiente de amortecimento de 0,5% do amortecimento crítico enquanto no módulo com laje de piso e no módulo completo se registaram coeficientes de 1,5% e 5% respetivamente.

Em relação à análise de conforto, importa atender aos resultados do módulo completo. Para isso, foram usados os parâmetros da resposta provenientes da análise experimental para aplicação da norma ISO10137 que se revelaram consideravelmente mais altos que o limite imposto. Importa observar que este estudo não tratou um módulo em estado final, mas sim num estado de construção. A aplicação do documento Guideline Floors – Hivoss revelou-se bastante mais positiva e atribui ao piso do módulo a classe D significando que, segundo este documento, o piso deste módulo é recomendável para habitação.

Por último foi estudado o efeito de possíveis alterações a fazer no módulo no sentido de melhorar o seu desempenho em relação às vibrações. Este estudo revelou que o aumento da rigidez global pode ser parte da solução, mas o grande benefício encontra-se no aumento do amortecimento que pode reduzir a media quadrática das acelerações até 38%.

Numa perspetiva generalizada, este trabalho apresenta um contributo significativo para o setor da construção modular, especialmente no âmbito da parceria com o dstgroup. A integração dos resultados experimentais na modelação numérica da estrutura cria uma ferramenta sólida para o desenvolvimento de soluções futuras.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No âmbito de possíveis desenvolvimentos futuros, destaca-se a necessidade de repetir este estudo num módulo na sua condição final, de entrega ao cliente. A adição dos elementos de mobiliário aumenta significativamente a massa, mas ao mesmo acrescenta amortecimento. Não podendo prever, com base no estudo desenvolvido, as características do comportamento dinâmico do piso nessas condições.

Durante o estudo, verificou-se que os módulos produzidos pela empresa, pertencentes às gerações subsequentes aos testados no âmbito deste trabalho, foram atualizados nas ligações entre os perfis metálicos da estrutura principal. Considerando que é na estrutura metálica que todos os restantes elementos encontram, direta ou indiretamente, o seu suporte, torna-se essencial testar detalhadamente estas novas ligações.

Ainda, em relação à modelação numérica, um conhecimento mais aprofundado sobre as características específicas dos elementos de ligação, especialmente dos elementos não estruturais, aliado a uma modelação mais detalhada e menos simplificada poderá resultar em previsões ainda mais precisas e representativas da realidade

Com base nestas conclusões, espera-se que este trabalho sirva de referência tanto para a investigação académica quanto para a inovação no setor da construção modular.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, R. A. (2008). *Comportamento Dinâmico De Pontes Sob A Acção Pedonal - TESE DE MESTRADO*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Calmon, M. N. (2023). *Projetos em Construção Modular de Madeira de Baixo Custo Para Habitações - Tese de Mestrado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Clough, R. (1975). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill College.
- Freitas, F. M. (2014). *Construção Modular Sustentável - Propostas de um projeto tipo - TESE DE MESTRADO*. Viana do Castelo: Instituto Politecnico de Viana do Castelo.
- Gonçalves, V., Gaspar, C., & Sotelino, E. (2021). *XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas (CBPE 2021)*. Rio de Janeiro: HAL Open Science.
- Griffin, M. J. (1990). *Handbook of Human Vibration*. Southampton: ACADEMIC PRESS.
- Henriques, J. A. (2017). *Metodologias Construtivas Adequadas A Um Edifício Modular Leve - TESE DE MESTRADO*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- HIVOSSa. (2007). *Vibration Design of Floors - Guidelines*. Research Fund for Coal & Steel.
- HIVOSSb. (2007). *Vibration Design of Floors - Background Document*. Research Fund for Coal & Steel .
- Jorge, L. P., & Ravache, R. L. (2021). Construção Modular Pré-fabricada, O Futuro Da Arquitetura No Brasil . *Connectionline - Revista Eletronica do UNIVAG*.
- JRC. (2009). *Design of floor structures for human induced vibrations*. G. Sedlacek, Ch. Heinemeyer, Chr. Butz.
- Lawson, M., Ogden, R., & Goodier, C. (2014). *Design in Modular Construction*. CRC Press - Taylor & Francis Group.
- Lawson, R. M., & Richards, J. (2009). *Modular design for high-rise buildings*. Institution of Civil Engineers.
- Leal, R. A. (2015). *Construção modular em LSF – Estudo do comportamento térmico passivo - Tese de Mestrado*. Coimbra: Departamento de Engenharia Civi - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- McKinsey & Company. (2019). *Modular construction: From projects to products - Relatório*. McKinsey & Company.
- Moutinho, C. M. (2007). *Controlo De Vibrações Em Estruturas De Engenharia Civil - TESE DE DOUTORAMENTO*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Ofori-Kuragu, J. K., & Hill, R. (2021). An Exploration of the Potential for Using Modular Housing Solutions to Address the UK's Housing Shortage. *CIB International Conference on Smart Built Environment*. CIB.
- Parisi, L., & Donyavi, S. (2024). *Modular momentum: assessing the efficacy of modular construction in alleviating the UK housing crisis*. London: Discover Applied Sciences.
- Ribeiro, B. F. (2022). *Industrialização na construção – A madeira como solução modular - Tese de Mestrado*. Braga: Escola de Engenharia - Universidade do Minho.
- SETRA, S. d. (2006). *Footbridges - Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. Paris: Association Française de Génie Civil.
- Silva, M. A. (2014). *Conceção e Desenvolvimento de um Sistema Estrutural para Construção Modular - Tese de Mestrado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Soutto Mayor, W. R. (2012). *Sistema Construtivo Modular - TESE DE MESTRADO*. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG.
- Souza, C. P. (2020). *Diagnóstico de estruturas civis baseado em medidas de vibração - Tese de Doutorado*. Campinas: Universidade Estadual de Campinas - Faculdade de Engenharia Mecânica.
- Thai, H.-T., Ngo, T., & Uy, B. (2020). *A review on modular construction for high-rise buildings*. Sydney: ELSEVIER.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS DE *SITES* INTERNET

- (2024). Fonte: Quilosa: https://quilosa.com/wp-content/uploads/2020/06/fachada_hormigon.jpg
- (2024). Fonte: Folha Vitoria: <https://www.folhavitoria.com.br/geral/colunas/momento-decor/wp-content/uploads/2022/05/level-3.jpg>
- (2024). Fonte: Komatlsf: <https://komatlsf.pt/wp-content/uploads/2017/04/lsf-modular-2.jpg>
- (2024). Fonte: Sienge: <https://www.sienge.com.br/wp-content/uploads/2021/10/a4627-modulararchitecturearoundtheworld-mymicrony-image-1-420x420.jpg>
- (2024). Fonte: Kalesnikoff: <https://kalesnikoff.com/wp-content/uploads/2020/02/dfl-mass-timber-glulam-scaled-1-1920x1280.jpg>
- (2024). Fonte: i2: https://i2.wp.com/carpinteria.com.br/wp-content/uploads/2018/12/CLT_CROSSLAM.jpg?fit=1200,901&ssl=1
- (2024). Fonte: Modeleco: <https://www.modeleco.com/wp-content/uploads/2020/02/placa-ISOLPRO.jpg>
- (2024). Fonte: Multiplacas: https://multiplacas.pt/wp-content/uploads/2022/04/PAI633_2-002.jpg
- (2024). Fonte: Google:
https://www.google.com/url?sa=i&url=http%3A%2F%2Fftp.demec.ufpr.br%2Fdisciplinas%2FEngMec_NOTURNO%2FTM370%2FEstruturasMet%25C3%25A1licas_aula4_Conectores.pdf&psig=AOvVaw3hcP13C-Pak4mhh2KkpJ5Q&ust=1737431310457000&source=images&cd=vfe&opi=89978449&ved=0CBQ
- (2024). Fonte: Google:
https://www.google.com/url?sa=i&url=http%3A%2F%2Fftp.demec.ufpr.br%2Fdisciplinas%2FEngMec_NOTURNO%2FTM370%2FEstruturasMet%25C3%25A1licas_aula4_Conectores.pdf&psig=AOvVaw3hcP13C-Pak4mhh2KkpJ5Q&ust=1737431310457000&source=images&cd=vfe&opi=89978449&ved=0CBQ