

AVALIAÇÃO E ANÁLISE DE FATORES DE ACOPLAMENTO SOLO-ESTRUTURA EM PROBLEMAS DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO

MÁRCIA ALICE MARCIEL TRABULO

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

Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

Coorientadores: Professor Doutor Aires Manuel Silva Colaço;
Professor Doutor Alexandre Manuel Gonçalves Castanheira Pinto

MARÇO DE 2025

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

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 - 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*

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

“Eu não sou nada.

Nunca serei nada.

Não posso querer ser nada.

À parte disso, tenho em mim todos os sonhos do mundo.”

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

No encerramento deste trabalho, não poderia deixar de expressar a minha sincera gratidão a todos aqueles que, de diferentes formas, contribuíram para a sua concretização e para o meu percurso académico.

Ao Professor Doutor Eduardo Fortunato, orientador desta dissertação, agradeço a disponibilidade, o acompanhamento atento e os conhecimentos transmitidos, que foram essenciais para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Doutor Aires Colaço, coorientador, deixo um agradecimento especial pelo apoio inestimável, pela motivação constante e, sobretudo, pela paciência demonstrada ao longo de todo este percurso. A sua orientação e disponibilidade foram fundamentais para ultrapassar desafios e consolidar os conhecimentos adquiridos.

Ao Professor Doutor Alexandre Pinto, coorientador, expresso um profundo agradecimento não apenas pelo acompanhamento prestado nesta dissertação, mas também pelo apoio constante ao longo do meu percurso académico. A sua paciência, disponibilidade e forma clara de transmitir conhecimento foram essenciais. Na sua pessoa, agradeço igualmente à empresa AV Enginyers pela oportunidade proporcionada, que me permitiu um contacto mais próximo com a realidade profissional e uma melhor perceção dos desafios práticos.

Aos meus amigos que me acompanharam nesta jornada, expresso o meu agradecimento. A vossa companhia tornou este percurso mais leve e aprazível. Em especial, ao Joel Costa, ao Afonso Canas, à Mariana Meira e à Bruna Cintra, agradeço pelos momentos de descontração, pela leveza e pela partilha, que trouxeram alento mesmo nos períodos mais desafiantes.

Aos meus irmãos, Osvaldo e Miguel, agradeço o apoio e a paciência ao longo deste percurso. Em particular, ao Osvaldo, pela proximidade e compreensão constantes, e ao Miguel, pelo auxílio e incentivo.

Em especial, quero expressar a minha profunda gratidão à minha Mãe e ao meu Pai pelos valores que me inculcaram, pelos ensinamentos que me transmitiram e por todo o apoio que sempre me deram.

Não posso deixar de agradecer aos meus avós, em especial à minha avó Maria Alice, um verdadeiro pilar de força e sabedoria que me ajudou sempre e me deu conselhos essenciais para a vida. À minha tia Xana, agradeço o carinho, a generosidade e a paciência.

A todos os que, de uma forma ou de outra, fizeram parte desta caminhada, obrigada!

Este trabalho é financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do projeto PTDC/ECI-EGC/3352/2021 – IntRAIL - Metodologia expedita de previsão de vibrações e ruído re-radiado induzidos por tráfego ferroviário.

RESUMO

O crescimento da população mundial e a sua concentração em áreas urbanas tem intensificado a pressão urbana, agravando problemas como a poluição devido ao aumento das emissões de gases poluentes, potenciando a degradação da qualidade de vida dos seus habitantes. Uma das soluções para melhorar a mobilidade e minimizar o impacto ambiental consiste no desenvolvimento do transporte ferroviário, através da reabilitação de linhas existentes ou da construção de novas infraestruturas.

No entanto, estas intervenções apresentam desafios relacionados com a geração e propagação de vibrações e ruído, que comprometem o conforto e a qualidade de vida dos habitantes nas imediações da infraestrutura ferroviária. Além disso, podem impactar a saúde da população e o desempenho de equipamentos sensíveis. Perante a relevância desta problemática, torna-se essencial aprofundar o conhecimento técnico-científico de modo a prevenir ou mitigar estes efeitos.

Neste contexto, este trabalho consiste num estudo paramétrico que visa compreender a influência de diversos parâmetros na resposta dinâmica de edifícios. Esta resposta foi avaliada principalmente através do fator de acoplamento solo-estrutura e do coeficiente de amplificação associado ao movimento vertical das lajes. A análise incidiu sobre a avaliação da influência de parâmetros geométricos do edifício, da rigidez do maciço envolvente e da consideração de diferentes registos de vibração. O modelo numérico adotado para a concretização deste estudo funciona de acordo com uma metodologia subestruturada, que consiste na modelação isolada dos dois modelos, o solo e a estrutura, e posterior acoplamento. Posto isto, a estrutura é modelada tridimensionalmente através do método de elementos finitos e o solo é representado pelo modelo de parâmetros condensados *Monkey-tail*.

A análise paramétrica revelou, de uma forma geral, que o incremento da massa estrutural está associado a um aumento da perda energética no fenómeno de acoplamento solo-estrutura que resulta na atenuação dos níveis de vibração registados no interior do edifício. Além disso, verificou-se que o fator de acoplamento é tanto maior, quanto menor a rigidez do solo.

Relativamente ao coeficiente de amplificação, os resultados demonstram que a variação da espessura das lajes e da altura das vigas, dentro de valores estruturalmente razoáveis, não influencia significativamente este fator. No entanto, o incremento do comprimento dos vãos está associado a um aumento na amplificação da resposta. Por fim, constatou-se que os fatores de acoplamento e de amplificação são consideravelmente dependentes do registo de vibração considerado como vibração incidente.

PALAVRAS-CHAVE: tráfego ferroviário, vibrações, interação solo-estrutura, fator de acoplamento solo-estrutura, coeficiente de amplificação das lajes.

ABSTRACT

The growth of the world's population and its concentration in urban areas has intensified urban pressure, aggravating problems such as pollution due to the increase in emissions of polluting gases, thereby worsening the quality of life of its inhabitants. One of the solutions for improving mobility and minimizing environmental impact is to develop rail transport by rehabilitating existing lines or building new infrastructure.

However, these interventions present challenges related to the generation and propagation of vibrations and noise, which compromise the comfort and quality of life of the inhabitants in the vicinity of the railway infrastructure. They can also have an impact on people's health and the performance of sensitive equipment. Given the relevance of this issue, it is essential to deepen technical and scientific knowledge to prevent or mitigate these effects.

In this context, this work consists of a parametric study aimed at understanding the influence of various parameters on the dynamic response of buildings to the railway traffic. This response was assessed mainly through the soil-structure coupling factor and the amplification coefficient associated with the vertical movement of the slabs. The analysis focused on evaluating the influence of the building's geometric parameters, the stiffness of the surrounding massif and the consideration of different vibration records. The numerical model adopted for this study works according to a sub-structured methodology, which consists of modelling the two models, the soil and the structure, in isolation and then coupling them. That said, the structure is modelled three-dimensionally using the finite element method and the soil is represented by the Monkey-tail condensed parameter model.

The parametric analysis revealed, in general, that the increase in structural mass is associated with an increase in energy loss in the soil-structure coupling phenomenon, which results in the attenuation of vibration levels recorded inside the building. In addition, the coupling factor was found to be greater the lower the soil stiffness.

Regarding the amplification coefficient, the results show that varying the thickness of the slabs and the height of the beams, within structurally reasonable values, does not significantly influence this factor. However, increasing the length of the spans is associated with an increase in the amplification of the response. Finally, it was found that the coupling and amplification factors are considerably dependent on the vibration record considered as the incident vibration.

KEYWORDS: railway traffic, vibrations, soil-structure interaction, coupling loss, slab amplification.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE QUADROS	XII
SIMBOLOGIA LATINA	XV
SIMBOLOGIA GREGA	XV
SIGLAS E ACRÓNIMOS.....	XVI
ABREVIATURAS.....	XVI
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA.....	1
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM MEIO URBANO	5
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	5
2.2. GERAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM MACIÇOS TERROSOS.....	6
2.2.1. MECANISMOS DE EXCITAÇÃO/ GERAÇÃO DE VIBRAÇÕES	6
2.2.2. PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÃO EM MACIÇOS	8
2.2.3. MODELOS DE PREVISÃO DE VIBRAÇÕES À SUPERFÍCIE DO MACIÇO GEOTÉCNICO	8
2.2.3.1. Métodos Empíricos	9
2.2.3.2. Métodos Semi-analíticos	11
2.2.3.3. Métodos Numéricos	11
2.2.3.4. Métodos Híbridos	13
2.3. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS	13
2.4. PERCEÇÃO E CONFORTO (NO INTERIOR DE EDIFÍCIOS).....	16
2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	23
3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFÍCIOS	25
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	25

3.2. MODELO DE INTERAÇÃO DINÂMICA SOLO ESTRUTURA	25
3.3. CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO CINEMÁTICA	28
3.4. INDICADORES DE NÍVEIS DE VIBRAÇÃO	29
3.5. DESCRIÇÃO E ANÁLISE DO CASO DE REFERÊNCIA.....	30
3.5.1. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA SOLO-EDIFÍCIO.....	30
3.5.2. REGISTO DE VIBRAÇÃO CONSIDERADO	31
3.5.3. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA DISCRETIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	32
3.5.4. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE VÃOS DO CASO DE REFERÊNCIA.....	34
3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	37

4. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFÍCIOS..... 39

4.1. DEFINIÇÃO DOS FATORES DE RESPOSTA DA ESTRUTURA.....	39
4.2. APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO	41
4.3. FATOR DE ACOPLAMENTO SOLO-ESTRUTURA (CL)	45
4.3.1. INFLUÊNCIA DA MASSA DA ESTRUTURA	45
4.3.1.1. Variação do número de pisos.....	45
4.3.1.2. Variação do comprimento do vão.....	47
4.3.1.3. Variação da espessura da laje	48
4.3.1.4. Exemplo conceptual da influência da massa: igual massa, configurações geométricas distintas	49
4.3.2. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO SOLO	51
4.4. COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO ASSOCIADO À RESPOSTA DAS LAJES (SA)	51
4.4.1. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA LAJE.....	51
4.4.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DA VIGA	57
4.4.3. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO VÃO.....	58
4.5. EVOLUÇÃO DA RESPOSTA EM ALTURA	59
4.6. INFLUÊNCIA DO REGISTO DE VIBRAÇÃO	62
4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	66

5. CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 69

5.1. CONCLUSÕES.....	69
5.2. PROPOSTAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	71
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Eficiência na utilização do espaço urbano consoante o tipo de mobilidade, expressa através do número de pessoas que atravessam um espaço com largura de 3,5 m durante uma hora em ambiente urbano (adaptado de [3]).	1
Figura 2 - Emissões globais de dióxido de carbono do setor dos transportes (adaptado de [4]).	2
Figura 3 - Esquema ilustrativo da geração e propagação de vibrações e ruído resultantes do tráfego ferroviário [2].	6
Figura 4 - Mecanismo de excitação quasi-estática (adaptado de [13]).	7
Figura 5 - Mecanismo de excitação dinâmica (adaptado de [13]).	8
Figura 6 - Registo temporal dos deslocamentos na superfície de um maciço, num ponto situado a uma certa distância da fonte (adaptado de [11]).	8
Figura 7 - Curvas de atenuação da velocidade de vibração em função do tipo de veículo e da distância ao eixo da via da fonte geradora (adaptado de [20]).	10
Figura 8 - Níveis de velocidade de vibração gerados por diferentes fontes, com indicação dos efeitos correspondentes nos humanos e nas estruturas (adaptado de [20]).	17
Figura 9 - Curvas genéricas VC para equipamentos sensíveis e curvas referentes ao conforto de pessoas em edifícios definidas na norma ISO 2631 (adaptado de [20]).	21
Figura 10 - Modelo de parâmetros condensados <i>Monkey-tail</i> ; a) representação geral do problema; b) esquema estrutural (adaptado de [93]).	26
Figura 11 - Velocidade de vibração induzida pela passagem de um comboio, onde: a) representação do registo bruto, da curva de <i>running RMS</i> e PPV; b) representação da curva de <i>running RMS</i> em dB e do seu valor máximo.	29
Figura 12 - Velocidade de vibração vertical do ponto de medição localizado a 7 m do eixo da via à passagem do comboio Alfa-Pendular: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.	31
Figura 13 - Representação gráfica do nível da velocidade de vibração vertical (máximos de <i>running RMS</i>) através de um mapa de cores, com o ponto de análise assinalado a preto, para diferentes dimensões de elementos finitos: a) 0,25 m; b) 0,50 m; c) 0,75 m.	33
Figura 14 - Registo temporal da velocidade vertical no ponto de análise (dB) para diferentes espaçamentos entre nós: a) 0,25 m; b) 0,50 m; c) 0,75 m.	34
Figura 15 - Análise da influência do número de vãos na resposta dinâmica da estrutura: a) considerando a resposta no 1º piso em diferentes modelos estruturais com um número distinto de pisos e vãos; b) considerando, nas mesmas condições, a resposta no 2º piso.	36
Figura 16 - Resposta dinâmica de uma estrutura com cinco pisos e três vãos, avaliada em todos os pisos.	37
Figura 17 - Representação esquemática dos pontos utilizados no cálculo do fator de acoplamento solo-estrutura.	40

Figura 18 - Representação dos pontos utilizados no cálculo do coeficiente de amplificação das lajes.	41
Figura 19 - Representação esquemática dos modelos analisados na avaliação da influência da variação do número de pisos no fator CL: a) modelo com 3 pisos; b) modelo com 5 pisos; c) modelo com 8 pisos.	46
Figura 20 - Evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função da altura do edifício.	46
Figura 21 - Representação esquemática de alguns dos modelos analisados na avaliação da influência do comprimento do vão no fator CL: a) modelo com comprimento de vão de 3 m; b) modelo com comprimento de vão de 4 m; c) modelo com comprimento de vão de 5 m; d) modelo com comprimento de vão de 6,5 m;	47
Figura 22 - Evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função do comprimento dos vãos: a) análise de vãos reduzidos; b) análise de vãos extensos.	48
Figura 23 - Evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função da espessura das lajes: a) análise de vãos reduzidos; b) análise de vãos extensos.	49
Figura 24 - Representação gráfica do nível de vibração vertical (máximos de <i>running</i> RMS) através de um mapa de cores: a) caso original; b) caso conceptual.	50
Figura 25 - Evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função da rigidez do solo avaliada através da velocidade das ondas S no maciço.	51
Figura 26 - Configuração dos modos próprios do edifício: a) modo 45: $f = 13,0$ Hz; b) modo 51: $f = 13,6$ Hz; c) modo 55: $f = 14,0$ Hz; d) modo 58: $f = 14,8$ Hz.	53
Figura 27 - Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada no ponto relativo à resposta máxima do 1º piso, utilizado no cálculo do coeficiente de amplificação das lajes (SA).	54
Figura 28 - Representação gráfica do nível de velocidade de vibração vertical (máximos de <i>running</i> RMS) através de um mapa de cores para o modelo com espessura de laje de 0,35 m e comprimento de vão de 5,5 m.	55
Figura 29 - Configuração dos modos próprios do edifício: a) modo 41: $f = 17,0$ Hz; b) modo 50: $f = 17,9$ Hz; c) modo 51: $f = 18,2$ Hz; d) modo 55: $f = 19,1$ Hz.	56
Figura 30 - Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada no ponto relativo à resposta máxima do 1º piso, utilizado no cálculo do coeficiente de amplificação das lajes (SA).	56
Figura 31 - Conteúdo em frequência da velocidade de vibração vertical do <i>input motion</i> , evidenciando as componentes do conteúdo energético coincidentes com os modos de vibração associados ao movimento vertical das lajes do primeiro piso nos dois casos analisados.	57
Figura 32 - Evolução do fator SA em função do comprimento dos vãos; a) análise de edifícios de vãos reduzidos; b) análise de edifícios de vãos extensos.	59
Figura 33 - Representação gráfica do nível de velocidade de vibração vertical (máximos de <i>running</i> RMS) através de um mapa de cores: a) modelo com 3 pisos; b) modelo com 5 pisos; c) modelo com 8 pisos.	60

Figura 34 - Evolução dos níveis de vibração em altura (em dB) para modelos com diferentes números de pisos, com a altura normalizada entre 0 e 1.	61
Figura 35 - Representação do conteúdo em frequência dos registos de vibração considerados na análise: a) circulação de um comboio Alfa Pendular; b) circulação de uma composição do metropolitano (Metro).	63
Figura 36 - Representação da resposta adimensional da estrutura do caso 13, através dos valores máximos de <i>running</i> RMS da velocidade de vibração vertical, considerando diferentes registos de vibração: a) Alfa Pendular; b) Metro do Porto.	64
Figura 37 - Resposta da estrutura no ponto médio da laje central do primeiro piso, no domínio da frequência, para os diferentes registos de vibração considerados: a) Alfa Pendular; b) Metro.	65

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Especificação dos veículos considerados na definição das curvas de velocidade de vibração selecionadas (adaptado de [20]).	10
Quadro 2 - Equações matemáticas que definem as curvas de atenuação da velocidade de vibração (adaptado de [20]).	10
Quadro 3 - Fatores de ajuste relativos ao acoplamento solo-estrutura (adaptado de [20]).	14
Quadro 4 - Fatores de ajuste relativos às características do edifício (adaptado de [20]).	14
Quadro 5 - Resposta humana face a diversos níveis de vibração e ruído (adaptado de [20]).	18
Quadro 6 - Principais documentos normativos internacionais (adaptado de [84]).	19
Quadro 7 - Incomodidade: valores limite da velocidade eficaz (adaptado de [85]).	20
Quadro 8 - Valores limite de velocidade de vibração e ruído estrutural em função da categoria de uso do solo a adotar numa análise geral.	22
Quadro 9 - Parâmetros associados aos diversos componentes do modelo <i>Monkey-tail</i> (adaptado de [93]).	27
Quadro 10 - Características geométricas do edifício consideradas no caso de referência.	30
Quadro 11 - Características do maciço geotécnico no caso de referência.	31
Quadro 12 - Valor máximo da velocidade de vibração vertical (dB), determinado através de <i>running</i> RMS no ponto de análise, para diferentes discretizações da malha, avaliadas com base na dimensão dos elementos finitos (m).	33
Quadro 13 - Valores máximos de <i>running</i> RMS da velocidade vertical em cada piso (dB), correspondentes ao maior dos valores registados entre os seus nós, para modelos com diferentes números de vãos e pisos.	35
Quadro 14 - Combinações relativas à análise da influência do comprimento do vão.	42
Quadro 15 - Combinações relativas à análise da influência da espessura da laje.	42
Quadro 16 - Combinações relativas à análise da influência da altura da viga.	43
Quadro 17 - Combinações relativas à análise da rigidez do solo.	43
Quadro 18 - Combinações relativas à análise da altura do edifício.	43
Quadro 19 - Combinações referentes à influência da espessura das lajes para um caso específico dentro do conjunto de edifícios com vãos curtos.	44
Quadro 20 - Combinações referentes à influência da espessura das lajes para um caso específico dentro do conjunto de edifícios com vãos extensos.	44
Quadro 21 - Combinações referentes à influência da altura das vigas para um caso específico dentro do conjunto de edifícios com vãos curtos.	45
Quadro 22 - Combinações referentes à influência da altura das vigas para um caso específico dentro do conjunto de edifícios com vãos extensos.	45

Quadro 23 - Fator de acoplamento solo-estrutura (dB) referente ao modelo original e ao modelo conceptual.	50
Quadro 24 - Coeficiente de amplificação nas lajes (SA) em dB, para diferentes espessuras de laje, em edifícios de vãos reduzidos.	52
Quadro 25 - Coeficiente de amplificação nas lajes (SA) em dB, para diferentes espessuras de laje, em edifícios de vãos extensos.	52
Quadro 26 - Coeficiente de amplificação nas lajes (SA) em dB para diferentes alturas de viga, em edifícios de vãos reduzidos.	58
Quadro 27 - Coeficiente de amplificação nas lajes (SA) em dB para diferentes alturas de viga, em edifícios de vãos extensos.	58
Quadro 28 - Valores máximos de <i>running</i> RMS da velocidade vertical (dB) em cada piso, correspondentes ao maior dos valores registados em cada laje, para modelos com 3, 5 e 8 pisos. ..	61
Quadro 29 - Fator de acoplamento solo-estrutura (dB) em função de diferentes registos de vibração, nomeadamente, o do Alfa Pendular e o do Metro.	64
Quadro 30 - Coeficiente de amplificação nas lajes (dB) em função de diferentes registos de vibração, nomeadamente, o Alfa Pendular e o Metro.	65

SIMBOLOGIA LATINA

C^b - matriz de amortecimento da estrutura

cm - unidade de comprimento, centímetro

CO₂ - dióxido de carbono

dBA - unidade de medida decibel ponderada pelo filtro A

dB - unidade de medida decibel

F^b - vetor de forças externas aplicadas

GPa - unidade de tensão, gigapascal

Hz - unidade de frequência, Hertz

K - matriz de rigidez estática do solo

K^b - matriz de rigidez estática da estrutura

K_b^{ij} - matriz de rigidez dinâmica da estrutura

K_s - matriz de rigidez estática do solo

K_s^{ii} - matriz de rigidez dinâmica do solo

kg/m³ - unidade de massa volúmica, quilograma por metro cúbico

Lv - nível de velocidade de vibração

m - unidade de comprimento, metro

M^b - matriz de massa do edifício

m/s - unidade de velocidade, metros por segundo

m/s/Hz - unidade de velocidade, metros por segundo por Hz

Pa - unidade de pressão, Pascal

R - raio da sapata

s - unidade de tempo, segundo

u_0 - vetor deslocamento relativo ao campo de vibração incidente

u_s^b - vetor deslocamento nos graus de liberdade da estrutura que estão em contacto com o solo

V_s - velocidade de propagação das ondas S

w - frequência angular

SIMBOLOGIA GREGA

Simbologia grega

Δu^b - incremento de deslocamentos

ν - coeficiente de Poisson

ρ - massa volúmica

ω - frequência angular

SIGLAS E ACRÓNIMOS

BEM - do inglês *Boundary Element Method*

CL - do inglês *Coupling Loss*

FEM - do inglês *Finite Element Method*

FRA - do inglês *Federal Railroad Administration*

FTA - do inglês *Federal Transit Administration*

IE - do inglês *Infinite Elements*

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

PML - do inglês *Perfectly Matched Layer*

PNI - Plano Nacional de Investimentos

PPV - do inglês *Peak Particle Velocity*

PRR - Plano de Recuperação e Resiliência

RMS - do inglês *Root Mean Square*

SA - do inglês *Slab Amplification*

SASM - do inglês *Semi-Analytical Soil Model*

SSI - do inglês *Soil-Structure Interaction*

TML - do inglês *Thin Layer Method*

2D - conceito 2D

2.5D - conceito 2.5D

3D - conceito 3D

ABREVIATURAS

h laje - espessura da laje

H viga - altura da viga

L - comprimento do vão

ref - valor de referência

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

O desenvolvimento das sociedades modernas exige a adoção de soluções de mobilidade eficazes e eficientes. Simultaneamente, a crescente procura de alternativas mais sustentáveis, tanto do ponto de vista económico como ambiental, requer uma adaptação contínua do setor dos transportes, de forma a responder às exigências associadas. De acordo com estimativas das Nações Unidas, prevê-se que, até 2050, aproximadamente 70% da população mundial resida em áreas urbanas e centros metropolitanos [1].

Atualmente, os cidadãos dispõem de uma ampla diversidade de opções de mobilidade, cuja escolha depende de múltiplos fatores, nomeadamente a disponibilidade dos serviços, a confiabilidade, o custo para o utilizador, a rapidez, o conforto e o impacto ambiental [2]. Em áreas urbanas densamente povoadas, a gestão do espaço destinado aos diferentes modos de transporte é um aspeto fundamental, dada a limitação do território disponível. Nesse sentido, os sistemas de transporte que permitem a deslocação de um maior número de passageiros por unidade de espaço demonstram uma maior eficiência na utilização do espaço urbano. A Figura 1 ilustra, de forma esquemática, a eficiência da ocupação do espaço em função do tipo de mobilidade.

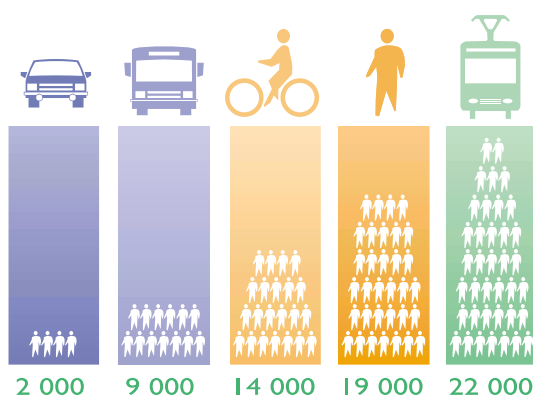


Figura 1 - Eficiência na utilização do espaço urbano consoante o tipo de mobilidade, expressa através do número de pessoas que atravessam um espaço com largura de 3,5 m durante uma hora em ambiente urbano (adaptado de [3]).

A figura anterior demonstra que o transporte ferroviário é o meio de transporte mais eficiente na utilização do espaço urbano, permitindo o transporte de um elevado número de passageiros por unidade de área. Para além da otimização do espaço, a sustentabilidade ambiental assume, atualmente, um papel central no desenvolvimento das cidades. Neste contexto, vários países têm adotado estratégias de

investimento público que visam a redução das emissões de dióxido de carbono (CO₂), promovendo, deste modo, soluções de mobilidade mais sustentáveis. Visto que o setor dos transportes é uma das principais fontes de emissões globais de CO₂, prevê-se a adoção de medidas concretas para mitigar o seu impacto. A Figura 2 apresenta a distribuição das emissões globais de CO₂ por diferentes modos de transporte, permitindo uma análise comparativa do contributo de cada um para o total das emissões.

Emissões globais de CO₂ do setor dos transportes

Baseado nas emissões globais dos transportes em 2018, que totalizou 8 bilhões de toneladas de CO₂. O setor dos transportes é responsável por 24% das emissões de CO₂ da energia.

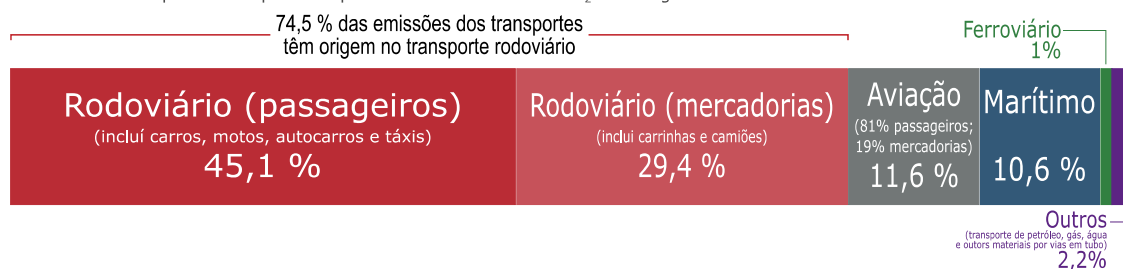


Figura 2 - Emissões globais de dióxido de carbono do setor dos transportes (adaptado de [4]).

A análise da Figura 2 evidencia que o transporte ferroviário se distingue como um dos modos de transporte com menor impacto ambiental, apresentando emissões significativamente reduzidas de dióxido de carbono. Esta vantagem deve-se, em parte, à possibilidade de alimentação elétrica contínua, que permite a operação de veículos ferroviários sem emissões diretas de CO₂. Relativamente às emissões indiretas, estas podem ser eliminadas caso a eletricidade utilizada seja proveniente de fontes renováveis, maximizando, desta forma, a sustentabilidade do transporte ferroviário. Por outro lado, os transportes rodoviário e aéreo mantêm uma elevada dependência de combustíveis fósseis, sendo responsáveis por emissões consideravelmente elevadas.

Atendendo à crescente procura do transporte ferroviário, resultante do incremento do número de residentes em áreas urbanas, importância da eficiência no uso do espaço urbano e promoção da mobilidade sustentável, têm vindo a ser realizados elevados investimentos públicos. Em Portugal, destacam-se iniciativas, como o Ferrovia 2020 [5], o Programa Nacional de Investimentos para 2030 (PNI 2030) [6] e o Plano de Recuperação e Resiliência (PRR) [7], que preveem intervenções destinadas à melhoria das ligações ferroviárias existentes, construção de novas linhas, aquisição de material circulante e ao desenvolvimento de um sistema de mobilidade mais sustentável.

Considerando os benefícios resultantes deste tipo de investimentos, tanto a nível económico como social e ambiental, é fulcral uma avaliação dos efeitos secundários dos mesmos. Associados à passagem de um comboio estão fenómenos dinâmicos, desde a geração e a propagação de vibração até à perceção sensível dos habitantes de edificações próximas a uma infraestrutura ferroviária. Pelo que o aumento do tráfego ferroviário leva aos pronunciamentos dos impactos negativos associados. Atualmente, o efeito das vibrações nos ocupantes dos edifícios situados na vizinhança de uma infraestrutura ferroviária é considerado, por alguns organismos, como um dos sete principais problemas das cidades modernas [8].

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

O progresso socioeconómico das sociedades modernas tem elevado os padrões de qualidade de vida, tornando os indivíduos cada vez menos tolerantes a fatores que perturbem o seu quotidiano. Neste contexto, a exposição a vibrações e ao ruído no interior das habitações tem-se tornado uma preocupação

crescente, não apenas devido ao desconforto causado nos ocupantes, mas também pelo impacto potencial na desvalorização dos imóveis afetados por estes fenômenos.

As vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário constituem um problema particularmente relevante em ambientes urbanos densamente povoados, onde a proximidade entre infraestruturas ferroviárias e edificações é inevitável. A propagação das vibrações desde a fonte até ao recetor é um fenómeno dinâmico complexo, condicionado por vários fatores, incluindo as características da estrutura e as propriedades geomecânicas do maciço envolvente. A interação solo-estrutura desempenha um papel determinante na forma como as vibrações são transmitidas à estrutura e, consequentemente, perçecionadas no interior dos edifícios, dado a envolvimento de meios com características distintas.

A presente dissertação tem como principal objetivo a análise da resposta dinâmica de edifícios sujeitos a vibrações induzidas por tráfego ferroviário, tendo em conta a interação dinâmica solo-estrutura. Para tal, é adotada uma abordagem subestruturada, onde a estrutura é modelada através do método de elementos finitos e o solo é representado pelo modelo de parâmetros condensados *Monkey-tail*, garantindo a devida compatibilização e equilíbrio dos dois modelos. Em seguida, é realizado um estudo paramétrico extensivo que visa avaliar a influência de diversos parâmetros nos fatores de resposta estrutural (fator de acoplamento solo-estrutura e coeficiente de amplificação associado ao movimento vertical das lajes), nomeadamente o número de pisos do edifício, o comprimento dos vãos, a espessura das lajes, a altura das vigas e as propriedades do maciço envolvente. Adicionalmente, foi estudada a influência do registo de vibração.

Em suma, a relevância deste estudo reside na caracterização dos fatores de resposta estrutural face à variação de diferentes parâmetros do sistema solo-estrutura, permitindo identificar tendências no comportamento dinâmico de edifícios. A aplicação de fatores de resposta à vibração medida na superfície do maciço possibilita uma previsão mais fácil e rápida dos níveis de vibração no interior de edifícios, contribuindo, deste modo, para o conforto dos seus utilizadores através da implementação de medidas de mitigação nos casos em que se revele necessário.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Visando cumprir os objetivos anteriormente apresentados, a presente dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos.

O presente capítulo, o primeiro, contempla um breve enquadramento do tema e respetivos objetivos.

O segundo capítulo introduz, de forma geral, a problemática associada às vibrações induzidas por tráfego ferroviário.

O terceiro capítulo apresenta a formulação do modelo numérico adotado para a análise da resposta dinâmica de edifícios, bem como a definição do caso de referência. Neste trabalho foi considerada uma análise subestruturada onde o edifício foi modelado através do método de elementos finitos e o solo pelo método de parâmetros condensados *Monkey-tail*, sendo estes devidamente acoplados. Seguidamente são introduzidos os indicadores do nível de vibração considerados. Em relação à descrição e caracterização do caso de referência, é definido o sistema solo-edifício e especificado o registo de vibrações considerado na generalidade das análises, assim como a dimensão dos elementos da malha numérica. Posteriormente, é realizado um estudo de sensibilidade que visa determinar o número de vãos a adotar nos modelos subsequentes.

No quarto capítulo é avaliada a resposta dinâmica dos edifícios sujeitos a vibrações ferroviárias, através da definição de fatores de resposta da estrutura, mais concretamente o fator de acoplamento

solo-estrutura e do coeficiente de amplificação das lajes. Para tal, realiza-se um estudo paramétrico que visa avaliar a influência de diferentes parâmetros nos fatores de resposta estabelecidos. Procede-se à variação do número de pisos, do comprimento dos vãos, da espessura das lajes e da rigidez do solo envolvente. Adicionalmente, é avaliada a evolução da resposta dinâmica em altura e o impacto do registo de vibração na resposta estrutural.

O último capítulo apresenta, de forma resumida, as principais conclusões da dissertação e sugerem-se propostas de investigação futuras no âmbito da temática em apreço.

2

VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM MEIO URBANO

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A superioridade do transporte ferroviário face a outros meios de transporte é notável em diversos âmbitos, nomeadamente tendo em conta os benefícios ambientais, associados aos reduzidos níveis de emissão de CO₂, e sociais, em que é garantida mobilidade acessível a toda a população. Estes fatores posicionam o transporte ferroviário como uma solução fulcral na gestão da mobilidade urbana, permitindo o transporte de um elevado número de pessoas até ao centro das cidades de forma rápida e eficiente.

O crescimento exponencial da população tem por consequência o aumento da população residente nos centros urbanos e o incremento das deslocações diárias de e para as cidades, o que tem exacerbado a necessidade de infraestruturas de transporte.

Não obstante, a operação das infraestruturas ferroviárias está diretamente associada à geração de vibrações, que se propagam desde a fonte, a via-férrea, até aos edifícios vizinhos, através do meio envolvente. As vibrações, ao propagarem-se no meio, acabam por interagir, inevitavelmente, com as estruturas presentes no seu percurso, transmitindo a energia por si transportada aos edifícios, podendo ser percebida pelos seus ocupantes como vibração dos elementos do edifício e/ou como ruído re-radiado. O ruído re-radiado é um fenómeno acústico resultante da vibração dos elementos estruturais que compõem o espaço acústico interior. Essas vibrações induzem a propagação de ondas acústicas que são detetadas pelo ouvido humano sob a forma de ruído.

O problema das vibrações e ruído re-radiado excessivos para além de poderem causar incómodo aos ocupantes dos edifícios, podem ainda causar o mau funcionamento de máquinas e/ou equipamentos sensíveis às vibrações e, no limite, provocar danos arquitetónicos ou estruturais em edifícios, comprometendo a sua funcionalidade e conduzindo a prejuízos económicos [9]. A exposição prolongada a vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário tem sido apontada como, em casos extremos, um fator de risco para a saúde cardiovascular [10, 11], o que leva a que as vibrações resultantes da passagem de veículos ferroviários constituam, atualmente, uma preocupação relevante no domínio da saúde pública.

A densificação da rede de infraestruturas de transporte ferroviário, superficial e subterrâneo, é inevitavelmente condicionada pelas restrições de espaço, sobretudo em áreas urbanas de elevada densidade, tornando a sua proximidade às estruturas existentes inevitável. Esta proximidade resulta em problemas ambientais associados, intensificando, deste modo, a necessidade e o interesse em

compreender melhor os fenômenos de geração e propagação de vibrações para se minimizarem preventivamente os seus efeitos.

O fenômeno da geração e propagação de vibrações resultantes do tráfego ferroviário consiste, de forma geral e breve, nas seguintes etapas:

- fonte: as vibrações são geradas pela circulação de veículos ferroviários;
- caminho de propagação: as vibrações geradas na fonte, à superfície ou em profundidade, transmitem-se através do maciço;
- recetor: o campo de vibrações atinge os edifícios próximos da infraestrutura ferroviária, induzindo vibrações e ruído re-radiado com as consequências perniciosas já mencionadas;

A Figura 3 apresenta, de forma ilustrativa, um resumo do problema completo de geração, propagação e percepção de vibrações (e ruído).

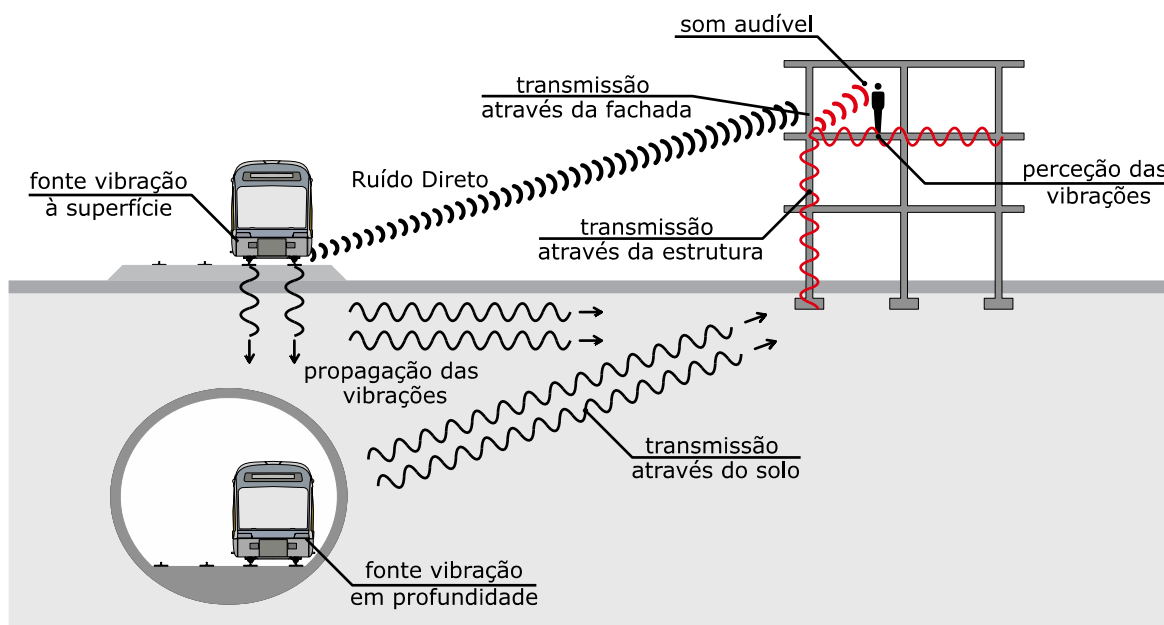


Figura 3 - Esquema ilustrativo da geração e propagação de vibrações e ruído resultantes do tráfego ferroviário [2].

2.2. GERAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM MACIÇOS TERROSOS

2.2.1. MECANISMOS DE EXCITAÇÃO/ GERAÇÃO DE VIBRAÇÕES

A geração e a propagação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário constituem um problema significativo, especialmente quando estas originam níveis de vibração e ruído elevados que impactam os residentes de edifícios situados nas proximidades das linhas ferroviárias.

Este problema apresenta-se como uma questão de elevada complexidade, exigindo uma análise das ações dinâmicas que atuam sobre as infraestruturas ferroviárias, bem como o desenvolvimento de modelos preditivos capazes de descrever, de forma precisa, a interação dinâmica entre o veículo, a via-férrea, o maciço geotécnico e as edificações adjacentes.

Nos últimos anos, esta temática tem sido alvo de ampla investigação científica, com o intuito de aprofundar o conhecimento sobre os processos de geração e propagação das vibrações e de propor metodologias eficientes para a previsão e mitigação dos seus efeitos.

As vibrações têm origem no contacto roda-carril, onde a ação dinâmica induzida pela passagem do material circulante pode ser descrita através de dois mecanismos principais de excitação, a excitação quasi-estática e a excitação dinâmica.

A excitação quasi-estática é originada pelo movimento das cargas correspondentes ao peso do comboio, distribuídas pelos seus eixos, e o seu carácter dinâmico está relacionado diretamente com a variação temporal do campo de tensões e deformações em qualquer ponto do domínio. Esta excitação pode ser descrita como um conjunto de forças móveis de magnitude constante ao longo do tempo e o seu ponto de aplicação coincidirá com as rodas do comboio. Esta distingue-se ainda por não induzir forças de inércia no veículo, uma vez que está associada a deslocamentos verticais uniformes das massas do comboio e a um campo de deformação que se desloca em conjunto com a carga [12]. Caracteriza-se por atuar em frequências reduzidas, determinadas pela velocidade de circulação e pela configuração geométrica do comboio. A excitação quase-estática é relevante para a resposta da via e na sua proximidade, perdendo influência progressivamente com o aumento da distância [13]. A Figura 4, resume de forma ilustrativa o mecanismo de excitação quasi-estática.

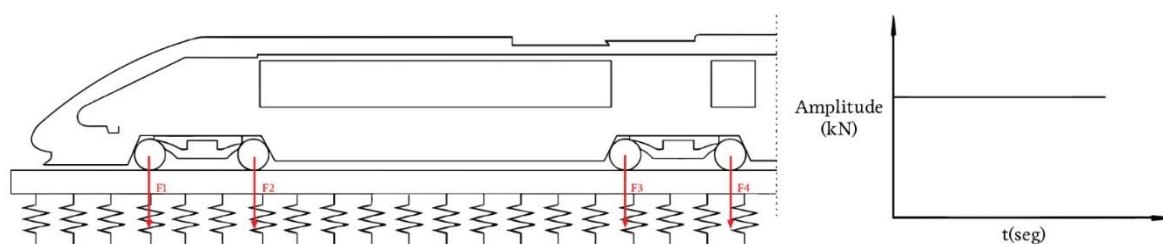


Figura 4 - Mecanismo de excitação quasi-estática (adaptado de [14]).

Relativamente à excitação dinâmica, esta é resultante da interação dinâmica veículo-via, que origina a geração de acelerações nas massas do comboio e forças de inércia, traduzindo-se na variação da amplitude em função do tempo. Esta excitação poderá dever-se a vários fatores, entre os quais, os mais relevantes são: os relativos às irregularidades da via-férrea e das rodas do veículo; os que envolvem as descontinuidades da via; e os envolvidos nas variações de rigidez da via ao longo do seu desenvolvimento longitudinal. Dentro dos mecanismos de excitação dinâmica, é habitual a referência à excitação paramétrica, esta surge quando se verifica uma variação periódica da rigidez ao longo do desenvolvimento da via, consoante esta é solicitada sobre os apoios do carril ou entre estes, é exemplo desta excitação a promovida pela periodicidade das travessas ou de outros elementos de apoio do carril. A Figura 5 ilustra, de forma simples e geral, o mecanismo de excitação dinâmica.

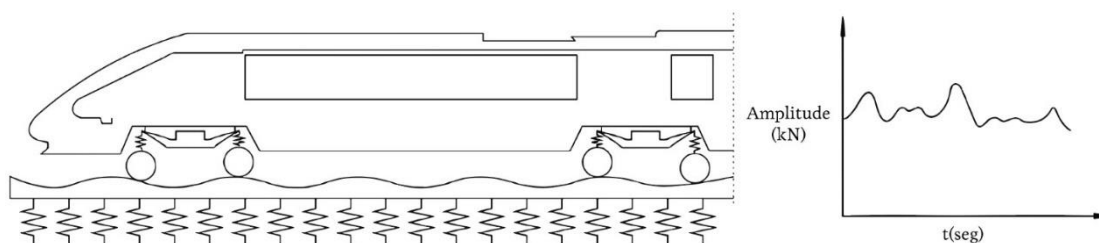


Figura 5 - Mecanismo de excitação dinâmica (adaptado de [14]).

2.2.2. PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÃO EM MACIÇOS

O tráfego ferroviário induz uma perturbação no meio envolvente, resultando na acumulação de energia potencial elástica e energia cinética que originam a propagação de ondas no mesmo. O tráfego ferroviário gera vários tipos de ondas, entres os quais se destacam, pela relevância no contexto desta dissertação, as ondas P ou de compressão, as ondas S ou ondas distorcionais e as ondas de Rayleigh. É de notar que cada uma destas ondas apresenta diferentes velocidades de propagação, distintas configurações de vibração e ainda diferentes níveis de energia transportada. No sentido de uma melhor percepção, é em seguida apresentada a Figura 6, onde estão ilustrados alguns aspetos relativos às características das ondas referidas anteriormente.

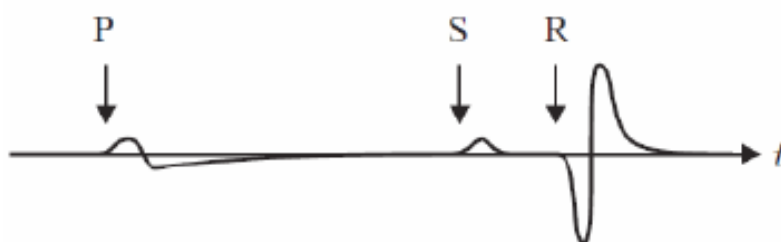


Figura 6 - Registro temporal dos deslocamentos na superfície de um maciço, num ponto situado a uma certa distância da fonte (adaptado de [12]).

É de extrema relevância referir que o tipo de ondas geradas depende do meio de análise em questão. Se se estiver a analisar o interior de um meio infinito, elástico, homogêneo e isotrópico são unicamente geradas ondas P e S, uma vez que estas se propagam de forma desacoplada [15]. Todavia, se se considerar um meio semi-indefinido, devido às condições de fronteira, ou seja, a superfície livre, a interação entre estas ondas e a superfície do terreno origina ondas que se propagam apenas na superfície do terreno decaindo exponencialmente em profundidade. Essas ondas superficiais designam-se por ondas de Rayleigh [16] e desempenham um papel fundamental no estudo de vibrações induzidas por tráfego ferroviário.

2.2.3. MODELOS DE PREVISÃO DE VIBRAÇÕES À SUPERFÍCIE DO MACIÇO GEOTÉCNICO

Atendendo à previsão das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, tanto em túnel como à superfície, têm sido desenvolvidos ao longo das últimas décadas diversos tipos de modelos. Assim, os modelos destinados à previsão dos níveis de vibração gerados por tráfego ferroviário à superfície do maciço

geotécnico podem ser classificados em quatro categorias principais: i) métodos empíricos; ii) métodos analíticos e semi-analíticos; iii) métodos numéricos; e iv) métodos híbridos. A seleção do método a usar está relacionada com as particularidades do problema e com os recursos disponíveis.

2.2.3.1. Métodos Empíricos

A formulação de metodologias empíricas baseia-se na observação e análise dos efeitos gerados pelo fenómeno em estudo, seguida pelo reconhecimento de tendências que possam ser usadas como prescrições para prever o mesmo fenómeno em cenários semelhantes. Diversos investigadores têm explorado este tema, propondo diferentes correlações empíricas para a previsão de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, destacando-se os trabalhos referenciados em [17–20]. Um aspeto distintivo das formulações empíricas é o facto do seu campo de aplicação ser restrito, uma vez que está limitado pela semelhança entre o caso em estudo e os casos de referência que sustentaram a formulação das regras empíricas. Além disso, estas abordagens baseiam-se na observação dos efeitos sem explorar a interpretação aprofundada dos fenómenos subjacentes, o que dificulta a perceção da influência de aspetos específicos. Todavia, apesar das limitações associadas aos modelos empíricos, estes têm demonstrado elevado valor prático. Exemplos notáveis incluem as formulações desenvolvidas pelas Administrações Ferroviária e Rodoviária norte americanas (FTA, do inglês *Federal Transit Administration* e FRA, do inglês *Federal Railroad Administration*, respetivamente) [17, 21]. As metodologias que visam a previsão de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, desenvolvidas por estas entidades, estão organizadas em três níveis progressivos de análise: i) avaliação preliminar; ii) avaliação geral; iii) avaliação detalhada. É de notar que a adequabilidade de cada tipo de análise depende da escala e da natureza do projeto, da fase de desenvolvimento em que se encontra e das características do meio envolvente.

De um modo geral, a primeira fase consiste numa análise preliminar simplificada que permite definir a área de estudo e identificar as zonas onde será necessário avaliar, com mais detalhe, o impacto de vibrações provenientes de projetos que envolvam a geração das mesmas. Esta identificação é realizada com base na classificação do uso do solo recetor de vibrações de acordo com a sua categoria de uso e da identificação da frequência de eventos, permitindo, desta forma, definir os valores limite de níveis de impacto a considerar no interior de edifícios. Com base nestes critérios, são estabelecidas distâncias de referência ao centro da via, a partir das quais se considera que a exploração da infraestrutura de transporte, em condições regulares, não afeta a normal utilização das edificações em causa. Para os locais identificados como potencialmente problemáticos, procede-se então a níveis de análise mais aprofundados, como são as análises geral e detalhada, com o objetivo de determinar com maior precisão os efeitos da exploração ferroviária nas infraestruturas adjacentes.

A avaliação geral diferencia-se da fase anterior com a utilização de curvas de atenuação para estimar os níveis de vibração à superfície do solo em função da distância à via-férrea. Os níveis de vibração no interior dos edifícios são, posteriormente, calculados através da aplicação de fatores corretivos, com o intuito de ajustar os valores de acordo com as características específicas das estruturas analisadas.

As curvas de atenuação são definidas com base no valor máximo do *running root-mean-square (running RMS)* em função da distância à infraestrutura ferroviária. A estas curvas, são aplicados fatores de ajuste que têm em conta a velocidade de circulação dos veículos, as condições geológicas do maciço e as características específicas dos edifícios. As curvas de vibração foram obtidas experimentalmente, utilizando valores típicos de vibração no solo em condições normais de operação, considerando equipamentos em bom estado e velocidades de tráfego de 50 *mph* (50 *miles per hour* $\approx$ 80km/h) para sistemas ferroviários. Visando generalizar os diferentes sistemas de transporte, a FTA disponibiliza o

Quadro 1 que permite a seleção da curva mais adequada para cada caso específico. O procedimento principia-se com a seleção da curva (Figura 7), com base nas especificações apresentadas no Quadro 1. Adicionalmente, é apresentada a equação característica de cada curva no Quadro 2.

Quadro 1 - Especificação dos veículos considerados na definição das curvas de velocidade de vibração selecionadas (adaptado de [21]).

Curva	Descrição
Comboios de carga / de passageiros com locomotiva	Apropriado para veículos alimentados a diesel ou locomotivas elétricas incluindo comboios de passageiros intercidades ou suburbanos
Veículos de alta velocidade/ veículos ligeiros	Apropriado para veículos ferroviários leves e pesados, incluindo metros

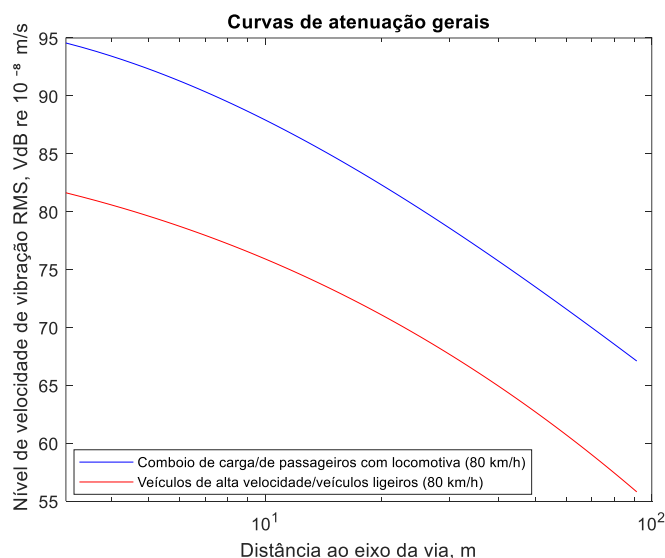


Figura 7 - Curvas de atenuação da velocidade de vibração em função do tipo de veículo e da distância ao eixo da via da fonte geradora (adaptado de [21]).

Quadro 2 - Equações matemáticas que definem as curvas de atenuação da velocidade de vibração (adaptado de [21]).

Curva	Equação
Veículo de passageiros	$L_v = 8,1_{(1)} + 92,28 + 14,81 \log(D) - 14,17 \log(D)^2 - 1,65 \log(D)^3$
Veículos de alta velocidade/ veículos ligeiros	$L_v = 8,1_{(1)} + 85,88 - 1,06 \log(D) - 2,32 \log(D)^2 - 0,87 \log(D)^3$

L_v = nível de velocidade de vibração (dB) considerando uma velocidade de referência de 10^{-8} m/s
 D = distância ao eixo da via, em metros

(1) = constante de conversão do nível de vibração (dB) considerando uma velocidade de referência de 10^{-8} m/s

Para veículos ou sistemas de trânsito que não se enquadrem nas curvas previamente apresentadas, a FTA sugere algumas diretrizes para a sua integração na mesma metodologia. Após a definição da curva de atenuação base, é possível aplicar alguns ajustes relativos à fonte de vibração e ao caminho de

propagação das mesmas. Essas correções incidem sobre diversos fatores, nomeadamente a velocidade de circulação, o estado do veículo e dos seus componentes, as condições da via e a eventual implementação de medidas de mitigação, bem como as condições geológicas existentes e as características das edificações próximas à infraestrutura, que atuam como recetoras das vibrações geradas.

No que diz respeito à avaliação detalhada, esta consiste num procedimento de avaliação pormenorizado do nível de vibração no interior de edifícios baseando-se em funções de densidade de força determinadas através da circulação do comboio sobre a via e em funções de transferência do maciço envolvente tendo em consideração a influência da formação geológica local na propagação das vibrações [17, 21].

2.2.3.2. Métodos Semi-analíticos

Os métodos semi-analíticos consideram um comportamento elástico e linear do solo na sua modelação, o que é válido para o problema em apreço, uma vez que as vibrações resultantes do tráfego ferroviário correspondem a um nível de deformações reduzido, que está associado a um comportamento do maciço no domínio elástico linear [12]. Baseado nesta premissa, foram desenvolvidos modelos tridimensionais, tanto no domínio da frequência como no do número de onda, utilizando uma dupla transformada de Fourier em relação às coordenadas espaciais. O uso de transformadas de Fourier para uma determinada coordenada espacial pressupõe que as propriedades geométricas e materiais nessa direção sejam invariantes. Os métodos baseados nesse princípio consideram, de forma necessária, tanto a via quanto o maciço de fundação estruturas invariantes ao longo do seu desenvolvimento.

As funções de Green, formuladas no domínio da frequência e do número de onda para meios homogêneos indefinidos e semi-indefinidos proporcionam uma notável eficiência computacional a esses métodos. No caso de meios semi-indefinidos e estratificados, as funções de Green podem ser obtidas através do método da matriz de flexibilidade [22, 23] ou do método da rigidez dinâmica [23].

O método das camadas finas (TML - do inglês *Thin Layer Method*) [24] é uma alternativa para a determinação das funções de Green e baseia-se na premissa de que os deslocamentos apresentam uma variação linear em cada camada considerada. Para garantir a precisão deste método, é essencial que a espessura de cada camada seja suficientemente reduzida em relação ao comprimento de onda das ondas S. Também poderá ser usado, para estimar o nível de vibrações na superfície do maciço, o modelo SASM (do inglês - *Semi-Analytical Soil Model*) proposto por Burcinsaks [25] que combina soluções analíticas e numéricas.

De modo geral, os modelos semi-analíticos distinguem-se pela sua elevada eficiência computacional, baseando-se em soluções analíticas previamente estabelecidas. No entanto, a principal limitação desses modelos reside na aplicação a geometrias mais simples, que reduz a flexibilidade para acomodar variações geométricas e restringe significativamente a sua aplicabilidade em cenários mais complexos.

2.2.3.3. Métodos Numéricos

A modelação de geometrias mais complexas requer o recurso a abordagens numéricas que proporcionem maior flexibilidade na representação do problema, como por exemplo, o método dos elementos finitos (FEM - do inglês *Finite Element Method*) e o método dos elementos de contorno (BEM - do inglês *Boudary Element Method*) que são frequentemente utilizados para esse fim [26, 27]. Contudo, o uso dessas metodologias tende a aumentar significativamente o esforço computacional, uma vez que a dimensão e o nível de discretização do domínio de interesse acarretam custos computacionais não despidentes.

O método dos elementos finitos destaca-se pela sua versatilidade na modelação de meios definidos. Contudo, quando aplicado a meios semi-infinitos, como no caso da modelação de solos, é necessário recorrer a estratégias para limitar adequadamente o domínio. Este aspeto é fundamental para evitar reflexões artificiais que possam contaminar os resultados. Diversos elementos foram desenvolvidos para lidar com este desafio, tais como os elementos infinitos (IE - do inglês *Infinite Elements*), que alteram as funções de forma dos elementos [28, 29], e o método das camadas de absorção perfeita (PML - do inglês *Perfectly Matched Layer*), que transforma a coordenada geométrica num valor complexo conferindo decaimento da resposta sem perturbação do meio modelado [30]. Por outro lado, o método dos elementos de contorno apresenta a vantagem de incorporar implicitamente as condições de fronteira, eliminando a necessidade de técnicas adicionais para tratamento das extremidades do domínio.

A combinação do método dos elementos finitos com o método dos elementos de contorno (FEM-BEM) permite explorar as vantagens de ambos os métodos. O FEM é, geralmente, usado para detalhar regiões específicas do sistema que requerem maior detalhe, especialmente em áreas com geometrias irregulares ou materiais de comportamento complexo [31]. Por outro lado, o BEM é mais adequado para modelar domínios de grandes dimensões, como o maciço geotécnico, oferecendo uma solução eficiente para o tratamento das fronteiras do problema. Este acoplamento possibilita a modelação eficiente de domínios complexos. Um dos primeiros métodos FEM-BEM bidimensionais foi desenvolvido por Jones *et al.* [32]. Estudos subsequentes, como o de Andersen e Jones [33], compararam a precisão de previsões de deslocamento entre modelos FEM-BEM em 2D e 3D.

Em situações onde se verifica uma invariância das propriedades, geométricas e materiais, ao longo da via, podem ser utilizadas abordagens designadas comumente por 2.5D [34, 35]. Trata-se de uma metodologia com elevada eficiência computacional, pois consegue contemplar os efeitos tridimensionais através da modelação de apenas uma seção bidimensional. Embora sejam utilizadas malhas bidimensionais, a tridimensionalidade é alcançada por meio da combinação da análise para diferentes números de ondas. Assim, a solução tridimensional é obtida através da discretização numérica da seção transversal, juntamente com a transformação de Fourier do domínio ao longo da seção longitudinal [15]. Os primeiros estudos que aplicaram o conceito 2.5D à análise elastodinâmica foram desenvolvidos por Yang e Hung [29, 36–38] com a criação de um modelo baseado no método dos elementos finitos, utilizando elementos infinitos para o tratamento das fronteiras do domínio. O conceito 2.5D também foi adotado em formulações baseadas no método dos elementos de contorno, destacando-se o modelo desenvolvido por Jean *et al.* [39] que, depois, evoluiu para um modelo acoplado 2.5 FEM-BEM [40]. O conceito 2.5D FEM-BEM tem sido amplamente explorado pela comunidade científica, resultando na publicação de diversos modelos 2.5D FEM-BEM [35, 41] aplicados tanto a tráfego subterrâneo [35, 42], quanto a tráfego superficial [13, 34, 43, 44].

Uma vez que a condição de invariância ao longo do desenvolvimento não é plenamente cumprida nas estruturas ferroviárias convencionais, surgem os métodos periódicos, que permitem modelar uma parte do problema e replicá-la numericamente, conseguindo assim representar a tridimensionalidade real. Como estes modelos discretizam as três coordenadas espaciais, exigem um maior esforço computacional em comparação com os modelos 2.5D. Contudo, devido ao facto de atenderem à periodicidade da célula, possibilitam uma redução significativa da malha de elementos finitos em relação aos métodos puramente tridimensionais, sem impor as simplificações características dos modelos 2.5D. Mais recentemente, Castanheira-Pinto [45] desenvolveu uma metodologia tridimensional periódica. Esta abordagem é menos exigente computacionalmente quando comparada à modelação tridimensional de todo o domínio, uma vez que apenas a seção que se repete no espaço é modelada. Os resultados são calculados para essa célula e, posteriormente, são estabelecidas relações numéricas entre os deslocamentos nas fronteiras, permitindo o cálculo das vibrações em todo o domínio.

As abordagens 3D são indispensáveis sempre que se pretende modelar problemas específicos, como, por exemplo, a simulação de zonas de transição de via e alterações no tipo de via, entre outros casos. Neste sentido, existem diversos modelos, entre os quais, os modelos 3D FEM [46–51] e os modelos acoplados 3D FEM-BEM [52], que permitem a modelação precisa de edifícios e estruturas específicas existentes.

2.2.3.4. Métodos Híbridos

Embora os modelos numéricos sejam adequados para simular os problemas em análise com grande rigor e precisão, a complexidade e incerteza associada à modelação do solo exige, frequentemente, dados experimentais. Por norma, a caracterização do solo é realizada de forma descontínua, recorrendo a ensaios de penetração e sondagens. Para além das incertezas associadas à caracterização mecânica dos materiais proveniente desses ensaios, ou da interpolação das propriedades obtidas pelas sondagens para a generalidade da área de interesse, tornam extremamente desafiante obter uma caracterização real do solo. Atendendo a estas dificuldades, os modelos híbridos, que combinam dados experimentais recolhidos *in situ* com modelos numéricos, destacam-se como uma alternativa promissora [53, 54]. O recurso a dados experimentais permite abranger as diversas heterogeneidades do solo, sejam estas referentes a variações geométricas ou a variações das propriedades mecânicas. Para além de reduzir as incertezas associadas às propriedades do solo, no caso de via-férrea existente, o uso de medições experimentais permite excluir a necessidade da modelação detalhada da via, do veículo e do caminho de propagação das vibrações, o que resulta numa redução significativa do esforço computacional e numa melhoria das previsões, uma vez que se considera uma caracterização real da via e do veículo.

Os modelos híbridos destacam-se pela capacidade de incorporar dados obtidos a partir de medições *in situ*, proporcionando uma maior precisão nos modelos numéricos e uma redução significativa do esforço computacional, ao dispensar a modelação integral de todas as componentes do problema.

2.3. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS

Como foi referido anteriormente, a previsão da resposta dinâmica de edifícios expostos ao tráfego ferroviário é um tema de elevada relevância devido aos possíveis efeitos perniciosos que os residentes estão sujeitos [55, 56]. Em termos gerais, as vibrações geradas pelo tráfego ferroviário propagam-se pelo solo, excitando as fundações dos edifícios nas imediações originando fenómenos de interação dinâmica solo-estrutura (SSI, do inglês *Soil-Structure Interaction*). Esta problemática é um tema amplo e complexo, que envolve a modelação de dois meios com características e comportamentos distintos, o que leva à necessidade de avaliar as consequências dessa interação. Assim, esses efeitos podem ser classificados em duas categorias fundamentais: a interação cinemática e a interação inercial. A interação cinemática ocorre devido à alteração das vibrações em campo livre (em inglês - *free field*), definido como a ausência de influência estrutural no campo de vibrações, provocada pela presença de elementos estruturais com rigidez diferente do solo. Este contraste de rigidez impede que a fundação rígida acompanhe as deformações do solo geradas pelas ondas sísmicas, provocando a dispersão das mesmas. A interação inercial surge devido à geração de forças de inércia na estrutura devido à excitação da mesma, e por sua vez, estas forças provocam deformações adicionais no solo nas proximidades da estrutura [57].

Ambos os tipos de interação, inercial e cinemática, devem ser considerados, quer de forma isolada, quer de forma combinada, dependendo das características específicas da fundação e do solo. Assim, para uma modelação eficaz do comportamento dinâmico dos edifícios expostos a vibrações induzidas pelo tráfego

ferroviário é fundamental atender adequadamente a essas interações, de modo a garantir uma avaliação precisa da resposta estrutural.

O problema de interação solo-estrutura pode ser resolvido considerando uma abordagem direta e uma abordagem subestruturada. A abordagem direta consiste na consideração de um único modelo para os dois meios, solo e estrutura, e a sua análise simultânea. A escolha mais natural para abordar o problema em questão seria um modelo totalmente tridimensional, com o objetivo de simular com precisão as diferentes partes do sistema [52, 58–60]. No entanto, os elevados requisitos computacionais exigidos limitam a aplicação a casos específicos. A abordagem subestruturada, consiste no acoplamento de dois modelos distintos, um relativo ao solo e outro ao edifício, permitindo assim selecionar as técnicas numéricas mais adequadas e eficientes às especificidades de cada subdomínio, sendo posteriormente acoplados de acordo com as condições necessárias de compatibilidade e equilíbrio [61].

Diversas metodologias têm sido desenvolvidas para prever os níveis de vibração no interior de edifícios. Conforme mencionado anteriormente, as administrações ferroviária e rodoviária dos Estados Unidos propuseram metodologias empíricas que permitem prever os níveis de vibração no interior dos edifícios por meio da aplicação de fatores de ajuste [17, 21]. Esses fatores são aplicados aos níveis de vibração obtidos a partir de curvas de atenuação, as quais calculam as vibrações na superfície do maciço, considerando as características específicas de cada edifício. O Quadro 3 e o Quadro 4 apresentam, respetivamente, os fatores de ajuste relacionados com o acoplamento solo-estrutura e as características do edifício recetor.

Quadro 3 - Fatores de ajuste relativos ao acoplamento solo-estrutura (adaptado de [21]).

Fator	Ajustes à curva de atenuação	
	Edifícios de madeira	-5 dB
Acoplamento solo-estrutura	Edifícios de alvenaria com 1-2 pisos	-7 dB
	Edifícios de alvenaria com 3-4 pisos	-10 dB
	Edifícios de alvenaria de grandes dimensões fundados em estacas	-10 dB
	Edifícios de alvenaria de grandes dimensões fundados em sapatas	-13 dB
	Edifícios fundados em rocha	0 dB

Quadro 4 - Fatores de ajuste relativos às características do edifício (adaptado de [21]).

Fator	Ajustes à curva de atenuação	
	Edifícios de 1 a 5 pisos acima do solo	-2 dB / piso
Atenuação da resposta em altura	Edifícios de 5 a 10 pisos acima do solo	-1 dB / piso
Amplificação relativa à ressonância dos pisos, paredes e tetos	+6 dB	

De forma geral, esta metodologia indica que o aumento da massa do edifício está associado a uma maior atenuação da resposta dinâmica, decorrente do efeito do acoplamento solo-estrutura. Edifícios com

menor massa tendem a ser mais suscetíveis a ser excitados do que outros de massa superior. O solo de fundação surge também como um fator a ter em conta, verificando-se uma maior perda de energia derivada do fenómeno de interação solo-estrutura em edifícios fundados em solos de menor rigidez, resultando em menores níveis de vibração no interior dos edifícios [62]. Relativamente às características do edifício, a metodologia considera ajustes relacionados com a altura deste, incluindo a dispersão, a atenuação da energia de vibração e a amplificação resultante da ressonância dos elementos estruturais (pisos, paredes e tetos). De uma forma geral, os níveis de vibração diminuem ao longo da propagação, embora ressonâncias possam amplificá-los, nomeadamente nos pisos [21]. Contudo, a principal desvantagem desta metodologia americana reside no facto de os fatores de ajuste utilizados terem sido definidos com base nas soluções estruturais e construtivas típicas dos Estados Unidos da América. Além disso, a utilização destes fatores de ajuste não oferece garantias de precisão em casos onde os edifícios apresentem fundações distintas das previstas ou pouco convencionais, nem em cenários com condições geológicas específicas.

Importa mencionar que segundo, Jones [63] edifícios ditos correntes apresentam modos de ressonância de corpo rígido (como uma massa única assente na fundação) em torno de 4 Hz, modos associados à ressonância das lajes ocorrem para frequências entre os 15 e os 30 Hz e no caso das paredes e janelas para frequências superiores a 40 Hz.

Relativamente a metodologias numéricas, Pyl *et al.* [64, 65] foram pioneiros no estudo da interação dinâmica solo-estrutura no contexto de vibrações induzidas por tráfego, embora tenham abordado o tráfego rodoviário como fonte de vibrações. Utilizaram um modelo tridimensional baseado na técnica de subestruturação proposta por Aubry e Clouteau [66]. Posteriormente, Fiala *et al.* [67, 68] aplicaram essa metodologia ao estudo de vibrações causadas por tráfego ferroviário, tanto superficial quanto em túneis.

Mais recentemente, Papadopoulos [69] e Papadopoulos *et al.* [70, 71] exploraram a influência das propriedades locais do solo no fenómeno de interação solo-estrutura, utilizando uma abordagem probabilística. Para isso, aplicaram a metodologia numérica 3D FEM-PML, analisando o sistema composto pela estrutura e pelo solo circundante de forma acoplada. A excitação externa e a propagação do campo de ondas gerado foram simuladas com base numa técnica de subestruturação. Contudo, também é possível integrar, num único modelo, o edifício, o solo circundante e a via, como demonstrado por Ropars *et al.* [72], tendo a desvantagem de ser muito pouco eficiente computacionalmente.

Com o objetivo de encontrar metodologias mais eficientes para a análise da interação solo-estrutura, Coulier *et al.* [73] propuseram uma técnica que combina o conceito 2.5D com a superação das limitações associadas à condição de desenvolvimento infinito na direção longitudinal. Originalmente aplicada a problemas de radiação e transmissão sonora [74], esta técnica permite estender o conceito 2.5D a estruturas de desenvolvimento finito. Baseia-se na aplicação de uma janela espacial à resposta obtida no domínio transformado (frequência e número de onda), sendo tratada como uma técnica de pós-processamento. No entanto, os autores mencionados anteriormente destacam que a técnica apresenta limitações, especialmente em casos em que o comportamento modal da estrutura predomina. A aplicação prática dessa metodologia ainda requer maior investigação para avaliar a sua viabilidade.

Lopes *et al.* [30, 75] desenvolveram estudos sobre a interação solo-estrutura utilizando uma abordagem no domínio da frequência e baseada no princípio da subestruturação. Nessa abordagem, a estrutura tridimensional foi modelada com elementos finitos, enquanto a rigidez dinâmica do solo foi obtida por duas estratégias distintas: um modelo de parâmetros concentrados e o método dos elementos de contorno (BEM).

A modelação do sistema solo-estrutura para cargas dinâmicas, excluindo vibrações induzidas por tráfego ferroviário, encontra-se mais desenvolvida, com diversas técnicas disponíveis para analisar os efeitos da interação solo-estrutura [76]. Essas técnicas incluem abordagens analíticas, semi-analíticas e numéricas, com diferentes níveis de simplificação. Nesse contexto, Kausel [57] oferece uma revisão abrangente dos principais avanços no tema, enquanto Clouteau *et al.* [77] apresentam os principais modelos numéricos desenvolvidos, destacando-se as aplicações da metodologia FEM-BEM por Romero *et al.* [78, 79] e Vasilev *et al.* [80], que utilizaram o *software* comercial Ansys.

2.4. PERCEÇÃO E CONFORTO (NO INTERIOR DE EDIFÍCIOS)

Os ocupantes dos edifícios situados nas proximidades das infraestruturas ferroviárias estão, potencialmente, sujeitos aos efeitos nefastos das vibrações. O seu impacto depende de vários fatores, entre os quais, a tipologia de tráfego, a distância entre esta e o edifício, as propriedades mecânicas do maciço de fundação e as características do edifício.

A percepção das vibrações por parte dos humanos, apesar de subjetiva, varia conforme as frequências de vibração a que estes estão expostos. As vibrações transmitidas aos edifícios são percecionadas pelos seus ocupantes de uma forma direta na forma de vibração mecânica, na gama de frequências entre 1 Hz e 80 Hz, ou indireta, como ruído re-radiado, numa gama de frequências mais ampla, comumente compreendida entre 16 Hz e 250 Hz [26]. Na Figura 8 estão demonstradas fontes típicas de vibração juntamente com a respetiva resposta humana e estrutural, numa gama de níveis de velocidade de vibração de 60 dB a 110 dB. A unidade dB exprime o nível da velocidade de vibração numa escala de decibel, considerando um nível de velocidade de referência de 10^{-8} m/s. Em áreas residenciais, os valores característicos do nível de vibração ambiente aproximam-se de 60 dB, e o limiar da percepção humana é cerca de 70 dB. As vibrações geradas pelo tráfego ferroviário urbano podem atingir níveis de vibração em edifícios situados na vizinhança de uma via-férrea de 85 dB, notoriamente perceptíveis e geradores de uma fonte de incómodo [21].

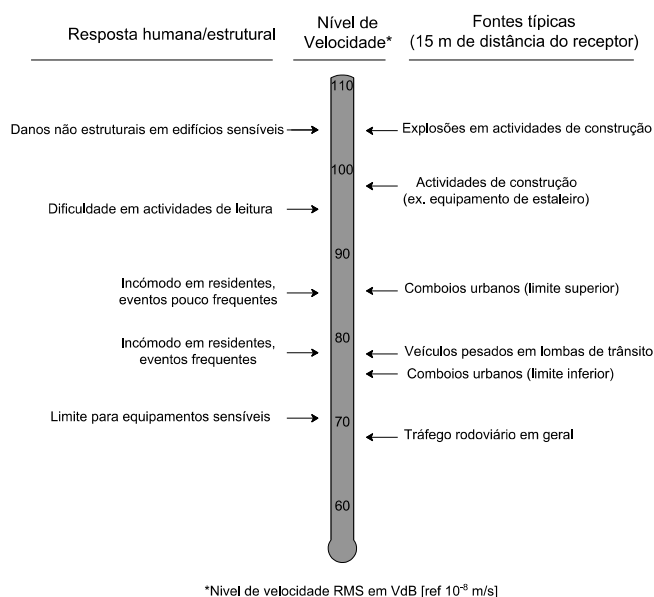


Figura 8 - Níveis de velocidade de vibração gerados por diferentes fontes, com indicação dos efeitos correspondentes nos humanos e nas estruturas (adaptado de [21]).

A resposta humana face às vibrações está sujeita a diversos fatores, quer de carácter objetivo, como os característicos da própria vibração, por exemplo: a amplitude, a duração e o conteúdo em frequência; quer de carácter subjetivo, de natureza social, pessoal ou económica, que conduzem a uma percepção variável de um sujeito para outro [81].

A avaliação da resposta humana face às vibrações envolve múltiplas variáveis que podem conferir uma índole não objetiva, revelando-se diferente de indivíduo para indivíduo. Deste modo, uma abordagem estatística assente nas curvas de exposição-efeito manifesta-se como uma abordagem apropriada [82]. O estudo das relações exposição-efeito avalia os graus de incómodo experienciados pelos ocupantes de edifícios sujeitos a diferentes níveis de vibração de forma estatística, quantificando a percentagem de pessoas que experienciou as vibrações de uma determinada forma. Os estudos centrados na análise exposição-efeito permitiram estabelecer valores limites de velocidade de vibração indicativos e normativos. O Quadro 5 apresenta, de uma forma geral, os limites indicativos de velocidade de vibração e ruído re-radiado geralmente adotados na avaliação do conforto em edifícios sujeitos a vibrações originadas por atividades de tráfego. Os valores apresentados dizem respeito a edifícios de uso residencial. Naturalmente, construções destinadas a diferentes finalidades possuem níveis de tolerância também distintos no que concerne às vibrações.

Quadro 5 - Resposta humana face a diversos níveis de vibração e ruído (adaptado de [21]).

Nível de Velocidade de Vibração (ref. 10^{-8} m/s)	Nível de Ruído (ref. 20×10^{-6} Pa)		Resposta Humana
	Baixa Frequência	Média Frequência	
73,1 VdB	25 dBA	40 dBA	Próximo do limite de percepção para a maior parte dos humanos. Ruído de baixa frequência, normalmente inaudível. Ruído de média frequência, excessivo para zonas de descanso/dormida.
83,1 VdB	35 dBA	50 dBA	Nível entre o pouco perceptível e o distintamente perceptível. Muitas pessoas referem estes níveis de vibração como inaceitáveis. Ruído de baixa frequência aceitável para áreas de dormida. Relativamente ao ruído de média frequência, relato de incômodo em zonas silenciosas.
93,1 VdB	45 dBA	60 dBA	Nível de vibração apenas aceitável se houver muito poucas passagens por dia. Ruído de baixa frequência geralmente inaceitável para zonas de dormida. Ruído de média frequência inaceitável, mesmo para o caso de haver poucas passagens.

Os efeitos de uma exposição continuada a vibrações induzidas por tráfego ferroviário estão enquadrados em regulamentações específicas e associadas à gama de frequências predominante. Para as vibrações do edifício percecionadas como uma vibração mecânica pelo corpo humano, existem normas e regulamentações internacionais que expõem os procedimentos práticos de avaliação do desconforto humano. São exemplos a ISO 2631 [81, 83], a norma norueguesa NS 8176 [82], a norma alemã DIN 4150 [84] ou a norma britânica BS 6472 [85]. É relevante referir que, os indicadores utilizados nas diferentes normas apresentam variações significativas, o que dificulta a sua comparação direta. Em particular, a representação da amplitude de vibração difere de forma considerável, podendo ser considerada como um valor de pico ou como um valor médio. Além disso, as análises podem ser realizadas com base em velocidades ou acelerações, e algumas normas atribuem diferentes ponderações em função da gama de frequências da excitação, dado que a sensibilidade humana varia consoante a frequência. O Quadro 6 apresenta uma síntese dos principais aspetos abordados nos documentos normativos mais relevantes relativos ao conforto humano em edifícios.

Quadro 6 - Principais documentos normativos internacionais (adaptado de [86]).

Característica	Normas Internacionais ¹ (ISO 2631-1: 1997; ISO 2631-2: 2003)	Noruega (NS 8176: 2005)	Alemanha DIN 4150: 1999	USA (FRA (2012), FTA (2018))	Reino Unido ² (BS 6472-1: 2003)
Âmbito	Vibração de corpo inteiro: vibração contínua e induzida por impactos em edifícios.	Transportes terrestres: conforto em edifícios.	Efeito das vibrações em pessoas no interior de edifícios.	Manuais de avaliação de ruído e vibrações (projetos ferroviários e rodoviários).	Exposição humana a vibrações em edifícios (outras fontes que não explosões).
Intervalo de frequências	1 - 80 Hz	0,5 - 160 Hz	1 - 80 Hz	-	0,5 - 80 Hz
Intervalo de tempo	Lento (1 s) (recomendado)	Lento (1 s)	Rápido (0,125 s)	Lento (1 s)	-
Grandeza medida	Acelerações	Velocidades ou Acelerações	Velocidades	Velocidades	Acelerações
Indicador	- Valor ponderado de RMS; - Máximo valor de vibração transitória (<i>running r.m.s.</i>); - Magnitude da vibração	- Valor estatístico ponderado correspondente ao percentil 95, velocidades $v_{\omega,95}$ ou acelerações $a_{\omega,95}$	- Força de vibração máxima ponderada KBF_{Fmax} ; - Força de vibração média KBF_{FT} .	- Determinação geral: Valor máximo RMS. do nível de velocidade L_v (VdB); - Análise detalhada: nível máximo de velocidade em bandas de terço de oitava.	- Valor da dose de vibração.
Medições	Na direção da maior amplitude.	Local de maior amplitude (normalmente a meio vão da laje).	Três direções (x,y,z); Local de maior amplitude.	Próximo do meio vão da laje (local de maior amplitude de vibração).	Meio vão da laje

Notas:

1. No que diz respeito à resposta humana às vibrações induzidas por tráfego ferroviário em edifícios, as características mencionadas encontram-se na Parte 1 geral e/ou na Parte específica 2 da ISO 2631, bem como na ISO 8041: 2005 (atualizada em 2007). A ISO 14837-31 (2017) fornece indicações para a sistematização da avaliação de vibrações (e ruído re-radiado) induzidos por tráfego ferroviário.
2. Ver também BS 6841: 1987.

A nível nacional pode ser encontrada a NP-ISO 2631-1 [83] diretamente relacionada com vibrações induzidas por tráfego ferroviário. No entanto, a versão mais recente não estabelece limites para os valores máximos de vibração a que as populações podem estar continuamente expostas. Assim, em Portugal, é habitual a aplicação dos critérios definidos pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) referentes à incomodidade dos humanos sentida tanto nas suas habitações, como nos seus locais de trabalho. Os valores limite, usualmente praticados, estão indicados no Quadro 7.

Quadro 7 - Incomodidade: valores limite da velocidade eficaz (adaptado de [87]).

Velocidade Eficaz v_{ef} (m/s)	Vibrações (VdB) (ref. 10^{-8} m/s)	Resposta Humana
$v_{ef} < 0,00011$	$VdB < 60,8$	Nula.
$0,00011 < v_{ef} < 0,00028$	$60,8 < VdB < 80,8$	Percetível, suportável para pequena duração.
$0,00028 < v_{ef} < 0,0011$	$68,9 < VdB < 80,8$	Nítida, incômoda, podendo afetar as condições de trabalho.
$v_{ef} > 0,0011$	$VdB > 80,8$	Muito nítida, muito incômoda, reduzindo as condições de trabalho.

Os valores limite relativos às vibrações estão expressos em valores máximos de *running* RMS da velocidade de vibração.

As vibrações percecionadas indiretamente, sob a forma de ruído re-radiado (comumente, numa gama de frequências entre 16 - 250 Hz), têm igualmente suporte regulamentar encontram-se, igualmente, regulamentadas a nível internacional, destacando-se, pela sua adequabilidade, a ISO 14837-1 [88]. A nível nacional, as recomendações do LNEC impõem um limite ao nível sonoro máximo de 26 dB(A), traduzido, de forma indireta, pela limitação da velocidade de vibração (valor eficaz) das lajes do edifício a 0,03 mm/s e na gama de frequências entre 16 e 250 Hz [89].

Adicionalmente, as vibrações geradas pelo tráfego ferroviário, abrangendo uma gama de frequências que pode atingir 200 Hz, podem afetar o normal funcionamento de equipamentos sensíveis no interior de edifícios situados na periferia da infraestrutura, podendo até danificá-los. A redução da precisão e da velocidade de leitura de escala ou até a incapacidade de efetuar a leitura são possíveis efeitos que comprometem o seu correto funcionamento e tornam, em máquinas mais sensíveis o seu uso impraticável. É de notar que, no caso de aparelhos com elevada precisão e sensibilidade, como por exemplo os microscópios eletrónicos utilizados em laboratórios de caracterização avançada de materiais, mesmo níveis de vibração muito inferiores ao limite da perceção humana são fonte de preocupação sendo capazes de adulterar resultados [90]. A norma ISO 10811 [91] engloba as questões de medição, avaliação e classificação de vibrações em edifícios onde estão instalados, ou se poderão vir a instalar equipamentos sensíveis. É prática comum, os manuais dos equipamentos sensíveis conterem informações relativas ao nível máximo de vibração a que estes podem ser sujeitos. Para além da norma, e devido ao seu uso frequente, é importante referir, de forma breve, o critério desenvolvido e apresentado por Gordon [92, 93] para avaliar do efeito das vibrações no funcionamento de equipamentos sensíveis. Este critério consiste num conjunto de curvas genéricas, designadas VC (do inglês - *vibration criteria*), estipuladas para diferentes classes de equipamentos, definindo limites para a velocidade de vibração em função da frequência de vibração representada em bandas de um terço de oitava como se ilustra na Figura 9. Estas curvas são também utilizadas nos documentos da FRA e FTA referidos anteriormente.

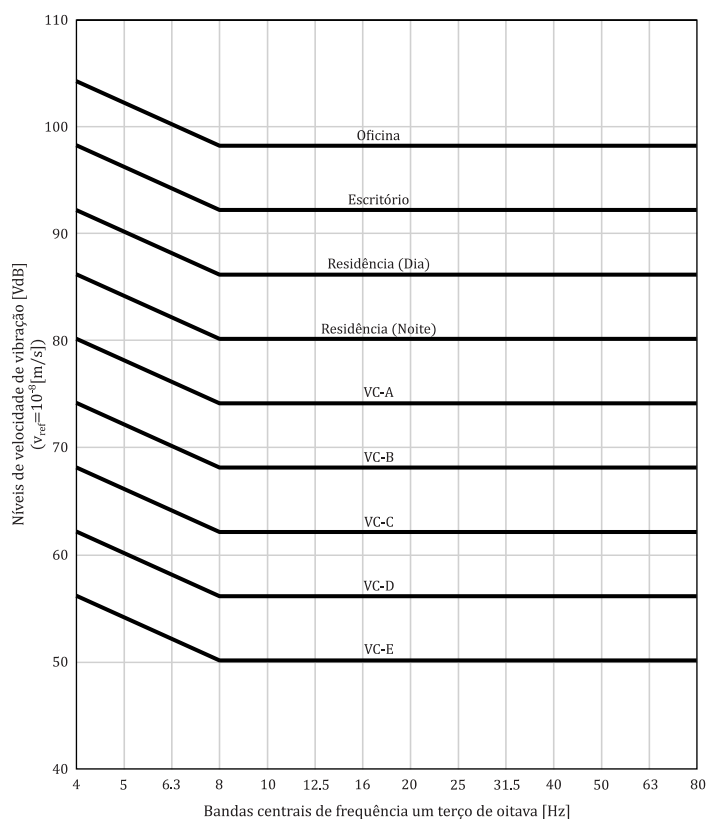


Figura 9 - Curvas genéricas VC para equipamentos sensíveis e curvas referentes ao conforto de pessoas em edifícios definidas na norma ISO 2631 (adaptado de [21]).

É relevante mencionar que uma parte significativa dos documentos normativos mencionados anteriormente, assim como outros existentes, não são de aplicação exclusiva a problemas de vibrações geradas por tráfego ferroviário. Entre as poucas exceções, encontram-se os documentos desenvolvidos pela FRA e FTA, que fornecem recomendações específicas para o planeamento e avaliação do desempenho de infraestruturas de transporte atendendo à problemática de vibrações e ruído gerado na sua envolvente [17, 21]. O Quadro 8 apresenta os valores limite de velocidade de vibração e ruído re-radiado, estabelecidos nas recomendações destes documentos, considerando um nível de análise geral. Importa notar que os limites relativos às vibrações são relativos aos valores máximos da curva de *running* RMS da velocidade de vibração (em dB, considerando um nível de velocidade de referência de 10^{-8} m/s), enquanto os limites para o ruído re-radiado são definidos sob a forma de pressão sonora ponderada pelo filtro A em unidades dB.

Quadro 8 - Valores limite de velocidade de vibração e ruído estrutural em função da categoria de uso do solo a adotar numa análise geral.

Categoria	Nível de impacto de vibrações (VdB) ($\text{dB}_{\text{ref}}=10^{-8} \text{ m/s}$)			Nível de impacto para ruído re-radiado (dB) ($\text{dB}_{\text{ref}}=2 \times 10^{-6} \text{ Pa}$)		
	Eventos Frequentes ¹	Eventos Ocasionais ²	Eventos Casuais ³	Eventos Frequentes ¹	Eventos Ocasionais ²	Eventos Casuais ³
Categoria I: Edifícios onde as vibrações interferem com as atividades que aí decorrem.	73,1 VdB ⁴	73,1 VdB	73,1 VDdB ⁴	N/A ⁵	N/A ⁵	N/A ⁵
Categoria II: Residências e edifícios destinados a dormida/ descanso.	80,1 VdB	83,1 VdB	88,1 VdB	35 dBA	38 dBA	43 dBA
Categoria III: Edifícios institucionais com uso diurno.	83,1 VdB ⁴	86,1 VdB	91,1 VdB	40 dBA	43 dBA	48 dBA

Notas:

1. Os eventos frequentes correspondem à ocorrência de mais de 70 eventos do mesmo tipo por dia.
2. Eventos ocasionais são definidos pela ocorrência entre 30 a 70 eventos do mesmo tipo por dia.
3. Eventos casuais correspondem à ocorrência de menos de 30 eventos semelhantes por dia.
4. Este critério limite é baseado em níveis aceitáveis para os equipamentos moderadamente sensíveis, tais como microscópios óticos. Locais com elevados níveis de sensibilidade, tais como centros de investigação requerem uma avaliação detalhada para definir os níveis de vibração aceitáveis correspondentes.
5. Os equipamentos não são sensíveis ao ruído re-radiado.

Relativamente aos danos em edifícios associados a vibrações induzidas por tráfego ferroviário, na maioria dos casos requerem níveis muito elevados de vibrações, ou um número significativo de ciclos de vibração com magnitude elevadas, condições que raramente ocorrem na exploração ferroviária [21]. A possibilidade de as vibrações causarem danos aos edifícios é uma frequente preocupação dos habitantes, no entanto, não é fundamentada, uma vez que os níveis de vibração capazes de danificar os edifícios e os níveis perceptíveis por humanos estão separados por uma a duas ordens de grandeza, traduzindo-se num nível intolerável para os ocupantes dos edifícios mencionados na ISO 14837-1 [94] e na FRA [17]. Neste sentido, não são previstos danos estruturais em edifícios originados por vibrações induzidas por tráfego ferroviário.

Em suma, as vibrações geradas pelo tráfego ferroviário não se traduzem, na generalidade, num problema que afeta a integridade estrutural dos edifícios, mas maioritariamente num problema de incómodo

ambiental causando desconforto nos habitantes e o funcionamento deficiente de equipamentos sensíveis, sendo motivos de preocupação e conseqüentemente, aspetos condicionantes.

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O capítulo que agora se conclui teve como objetivo introduzir, de forma geral, a problemática das vibrações induzidas por tráfego ferroviário. Inicialmente, foram abordados os mecanismos responsáveis pela geração dessas vibrações e a propagação de ondas elásticas decorrentes desses processos, incluindo as diferentes tipologias de métodos comumente empregues para este tipo de estudo. Em seguida, o capítulo apresentou o problema da interação solo-estrutura, destacando os principais conceitos desta problemática. Por fim, foi realizado um enquadramento regulamentar com foco no conforto no interior de edificações.

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFÍCIOS

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A modelação numérica do sistema solo-estrutura desempenha um papel fundamental na análise dos efeitos das vibrações no interior dos edifícios, sendo este um fenómeno de crescente relevância em ambientes urbanos. Neste trabalho é seguida uma abordagem simplificada, a estrutura é modelada através de um modelo tridimensional baseado no método dos elementos finitos (FEM), enquanto o solo é representado por um modelo de parâmetros condensados (do inglês, *lumped parameter model*).

3.2. MODELO DE INTERAÇÃO DINÂMICA SOLO ESTRUTURA

A metodologia adotada neste trabalho visa abordar o efeito de interação solo-estrutura de uma forma simplificada, com o objetivo de minimizar o custo computacional. Para tal, primeiramente, o problema de interação solo-estrutura é formulado matematicamente, seguindo a terminologia proposta por Lopes *et al.* [30]. Assim, e tendo por base o Método dos Elementos Finitos, a equação geral de movimento, no domínio da frequência, relativa ao modelo tridimensional da estrutura é expressa pela seguinte equação matricial:

$$(K^b + iwC^b - w^2M^b)u^b = F^b \quad (1)$$

onde, K^b , C^b e M^b representam, respetivamente, as matrizes de rigidez, amortecimento e massa da estrutura; u^b é o vetor de deslocamentos; F^b o vetor de forças externas aplicadas; e w é a frequência angular. A matriz de amortecimento é proporcional às matrizes de rigidez e de massa, de acordo com o modelo de amortecimento de Rayleigh.

É importante salientar que neste trabalho as matrizes de rigidez (K^b) e massa (M^b) da estrutura foram obtidas a partir do *software* comercial Ansys dada a sua eficiência e facilidade na geração e exportação destas matrizes para o *software* MatLab, no qual o modelo numérico foi implementado.

A ação externa que perturba o equilíbrio estático da estrutura deve-se ao campo de vibração incidente, expresso através do deslocamento u_0 , que resulta na excitação das fundações. Este campo de ondas induz o movimento dos elementos estruturais, resultando na geração de forças inerciais. A compatibilização do deslocamento nos graus de liberdade da estrutura que estão em contacto com o solo (u_s^b) e o solo impõe a existência da seguinte relação de compatibilidade:

$$u_s^b = \Delta u^b + u_0 \quad (2)$$

onde Δu^b é o incremento de deslocamentos originado pelas forças inerciais geradas aquando do movimento da estrutura. Considerando o solo um meio flexível ($\Delta u^b \neq 0$) surge a necessidade de resolver o problema de interação dinâmica solo-estrutura. Neste sentido, assume-se que os deslocamentos entre o solo e a estrutura se mantêm compatíveis. Este acréscimo de deslocamento Δu^b pode ainda ser descrito através de uma força transmitida pela estrutura ao solo, estabelecendo-se a seguinte relação:

$$F_s = K_s \Delta u^b \quad (3)$$

em que K_s é a matriz de rigidez dinâmica do solo e F_s é o vetor que representa as cargas incrementais exercidas pela estrutura no solo. Visando garantir o equilíbrio entre os dois sistemas, a estrutura e o solo envolvente, é imprescindível que seja verificada a condição de equilíbrio. Deste modo, o vetor de cargas incrementais gerado em cada grau de liberdade da estrutura em contacto com o solo é expresso por:

$$F^b = -F_s = -K_s \Delta u^b \quad (4)$$

Ao acoplar os dois sistemas, o solo e a estrutura, e após alguma manipulação matemática, o problema é traduzido pelo seguinte sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} K_b^{ii} & K_b^{ij} \\ K_b^{ji} & K_b^{jj} + K_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ \Delta u^b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_b^{ii} & K_b^{ij} \\ K_b^{ji} & K_b^{jj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ u_0 \end{bmatrix} \quad (5)$$

onde o termo K_b^{ij} se refere à matriz de rigidez dinâmica da estrutura em que os índices mn correspondem aos nós internos da estrutura (i) ou em contacto com o solo (j) na análise realizada através do método de elementos finitos.

Relativamente ao cálculo da rigidez dinâmica do solo, K_s , existem diferentes métodos que diferem na precisão e na complexidade. No presente trabalho foi adotada uma abordagem simplificada, baseada num modelo de parâmetros condensados. Este modelo representa a interação solo-estrutura de uma fundação rígida sem massa, dependente da frequência, no qual o comportamento dinâmico do solo é simulado por um conjunto de molas, amortecedores e massas. Os parâmetros do modelo representam a rigidez, a inércia e o amortecimento gerados pelo fenómeno de interação solo-estrutura. Existem vários modelos de parâmetros condensados descritos na literatura [95]. Neste estudo é considerado o modelo *Monkey-tail*, cuja configuração está ilustrada na Figura 10.

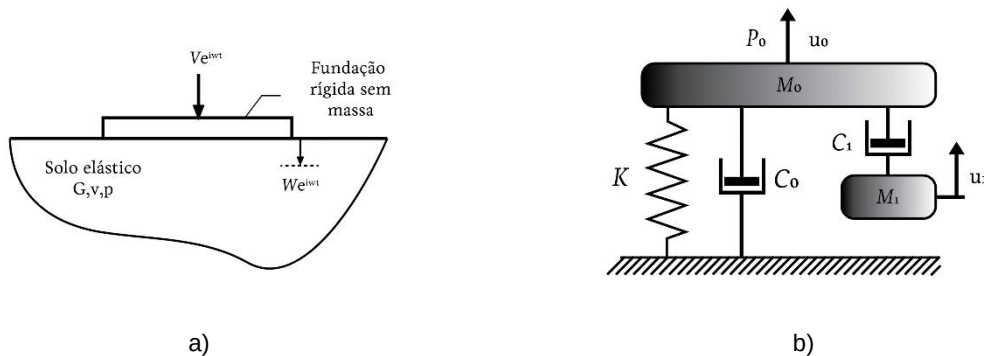


Figura 10 - Modelo de parâmetros condensados *Monkey-tail*; a) representação geral do problema; b) esquema estrutural (adaptado de [95]).

O modelo *Monkey-tail* é composto por cinco parâmetros, sendo que apenas a rigidez estática do solo (K) apresenta um significado físico. Os restantes quatro parâmetros C_{s0} , C_{s1} , M_{s0} e M_{s1} são definidos de modo a garantir um bom ajuste na rigidez dinâmica em função da frequência. Estes parâmetros podem ser calculados da seguinte forma:

$$C_{s0} = \frac{R}{V_s} \gamma_0 K \quad (6)$$

$$C_{s1} = \frac{R}{V_s} \gamma_1 K \quad (7)$$

$$M_{s0} = \frac{R^2}{V_s^2} \mu_0 K \quad (8)$$

$$M_{s1} = \frac{R^2}{V_s^2} \mu_1 K \quad (9)$$

onde, R e V_s correspondem ao raio da sapata e à velocidade de propagação das ondas S, respetivamente. Os parâmetros γ_i e μ_i são adimensionais e são dados no Quadro 9.

Quadro 9 - Parâmetros associados aos diversos componentes do modelo *Monkey-tail* (adaptado de [95]).

	Rigidez estática	Coeficiente de amortecimento		Coeficiente de massa	
	K	γ_0	γ_1	μ_0	μ_1
Horizontal	$\frac{8G_s R}{2 - \nu}$	$0,78 - 0,4\nu$	-	-	-
Vertical	$\frac{4G_s R}{1 - \nu}$	0,8	$0,34 - 4,3\nu^4$	$\nu < \frac{1}{3}$	0
				$\nu > \frac{1}{3}$	$0,9(\nu - \frac{1}{3})$
Rotação	$\frac{8G_s R^3}{3(1 - \nu)}$	-	$0,42 - 0,3\nu^2$	$\nu < \frac{1}{3}$	0
				$\nu > \frac{1}{3}$	$0,16(\nu - \frac{1}{3})$
Torsão	$\frac{16G_s}{3}$	0,017	0,291	-	0,171

Nota: G_s corresponde ao módulo de distorção do solo e ν ao coeficiente de Poisson do solo.

No caso de fundações não circulares, recorre-se a um raio equivalente que assemelha a fundação em causa a uma fundação circular sendo este valor variável consoante o tipo de movimento em análise corresponda a translação ou a rotação [15].

Desconsiderando os termos cruzados entre a rotação e a translação horizontal, a matriz de rigidez dinâmica do solo, para cada fundação individual, assume a forma de uma matriz diagonal 6 x 6, cujos elementos são definidos da seguinte forma [95] :

$$K_s^{ii}(w) = K * \left[1 - \frac{\frac{w^2 M_{s1}}{K}}{1 + \frac{w^2 M_{s1}^2}{C_{s1}^2}} - \frac{w^2 M_{s0}}{K} + iw \left(\frac{M_{s1}}{C_{s1}} \frac{\frac{w^2 M_{s1}}{K}}{1 + \frac{w^2 M_{s1}^2}{C_{s1}^2}} + \frac{C_{s0}}{K} \right) \right] \quad (10)$$

Alternativamente, a equação pode ser reformulada em função de uma frequência adimensional a_0 ($a_0 = \frac{wR}{V_s}$) e generalizada de modo a abranger os efeitos do amortecimento material, considerando para tal o coeficiente ξ , correspondente ao amortecimento histerético do solo [15]:

$$K_{ii}(w) = K * \left[k + ia_0 \left(c + \frac{2\xi}{a_0} k \right) \right] \quad (11)$$

onde os termos de rigidez e amortecimento (k e c , respetivamente) são obtidos através de:

$$\begin{aligned} k_{ii}(a_0) &= 1 - \frac{\mu_{1,ii} a_0^2}{1 + \frac{\mu_{1,ii}^2}{\gamma_{1,jj}^2} a_0^2} - \mu_{0,ii} a_0^2 \\ c_{ii}(a_0) &= \frac{\mu_{1,ii}}{\gamma_{1,ii}} \frac{\mu_{1,ii} a_0^2}{1 + \frac{\mu_{1,ii}^2}{\gamma_{1,jj}^2} a_0^2} + \gamma_{0,ii} \end{aligned} \quad (12)$$

3.3. CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO CINEMÁTICA

Com indicado inicialmente, o objetivo do presente trabalho centra-se na avaliação e análise da resposta dinâmica da estrutura. Não obstante, e no contexto da temática em estudo, pode-se considerar a abordagem de cálculo adotada a uma metodologia subestruturada do problema, na qual o registo de excitação da estrutura resulta de registos experimentais da passagem de comboios, obtidos através de medições realizadas em condições de campo livre. No entanto, uma vez que estes registos são medidos à superfície do maciço na ausência da estrutura, a sua aplicação direta no modelo estaria a negligenciar o mecanismo de interação cinemática existente, dado que a presença das fundações do edifício com rigidez distinta da do solo altera o campo de vibrações incidente.

Visando integrar este efeito na análise dinâmica, recorre-se a uma metodologia simplificada baseada nas denominadas curvas de interação solo-estrutura (SSI) referidas em [61]. Estas curvas permitem corrigir os registos experimentais, ajustando a resposta do solo de forma a incluir a influência da presença das fundações no campo de vibrações incidente.

De uma forma muito breve, a correção aplicada baseia-se num fator adimensional, definido por:

$$\gamma_R = \frac{w}{2\pi V_s} * \frac{B_f}{2} \quad (13)$$

onde w representa a frequência angular, V_s corresponde à velocidade de propagação das ondas distorcionais, e B_f designa a dimensão característica da fundação.

Com base neste parâmetro, o registo de vibrações avaliado em condições de campo livre é afetado, no domínio da frequência, através da curva SSI definida por:

$$G(\gamma_R) = \exp \frac{(\gamma_R)^2}{2c^2} \quad (14)$$

onde c é uma constante real determinada através de um processo de ajuste por via analítica, conforme descrito em [61], tomando o valor de 0,2276.

3.4. INDICADORES DE NÍVEIS DE VIBRAÇÃO

A vibração é um movimento oscilatório e pode ser descrito em termos de deslocamento, velocidade ou aceleração. Na análise de vibrações transmitidas pelo solo, é usual recorrer à velocidade ou à aceleração, uma vez que a maioria dos sensores utilizados na medição de vibrações opera com estas grandezas.

Neste trabalho, foi considerada a velocidade como parâmetro de análise. Para quantificar a amplitude das vibrações, podem ser utilizadas diferentes métricas tais como a velocidade de pico (PPV - do inglês *Peak Particle Velocity*) e *Running RMS* (do inglês - *Running Root Mean Square*). A título de exemplo a Figura 11a apresenta um registo bruto da velocidade de vibração, com a indicação da respetiva curva de *running RMS* e do valor de pico (PPV). A curva de *running RMS* é ainda apresentada em decibel na Figura 11b, unidade tipicamente utilizada para a definição de níveis de vibração no presente contexto.

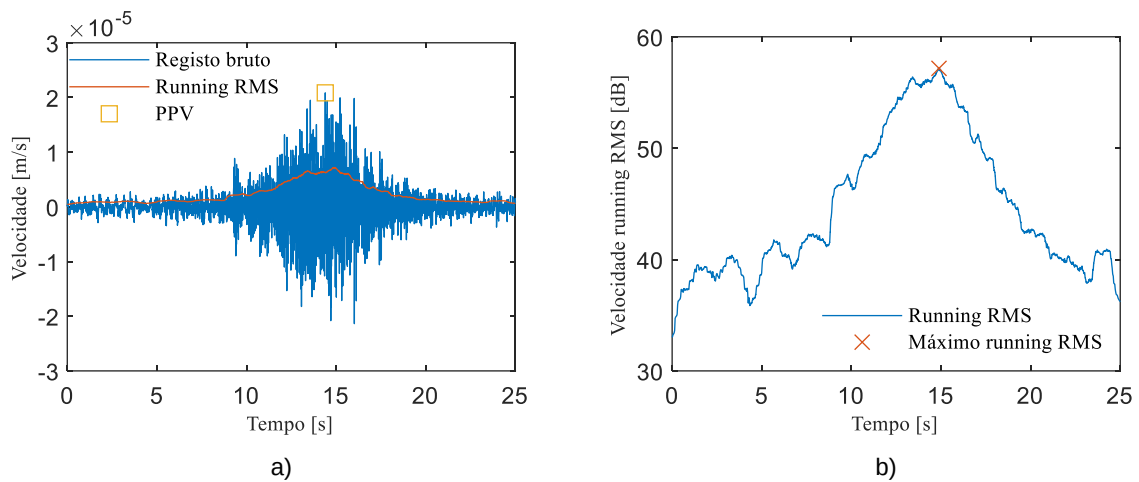


Figura 11 - Velocidade de vibração induzida pela passagem de um comboio, onde: a) representação do registo bruto, da curva de *running RMS* e PPV; b) representação da curva de *running RMS* em dB e do seu valor máximo.

O registo de vibração bruto representa a velocidade instantânea da vibração incluindo as variações bruscas e os picos de elevada amplitude, uma vez que se trata da representação direta da vibração capturada pelos sensores.

A velocidade de pico (PPV) corresponde o valor máximo instantâneo, positivo ou negativo, do sinal de vibração. Embora seja uma métrica adequada para avaliar o potencial de danos estruturais em edifícios, não é adequada para descrever a perceção humana das vibrações em termos de conforto, uma vez que o corpo humano não reage a picos instantâneos, mas sim a níveis médios de vibração ao longo do tempo [96].

Visando uma melhor representação da resposta humana às vibrações, recorre-se ao *running RMS*, o qual corresponde à média móvel da resposta dinâmica, calculado pela raiz quadrada da média dos quadrados das amplitudes da velocidade ao longo de uma janela temporal móvel, de tipicamente 1s. A curva de *running RMS* resulta numa suavização das amplitudes de vibração. Neste trabalho, a avaliação dos níveis de vibração será sempre realizada através do valor máximo de *running RMS* da velocidade vertical, ilustrado na figura anterior.

É de notar que o nível de vibração é frequentemente expresso na escala de decibel, permitindo uma avaliação relativa da amplitude das vibrações. Esta conversão é realizada de acordo com a seguinte equação:

$$L_v = 20 \log \left(\frac{v}{v_{ref}} \right) \quad (15)$$

onde L_v se refere ao nível de vibração expresso em dB, v diz respeito à amplitude referente ao valor máximo de *running* RMS medido, e v_{ref} é a velocidade de referência e possibilita a normalização dos cálculos de vibração. Nesta dissertação, o valor de v_{ref} adotado é $10^{-8} m/s$.

3.5. DESCRIÇÃO E ANÁLISE DO CASO DE REFERÊNCIA

3.5.1. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA SOLO-EDIFÍCIO

Com o intuito de iniciar a análise da resposta dinâmica de edifícios, foi definido um caso de referência baseado nos valores médios das características geométricas do edificado português, identificados por Silva *et al.* [97]. Esta investigação, centrada em edifícios de betão armado, baseou-se no estudo de projetos reais, constituindo uma base representativa das dimensões e configurações estruturais típicas em Portugal. Os valores considerados para o caso de referência correspondem aos valores médios das características geométricas de edifícios de altura média, que foram obtidos a partir de um estudo probabilístico. Estes valores, incluem as dimensões típicas dos elementos estruturais e estão detalhados no Quadro 10.

Quadro 10 - Características geométricas do edifício consideradas no caso de referência.

Variável			Valor Considerado
Pilar	Largura	b [m]	0,40
	Comprimento	L [m]	4,50
Viga	Largura	B [m]	0,30
	Altura	H [m]	0,50
Laje	Espessura	h [m]	0,25
Fundação	Largura da sapata	B _f [m]	2,00
	Altura da sapata	H _f [m]	0,60

Foi considerado um edifício de altura média, com cinco pisos, onde se assumiu uma laje do rés-do-chão 0,5 m acima da cota superior das sapatas. Esta laje é designada neste trabalho como primeiro piso, verificando-se um pé direito de 3 m nos restantes pisos.

Para os elementos de betão armado (pilares, lajes, vigas e sapatas), considerou-se um peso volúmico de 2500 kg/m³ e um módulo de elasticidade de 30 GPa. De forma a considerar outras cargas permanentes do edifício, foi considerada, de forma simplificada, uma sobrecarga por piso de 4 kN/m², representativa das paredes divisórias, dos revestimentos, do mobiliário e de outros elementos. O peso representativo das paredes exteriores foi aplicado, por limitação do modelo na distinção das propriedades das vigas interiores e exteriores, a todas as vigas, o que levou a um sobredimensionamento da massa total do edifício. Assim, a massa volúmica dos elementos estruturais em betão armado foi incrementada de forma a incorporar os efeitos da sobrecarga, simplificando a modelação e mantendo a representatividade do sistema estrutural.

As fundações foram consideradas superficiais, com uma configuração quadrada e largura de 2 m. Contudo, tendo em conta a limitação do modelo de parâmetros condensados é somente permitida a consideração de sapatas circulares. Neste sentido, foi adotado um raio equivalente que preserva a área da fundação original. Como resultado, o modelo apresenta uma configuração duplamente simétrica. As características geomecânicas do solo consideradas neste caso de referência encontram-se sintetizadas no Quadro 11.

Quadro 11 - Características do maciço geotécnico no caso de referência.

Variável		Valor considerado
Solo	Coeficiente de Poisson ν [-]	0,35
	Velocidade das ondas S V_s [m/s]	150
	Peso volúmico ρ [kg/m ³]	1900

3.5.2. REGISTO DE VIBRAÇÃO CONSIDERADO

A excitação aplicada resulta de uma campanha experimental documentada por Santos *et al* [98], na qual foram analisados diversos pontos ao longo da via-férrea. As medições foram realizadas no campo experimental do Carregado, em condições de campo livre, tendo comboio Alfa Pendular como material circulante. Neste estudo, considera-se especificamente o registo obtido a 7 m do centro da via-férrea. A Figura 12 apresenta o registo da velocidade de vibração vertical, tanto no domínio do tempo, como no domínio da frequência, relativos ao ponto de medição considerado.

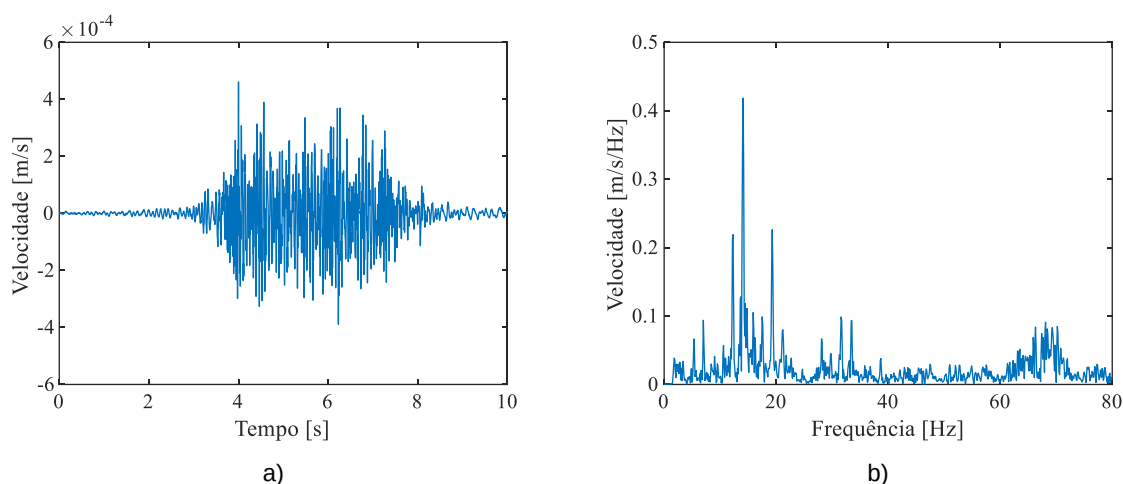


Figura 12 - Velocidade de vibração vertical do ponto de medição localizado a 7 m do eixo da via à passagem do comboio Alfa-Pendular: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

Este evento revela a particularidade de apresentar uma concentração de energia elevada numa faixa de frequências compreendida entre 10 e 20 Hz, com um pico muito pronunciado a 14,1 Hz.

3.5.3. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA DISCRETIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

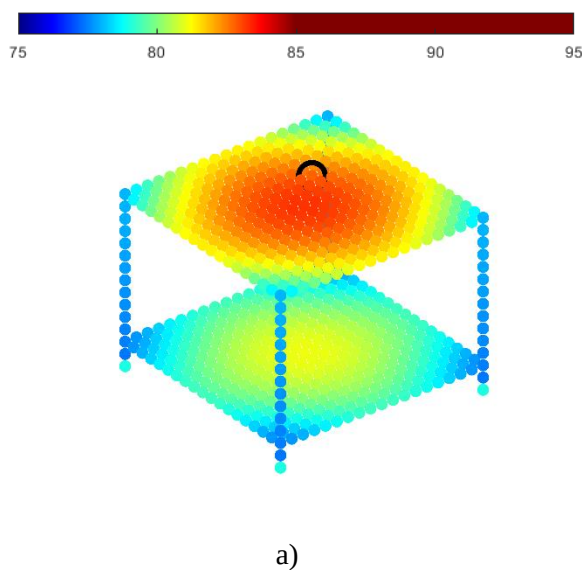
A discretização da malha de elementos finitos, definida pela dimensão dos mesmos, pode ter um impacto significativo na precisão e estabilidade dos resultados numéricos, sendo por isso um aspeto fundamental na formulação de um modelo numérico. Teoricamente, um maior refinamento da malha tende a

aproximar a solução numérica da solução exata. No entanto, em sistemas complexos é essencial garantir um equilíbrio entre a precisão dos resultados e o esforço computacional necessário para a resolução do problema.

Neste sentido, procedeu-se à análise da influência da discretização da malha, sendo esta constituída por diferentes tipos de elementos finitos selecionados consoante a natureza dos elementos estruturais. A laje foi modelada com o elemento SHELL63, um elemento de casca constituído por 4 nós que permite representar a flexão e deformação, possuindo seis graus de liberdade por nó. Os pilares e as vigas foram simulados utilizando o elemento BEAM188, sendo este um elemento de barra linear que incluiu os efeitos da deformação por corte e apresenta igualmente seis graus de liberdade por nó.

A análise foi realizada considerando um edifício referência com dois pisos e um vão, cujas características geométricas e propriedades do solo são idênticas às do caso de referência. Foram avaliadas quatro malhas distintas com uma distância entre nós de 0,25 m, 0,5 m e 0,75 m. Para garantir a compatibilidade dos resultados, foi definido um ponto de análise comum às quatro malhas, localizado nas coordenadas ($x = 3,0$ m; $y = 3,0$ m; $z = 3,5$ m).

A resposta global do edifício, caracterizada através do nível da velocidade de vibração vertical (valores máximos de *running* RMS), para cada uma das malhas está representada na Figura 13, através de um mapa de cores, com uma escala entre 75 dB e 95 dB. O ponto de análise selecionado encontra-se destacado a preto, facilitando a sua identificação e comparação dos resultados entre as diferentes malhas.



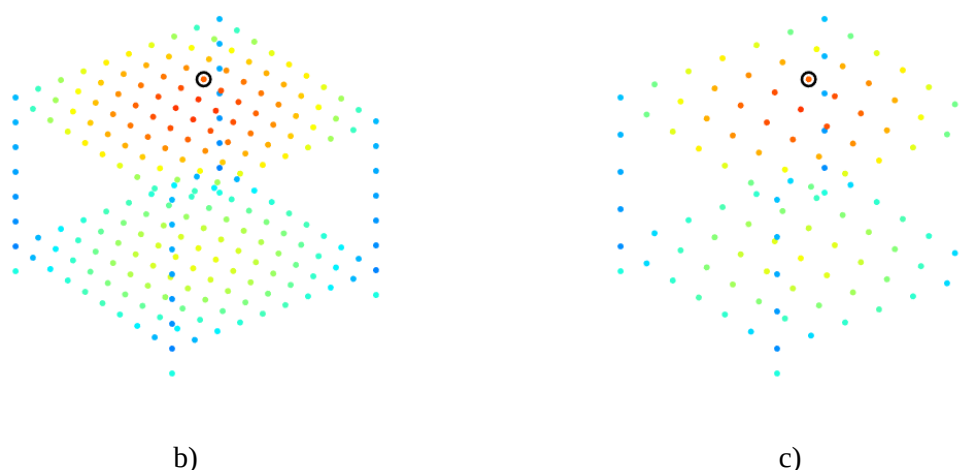


Figura 13 - Representação gráfica do nível da velocidade de vibração vertical (máximos de *running* RMS) através de um mapa de cores, com o ponto de análise assinalado a preto, para diferentes dimensões de elementos finitos: a) 0,25 m; b) 0,50 m; c) 0,75 m.

A análise da figura anterior sugere que a resposta da estrutura permanece praticamente inalterada face à variação da discretização da malha, assim como a resposta no ponto de análise. Visando confirmar esta observação, os valores do nível de vibração, definidos através do valor máximo do *running* RMS, registados no ponto de análise para cada uma das discretizações consideradas encontram-se sistematizados no Quadro 12.

Quadro 12 - Valor máximo da velocidade de vibração vertical (dB), determinado através de *running* RMS no ponto de análise, para diferentes discretizações da malha, avaliadas com base na dimensão dos elementos finitos (m).

Dimensão dos elementos finitos [m]		
0,25	0,50	0,75
91	91	90

Os valores apresentados confirmam o comportamento observado por via gráfica, sustentando a premissa de que o grau de discretização da malha dentro dos limites estabelecidos não está a afetar a precisão da resposta do edifício face à excitação aplicada. Tal verifica-se pelo facto de os níveis de vibração permanecerem praticamente constantes para todas as malhas analisadas.

Para completar esta análise, a Figura 14 apresenta as curvas de *running* RMS da velocidade vertical no ponto de análise para cada uma das discretizações consideradas, permitindo avaliar a evolução da resposta ao longo do tempo em função da malha adotada.

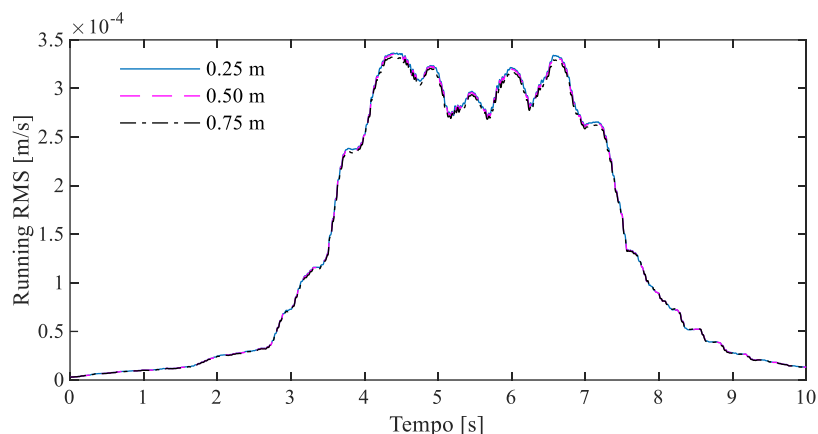


Figura 14 - Registro temporal da velocidade vertical no ponto de análise (dB) para diferentes espaçamentos entre nós: a) 0,25 m; b) 0,50 m; c) 0,75 m.

Da análise da figura anterior, verifica-se, como expectável face aos resultados anteriores, que as curvas são praticamente coincidentes, o que evidencia que a variação da dimensão dos elementos finitos não influencia significativamente a resposta no ponto em análise.

De acordo com o estudo de sensibilidade preconizado, e tendo por base a premissa de que uma malha menos refinada conduziria a um menor esforço computacional, a adoção da malha de elementos finitos com dimensões de 0,75 m seria a condição ideal. No entanto, um espaçamento entre nós de 0,75 m, apesar de reduzir o custo computacional, poderia limitar a definição espacial da resposta, dificultando a avaliação de variações locais. Deste modo, optou-se por um espaçamento de 0,25 m, maximizando a discretização espacial. Além disso, tendo em consideração que o caso de referência apresenta um vão de 4,5 m, procurou-se assegurar que a malha adotada permitisse uma avaliação adequada do nível de vibração ao longo da laje, incluindo o ponto central. A escolha de um espaçamento de 0,25 m permitiu distribuir assim os nós de forma a possibilitar a análise nos pontos de interesse.

3.5.4. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO NÚMERO DE VÃOS DO CASO DE REFERÊNCIA

Visando determinar um número representativo de vãos para o caso de referência, e dado que este parâmetro não resulta de um estudo probabilístico, foi realizado um estudo de sensibilidade para avaliar a sua influência na resposta dinâmica da estrutura. Adicionalmente, como foram modeladas configurações com distintos números de pisos e vãos, analisou-se também a variação da resposta em altura.

Para tal, foram simulados modelos com um número de vãos de 1 a 5 e um número de pisos entre 2 e 6, mantendo-se inalteradas as características geométricas dos elementos estruturais e as propriedades do solo em relação ao caso de referência. Desta forma, garante-se que os resultados refletem exclusivamente o impacto da variação do número de vãos e pisos.

A resposta de cada piso foi analisada com base no valor máximo de *running* RMS da velocidade vertical registado em cada nó da malha de elementos finitos. Para caracterizar o nível de vibração de um dado piso, foi considerado o maior dos valores máximos de *running* RMS registados ao nível da laje, ou seja, o valor máximo entre os máximos registados. Os resultados obtidos encontram-se sintetizados no Quadro 13.

Quadro 13 - Valores máximos de *running* RMS da velocidade vertical em cada piso (dB), correspondentes ao maior dos valores registados entre os seus nós, para modelos com diferentes números de vãos e pisos.

			Nº de Vãos				
			1	2	3	4	5
Modelo de 2 Pisos	1º Piso		87	84	85	84	84
	2º Piso		91	85	87	86	87
Modelo de 3 Pisos	1º Piso		84	82	84	81	82
	2º Piso		84	83	82	82	82
	3º Piso		88	83	85	84	85
Modelo de 4 Pisos	1º Piso		83	81	82	80	81
	2º Piso		82	81	81	81	80
	3º Piso		83	82	81	82	82
	4º Piso		87	83	84	84	85
Modelo de 5 Pisos	1º Piso		83	80	80	79	79
	2º Piso		81	80	80	79	79
	3º Piso		80	80	80	80	80
	4º Piso		82	80	81	81	81
	5º Piso		86	83	84	83	83
Modelo de 6 Pisos	1º Piso		83	82	84	80	82
	2º Piso		80	81	81	79	80
	3º Piso		79	79	81	80	80
	4º Piso		81	80	81	81	81
	5º Piso		83	81	83	82	82
	6º Piso		86	84	84	83	84

A partir dos valores apresentados no quadro anterior, a Figura 15 apresenta gráficos que visam facilitar a análise da influência do número de vãos e pisos na resposta dinâmica da estrutura. Esta avaliação inicia-se com a análise das respostas nos pisos comuns a todas as configurações modeladas, nomeadamente, o primeiro e o segundo piso.

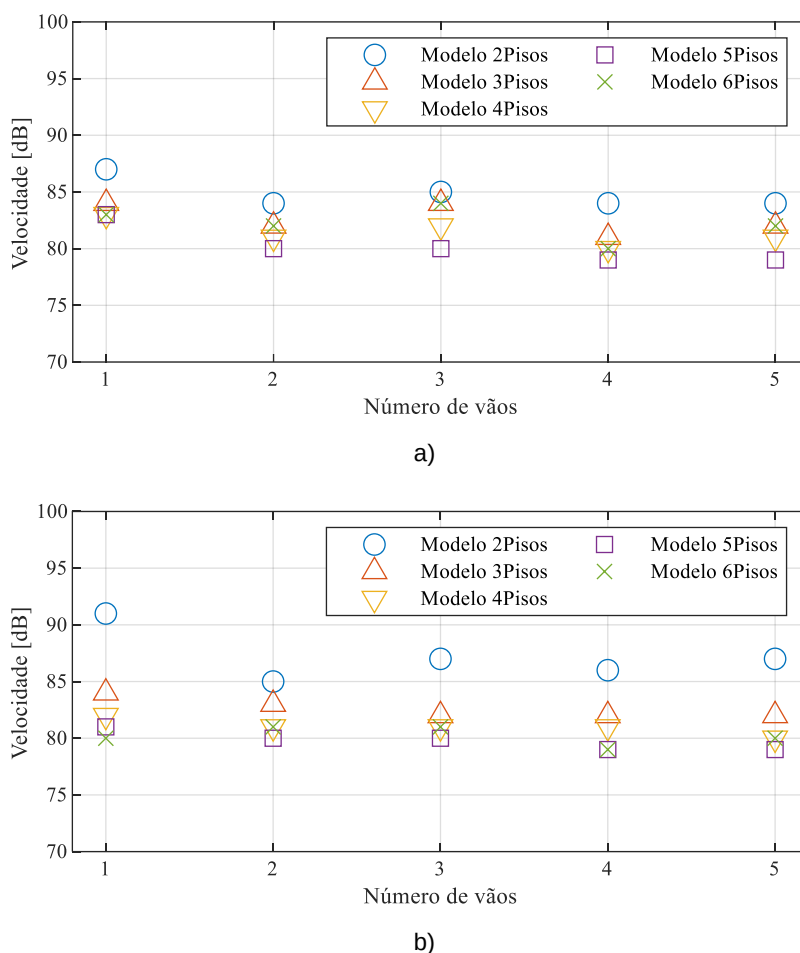


Figura 15 - Análise da influência do número de vãos na resposta dinâmica da estrutura: a) considerando a resposta no 1º piso em diferentes modelos estruturais com um número distinto de pisos e vãos; b) considerando, nas mesmas condições, a resposta no 2º piso.

A análise dos gráficos apresentados evidencia que não há uma grande variabilidade nos valores máximos de *running RMS* da velocidade vertical, à medida que o número de vãos aumenta. De forma geral, os valores mostram-se praticamente constantes a partir de dois vãos, indicando que a resposta dinâmica da estrutura não sofre alterações significativas com o aumento do número de vãos.

A maior variação na resposta estrutural verifica-se na transição de um para dois vãos, sendo esta diferença mais evidente no primeiro piso. No entanto, a configuração de dois vãos não representa um cenário estrutural comum, uma vez que os edifícios correntes tendem a apresentar um número de vãos superior. Assim, optou-se pela utilização de três vãos nas análises subsequentes, dado que esta configuração, apesar de não corresponder integralmente às soluções estruturais mais frequentes, garante a estabilidade dos resultados observada nos gráficos e permite considerar uma configuração estrutural que equilibra a representatividade de casos práticos com a eficiência computacional.

Com o objetivo de avaliar a variação do nível de vibração ao longo da altura da estrutura, esta será analisada graficamente através do modelo com cinco pisos, uma vez que este número coincide com o caso de referência adotado no presente estudo. A Figura 16 apresenta esta análise, considerando uma configuração com três vãos, previamente identificada como representativa da resposta nas configurações consideradas.

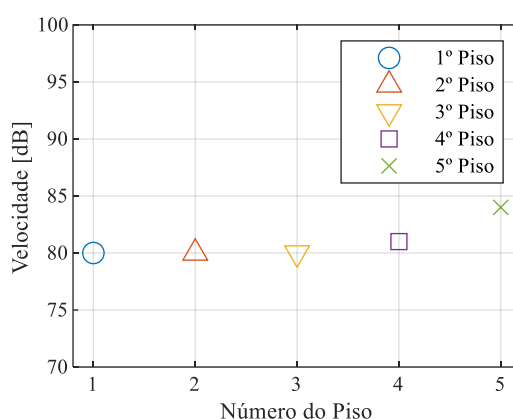


Figura 16 - Reposta dinâmica de uma estrutura com cinco pisos e três vãos, avaliada em todos os pisos.

No gráfico anterior, e para as condições de análise, verifica-se que o modelo com cinco pisos e três vãos apresenta pouca variabilidade nos níveis de vibração obtidos ao longo da altura da estrutura. Contudo, observa-se um ligeiro aumento nos valores registados nos dois últimos pisos, contrariando o comportamento de atenuação em altura descrito pela FTA [21], que prescreve uma diminuição progressiva das vibrações com o aumento da altura do edifício.

A análise do quadro anterior reforça esta observação, mostrando que, em várias configurações, a resposta representativa do último piso é superior à do primeiro piso. Este comportamento está alinhado com os estudos experimentais realizados por Xia *et al.* [96], que demonstram que os níveis de vibração na direção vertical não seguem uma tendência uniforme de atenuação, verificando-se um aumento de velocidade vertical de vibração nos pisos superiores. Esta questão será discutida com maior detalhe no Capítulo 4.

3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O capítulo que agora finda teve como objetivo apresentar a formulação do modelo numérico adotado para a análise da resposta dinâmica do edifício face a vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. Inicialmente, foi descrita a abordagem numérica, sendo a estrutura modelada pelo método dos elementos finitos e o solo representado através de um modelo de parâmetros condensados. A interação solo-estrutura foi descrita matematicamente, definindo-se as equações que regem o acoplamento dinâmico entre ambos os sistemas.

Seguidamente, foi exposto o caso de referência e avaliou-se a influência da discretização da malha de elementos finitos na precisão dos resultados, demonstrando-se que a variação do espaçamento entre nós não exerceu impacto significativo na resposta dinâmica da estrutura. Com base nesta análise, foi definido um espaçamento entre nós que garante a precisão numérica e, simultaneamente, uma discretização espacial detalhada da malha.

Posteriormente, foi realizado um estudo de sensibilidade para determinar um número representativo de vãos para o caso de referência, o qual será utilizado nas análises posteriores.

Por fim, analisou-se a variação do nível de vibração ao longo da altura da estrutura, observando-se que, contrariamente ao definido na FTA [21], os valores registados nos pisos superiores não seguem uma tendência uniforme de atenuação, verificando-se, em alguns casos, valores superiores aos registados nos pisos inferiores.

4

ANÁLISE PARAMÉTRICA DA RESPOSTA DINÂMICA DE EDIFÍCIOS

4.1. DEFINIÇÃO DOS FATORES DE RESPOSTA DA ESTRUTURA

O presente capítulo visa analisar as principais tendências da resposta dinâmica de edifícios sujeitos a vibrações induzidas por tráfego ferroviário através da avaliação da influência de diferentes propriedades geométricas do edifício e das características do maciço envolvente. Neste sentido, foi realizado um extenso estudo paramétrico, no qual se avaliou a influência da massa, da geometria da estrutura e da rigidez do solo, na resposta dinâmica do edifício. A influência da massa e da geometria foi avaliada considerando a variação do comprimento dos vãos, da espessura das lajes, da altura das vigas e do número de pisos. Relativamente à rigidez do maciço, o seu impacto foi estudado através da variação da velocidade de propagação das ondas S.

A resposta estrutural face a uma dada solicitação dinâmica aplicada na sua base foi avaliada através de fatores de resposta, nomeadamente o fator de acoplamento solo-estrutura e o coeficiente de amplificação das lajes, neste documento referidos como CL (do inglês, *Coupling Loss*) e SA (do inglês, *Slab Amplification*), respetivamente. Esta opção vai de encontro ao exposto no documento técnico da FTA anteriormente abordado [21]. A consideração destes fatores permite caracterizar, de forma mais detalhada, os efeitos do acoplamento solo-estrutura e os fenómenos de amplificação das vibrações decorrentes da dinâmica própria do edifício.

O fator de acoplamento solo-estrutura caracteriza a perda de energia que se verifica devido à interação dinâmica entre o maciço geotécnico e a própria estrutura, quantificando a diferença entre os níveis de vibração registados no maciço e no interior da estrutura, avaliados ao nível dos seus elementos estruturais. Durante a propagação das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, a interação entre o solo e a estrutura pode alterar o registo da vibração que é transmitido para o edifício, especialmente quando existe uma diferença significativa de rigidez entre ambos os materiais, afetando a continuidade da transferência de energia. Consequentemente, parte dessa energia é dissipada na interface solo-estrutura, o que resulta, na maioria dos casos, numa atenuação dos níveis registados no interior do edifício relativamente aos medidos no maciço geotécnico. Esta diferença é quantificada pelo fator de acoplamento solo-estrutura, expresso pela seguinte equação:

$$CL(x_C, x_D) = L_v(x_C) - L_v(x_D) \quad (16)$$

onde $L_v(x_C)$ representa o valor máximo de *running* RMS da velocidade de vibração vertical, medido no interior do edifício num ponto localizado num elemento estrutural próximo das fundações. Por sua vez, $L_v(x_D)$ corresponde ao valor máximo da curva de *running* RMS derivada do registo de vibrações

avaliado num ponto de interface solo-estrutura. Importa notar que, na generalidade das análises apresentadas, é considerado o registo de vibração indicado no Capítulo 3 como a excitação dinâmica de referência, aplicada na base da estrutura. Neste estudo, o ponto de medição considerado no interior da estrutura (x_C) situa-se a uma altura de 0,25 m abaixo do topo do pilar do primeiro piso e a sua localização é constante para todos os modelos analisados. Para referência, considera-se que a cota zero corresponde ao topo da sapata, enquanto o primeiro piso se situa a 0,5 m de altura.

A Figura 17 ilustra a localização dos pontos de medição utilizados para a determinação do fator de acoplamento solo-estrutura.

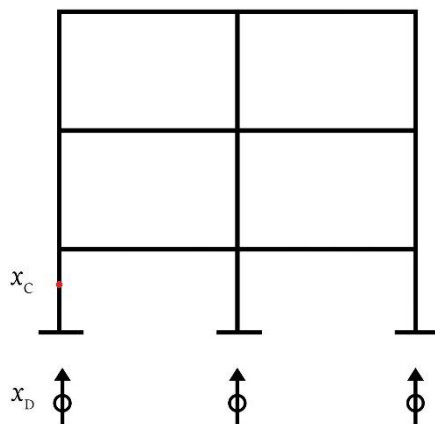


Figura 17 - Representação esquemática dos pontos utilizados no cálculo do fator de acoplamento solo-estrutura.

É de salientar que um valor negativo do fator de acoplamento solo-estrutura indica a ocorrência de perda de energia do maciço geotécnico para a estrutura. Como se poderá depreender, num caso extremo onde a presença do edifício não altere o campo de vibrações incidente, o fator de acoplamento solo-estrutura toma o valor de 0. Estas indicações não levam em consideração a influência da resposta dinâmica da própria estrutura, a qual poderá alterar a relação entre os níveis de vibração verificados no interior e exterior da mesma.

Visando uma interpretação mais intuitiva quer dos resultados como da influência associada a uma variável em estudo, o fator de acoplamento solo-estrutura será analisado, ao longo deste documento, em termos de valores absolutos. Deste modo, valores mais elevados deste fator correspondem a uma maior perda de energia na transmissão das vibrações do solo para a estrutura.

Relativamente ao coeficiente de amplificação das lajes (SA), este quantifica o fenómeno de amplificação de vibrações devido a fenómenos de ressonância associados à dinâmica própria do edifício. A relevância da análise deste fator deve-se ao facto de que, de um modo geral, o registo de vibração incidente conter um conteúdo em frequência relevante na gama de frequências habitualmente associada a fenómenos de ressonância das lajes dos edifícios, o que contribui para uma amplificação significativa dos níveis de vibração [62]. Para quantificar tal efeito, recorreu-se à seguinte equação:

$$SA(x_A, x_B) = L_v(x_A) - L_v(x_B) \quad (17)$$

onde $L_v(x_A)$ corresponde ao valor máximo da curva de *running* RMS da velocidade vertical avaliada para o ponto da laje do primeiro piso com maiores níveis de vibração. Por sua vez, $L_v(x_B)$, representa o valor máximo de *running* RMS obtido no topo de um pilar pertencente ao mesmo piso. Importa ressaltar que a avaliação do coeficiente de amplificação das lajes será realizada apenas ao nível do

primeiro piso. Neste sentido, a localização do nó associado a $L_v(x_A)$ poderá variar consoante o modelo, de modo a garantir que se considera sempre o valor máximo dos valores máximos de *running* RMS dentro desse piso. Por outro lado, $L_v(x_B)$ é sempre obtido no topo do mesmo pilar especificado no cálculo do fator de acoplamento solo-estrutura, uma vez que, de modo geral, não se verifica uma variação significativa da resposta entre pilares à mesma cota. A Figura 18 ilustra a posição dos pontos de medição utilizados para a determinação do coeficiente de amplificação nas lajes.

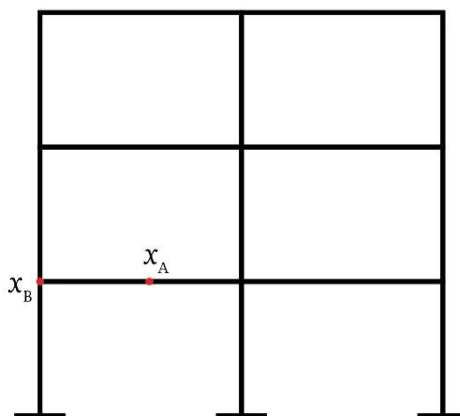


Figura 18 - Representação dos pontos utilizados no cálculo do coeficiente de amplificação das lajes.

Em conclusão, importa reforçar que um coeficiente de amplificação das lajes positivo traduz um aumento do nível de vibração, enquanto um fator de acoplamento solo-estrutura negativo representa uma perda de energia, logo uma diminuição dos níveis de vibração.

4.2. APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

A análise paramétrica realizada teve como principal objetivo, numa fase preliminar, avaliar a resposta da estrutura com base nos fatores de resposta previamente definidos. No estudo do fator de acoplamento solo-estrutura, foi avaliada a influência da espessura das lajes, do comprimento dos vãos, do número de pisos do edifício e da rigidez do maciço envolvente. Relativamente ao coeficiente de amplificação nas lajes, a análise incidiu sobre a espessura das lajes, o comprimento dos vãos e a altura das vigas.

É pertinente referir que, no presente trabalho, não foi realizado um dimensionamento estrutural rigoroso. Contudo, a definição dos parâmetros seguiu um critério lógico, em que vãos de menor comprimento estão associados a lajes de menor espessura e a vigas de menor altura, enquanto vãos de comprimento superior correspondem a lajes de maior espessura e vigas de altura superior.

Considerando estas relações geométricas, os edifícios analisados foram organizados em dois grupos distintos, correspondentes a edifícios com vãos reduzidos e a edifícios com vãos extensos. Em ambos os casos, as configurações analisadas apresentam, na generalidade, 3 vãos e 5 pisos, à semelhança do caso de referência definido no capítulo anterior. A única exceção, como facilmente se poderá depreender, ocorre no caso em que o estudo paramétrico incidiu na avaliação do número de pisos.

No caso dos edifícios com vãos reduzidos, os intervalos de variação adotados foram [0,15; 0,25] m para a espessura das lajes, [3,0; 4,0] m para o comprimento dos vãos e [0,3; 0,5] m para a altura das vigas. Relativamente aos edifícios com vãos extensos, os intervalos considerados foram [0,2; 0,35] m para a espessura das lajes, [4,5; 6,5] m para o comprimento dos vãos e [0,4; 0,7] m para a altura das vigas. Estes intervalos mantiveram-se invariáveis em todas as análises realizadas para cada um dos grupos. É

relevante mencionar que a variação de um dado parâmetro, pressupõe que, as restantes propriedades se mantenham inalteradas relativamente às de referência. Deste modo, nos edifícios com vãos reduzidos adotaram-se os seguintes valores de referência: 3,5 m para o comprimento dos vãos, 0,2 m para a espessura das lajes e 0,4 m para a altura das vigas. Nos edifícios com vãos extensos, os valores de referência adotados corresponderam a 5,5 m para o comprimento dos vãos, 0,25 m para a espessura das lajes e 0,5 m para a altura das vigas. Adicionalmente, foi estudada a influência do número de pisos do edifício, considerando-se três opções: 3, 5 e 8 pisos.

Posteriormente, foi alvo de estudo a influência da rigidez do maciço. Esta foi avaliada através da velocidade das ondas S, considerando um intervalo de variação de [150; 800] m/s. Para esta análise específica, as propriedades elastodinâmicas do edifício mantêm-se constantes e de valor igual ao caso de referência definido no Capítulo 3.

As combinações de parâmetros consideradas encontram-se sistematizadas nos Quadros 14 a 22.

Quadro 14 - Combinações relativas à análise da influência do comprimento do vão.

Variável	Caso							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Número de Pisos	5	5	5	5	5	5	5	5
Comprimento dos vãos [m]	3	3,5	4	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
Espessura das lajes [m]	0,20	0,20	0,20	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Altura das vigas [m]	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Velocidade das ondas S [m/s]	150	150	150	150	150	150	150	150

Quadro 15 - Combinações relativas à análise da influência da espessura da laje.

Variável	Caso							
	9	10	11	12	13	14	15	16
Número de Pisos	5	5	5	5	5	5	5	5
Comprimento dos vãos [m]	3,5	3,5	3,5	3,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Espessura das lajes [m]	0,15	0,18	0,20	0,25	0,20	0,25	0,30	0,35
Altura das vigas [m]	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Velocidade das ondas S [m/s]	150	150	150	150	150	150	150	150

Quadro 16 - Combinações relativas à análise da influência da altura da viga.

Variável	Caso						
	17	18	19	20	21	22	23
Número de Pisos	5	5	5	5	5	5	5
Comprimento dos vãos [m]	3,5	3,5	3,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Espessura das lajes [m]	0,20	0,20	0,20	0,25	0,25	0,25	0,25
Altura das vigas [m]	0,3	0,4	0,5	0,4	0,5	0,6	0,7
Velocidade das ondas S [m/s]	150	150	150	150	150	150	150

Quadro 17 - Combinações relativas à análise da rigidez do solo.

Variável	Caso			
	24	25	26	27
Número de Pisos	5	5	5	5
Comprimento dos vãos [m]	4,5	4,5	4,5	4,5
Espessura das lajes [m]	0,25	0,25	0,25	0,25
Altura das vigas [m]	0,5	0,5	0,5	0,5
Velocidade das ondas S [m/s]	150	200	400	800

Quadro 18 - Combinações relativas à análise da altura do edifício.

Variável	Caso		
	28	29	30
Número de Pisos	3	5	8
Comprimento dos vãos [m]	4,5	4,5	4,5
Espessura das lajes [m]	0,25	0,25	0,25
Altura das vigas [m]	0,5	0,5	0,5
Velocidade das ondas S [m/s]	150	150	150

Quadro 19 - Combinações referentes à influência da espessura das lajes para um caso específico dentro do conjunto de edifícios com vãos curtos.

Variável	Caso			
	31	32	33	34
Número de Pisos	5	5	5	5
Comprimento dos vãos [m]	4,0	4,0	4,0	4,0
Espessura das lajes [m]	0,15	0,18	0,20	0,25
Altura das vigas [m]	0,4	0,4	0,4	0,4
Velocidade das ondas S [m/s]	150	150	150	150

Quadro 20 - Combinações referentes à influência da espessura das lajes para um caso específico dentro do conjunto de edifícios com vãos extensos.

Variável	Caso			
	35	36	37	38
Número de Pisos	5	5	5	5
Comprimento dos vãos [m]	4,5	4,5	4,5	4,5
Espessura das lajes [m]	0,20	0,25	0,30	0,35
Altura das vigas [m]	0,5	0,5	0,5	0,5
Velocidade das ondas S [m/s]	150	150	150	150

Quadro 21 - Combinações referentes à influência da altura das vigas para um caso específico dentro do conjunto de edifícios com vãos curtos.

Variável	Caso		
	39	40	41
Número de Pisos	5	5	5
Comprimento dos vãos [m]	4,0	4,0	4,0
Espessura das lajes [m]	0,20	0,20	0,20
Altura das vigas [m]	0,3	0,4	0,5
Velocidade das ondas S [m/s]	150	150	150

Quadro 22 - Combinações referentes à influência da altura das vigas para um caso específico dentro do conjunto de edifícios com vãos extensos.

Variável	Caso		
	42	43	44
Número de Pisos	5	5	5
Comprimento dos vãos [m]	4,5	4,5	4,5
Espessura das lajes [m]	0,25	0,25	0,25
Altura das vigas [m]	0,4	0,6	0,7
Velocidade das ondas S [m/s]	150	150	150

4.3. FATOR DE ACOPLAMENTO SOLO-ESTRUTURA (CL)

4.3.1. INFLUÊNCIA DA MASSA DA ESTRUTURA

4.3.1.1. Variação do número de pisos

Em prol de analisar a influência da altura do edifício no fator de acoplamento solo-estrutura, foram considerados modelos com diferentes números de pisos. A Figura 19 apresenta a representação esquemática dos modelos analisados, enquanto o Quadro 18, previamente apresentado, sintetiza as respectivas combinações paramétricas.

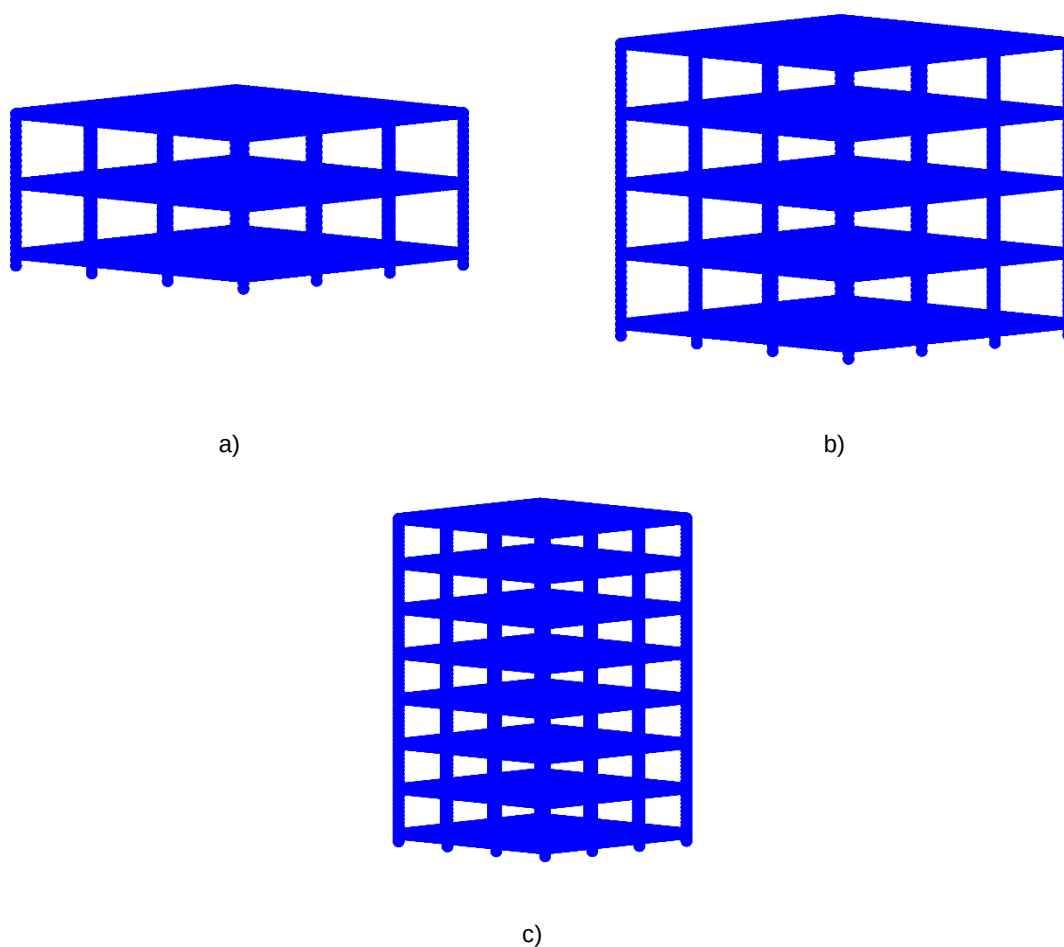


Figura 19 - Representação esquemática dos modelos analisados na avaliação da influência da variação do número de pisos no fator CL: a) modelo com 3 pisos; b) modelo com 5 pisos; c) modelo com 8 pisos.

A Figura 20 ilustra a evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função do número de pisos das estruturas consideradas.

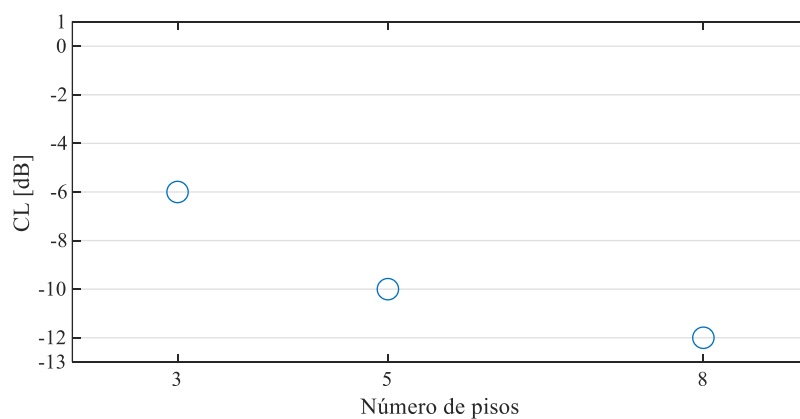


Figura 20 - Evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função da altura do edifício.

A análise da figura anterior evidencia um aumento do fator de acoplamento solo-estrutura face ao aumento do número de pisos do edifício em estudo, o que indica uma influência crescente dos efeitos de interação solo-estrutura na resposta dinâmica da estrutura. O incremento do número de pisos implica,

inevitavelmente, o aumento da massa do edifício, gerando estas forças inerciais de magnitude superior àquando da excitação dinâmica. As forças de inércia geradas são proporcionais à massa do edifício e desempenham um papel fulcral na dissipação de energia do edifício para o solo. Este fenómeno, designado por amortecimento por radiação, consiste na transmissão de parte da energia da estrutura para o maciço. Consequentemente, observa-se uma redução significativa dos níveis de vibração registados no interior da estrutura em comparação com os valores medidos no maciço envolvente.

Os fatores avaliados são próximos dos expostos no documento técnico da FTA [21] e seguem a mesma tendência de aumento em função do aumento do número de pisos (diretamente relacionável com o aumento da massa total do edifício).

4.3.1.2. Variação do comprimento do vão

Com o objetivo de avaliar a influência do comprimento do vão no fator de acoplamento solo-estrutura foram considerados modelos estruturais com diferentes comprimentos de vão. A Figura 21 apresenta a morfologia de alguns dos casos analisados, enquanto as combinações dos parâmetros correspondentes a todos os modelos considerados nesta análise encontram-se sistematizados no Quadro 14.

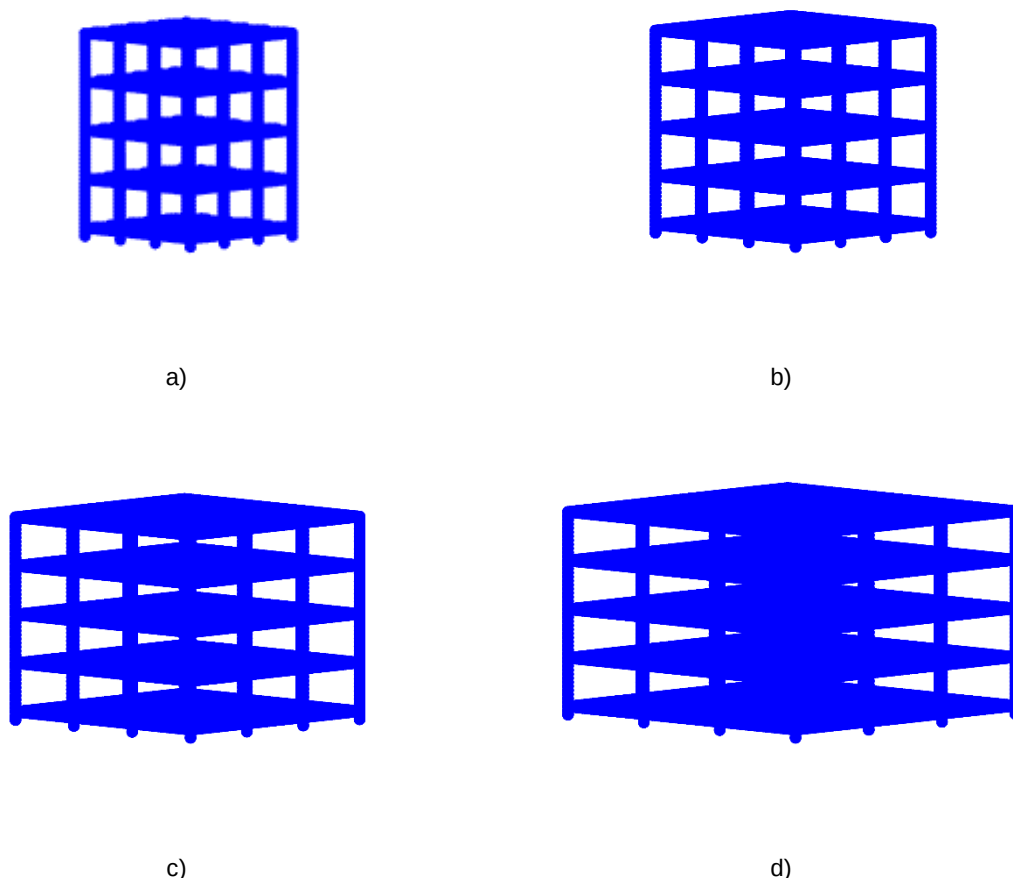


Figura 21 - Representação esquemática de alguns dos modelos analisados na avaliação da influência do comprimento do vão no fator CL: a) modelo com comprimento de vão de 3 m; b) modelo com comprimento de vão de 4 m; c) modelo com comprimento de vão de 5 m; d) modelo com comprimento de vão de 6,5 m;

No seguimento da análise do fator CL, a Figura 22 ilustra a sua variação em função do aumento do comprimento dos vãos.

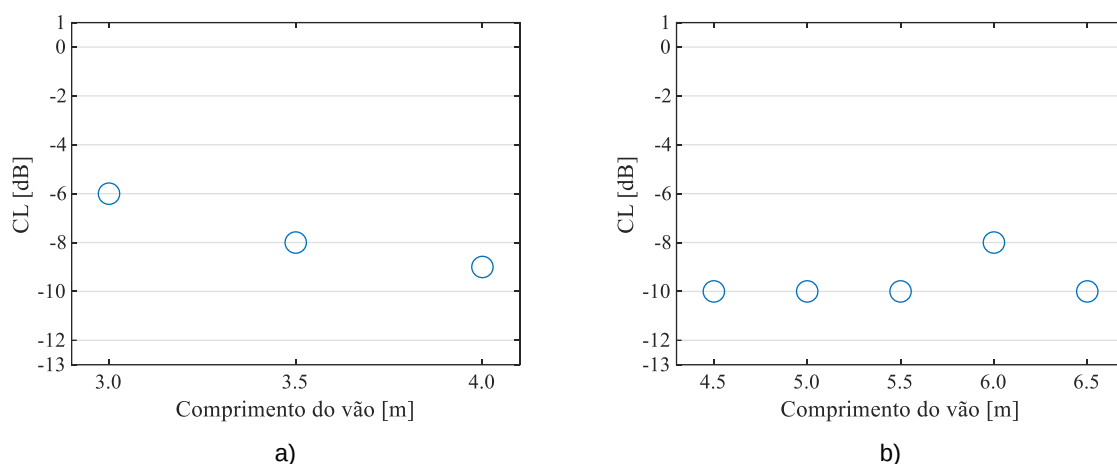


Figura 22 - Evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função do comprimento dos vãos: a) análise de vãos reduzidos; b) análise de vãos extensos.

A análise da Figura 22 demonstra um aumento, em valor absoluto, do fator de acoplamento solo-estrutura com o aumento do comprimento dos vãos, sendo este incremento particularmente evidente na Figura 22a, ou seja, para vãos de dimensões reduzidas. Contudo, no caso de edifícios com vãos de dimensões superiores, observa-se uma estabilização deste fator em torno de 10 dB. Assim, pode-se inferir que, a partir de um comprimento de vão de 5,0 m, este fator deixa de apresentar variações significativas com o aumento do vão.

O aumento do comprimento dos vãos está associado a um incremento da massa do edifício, pelo que as conclusões previamente estabelecidas mantêm-se aplicáveis, tendo-se observado uma relação de proporcionalidade direta entre a massa e o aumento da perda de energia na interface solo-estrutura.

Importa salientar que, devido à limitação do modelo na distinção entre as propriedades das vigas centrais e das vigas exteriores, como mencionado anteriormente, o peso das paredes exteriores foi considerado em todas as vigas, o que resultou num sobredimensionamento da massa total dos edifícios analisados. Esta abordagem poderá ter conduzido a uma subestimação do fator de acoplamento solo-estrutura, ou seja, a uma previsão dos níveis de vibração no interior do edifício inferiores aos que ocorreriam na realidade. Não obstante, o valor obtido para o fator de acoplamento solo-estrutura, a partir de vãos de 5,0 m, acompanha o valor de referência sugerido pela FTA [21] para este fator, o qual toma o valor de -13 dB para edifícios de alvenaria de grandes dimensões fundados em sapatas superficiais (Quadro 3).

4.3.1.3. Variação da espessura da laje

De modo a avaliar o impacto da espessura da laje no fator de acoplamento solo-estrutura, a Figura 23 apresenta a variação deste fator em função do aumento da espessura da laje. As combinações de parâmetros consideradas nesta análise encontram-se especificadas no Quadro 15.

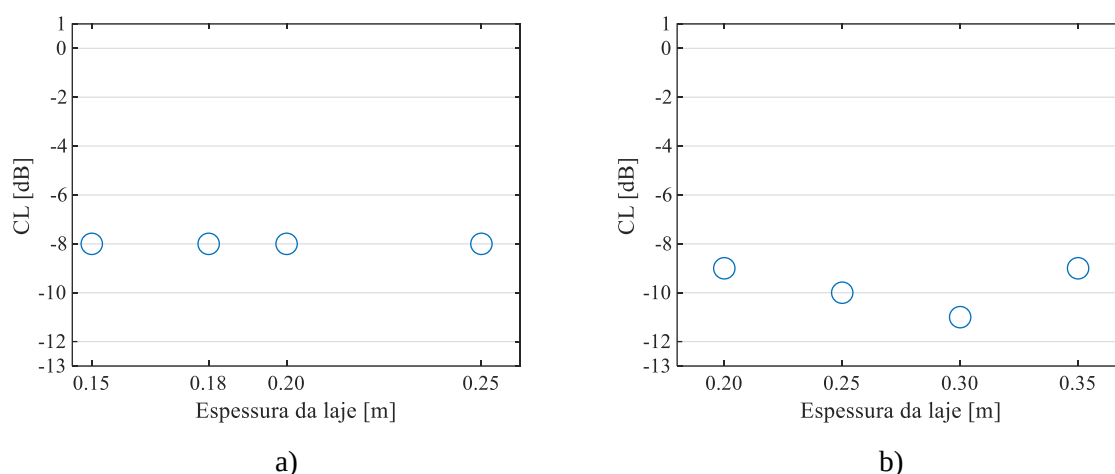


Figura 23 - Evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função da espessura das lajes: a) análise de vãos reduzidos; b) análise de vãos extensos.

A análise da figura anterior evidencia que, nos edifícios com vãos reduzidos, o aumento da espessura da laje não altera significativamente o fator de acoplamento solo-estrutura, mantendo-se este estabilizado. Este comportamento sugere que, apesar do acréscimo de massa resultante do aumento da espessura das lajes, os efeitos de interação entre o solo e a estrutura permanecem constantes. Daqui, resulta que os níveis de vibração registados no edifício, no ponto de análise localizado no interior da estrutura, próximo da fundação, apresentam variações pouco significativas entre os diferentes modelos analisados. Apesar do aumento da massa global do edifício, em consequência do aumento da espessura da laje, a sua influência é pouco significativa para estes casos.

Por outro lado, nos edifícios com vãos mais elevados observa-se uma variação mais relevante no referido fator (CL) perante o aumento da espessura da laje, uma vez que este tende a aumentar à medida que a espessura da laje aumenta. Tal indica que, de um modo geral, existe uma maior influência do acoplamento solo-estrutura com o aumento da espessura das lajes, o que se traduz num nível de vibração no interior do edifício inferior ao registado no maciço envolvente. Este comportamento pode ser explicado pelo acréscimo de massa decorrente do aumento da espessura das lajes, uma vez que, conforme mencionado anteriormente, a excitação de edifícios de maior massa origina forças de inércia de maior amplitude, levando a uma maior dissipação de energia por radiação através do solo.

No entanto, para uma espessura de laje de 0,35 m, o comportamento desvia-se da tendência observada nos restantes modelos, uma vez que o fator de acoplamento apresenta um valor semelhante ao verificado no caso de espessura das lajes igual a 0,20 m. Esta discrepância poderá ser explicada por um comportamento dinâmico local específico do edifício em estudo.

4.3.1.4. Exemplo conceptual da influência da massa: igual massa, configurações geométricas distintas

Como se pode comprovar pelas seções anteriores, a massa do edifício apresenta um expressivo impacto nos valores do CL obtidos. Neste sentido, e com o intuito de compreender a real influência da massa estrutural nos efeitos de interação solo-estrutura, desenvolveu-se um estudo conceptual no qual foram analisados dois modelos que, apesar de possuírem a mesma massa total, apresentam configurações geométricas distintas. Desta forma, é possível isolar-se a contribuição da massa no fator de acoplamento solo-estrutura e, conseqüentemente, inferir sobre a sua real contribuição. O primeiro modelo, analisado na secção anterior (caso 13), é constituído por um edifício de 3 vãos e 5 pisos, com vãos de 5,5 m, lajes

com espessura de 0,2 m e vigas com altura de 0,5 m. Já o segundo modelo, foi concebido para que a massa total do edifício fosse igual à do edifício do caso 13, porém alterando a configuração geométrica do mesmo. Apesar da alteração das características geométricas do edifício mantiveram-se as proporções das densidades dos materiais dos diferentes elementos. Relativamente ao segundo modelo, este corresponde a um edifício de 2 pisos e 4 vãos, nos quais o comprimento dos vãos é de 4,5 m, as lajes têm uma espessura de 0,25 m e as vigas apresentam uma altura igual a 0,50 m, mantendo-se inalteradas as restantes propriedades relativamente ao primeiro modelo. Visando facilitar a compreensão das diferenças geométricas e simultaneamente, permitir uma percepção inicial da resposta estrutural, a Figura 24 apresenta os valores máximos de *running* RMS da velocidade de vibração vertical em todos os nós, representados através de um mapa de cores.

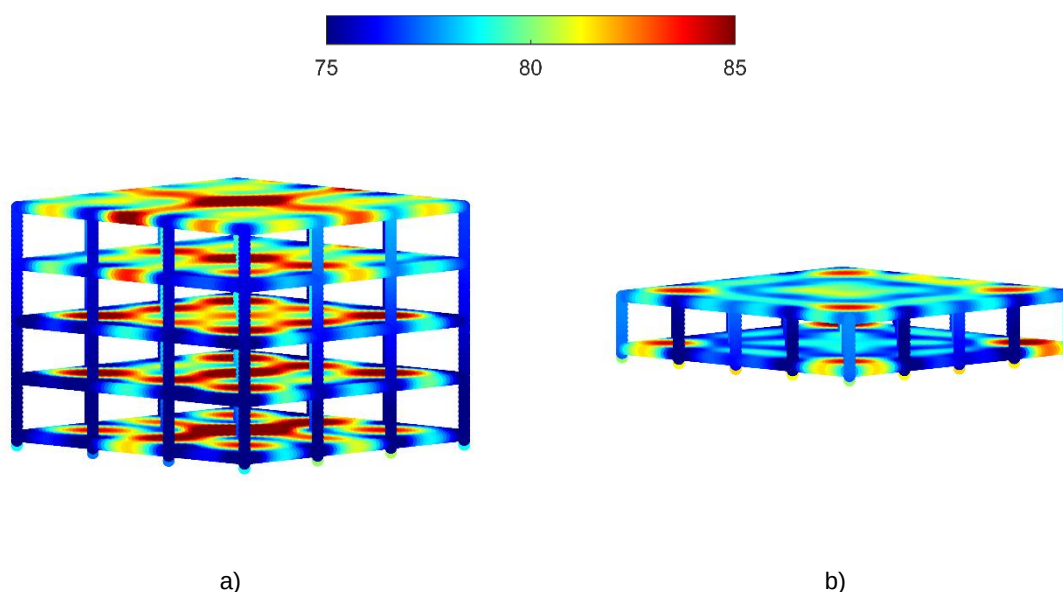


Figura 24 - Representação gráfica do nível de vibração vertical (máximos de *running* RMS) através de um mapa de cores: a) caso original; b) caso conceptual.

A análise da figura anterior demonstra que a variação da configuração geométrica influencia significativamente a resposta estrutural, alterando tanto a magnitude da resposta como a localização dos níveis mais elevados de vibração. No entanto, uma vez que, o foco desta análise é avaliar a influência da massa total no fator de acoplamento solo-estrutura, no Quadro 23 apresentam-se os valores deste fator, expressos em dB, para ambos os modelos.

Quadro 23 - Fator de acoplamento solo-estrutura (dB) referente ao modelo original e ao modelo conceptual.

Caso original	Caso conceptual
-9	-6

A análise do quadro anterior demonstra que, para dois edifícios com massa total idêntica e com as mesmas proporções dos materiais constituintes, mas com configurações distintas, o fator de acoplamento solo-estrutura apresenta valores diferentes. Este resultado evidencia que o comportamento dinâmico próprio do edifício influencia de forma não negligenciável o fator de acoplamento solo-estrutura. Assim, conclui-se que o fator de acoplamento solo-estrutura não depende exclusivamente da massa do edifício, mas também do seu comportamento dinâmico próprio.

4.3.2. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO SOLO

A influência da rigidez do solo no fator de acoplamento solo-estrutura será avaliada através da alteração da velocidade de propagação das ondas S no maciço envolvente, estando estas relacionadas através da seguinte equação:

$$E = 2 * \rho * (1 + \nu) * V_s^2 \quad (18)$$

sendo E o módulo de deformabilidade, ρ o peso volúmico e ν o coeficiente de Poisson. Neste sentido, a Figura 25 apresenta os resultados obtidos a partir das combinações ilustradas no Quadro 17.

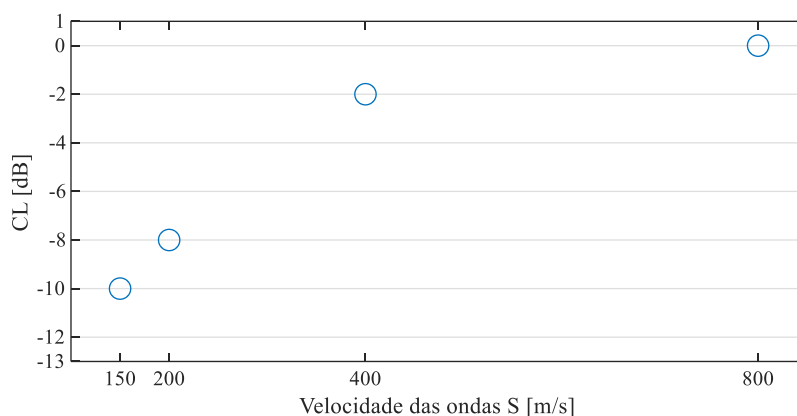


Figura 25 - Evolução do fator de acoplamento solo-estrutura em função da rigidez do solo avaliada através da velocidade das ondas S no maciço.

A análise do gráfico demonstra que a perda energética associada ao fator de acoplamento solo-estrutura diminui com o aumento da rigidez do solo. Este comportamento deve-se ao facto de que, à medida que a rigidez do maciço aumenta, o contraste de rigidez solo-estrutura diminui, resultando num menor efeito da interação inercial, logo uma menor dissipação de energia.

Importa notar que uma velocidade de propagação das ondas S no maciço de 800 m/s é característica de formações rochosas, sendo o fator de acoplamento solo-estrutura próximo de zero. Este resultado corrobora o fator de acoplamento solo-estrutura proposto pela FTA [21], que considera a interação solo-estrutura desprezável para edifícios fundados em rocha.

Deste modo, observa-se que a rigidez do solo envolvente tem uma influência significativa na resposta dinâmica da estrutura. Em solos de menor rigidez, a discrepância entre a rigidez das fundações e a do maciço envolvente conduz a perdas consideráveis no acoplamento solo-estrutura, resultantes da radiação da energia inercial gerada através do solo. Em contrapartida, à medida que a rigidez do solo aumenta, essa diferença reduz-se, resultando numa interação inercial progressivamente menor entre os dois meios. Por outro lado, no caso de um edifício fundado sobre rocha, a interação solo-estrutura é praticamente inexistente, anulando-se o efeito de acoplamento.

4.4. COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO ASSOCIADO À RESPOSTA DAS LAJES (SA)

4.4.1. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA LAJE

Os Quadros 24 e 25 apresentam a evolução do coeficiente de amplificação das lajes em edifícios de vãos reduzidos e vãos extensos, respetivamente, considerando o impacto do incremento da espessura da laje em simultâneo com o aumento do comprimento do vão. Importa notar que as combinações de parâmetros

geométricos consideradas na análise do coeficiente de amplificação nas lajes estão sistematizadas nos Quadros 15, 19 e 20. O Quadro 15 engloba os casos relativos à variação da espessura das lajes, tendo sido considerado, para o comprimento dos vãos, o valor de 3,5 m para edifícios de vãos reduzidos e 5,5 m para edifícios de vãos extensos. Por sua vez, o Quadro 19 apresenta os casos que contemplam a variação da espessura das lajes para um comprimento de vão distinto, no âmbito dos edifícios de vãos reduzidos. Por seu lado, o Quadro 20 refere-se à análise para um comprimento de vão diferente, no caso dos edifícios de vãos extensos. É importante referir que os restantes parâmetros, não especificados, permanecem inalterados e são idênticos aos do caso de referência.

Quadro 24 - Coeficiente de amplificação nas lajes (SA) em dB, para diferentes espessuras de laje, em edifícios de vãos reduzidos.

h laje [m] \ L [m]	3,5	4,0
0,15	5	11
0,18	4	8
0,20	4	8
0,25	4	7

Quadro 25 - Coeficiente de amplificação nas lajes (SA) em dB, para diferentes espessuras de laje, em edifícios de vãos extensos.

h laje [m] \ L [m]	4,5	5,5
0,20	10	19*
0,25	8	12
0,30	8	13
0,35	8	11*

* Modelos posteriormente analisados.

A análise dos valores apresentados nos Quadros 24 e 25 demonstra, de um modo geral, que a variação da espessura das lajes, para um valor específico do comprimento do vão, não provoca alterações significativas no valor do fator SA, quer em edifícios de vãos reduzidos, quer em edifícios de vãos extensos. No entanto, no Quadro 25, observa-se que para um vão de 5,5 m e uma espessura da laje de 0,2 m, o coeficiente de amplificação da laje apresenta um valor substancialmente superior comparativamente com os restantes casos analisados para o mesmo comprimento de vão.

Esta discrepância poderá ser indicativa de um comportamento dinâmico específico da estrutura em apreço, possivelmente associado à interação entre os modos próprios da laje e o conteúdo energético do campo de vibrações incidente.

Mediante a análise da Figura 24a, com particular foco no primeiro piso, onde é quantificado o coeficiente em estudo, verifica-se que o valor máximo de vibração desse piso está localizado na região central da laje média.

Com o intuito de melhor compreender a resposta do edifício, a Figura 26 apresenta quatro modos associados ao deslocamento vertical das lajes do primeiro piso. Importa referir que a determinação das frequências naturais e os modos de vibração da estrutura do edifício foi realizada recorrendo ao *software*

comercial Ansys, assumindo uma ligação rígida entre o edifício e o exterior, ou seja, considerando que o deslocamento ao nível das fundações se encontra impedido. Esta abordagem pressupõe que o solo é infinitamente rígido, desconsiderando, deste modo, os efeitos de interação solo-estrutura. No entanto, na realidade, o solo não é infinitamente rígido, pelo que, se for considerada a flexibilidade dinâmica natural do maciço, as frequências de excitação serão ligeiramente reduzidas [99]. Contudo, para a análise genérica pretendida, este efeito é pouco relevante.

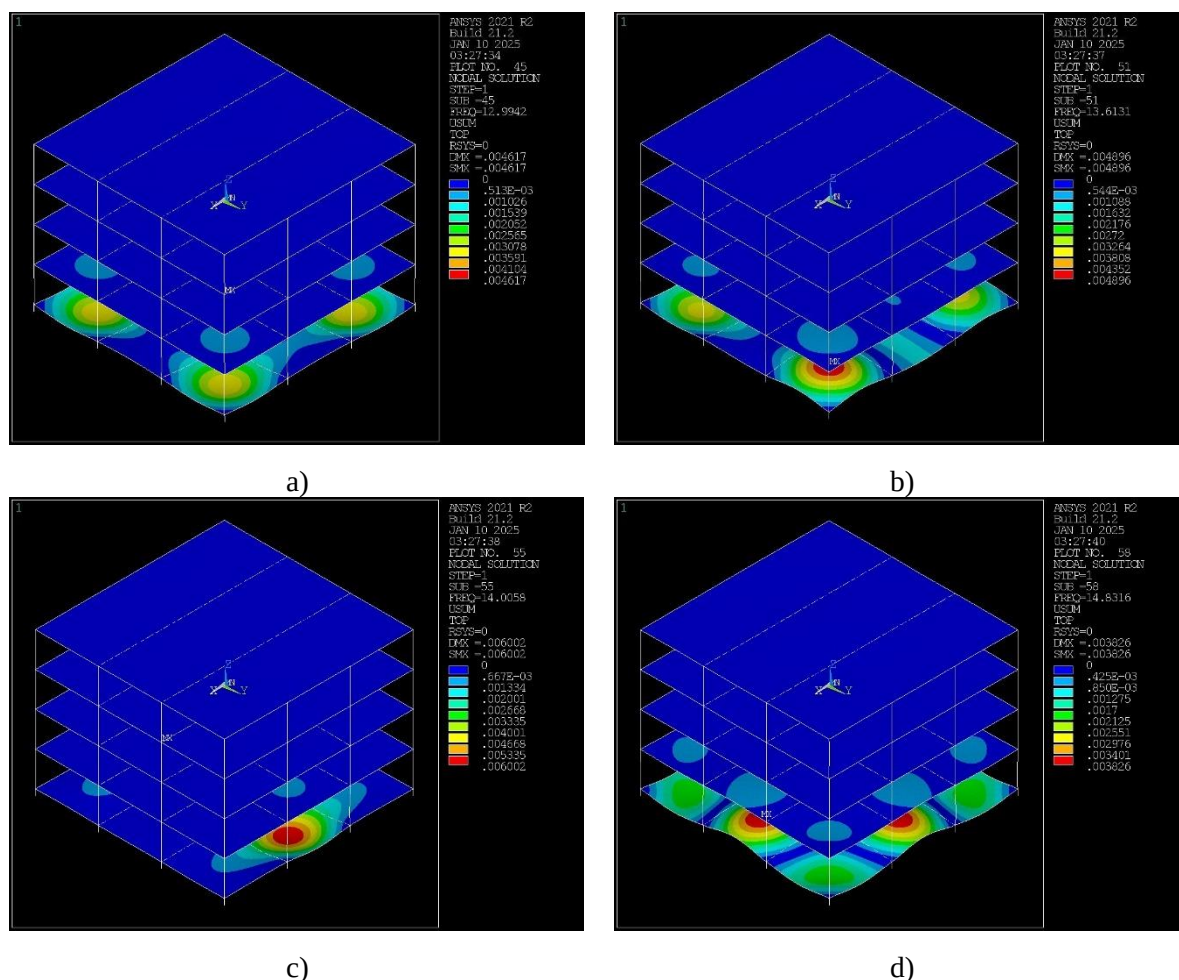


Figura 26 - Configuração dos modos próprios do edifício: a) modo 45: $f = 13,0$ Hz; b) modo 51: $f = 13,6$ Hz; c) modo 55: $f = 14,0$ Hz; d) modo 58: $f = 14,8$ Hz.

A Figura 27 apresenta o espectro da velocidade vertical do ponto correspondente à resposta máxima da laje do primeiro piso, desenvolvido por este quando solicitado pelo registo de vibração de referência (Figura 12).

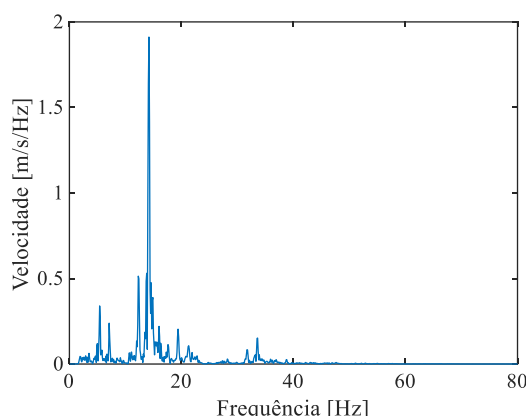


Figura 27 - Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada no ponto relativo à resposta máxima do 1º piso, utilizado no cálculo do coeficiente de amplificação das lajes (SA).

Analisando a figura anterior é possível identificar que a resposta no ponto em análise é dominada por frequências entre 10 Hz e 20 Hz. Uma avaliação mais detalhada do conteúdo do espectro frequência permite identificar um pico significativamente acentuado em torno de 14,2 Hz. Adicionalmente, observam-se picos de menor magnitude em torno das frequências de 12,3 Hz, 13,8 Hz e 14,6 Hz.

Importa salientar que a resposta observada nesta gama de frequências apresenta uma correspondência direta com as frequências naturais associadas aos modos de vibração previamente mencionados.

Em particular, o pico principal identificado na Figura 27 encontra-se próximo da frequência associada ao modo 55, enquanto os picos secundários, registados a 12,3 Hz, 13,8 Hz e 14,6 Hz, apresentam valores próximos dos modos 45, 51 e 58, respetivamente.

Neste sentido, o valor do fator de amplificação da laje obtido para este caso específico é fortemente influenciado pela dinâmica estrutural do edifício. De facto, quando contrastadas as frequências ressonantes associadas ao movimento vertical das lajes e o conteúdo energético mais relevante do *input motion* considerado na análise (ver Figura 12), observa-se uma significativa sobreposição, resultando numa amplificação acentuada da resposta da laje. Esta amplificação é confirmada pela análise da Figura 27.

Como referido no quadro anterior (Quadro 25), a análise detalhada passou pelo escrutínio de dois modelos, com coeficientes de amplificação das lajes distintos, com a finalidade de se evidenciar inequivocamente a dependência entre o coeficiente de amplificação da laje com o binómio comportamento dinâmico do edifício - espectro do *input motion*. Neste sentido, foi realizada uma análise similar à do caso previamente estudado, considerando-se desta vez, um edifício com lajes de espessura igual a 0,35 m, vãos de comprimento igual a 5,5 m, e vigas de 0,5 m de altura, cujo SA é 11 dB. A Figura 28 ilustra a resposta dinâmica desta configuração através dos valores máximos de *running RMS* da velocidade de vibração vertical em todos os nós da estrutura.

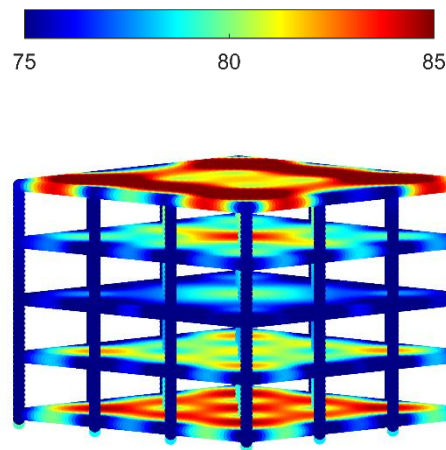
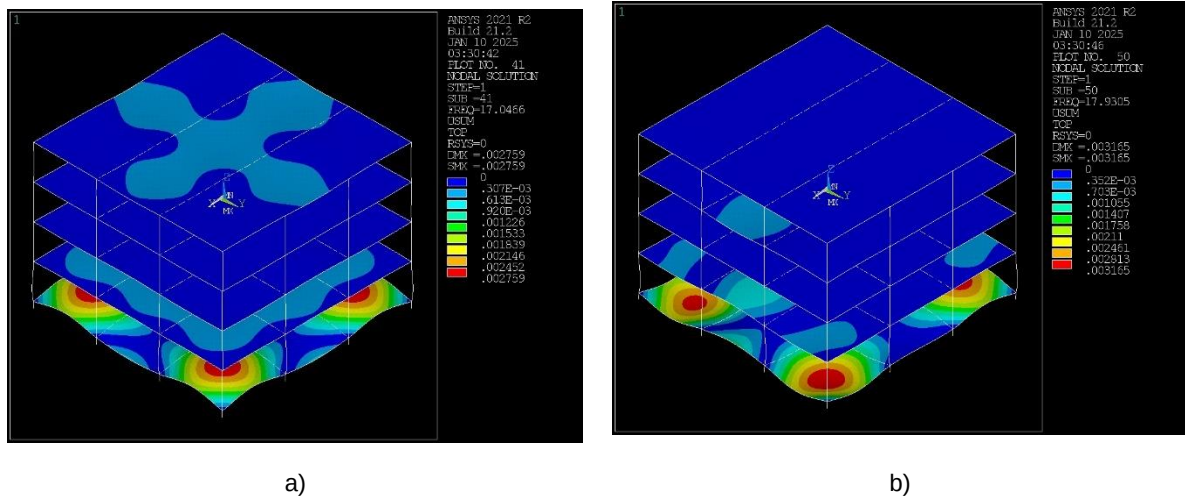


Figura 28 - Representação gráfica do nível de velocidade de vibração vertical (máximos de *running RMS*) através de um mapa de cores para o modelo com espessura de laje de 0,35 m e comprimento de vão de 5,5 m.

A análise da figura anterior, com destaque no primeiro piso, onde é quantificado o coeficiente em estudo, evidencia que o valor máximo de vibração desse piso se localiza na região central de uma laje de canto.

Relembra-se que no caso anteriormente analisado, as frequências naturais associadas ao movimento vertical das lajes do primeiro piso situam-se no intervalo entre 13 Hz a 15 Hz. Para compreender se a gama de frequências associada ao movimento vertical das lajes do primeiro piso se mantém constante no novo caso, torna-se necessário identificar os modos de vibração correspondentes. Neste sentido, a Figura 29 ilustra as configurações dos modos de vibração associados a esse comportamento.



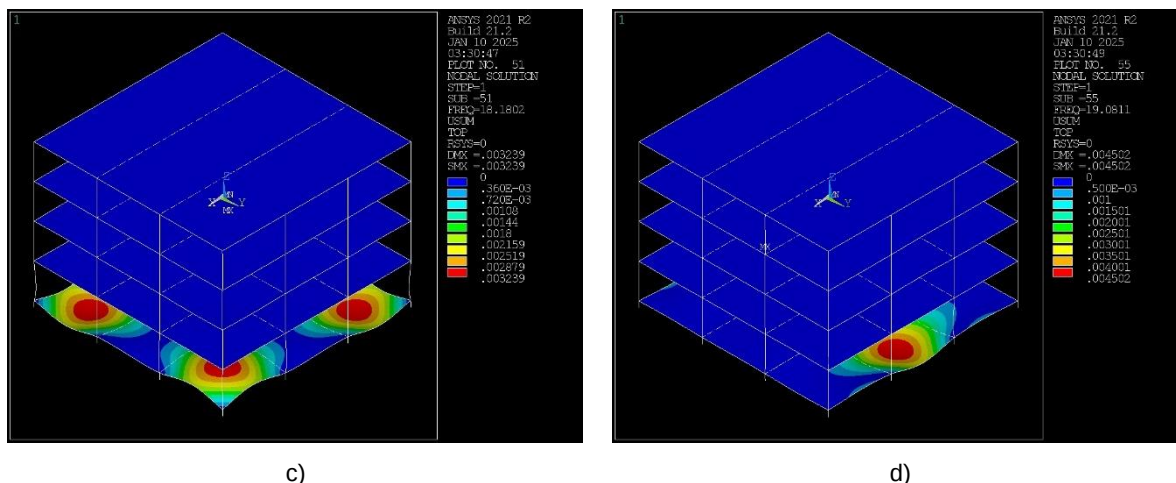


Figura 29 - Configuração dos modos próprios do edifício: a) modo 41: $f = 17,0$ Hz; b) modo 50: $f = 17,9$ Hz; c) modo 51: $f = 18,2$ Hz; d) modo 55: $f = 19,1$ Hz.

A partir da figura anterior constata-se que os modos próprios das lajes do primeiro piso estão associados a frequências entre os 17 Hz e 19 Hz. É de notar que as configurações modais representadas na Figura 26c e a Figura 29d apresentam semelhanças significativas. No entanto, verifica-se que a frequência natural correspondente ao caso com uma espessura de laje de 0,20 m é inferior à verificada para a estrutura com uma espessura de laje de 0,35 m. Este resultado sugere um aumento das frequências naturais, associado ao incremento da rigidez estrutural decorrente do aumento da espessura da laje.

A Figura 30 apresenta a velocidade vertical, no domínio da frequência, do ponto correspondente à resposta máxima da laje do primeiro piso (ponto utilizado no cálculo do fator SA), permitindo, assim, a avaliação da sua resposta dinâmica.

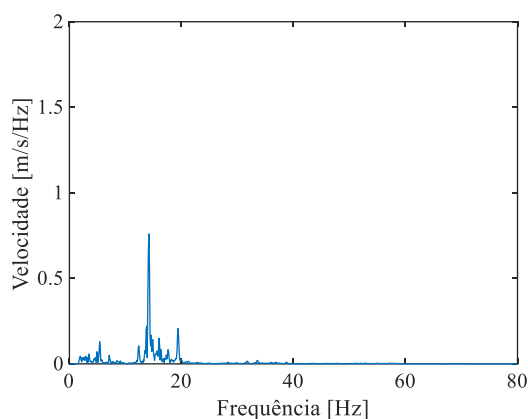


Figura 30 - Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada no ponto relativo à resposta máxima do 1º piso, utilizado no cálculo do coeficiente de amplificação das lajes (SA).

Examinando a figura anterior constata-se que a resposta do ponto em análise é predominantemente influenciada por frequências compreendidas entre 10 Hz e 20 Hz. Uma análise mais detalhada do espectro frequência permite identificar um pico principal a 14,2 Hz e um pico secundário a 19,4 Hz.

Importa notar que a frequência correspondente ao pico secundário se encontra próxima das frequências naturais dos modos de vibração associados ao movimento vertical das lajes do primeiro piso, sugerindo uma interação entre a excitação e a resposta modal da estrutura.

Visando justificar a diferença nos valores do coeficiente de amplificação das lajes (SA) entre os dois casos analisados, a Figura 31 apresenta o espectro em frequência do registo de vibração considerado, destacando os intervalos das frequências naturais associadas ao movimento vertical das lajes do primeiro piso em cada caso.

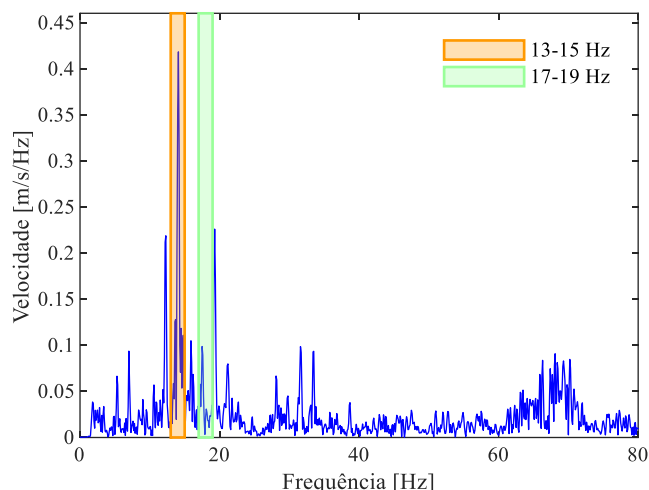


Figura 31 - Conteúdo em frequência da velocidade de vibração vertical do *input motion*, evidenciando as componentes do conteúdo energético coincidentes com os modos de vibração associados ao movimento vertical das lajes do primeiro piso nos dois casos analisados.

A análise do conteúdo em frequência do *input motion* evidencia um conteúdo energético muito superior na gama de frequências correspondentes aos modos de vibração associados ao movimento vertical das lajes do primeiro piso no caso com espessura de laje de 0,20 m comparativamente com o caso com espessura de laje de 0,35 m. Este resultado justifica a discrepância observada nos valores do coeficiente de amplificação das lajes (SA), uma vez que a amplificação da resposta estrutural é mais expressiva quando as frequências naturais dos modos de vibração coincidem com regiões do espectro de excitação onde o conteúdo energético é mais relevante.

4.4.2. INFLUÊNCIA DA ALTURA DA VIGA

Os Quadros 26 e 27 apresentam a evolução do coeficiente de amplificação associado ao movimento vertical das lajes em edifícios de vãos reduzidos e vãos extensos, respetivamente, considerando a influência do incremento da altura da viga em simultâneo com o aumento do comprimento do vão. Importa salientar que as combinações dos parâmetros geométricos consideradas na análise em questão encontram-se sistematizadas nos Quadros 16, 21 e 22. O Quadro 16 apresenta os casos associados à variação da altura das vigas, considerando um vão de 3,5 m para edifícios de vãos reduzidos e de 5,5 m para edifícios de vãos extensos. O Quadro 21 contempla os casos relacionados com a variação da altura das vigas, considerando um comprimento de vão pertencente ao intervalo dos edifícios de vãos reduzidos, enquanto o Quadro 22 apresenta a mesma análise para um comprimento de vão inserido no intervalo dos edifícios de vãos extensos.

É de notar que os restantes parâmetros, não contemplados nos quadros, permanecem inalterados e são idênticos aos do caso de referência.

Quadro 26 - Coeficiente de amplificação nas lajes (SA) em dB para diferentes alturas de viga, em edifícios de vãos reduzidos.

H viga [m] \ L [m]	3,5	4,0
0,3	6	9
0,4	4	8
0,5	4	7

Quadro 27 - Coeficiente de amplificação nas lajes (SA) em dB para diferentes alturas de viga, em edifícios de vãos extensos.

H viga [m] \ L [m]	4,5	5,5
0,4	9	14
0,5	8	12
0,6	7	14
0,7	7	14

Os resultados apresentados nos quadros anteriores demonstram que a altura das vigas não induz variações significativas no fator de amplificação das lajes, quando considerado um comprimento de vão igual. Embora o aumento da altura das vigas esteja associado a um incremento da rigidez estrutural, os resultados evidenciam que este efeito não se reflete numa variação expressiva da amplificação da resposta dinâmica das lajes.

4.4.3. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO VÃO

Relativamente à influência da variação do comprimento dos vãos no coeficiente de amplificação das lajes, e tendo em conta os resultados expressos nos Quadros 24 a 27, verifica-se que este parâmetro tem um impacto significativo na resposta dinâmica da estrutura. Visando uma melhor percepção da evolução do fator SA face ao incremento do comprimento do vão, a Figura 32 apresenta a evolução deste fator tanto para edifícios de vãos reduzidos como edifícios de vãos extensos. Importa notar que, os parâmetros geométricos dos casos que constituem os casos analisados graficamente encontram-se sistematizados no Quadro 14.

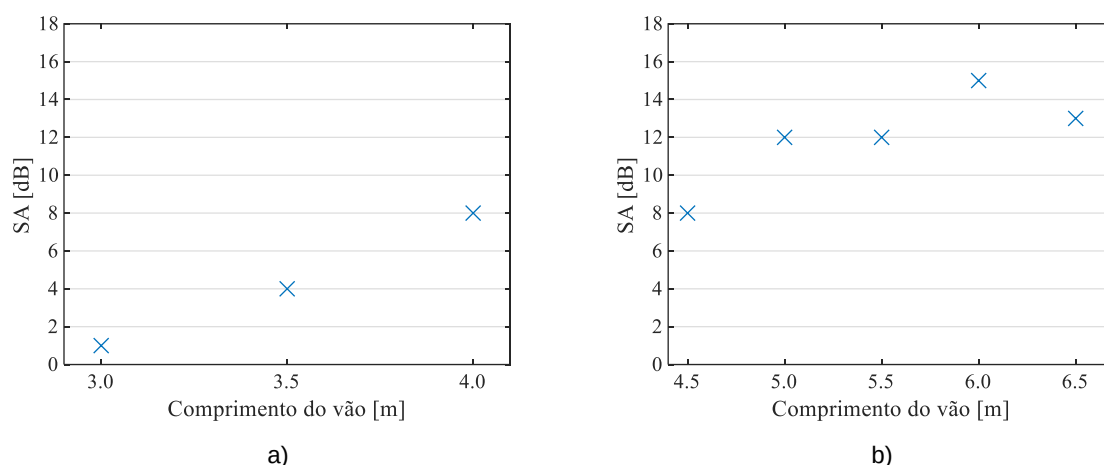


Figura 32 - Evolução do fator SA em função do comprimento dos vãos; a) análise de edifícios de vãos reduzidos; b) análise de edifícios de vãos extensos.

De um modo geral, os resultados demonstram que, à medida que o comprimento do vão aumenta, ocorre um incremento do coeficiente de amplificação das lajes. Este comportamento pode ser justificado pela redução da rigidez global do edifício decorrente do aumento do comprimento do vão, que torna a estrutura mais flexível e consequentemente mais suscetível a vibrações. A maior flexibilidade estrutural favorece um aumento do deslocamento das lajes relativamente aos pilares, amplificando a resposta dinâmica nestes elementos, o que se traduz num aumento do valor de SA.

Deste modo, a variação do comprimento dos vãos assume um papel determinante na amplificação da resposta dinâmica das lajes, sendo um aspeto fundamental a considerar na avaliação do comportamento estrutural perante ações dinâmicas.

4.5. EVOLUÇÃO DA RESPOSTA EM ALTURA

Com o objetivo de avaliar a resposta da estrutura em altura, foram analisados três modelos com 3, 5 e 8 pisos, mantendo-se inalteradas as restantes propriedades relativamente ao caso de referência. A Figura 33 ilustra a resposta estrutural dos diferentes modelos, através da representação dos valores máximos de *running* RMS da velocidade de vibração vertical em todos os nós da estrutura.

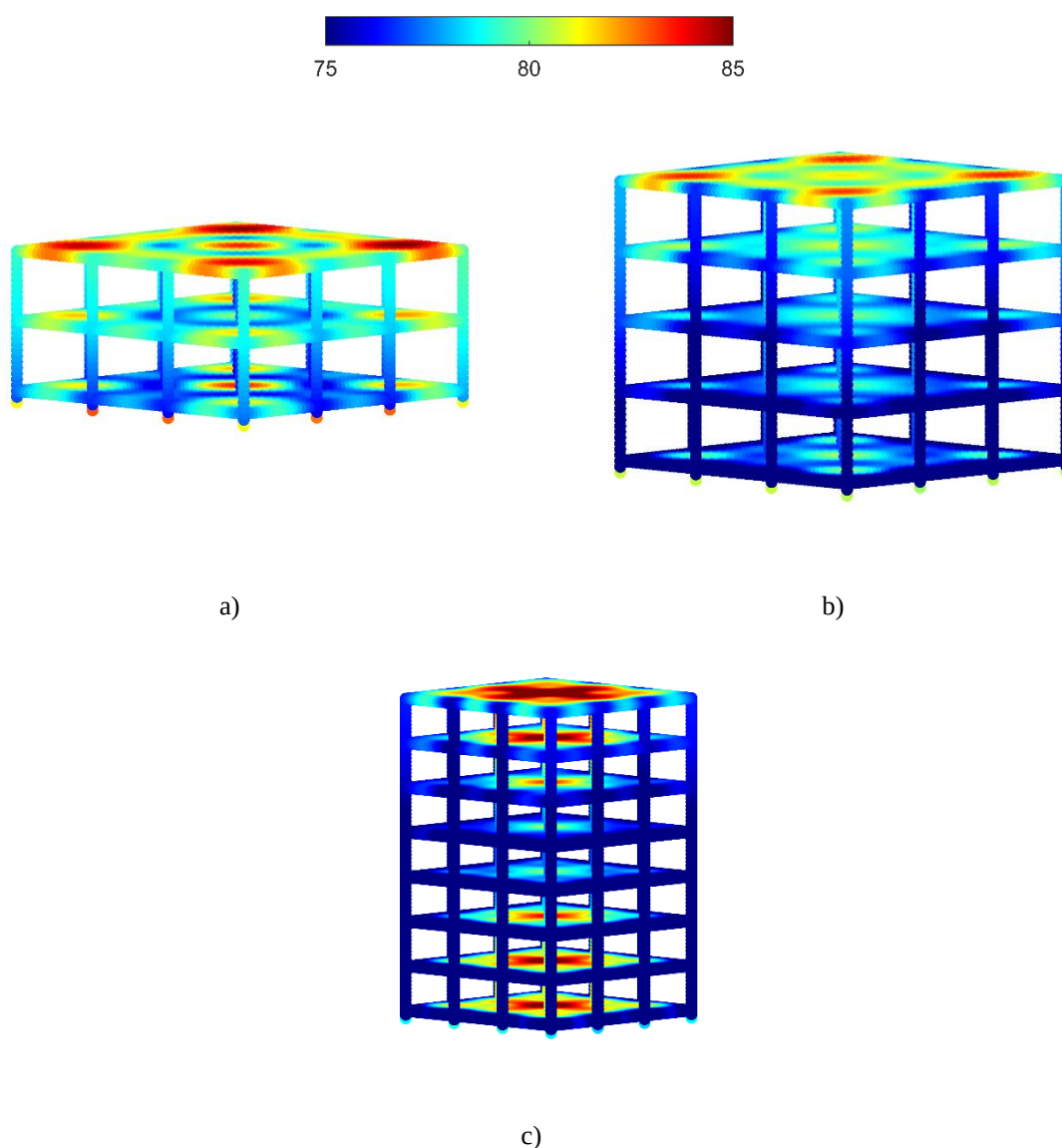


Figura 33 - Representação gráfica do nível de velocidade de vibração vertical (máximos de *running* RMS) através de um mapa de cores: a) modelo com 3 pisos; b) modelo com 5 pisos; c) modelo com 8 pisos.

Através da análise da figura anterior, verifica-se que, de um modo geral, os valores mais elevados do máximo de *running* RMS da velocidade de vibração vertical tendem a localizar-se nas lajes médias ou nas lajes de canto, sendo esta distribuição variável consoante o modelo analisado. Além disso, observa-se que o piso superior de cada modelo apresenta valores superiores aos restantes pisos.

De forma a quantificar a variação da resposta dinâmica entre pisos, no Quadro 28, estão sintetizados os valores característicos do nível de vibração de cada piso dos modelos analisados. Estes valores foram definidos, à semelhança do descrito no capítulo 3, pelo maior dos valores máximos de *running* RMS da velocidade vertical registados ao nível de cada laje.

Quadro 28 - Valores máximos de *running* RMS da velocidade vertical (dB) em cada piso, correspondentes ao maior dos valores registados em cada laje, para modelos com 3, 5 e 8 pisos.

	Modelo 3 Pisos	Modelo 5 Pisos	Modelo 8 Pisos
1º Piso	84	80	86
2º Piso	82	80	86
3º Piso	85	80	84
4º Piso	-	81	80
5º Piso	-	84	80
6º Piso	-	-	83
7º Piso	-	-	86
8º Piso	-	-	88

Com o intuito de facilitar a análise da evolução da resposta em altura, a Figura 34 apresenta, de forma gráfica, os dados expostos no quadro anterior. Importa notar que se procedeu à normalização dos valores considerando um intervalo de 0 a 1, de modo que o valor 0 corresponda à resposta relativa ao primeiro piso de cada modelo e o valor 1 à resposta registada no último piso.

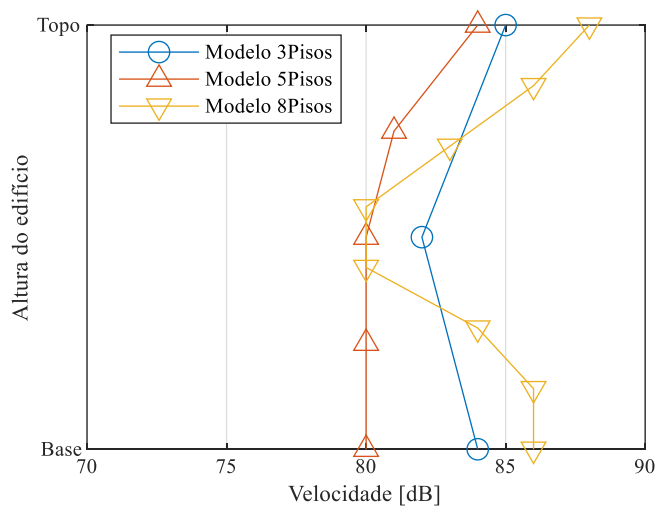


Figura 34 - Evolução dos níveis de vibração em altura (em dB) para modelos com diferentes números de pisos, com a altura normalizada entre 0 e 1.

A análise da figura anterior revela que a evolução da resposta dinâmica em altura nos três modelos analisados não segue um comportamento linear, aproximando-se de uma tendência parabólica. Este comportamento é particularmente evidente nos modelos de 3 e 8 pisos, onde se verifica uma redução dos níveis de vibração nos pisos intermédios, seguida de uma amplificação nos pisos superiores. Importa

salientar que, em todos os modelos considerados, o nível de vibração registado no último piso é superior ao registado no primeiro.

Assim, os resultados apresentados não corroboram a metodologia proposta pela FTA [21], que assume uma redução progressiva do nível de vibração em altura, sugerindo uma atenuação entre 1-2 dB por piso. À semelhança do observado nesta análise, alguns estudos experimentais e numéricos demonstraram que a resposta dinâmica em altura não segue uma tendência linear de atenuação. Zou *et al.* [100] analisaram medições realizadas em edifícios altos sujeitos a vibrações induzidas pelo Metro e observaram um comportamento semelhante ao observado neste estudo, com uma atenuação da resposta nos pisos intermédios e uma amplificação nos pisos superiores. De modo semelhante, Xia *et al.* [96] realizaram um estudo experimental numa estrutura de seis pisos próxima de uma linha ferroviária e constataram que a resposta vertical da vibração variava ao longo da altura sem seguir uma atenuação progressiva. Adicionalmente, os resultados mostraram que, apesar das flutuações ao longo dos pisos, a velocidade vertical da vibração aumentava nos pisos superiores, contrastando com a previsão de uma redução contínua em altura proposta pela FTA. Kuo *et al.* [101] desenvolveram um estudo numérico que revelou discrepâncias na atenuação da vibração ao longo da altura do edifício, evidenciando limitações nas previsões da FTA.

Deste modo, os resultados obtidos neste estudo, concomitantemente com os trabalhos desenvolvidos pelos autores mencionados, evidenciam que a atenuação da vibração em altura não ocorre de forma contínua e previsível, como assumido pela metodologia proposta pela FTA.

4.6. INFLUÊNCIA DO REGISTO DE VIBRAÇÃO

Visando compreender a influência do registo de vibração nos fatores de resposta, foram considerados dois registos de vibração distintos. O primeiro corresponde à circulação de um comboio Alfa Pendular e consistiu no espetro de vibração aplicada em todos os modelos anteriormente apresentados. O segundo registo, obtido no Pólo Universitário, refere-se à passagem de uma composição do Metro do Porto. Importa notar que, os registos foram medidos em condições de campo livre.

Apresenta-se, seguidamente, o conteúdo em frequência dos registos de vibração considerados. Embora o registo correspondente à circulação do Alfa Pendular tenha sido previamente apresentado, a Figura 35 ilustra os dois registos em análise, permitindo uma comparação mais clara entre as diferentes excitações aplicadas ao edifício.

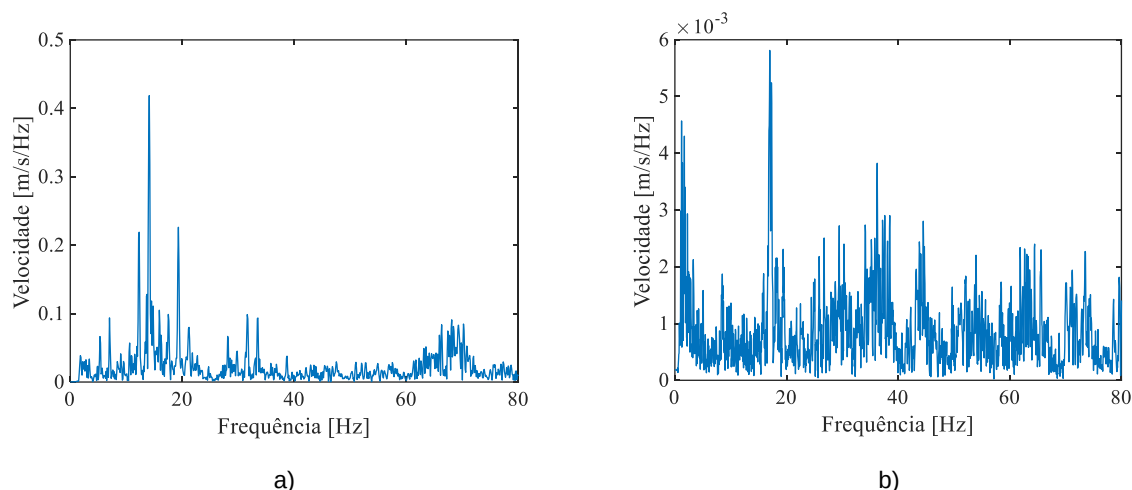


Figura 35 - Representação do conteúdo em frequência dos registos de vibração considerados na análise: a) circulação de um comboio Alfa Pendular; b) circulação de uma composição do metropolitano (Metro).

Tendo em conta as diferenças nas magnitudes do conteúdo energético dos diferentes gráficos apresentados na figura anterior, optou-se por não os representar na mesma escala, de forma a garantir uma melhor perceção da distribuição espectral de cada registo. Deste modo, observa-se que a Figura 35a apresenta a concentração de um elevado conteúdo energético numa gama de frequências entre os 10 - 20 Hz, mantendo, ainda, um conteúdo significativo para frequências mais elevadas. Por sua vez, a Figura 35b apresenta uma magnitude global mais reduzida, contudo, a distribuição energética revela-se uniforme ao longo do intervalo de frequências analisado, verificando-se, ainda assim, um pico localizado na região dos 17 Hz.

Com o objetivo de avaliar a influência do registo de vibração na resposta dinâmica da estrutura, procede-se à análise da resposta adimensional da velocidade de vibração vertical através dos valores máximos de *running* RMS. Esta abordagem possibilita a comparação direta do impacto dos diferentes registos de vibração na resposta estrutural, independentemente da discrepância de magnitude entre valores registados nos diferentes modelos. Para esta análise, foi considerado o modelo correspondente ao caso 13, caracterizado por vãos de 5,5 m de comprimento, lajes com 0,20 m de espessura e vigas com 0,5 m de altura. A esta estrutura foram aplicados, de forma independente, os registos de vibração do Alfa Pendular e do Metro do Porto. A Figura 36 apresenta os resultados obtidos para ambos os casos.

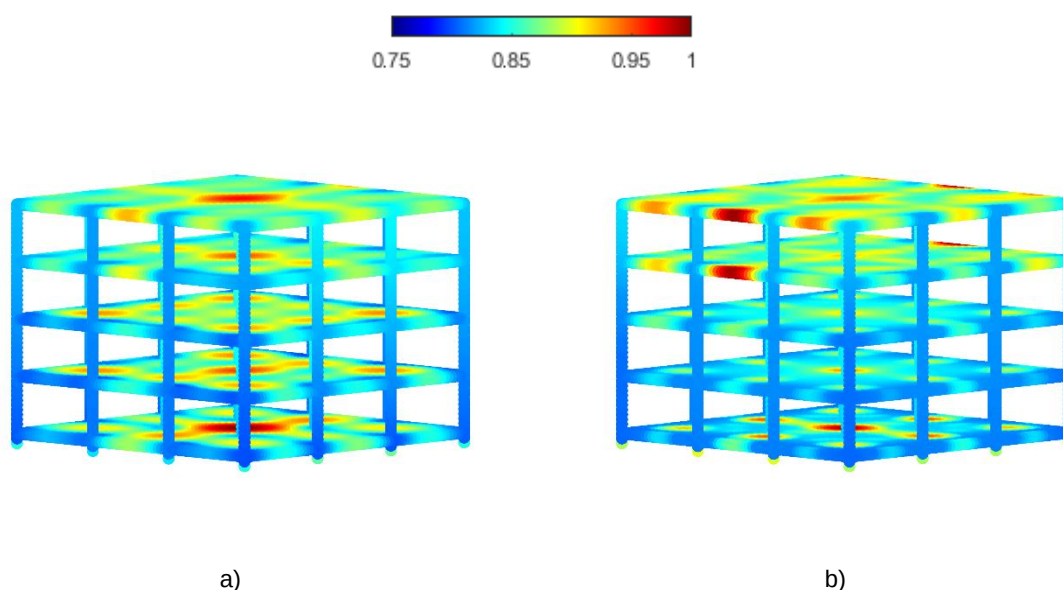


Figura 36 - Representação da resposta adimensional da estrutura do caso 13, através dos valores máximos de *running* RMS da velocidade de vibração vertical, considerando diferentes registos de vibração: a) Alfa Pendular; b) Metro do Porto.

A análise da figura anterior evidencia que o registo de vibração considerado influencia significativamente a resposta da estrutura, alterando tanto a distribuição espacial das regiões correspondentes a níveis superiores de vibração como a extensão dessas áreas.

Após a análise do conteúdo em frequência dos registos considerados e da sua influência na distribuição espacial da resposta estrutural, procede-se à avaliação do impacto das diferentes excitações nos fatores de resposta previamente definidos.

Dado que os registos de vibração apresentam distribuições energéticas e magnitudes distintas, a interação com a estrutura poderá diferir, refletindo-se nos fatores dinâmicos analisados. Neste sentido, procede-se à análise do fator de acoplamento solo-estrutura, cujos valores correspondentes aos diferentes registos de vibração considerados estão sistematizados no Quadro 29.

Quadro 29 - Fator de acoplamento solo-estrutura (dB) em função de diferentes registos de vibração, nomeadamente, o do Alfa Pendular e o do Metro.

Alfa Pendular	Metro
-9	-11

A análise do Quadro 29 evidencia uma variação nos valores do fator de acoplamento solo-estrutura para os diferentes registos de vibração impostos à estrutura. Esta diferença indica que as características do registo de vibração desempenham um papel relevante no mecanismo de interação entre o maciço envolvente e a estrutura, conforme identificado em secções anteriores.

Os valores do fator de acoplamento solo-estrutura registados para os casos referentes à circulação do Alfa Pendular e do Metro sugerem uma atenuação significativa da vibração durante a sua propagação até à estrutura. Este comportamento pode ser justificado, em parte, pelos efeitos de interação cinemática entre o solo e a estrutura, uma vez que a presença da fundação altera o campo de ondas incidente promovendo uma redução significativa na gama de frequências mais elevadas [61].

Importa notar que, no caso do Metro, a atenuação da vibração transmitida para a estrutura é superior comparativamente à verificada no caso do Alfa Pendular. Este efeito deve-se ao facto de, apesar da amplitude global da vibração associada ao Metro ser inferior à do Alfa Pendular, a proporção de energia concentrada nas frequências mais elevadas é superior.

Dando continuidade à análise da resposta estrutural, procede-se à avaliação do coeficiente de amplificação nas lajes para os registos de vibração considerados. Os valores obtidos encontram-se sistematizados no Quadro 30.

Quadro 30 - Coeficiente de amplificação nas lajes (dB) em função de diferentes registos de vibração, nomeadamente, o Alfa Pendular e o Metro.

Alfa Pendular	Metro
19	10

Os valores apresentados no quadro anterior evidenciam diferenças significativas no coeficiente de amplificação nas lajes para os distintos registos de vibração considerados, sugerindo a influência das características do espectro da excitação na resposta estrutural. A discrepância entre estes valores é particularmente evidente na Figura 36, onde se observa uma variação expressiva da resposta ao nível do primeiro piso (piso de interesse no cálculo do fator SA) face às diferentes solicitações dinâmicas. A resposta relativa à passagem do Alfa Pendular (Figura 36a) apresenta níveis de vibração superiores e uma área de influência mais extensa comparativamente com a resposta associada à passagem do Metro (Figura 36b).

Com o intuito de compreender melhor a relação entre o conteúdo energético dos registos de vibração e a amplificação dinâmica nas lajes, a Figura 37 ilustra a resposta da estrutura no ponto considerado para o cálculo deste fator, localizado no ponto médio da laje central do primeiro piso, no domínio da frequência.

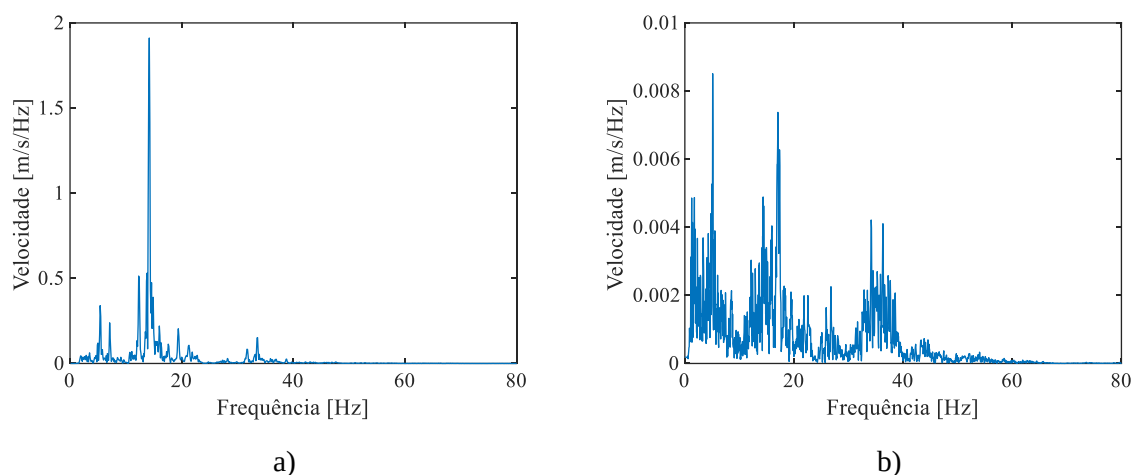


Figura 37 - Resposta da estrutura no ponto médio da laje central do primeiro piso, no domínio da frequência, para os diferentes registos de vibração considerados: a) Alfa Pendular; b) Metro.

A análise da figura anterior revela que os gráficos relativos à resposta estrutural apresentam magnitudes de conteúdo energético distintas, justificando a utilização de diferentes escalas. Observa-se que os valores de velocidade são significativamente superiores no caso da circulação do Alfa Pendular comparativamente com Metro. No entanto, importa salientar a relevância da proporção do conteúdo energético em cada registo.

No caso do Alfa Pendular (Figura 37a), a resposta estrutural evidencia um pico de amplificação a 14,2 Hz, que pode ser justificado pela elevada magnitude do conteúdo energético, no registo de vibração, numa frequência próxima das frequências naturais associadas ao deslocamento vertical das lajes do primeiro piso. A proximidade entre a excitação imposta e as frequências modais da estrutura favorece a ocorrência de um fenómeno de ressonância, que potencia a amplificação da resposta dinâmica das lajes. Neste sentido, este efeito justifica o coeficiente de amplificação elevado registado para este registo de vibração.

Relativamente ao registo de vibração correspondente à circulação do veículo do Metro do Porto (Figura 37b), a resposta estrutural apresenta um espectro mais alargado, com conteúdo energético relevante em torno de 5,1 Hz, 17 Hz e 35 Hz. Dada a ausência de conteúdo energético no registo de *input motion* para frequências em torno das frequências naturais anteriormente indicadas, não se verifica uma amplificação tão significativa da resposta da primeira laje do edifício.

4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O capítulo que agora se conclui teve como principal objetivo analisar as principais tendências da resposta dinâmica de edifícios sujeitos a vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, avaliando a influência das propriedades geométricas do edifício, das características do solo envolvente e do registo de vibração nos fatores de resposta previamente definidos. Nesse sentido, recorreu-se à análise do fator de acoplamento solo-estrutura e do coeficiente de amplificação das lajes, fatores que permitiram caracterizar os mecanismos de transmissão e amplificação das vibrações ao longo da estrutura.

Primeiramente, foi realizada uma análise paramétrica com o intuito de avaliar o impacto das propriedades geométricas da estrutura e da rigidez do maciço envolvente na resposta dinâmica da estrutura. Relativamente ao fator de acoplamento solo-estrutura, verificou-se que, de um modo geral, um aumento da massa da estrutura, resultante do incremento do número de pisos, do comprimento dos vãos ou da espessura das lajes, conduz a um aumento deste fator, indicando uma maior influência dos efeitos de acoplamento solo-estrutura e, conseqüentemente, uma maior atenuação da vibração transmitida para o interior do edifício.

No que diz respeito à influência da rigidez do maciço envolvente, verificou-se que a transmissão da vibração do solo para a estrutura é significativamente afetada por este parâmetro. Em solos de menor rigidez, o acoplamento solo-estrutura resulta numa maior atenuação da vibração, enquanto em solos mais rígidos a dissipação de energia devido à interação inercial é menos acentuada, aproximando-se do caso limite em que o fator de acoplamento solo-estrutura é nulo.

Posteriormente, foi analisado o comportamento do coeficiente de amplificação das lajes perante a variação de diferentes parâmetros geométricos, nomeadamente a espessura das lajes, a altura das vigas e o comprimento dos vãos. Os resultados demonstraram que a variação da espessura das lajes e da altura das vigas não impactava significativamente este coeficiente. No entanto, o comprimento dos vãos revelou ter uma influência significativa, verificando-se que à medida que o comprimento aumenta, a rigidez global da estrutura diminui e a suscetibilidade à vibração aumenta, conduzindo a um incremento do coeficiente de amplificação nas lajes.

Seguidamente, analisou-se a evolução da resposta em altura, constatando-se que os níveis de vibração não apresentam uma atenuação uniforme ao longo dos pisos superiores, contrariando a metodologia da FTA [21]. Neste estudo verificou-se uma ligeira atenuação da vibração nos pisos intermédios, seguida de uma amplificação nos pisos superiores, comportamento este consistente com estudos experimentais reportados na literatura [96, 100].

Por fim, foi analisada a influência do registo de vibração na resposta estrutural, verificando-se que a coincidência de um conteúdo energético do registo de vibração mais elevado e as frequências naturais das lajes favorece o fenómeno de ressonância, amplificando a resposta dinâmica da estrutura. Neste sentido, constatou-se que registos de vibração com conteúdo energético significativo na gama de frequências associada aos modos de vibração que envolvem o movimento vertical das lajes resultam em coeficientes de amplificação nas lajes superiores.

5

CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

Atualmente, o transporte ferroviário destaca-se como um dos meios de transporte de passageiros e carga mais eficientes, seguros e sustentáveis, emitindo significativamente menos gases poluentes que o transporte rodoviário e aéreo. Contudo, conforme previamente discutido, a crescente implementação de uma rede de linhas ferroviárias em meio urbano está associada a problemas relacionados com vibrações e ruído que perturbam o conforto dos ocupantes de edifícios adjacentes às infraestruturas ferroviárias.

Neste contexto, a presente dissertação centrou-se na análise da resposta dinâmica de edifícios sujeitos a vibrações induzidas por tráfego ferroviário, nomeadamente através do fator de acoplamento solo-estrutura e o coeficiente de amplificação associado ao movimento vertical das lajes. Para tal, foi realizado um estudo paramétrico onde foi estudada a influência da variação de diversos parâmetros da estrutura e do maciço subjacente nestes fatores de resposta.

O Capítulo 2 apresenta, de forma introdutória e generalista, a problemática de vibrações induzidas por tráfego ferroviário. Inicialmente são abordados os mecanismos responsáveis pela geração de vibrações e a propagação das ondas elásticas associadas, incluindo as diversas metodologias existentes utilizadas na sua análise. Seguidamente, foi introduzida a problemática da interação solo-estrutura destacando-se os principais conceitos que regem este fenómeno. Por fim, foi apresentado um enquadramento regulamentar centrado nos critérios de conforto no interior de edifícios. No seu conjunto, este capítulo fornece uma base teórica necessária para a compreensão das análises realizadas nos capítulos seguintes.

O Capítulo 3 apresenta a formulação do modelo numérico adotado para a análise da resposta dinâmica do edifício face às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. Neste estudo, recorreu-se a uma abordagem numérica em que a estrutura foi modelada com recurso ao método dos elementos finitos (FEM), enquanto o solo foi representado através do modelo de parâmetros condensados *Monkey-tail*. A interação solo-estrutura foi descrita matematicamente, tendo sido estabelecidas as equações que regem o acoplamento dinâmico dos dois sistemas. Adicionalmente, foi definido um caso de estudo de referência, tendo por base as características geométricas representativas do edificado português. Seguidamente, avaliou-se a influência da discretização da malha de elementos finitos na precisão dos resultados, demonstrando-se que, dentro dos limites analisados, a variação do tamanho dos elementos finitos não impactou significativamente a resposta dinâmica da estrutura. Como resultado, a malha adotada nos restantes modelos foi mantida idêntica, garantindo a representatividade espacial da resposta estrutural.

Posteriormente, foi apresentada a excitação imposta ao sistema na generalidade dos modelos analisados, sendo esta definida com base em registos de vibração induzidos por tráfego ferroviário medidos

experimentalmente em condições de campo livre. Importa notar que estes registos foram corrigidos visando a consideração da interação cinemática no fenómeno de interação solo-estrutura, garantindo a aplicação de um registo de vibração devidamente afetado pela presença da estrutura no modelo numérico. Foi ainda realizado um estudo de sensibilidade para determinar um número adequado de vãos do edifício no caso de referência, analisando-se o seu impacto na resposta estrutural e estabelecendo-se uma configuração representativa para as análises subsequentes. Por fim, foi analisada a variação dos níveis de vibração ao longo da altura da estrutura, verificando-se que, ao contrário do previsto pela FTA [21], os valores registados nos pisos superiores não seguem uma tendência uniforme de atenuação, sendo em alguns casos superiores aos registados nos pisos inferiores.

O Capítulo 4 apresenta a análise paramétrica realizada visando avaliar a influência de diferentes parâmetros na resposta dinâmica de edifícios face às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. Através do modelo numérico previamente descrito, foram analisadas variações nas propriedades geométricas da estrutura, na rigidez do maciço envolvente e nas características do registo de vibração. A quantificação da resposta da estrutura foi efetuada através do fator de acoplamento solo-estrutura, do coeficiente de amplificação das lajes e da evolução da resposta ao longo da altura da estrutura.

Relativamente ao fator de acoplamento solo-estrutura, foi avaliada a influência da massa da estrutura através do número de pisos da estrutura, do comprimento dos vãos e da espessura das lajes e, posteriormente, a influência da rigidez do maciço envolvente através da variação da velocidade de propagação das ondas S. Os resultados obtidos demonstraram que o aumento da massa da estrutura está, de um modo geral, associado à intensificação dos efeitos de acoplamento solo-estrutura que resulta numa maior atenuação das vibrações sentidas no interior dos edifícios comparativamente ao campo de vibrações incidente. Adicionalmente, foi estudado um caso conceptual de dois edifícios com a mesma massa e configurações geométricas distintas, verificando-se a existência de diferenças no fator de acoplamento solo-estrutura, o que sugere igualmente a influência do comportamento dinâmico próprio da estrutura neste fator. No que à rigidez do maciço envolvente diz respeito, concluiu-se que, em solos de menor rigidez, a diferença entre a rigidez das fundações e a do maciço envolvente conduz a perdas consideráveis no acoplamento solo-estrutura. Em contrapartida, à medida que a rigidez do solo aumenta, a discrepância diminuiu e consequentemente a interação entre os dois meios deixa de ser significativa, aproximando-se os níveis de vibração nos dois meios, ou seja, levando a um fator de acoplamento solo-estrutura nulo.

Relativamente ao coeficiente de amplificação nas lajes, foi analisado o impacto das propriedades geométricas da estrutura, nomeadamente a espessura das lajes, a altura das vigas e o comprimento dos vãos. Os resultados indicam que, para as condições estudadas, a espessura das lajes e altura das vigas não tiveram um impacto significativo no coeficiente de amplificação. No entanto, verificou-se que o aumento do comprimento dos vãos está associado a uma amplificação mais pronunciada nos níveis de vibração registados na laje, evidenciando-se a relação entre a flexibilidade estrutural e a propagação das vibrações.

No que concerne à evolução das vibrações ao longo da estrutura, observou-se que, contrariamente ao previsto na metodologia prevista no documento técnico da FTA [21], não se verifica uma redução progressiva do nível de vibração em altura. Na generalidade dos casos estudados verifica-se uma redução dos níveis de vibração dos pisos intermédios, seguida de uma amplificação nos pisos superiores, tendo-se observado um nível de vibração no primeiro piso inferior ao nível de vibração registado no último piso.

Por fim, foi analisada a influência do registo de vibração incidente na resposta estrutural, verificando-se que a amplificação do nível de vibração nas lajes está diretamente relacionada com o conteúdo energético do registo e as frequências naturais das lajes. A existência de conteúdo energético

significativo em gamas de frequência próximas das frequências naturais das lajes favorece o fenómeno de ressonância, potenciando a resposta dinâmica da estrutura. Os resultados demonstraram que registos de vibração com maior conteúdo energético na gama de frequências associada aos modos de vibração vertical das lajes resultam em coeficientes de amplificação superiores, evidenciando a relevância da interação entre a excitação e as características dinâmicas da estrutura.

Tendo em consideração as condições de análise adotadas e a discussão realizada, os resultados obtidos ao longo deste capítulo devem ser interpretados como uma indicação das tendências globais observadas. A quantificação dos fatores de resposta globais para a aplicação em casos práticos requer a generalização das análises iniciais apresentadas ao longo do documento.

5.2. PROPOSTAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No decorrer desta dissertação, surgiram diversas abordagens e alternativas de análise que, devido a limitações temporais, não foram exploradas em profundidade. No entanto, estas constituem oportunidades relevantes para investigação futura e merecem ser destacadas. Assim, identificam-se algumas direções de estudo complementares e alinhadas com este trabalho:

- a) O número de casos analisados é limitado, o que não permite a formulação de conclusões definitivas. Assim, recomenda-se a extensão do estudo através da geração de um conjunto mais alargado de dados, considerando intervalos de variação representativos das características geométricas e estruturais do edificado português. A aplicação de técnicas como a simulação de Monte Carlo permitiria explorar a variabilidade das dimensões dos edifícios e das propriedades do solo, possibilitando uma avaliação estatística mais robusta dos efeitos da interação solo-estrutura e da amplificação das vibrações nas lajes.
- b) Uma análise mais aprofundada no domínio da frequência, explorando a influência do conteúdo energético da excitação na resposta estrutural, de forma a compreender melhor os fenómenos de amplificação e ressonância identificados. Esta análise pressupõe a consideração de um conjunto alargado de registos de vibração incidente como fonte de excitação da estrutura ou, em alternativa, a utilização de funções de transferência, adimensionalizando a dependência verificada com a excitação.
- c) Quantificação dos fatores de resposta explorados no domínio da frequência (através de bandas de um terço de oitava). Uma análise detalhada no domínio da frequência visando compreender a variação dos fatores de resposta ao longo do espectro de frequências.
- d) Avaliar a relevância da interação cinemática nos resultados finais alcançados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. United Nations Population Division. <https://unric.org/pt/onu-preve-que-cidades-abriguem-70-da-populacao-mundial-ate-2050/>. Accessed 5 Mar 2025
2. Soares PJ (2024) Avaliação de Vibrações e Ruído Re-radiado Induzidos em Edifícios devido ao Tráfego Ferroviário. Abordagem Híbrida Numérico-experimental. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
3. Litman T (2018) Evaluating Public Transit Criticism Systematic Analysis of Political Attacks on High Quality Transit, and How Transportation Professionals Can Effectively Respond Evaluating Public Transit Criticism
4. Ritchie H (2020) Cars, Planes, Trains: Where do CO₂ Emissions from Transport Come from? Our World in Data 1–4
5. Infraestruturas de Portugal (2016) Plano de Investimentos em Infraestruturas Ferrovia 2020. 1–24
6. República Portuguesa (2023) Programa Nacional de Investimentos 2030
7. Ministério do planeamento (2021) PRR-Recuperar Portugal, Construindo o Futuro. 1–346
8. INCEJ (2001) The Regional Environmental Vibrations
9. Lopes P, Ruiz JF, Alves Costa P, et al (2016) Vibrations inside buildings due to subway railway traffic. Experimental validation of a comprehensive prediction model. Science of the Total Environment 568:1333–1343. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2015.11.016>
10. Vienneau D, Schindler C, Perez L, et al (2015) The relationship between transportation noise exposure and ischemic heart disease: A meta-analysis. Environ Res 138:372–380. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2015.02.023>
11. Dzhambov AM, Dimitrova DD (2016) Heart disease attributed to occupational noise, vibration and other co-exposure: self-reported population-based survey among bulgarian workers. Med Pr 67:435–445. <https://doi.org/10.13075/mp.5893.00437>
12. Alves Costa P (2011) Vibrações do sistema via-macizo induzidas por tráfego ferroviário: modelação numérica e validação experimental. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto
13. Lombaert G, Degrande G (2009) Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains. J Sound Vib 319:1036–1066. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2008.07.003>
14. Castanheira Pinto A (2016) Análise de vibrações induzidas por tráfego ferroviário. Estudo de sensibilidade para perfis transversais em trincheira. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

15. Lopes P (2015) *Vibrações Induzidas por Tráfego Ferroviário em Túneis*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
16. Lamb H (1903) I. On the Propagation of Tremors over Surface of an Elastic Solid. *Philosophical Transactions* 1–43
17. Hanson C, Ross JC, Towers DA, P.E (2012) *High-Speed Ground Transportation Noise and Vibration Impact Assessment*
18. Kurzweil LG (1979) Ground-borne noise and vibration from underground rail systems. *J Sound Vib* 66:363–370
19. Hood RA, Greer RJ, Breslin M, Williams PR (1996) The calculation and assessment of ground-borne noise and perceptible vibration from trains in tunnels. *J Sound Vib* 193:215–225
20. Nelson JT, Saurenman HJ (2008) A Prediction Procedure for Rail Transportation Groundborne Noise and Vibration. *Transp Res Rec* 26–35
21. Volpe JA (2018) *Transit Noise and Vibration Impact Assessment Manual*
22. Collop A, Chapman DN, Dawson A, Krylov V V. (1999) Transient effects of high speed trains crossing soft soil. *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*
23. Hardin BO, ASCE AM (1995) The Nature of Damping in Sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 63–97
24. Kausel E (1994) Thin-layer method: formulation in the domain. *Int J Numer Methods Eng* 37:927–941
25. Bucinskas P, Andersen L V. (2017) Semi-analytical approach to modelling the dynamic behaviour of soil excited by embedded foundations. In: *Procedia Engineering*. Elsevier Ltd, pp 2621–2626
26. Lombaert G, Degrande G, François S, Thompson DJ (2015) Ground-borne vibration due to railway traffic: a review of excitation mechanisms, prediction methods and mitigation measures. *Notes on Numerical Fluid Mechanics and Multidisciplinary Design* 126:253–287. https://doi.org/10.1007/978-3-662-44832-8_33
27. Andersen L, Nielsen SRK, Krenk S (2007) Numerical methods for analysis of structure and ground vibration from moving loads. *Comput Struct* 85:43–58. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.08.061>
28. Kouroussis G, Verlinden O, Conti C (2009) Ground propagation of vibrations from railway vehicles using a finite/infinite-element model of the soil. *Proc Inst Mech Eng F J Rail Rapid Transit* 223:405–413. <https://doi.org/10.1243/09544097JRRT253>

29. Yang YB, Hung HH, Chang DW (2003) Train-induced wave propagation in layered soils using finite/infinite element simulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23:263–278. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(03\)00003-4](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(03)00003-4)
30. Lopes P, Alves Costa PA, Ferraz M, et al (2014) Numerical modeling of vibrations induced by railway traffic in tunnels: From the source to the nearby buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 61–62:269–285. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.02.013>
31. François S, Schevenels M, Galvín G, et al (2010) A 2.5D coupled FE-BE methodology for the dynamic interaction between longitudinally invariant structures and a layered halfspace. *Comput Methods Appl Mech Eng* 199:1536–1548. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2010.01.001>
32. Jones CJC, Thompson DJ, Petyt M (2002) A model for ground vibration from railway tunnels. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. pp 121–129
33. Andersen L, Jones CJC (2006) Coupled boundary and finite element analysis of vibration from railway tunnels-a comparison of two- and three-dimensional models. *J Sound Vib* 293:611–625. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2005.08.044>
34. Alves Costa P, Calçada R, Silva Cardoso A (2012) Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 32:111–128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.09.002>
35. Jin Q, Thompson DJ, Lurcock DEJ, et al (2018) A 2.5D finite element and boundary element model for the ground vibration from trains in tunnels and validation using measurement data. *J Sound Vib* 422:373–389. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2018.02.019>
36. Yang YB, Hung HH (2001) A 2.5D finite/infinite element approach for modelling visco-elastic bodies subjected to moving loads. *Int J Numer Methods Eng* 51:1317–1336. <https://doi.org/10.1002/nme.208>
37. Yang YB, Hung H (2008) Soil Vibrations Caused by Underground Moving Trains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134:1633–1644. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2008\)134:11\(1633\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:11(1633))
38. Yang YB, Liang X, Hung H, Wu Y (2017) Comparative study of 2D and 2.5D responses of long underground tunnels to moving train loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 97:86–100. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.02.005>
39. Jean J, Guigou C, Villot M (2004) A 2.5D BEM model for ground-structure interaction. *Building Acoustics* 11:157–173. <https://doi.org/10.1260/1351010042250376>
40. Villot M, Ropars P, Jean P, Bongini E (2011) Modeling the influence of structural modifications on the response of a building to railway vibration. *Noise Control Eng J* 59:641–651. <https://doi.org/10.3397/1.3633330>

41. Sheng X, Jones CJC, Thompson DJ (2005) Modelling ground vibration from railways using wavenumber finite- and boundary-element methods. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 461:2043–2070. <https://doi.org/10.1098/rspa.2005.1450>
42. Sheng X, Jones CJC, Thompson DJ (2006) Prediction of ground vibration from trains using the wavenumber finite and boundary element methods. *J Sound Vib* 293:575–586. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2005.08.040>
43. Thompson DJ, Jiang J, Toward MGR, et al (2016) Reducing railway-induced ground-borne vibration by using open trenches and soft-filled barriers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 88:45–59. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.05.009>
44. Galvín P, François S, Schevenels M, et al (2010) A 2.5D coupled FE-BE model for the prediction of railway induced vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30:1500–1512. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.07.001>
45. Castanheira Pinto A (2022) Modelação numérica de sistemas periódicos: avaliação do comportamento dinâmico de vias férreas e medidas de mitigação de vibrações. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
46. Connolly D, Giannopoulos A, Forde MC (2013) Numerical modelling of ground borne vibrations from high speed rail lines on embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 46:13–19. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.12.003>
47. Hall L (2003) Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23:403–413. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00209-9](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00209-9)
48. Lane H, Ekevid T, Kettil P, et al (2007) Vehicle-track-underground modeling of rail induced wave propagation. *Comput Struct* 85:1215–1229. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.11.032>
49. El Kacimi A, Woodward PK, Laghrouche O, Medero G (2013) Time domain 3D finite element modelling of train-induced vibration at high speed. *Comput Struct* 118:66–73. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.07.011>
50. Fu Q, Zheng C (2014) Three-dimensional dynamic analyses of track-embankment-ground system subjected to high speed train loads. *The Scientific World Journal* 2014:1–19. <https://doi.org/10.1155/2014/924592>
51. Shih JY, Thompson DJ, Zervos A (2017) The influence of soil nonlinear properties on the track/ground vibration induced by trains running on soft ground. *Transportation Geotechnics* 11:1–16. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.03.001>
52. Galvín P, Romero A, Domínguez J (2010) Fully three-dimensional analysis of high-speed train-track-soil-structure dynamic interaction. *J Sound Vib* 329:5147–5163. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2010.06.016>

53. Arcos R, Soares PJ, Alves Costa P, Godinho L (2021) An experimental/numerical hybrid methodology for the prediction of railway-induced ground-borne vibration on buildings to be constructed close to existing railway infrastructures: Numerical validation and parametric study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 150:1–16. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106888>
54. Kuo KA, Verbraken H, Degrande G, Lombaert G (2016) Hybrid predictions of railway induced ground vibration using a combination of experimental measurements and numerical modelling. *J Sound Vib* 373:263–284. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2016.03.007>
55. Smith MG, Croy I, Ögren M, et al (2017) Physiological effects of railway vibration and noise on sleep. *J Acoust Soc Am* 141:3262–3269. <https://doi.org/10.1121/1.4983302>
56. Persson Wayne K, Smith MG, Hussain-Alkhateeb L, et al (2019) Assessing the exposure-response relationship of sleep disturbance and vibration in field and laboratory settings. *Environmental Pollution* 245:558–567. <https://doi.org/10.1016/j.envpol.2018.09.082>
57. Kausel E (2010) Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30:822–832. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>
58. S. François, L. Pyl, H. R. Masoumi, G. Degrande (2007) The influence of dynamic soil-structure interaction on traffic induced vibrations in buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27:655–674. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.11.008>
59. Kouroussis G, Connolly DP, Alexandrou G, Vogiatzis K (2015) The effect of railway local irregularities on ground vibration. *Transp Res D Transp Environ* 39:17–30. <https://doi.org/10.1016/j.trd.2015.06.001>
60. Ruiz J, Alves Costa P, Calçada R, et al (2016) Study of ground vibrations induced by railway traffic in a 3D FEM model formulated in the time domain: experimental validation. *Structure and Infrastructure Engineering* 652–664. <https://doi.org/10.1080/15732479.2016.1172649>
61. Colaço A, Barbosa D, Alves Costa P (2022) Hybrid soil-structure interaction approach for the assessment of vibrations in buildings due to railway traffic. *Transportation Geotechnics* 32:1–14. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100691>
62. Alves Costa P, Colaço A (2021) Metodologia simplificada de previsão de vibrações e ruído estrutural induzidos por tráfego ferroviário
63. Jones CJC (1994) Use of numerical models to determine the effectiveness of anti-vibration systems for railways. In: *Proc. Instn Civ. Engrs Transp.* pp 43–51
64. Pyl L, Degrande G, Lombaert G, Haegeman W (2004) Validation of a Source–Receiver Model for Road Traffic-Induced Vibrations in Buildings. I: Source Model. *J Eng Mech* 130:1377–1393. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(2004\)130:12\(1377\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(2004)130:12(1377))

65. Pyl L, Degrande G, Clouteau D (2004) Validation of a Source–Receiver Model for Road Traffic-Induced Vibrations in Buildings. II: Receiver Model. *J Eng Mech* 130:1394–1406. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(2004\)130:12\(1394\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(2004)130:12(1394))
66. Aubry D., Clouteau D (1992) A subdomain approach to dynamic soil-structure interaction. In: Davidovici V, Clough RW (eds) *Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Nantes, pp 251–272
67. Fiala P, Degrande G, Augusztinovicz F (2007) Numerical modelling of ground-borne noise and vibration in buildings due to surface rail traffic. *J Sound Vib* 301:718–738. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2006.10.019>
68. Fiala P, Degrande G, Granát J, Augusztinovicz F (2006) Structural and Acoustic Response of Buildings in the Higher Frequency Range due to Surface Traffic. In: *ICSV13 - Vienna*
69. Papadopoulos M (2018) Influence of dynamic soil-structure interaction on the building response to ground vibration. *Faculty of Engineering Science*
70. Papadopoulos M, François S, Degrande G, Lombaert G (2018) The influence of uncertain local subsoil conditions on the response of buildings to ground vibration. *J Sound Vib* 418:200–220. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2017.12.021>
71. Papadopoulos M, Van Beeumen R, François S, et al (2018) Modal characteristics of structures considering dynamic soil-structure interaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 105:114–118. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.11.012>
72. Ropars P, Vuylsteke X, Augis E (2018) Vibrations induced by metro in sensitive buildings; Experimental and numerical comparisons. In: *Euronoise 2018*. pp 1381–1386
73. Coulier P, Dijckmans A, François S, et al (2014) A spatial windowing technique to account for finite dimensions in 2.5D dynamic soil-structure interaction problems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 59:51–67. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.006>
74. Villot M, Guigou C, Gagliardini L, Gagliardini L (2001) Predicting the acoustical radiation of finite size multi-layered structures by applying spatial windowing on infinite structures. *J Sound Vib* 245:433–455. <https://doi.org/10.1006/jsvi.2001.3592>
75. Lopes P, Alves Costa P, Calçada R, Silva Cardoso A (2014) Influence of soil stiffness on building vibrations due to railway traffic in tunnels: Numerical study. *Comput Geotech* 61:277–291. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.06.005>
76. Wolf JP (1985) *Dynamic Soil-Structure-Interaction*. Prentice Hall, New Jersey
77. Clouteau D, Cottureau R, Lombaert G (2013) Dynamics of structures coupled with elastic media - A review of numerical models and methods. *J Sound Vib* 332:2415–2436. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2012.10.011>

78. Romero A, Galvín P (2015) A BEM-FEM using layered half-space Green's function in time domain for SSI analyses. *Eng Anal Bound Elem* 55:93–103. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2014.11.027>
79. Romero A, Galvín P, Domínguez J (2013) 3D non-linear time domain FEM-BEM approach to soil-structure interaction problems. *Eng Anal Bound Elem* 37:501–512. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2013.01.001>
80. Vasilev G, Parvanova S, Dineva P, Wuttke F (2015) Soil-structure interaction using BEM-FEM coupling through ANSYS software package. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 70:104–117. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.12.007>
81. International Standard (2003) ISO 2631-2 Mechanical vibration and shock-Evaluation of human exposure to whole-body vibration-Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)
82. Institute N.S. (2018) NS 8176 2017-Vibration and Shock-Measurement of vibration in building from land-based transport and guidance to evaluation of its effects on human beings.
83. Organismos Internacionais de Normalização (1997) NP-ISO 2631-1-Vibrações mecânicas e choque - Avaliação da exposição do corpo inteiro a vibrações Parte 1- Requisitos gerais (ISO 2631-1:1997)
84. DIN-Deustshe Norma (2016) DIN 4150-3 Vibrations in buildings-Part 3: Effects on structures
85. BS-British Standard (2008) BS 6472-1:2008 Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings. Part 1, Vibration sources other than blasting. British Standards Institution
86. Elias P, Villot M (2011) Review of existing standards, regulations and guidelines, as well as laboratory and field studies concerning human exposure to vibration. RIVAS
87. Schiappa de Azevedo F, Patrício J (2001) Vibrações ambientais. Critérios de danos e de incomodidade. Actualidade e perspectivas futuras. TecniAcústica La Rioja
88. ISO- International Organization for Standardization (2005) ISO 14837-1:2005 Mechanical vibration — Ground-borne noise and vibration arising from rail systems — Part 1: General guidance
89. Antunes S, Patrício J (2023) Avaliação da componente vibração em estudos de impacte ambiental para projetos de vias-férreas em zonas urbanas: atualização de aspetos metodológicos e práticas correntes em Portugal. In: TECNIACÚSTICA, Cuenca
90. Sun X, Liu W, Zhai H, et al (2006) Vibration effects of metro trains on sensitive instruments and the study of the mitigation measures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21:299. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.12.156>

91. ISO - International Organization for Standardization (2000) ISO/TS 10811-1:2000 Mechanical vibration and shock - Vibration and shock in buildings with sensitive equipment
92. Gordon CG (1991) Generic criteria for vibration-sensitive equipment. In: International Society for Optical Engineering (SPIE). pp 71–85
93. Gordon CG (1999) Generic Vibration Criteria for Vibration-Sensitive Equipment. In: Society of Photo-Optical Instrumentation Engineers
94. ISO - International Organization for Standardization ISO 14837-1:2005 Mechanical vibration-Ground-borne noise and vibration arising from rail systems Part1: General guidance
95. Ibsen LB, Liingaard M (2006) Lumped-parameter models
96. He X, Chen J, Wei P, et al (2009) Experimental investigation of railway train-induced vibrations of surrounding ground and a nearby multi-story building. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 8:137–148. <https://doi.org/10.1007/s11803-009-8101-0>
97. Silva VM (2013) Desenvolvimento de modelos e ferramentas para a avaliação do risco sísmico: aplicação a Portugal. Universidade de Aveiro
98. Santos N, Colaço A, Alves Costa P, Calçada R (2016) Experimental analysis of track-ground vibrations on a stretch of the Portuguese railway network. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 90:358–380. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.003>
99. Colaço A, Alves Costa P, Castanheira-Pinto A, et al (2020) Experimental validation of a simplified soil-structure interaction approach for the prediction of vibrations in buildings due to railway traffic. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 141:. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106499>
100. Zou C, Wang Y, Moore JA, Sanayei M (2017) Train-induced field vibration measurements of ground and over-track buildings. *Science of the Total Environment* 575:1339–1351. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2016.09.216>
101. Kuo KA, Coulier P., Lombaert G, Degrande G (2016) Characterisation of building response to railway-induced vibration. In: *Proceedings of the Third International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance*. Civil-Comp Press

