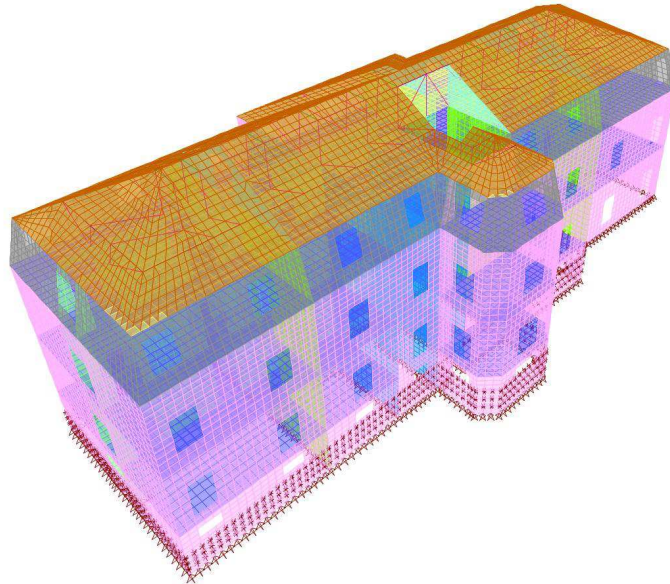




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Avaliação experimental do comportamento dinâmico de um edifício do século XIX. Aplicação à calibração de modelos numéricos

SUSANA MARIA MATIAS DE ALMEIDA
(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho de Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas

Orientadores:

Doutor Paulo Xavier Candeias
Doutora Ana Rita Gamito Reis

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado
Vogais:

Doutor Alfredo Campos Costa
Doutor Paulo Xavier Candeias
Doutora Ana Rita Gamito Reis

Janeiro 2014

RESUMO

O trabalho realizado tem como principal objetivo a avaliação do comportamento dinâmico de um edifício do século XIX através de ensaios de vibração ambiente. Para o efeito foram realizados ensaios dinâmicos para identificação das características dinâmicas de edifício. Simultaneamente foi desenvolvido um modelo numérico do edifício com elementos finitos, tendo-se procedido à sua calibração a partir dos resultados experimentais.

A componente experimental envolveu a realização de ensaios de medição de vibrações ambiente, no total de doze campanhas, para identificação das frequências próprias, dos coeficientes de amortecimento e das configurações dos principais modos de vibração naturais da estrutura.

Para a elaboração do modelo de elementos finitos foi necessário proceder à recolha dos dados relativos à geometria da estrutura, bem como às características dos materiais. Para tal foi necessário efetuar uma pesquisa de informação sobre o tipo de construção, evidenciando-se os principais materiais utilizados nos elementos estruturais. Posteriormente, tendo em conta a escolha estratégica do posicionamento dos sensores na estrutura, procedeu-se à sua análise através de métodos de identificação modal, de forma a obter a resposta dinâmica do edifício em estudo.

Finalmente, os resultados numéricos e experimentais foram comparados, efetuando-se a calibração do modelo numérico através do ajuste de alguns parâmetros por forma a aproximar as características dinâmicas numéricas às experimentais, tanto em termos de frequências como de configurações modais.

Palavras Chave:

Edifício gaioleiro;
Comportamento dinâmico;
Modelação com elementos finitos;
Ensaio de medição de vibração ambiente;
Identificação modal;
Ajuste de modelos numéricos.

ABSTRACT

The main goal of this work is to carry out a dynamic behavior evaluation of a Lisbon located XIX century building, through ambient vibration tests and subsequent results analysis. The implemented test campaign, during which ambient vibration tests were conducted, had a total of twelve different stages and was carried out with the aim of providing an adequate dynamic characterization of the building.

During the referred test campaign, the natural frequencies of the building, as well as the damping coefficients and the main natural vibration mode shapes were successfully identified. Simultaneously, a finite element numerical analysis of the model was developed, thus allowing for comparison and calibration with the test results obtained experimentally.

For the proper development of the finite element model the necessary data on the geometry of the structure was collected, and also on the characteristics of the materials and building techniques currently used at the time of erection. To this end, it was carried out a comprehensive research for information on the available literature about the structural performance of the particular construction typology of the studied building. The research made it possible to identify the principal materials used in structural elements, and also the theoretical behavior of similar type buildings.

Subsequently, by considering the strategic positioning of the sensors installed on the structure, a modal identification was carried out in order to obtain the dynamic response of the building.

Finally, the numerical and experimental results were compared by performing the calibration of the numerical model; the adjustment of the models parameters in a trial and error iterative method, allowed to approximate the dynamic characteristics of the numerical model with those obtained from field tests, in regard of natural frequency and vibration modes.

Keywords:

“Gaioleiro” building;
Dynamic behavior;
Finite elements modeling;
Ambient vibration tests;
Modal identification;
Numerical methods calibration.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi elaborado no Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE) do Departamento de Estruturas (DE) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e destina-se à obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL). O trabalho realizado só foi possível com a ajuda e contribuição de diversas pessoas e entidades, pelo que expresso aqui os meus sinceros agradecimentos.

Ao Conselho Diretivo do LNEC e ao DE/NESDE por todo o apoio facultado e pela disponibilização dos meios essenciais para a realização deste trabalho, principalmente na parte caracterização dinâmica experimental.

Ao meu orientador do LNEC, Doutor Paulo Xavier Candeias, pela frequente orientação e partilha de conhecimentos, pelo interesse e incentivo sempre demonstrado, que contribuíram para o desenvolvimento desta dissertação.

À Doutora Ana Rita Gamito Reis, como co-orientadora do ISEL, pelo interesse que demonstrou em mim, pela enorme disponibilidade, amizade, apoio e motivação na realização deste trabalho.

Ao Doutor Alfredo Campos Costa, Chefe do Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE) do Departamento de Estruturas do LNEC, pela sugestão do tema e pela sua sempre pronta ajuda.

Ao Engenheiro Jorge Pereira Gomes, Investigador auxiliar DB/NMMR do LNEC, pelo apoio facultado para realização deste trabalho.

À Amélia Reis e Anabela Martins pelo constante apoio, motivação e incentivo demonstrado nestes últimos meses.

À Dora Santos, minha companheira de guerra, pelos momentos bons e menos bons momentos que passamos juntas durante o nosso percurso académico, pelo enorme companheirismo e amizade sempre demonstrados.

Ao Sérgio, pelo constante apoio, companheirismo e paciência durante o desenvolvimento desta dissertação.

À minha família e amigos, que sempre me acompanharam e apoiaram ao longo destes sete anos e por se mostrarem sempre compreensivos com as minhas ausências.

E por fim, um especial agradecimento aos meus pais, pelo seu amor incondicional, pela sua paciência inesgotável e pelo seu apoio em todas as etapas deste meu percurso acadêmico. Obrigado por, nos bons e nos maus momentos, nunca deixarem de acreditar em mim.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivo do trabalho	3
1.3. Estrutura da dissertação	3
2. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE ESTRUTURAS.....	5
2.1. Introdução	5
2.2. Excitação determinística	5
2.2.1. Equação do movimento de sistemas discretos	6
2.2.2. Formulação modal.....	7
2.3. Excitação estocástica.....	11
2.4. Métodos de identificação modal no domínio da frequência	11
2.4.1. Método básico no domínio da frequência	12
2.4.2. Método de decomposição no domínio da frequência	17
2.5. Calibração de modelos numéricos.....	23
3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	27
3.1. Introdução	27
3.2. Recolha de dados para desenvolvimento do modelo numérico.....	28
3.2.1. Tipologia construtiva.....	28
3.3. Caracterização do edifício em estudo.....	35
3.4. Descrição do modelo numérico	41
4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA.....	53
4.1. Introdução	53
4.2. Ensaios <i>in situ</i> do edifício em estudo.....	54
4.2.1. Medição das vibrações e processamento de sinal digital	54
4.2.2. Análise de resultados	67

5. COMPARAÇÃO E CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO INICIAL.....	75
5.1. Introdução	75
5.2. Calibração e ajuste do modelo numérico inicial	76
6. CONCLUSÕES	87
6.1. Conclusões	87
6.2. Desenvolvimentos futuros.....	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91
ANEXO A	95
ANEXO B	103
ANEXO C	107
ANEXO D.....	111
ANEXO E.....	127
ANEXO F	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Matriz dos coeficientes MAC [adaptado (Rodrigues, 2004)].	24
Figura 3.1 – Fundação direta (Appleton, 2003).	28
Figura 3.2 – Fundação semi-direta (Appleton, 2003).	28
Figura 3.3 – Representação esquemática de alvenaria de pedra irregular (Candeias, 2008).	29
Figura 3.4 – Transição brusca das paredes [adaptado (Appleton, 2003)].	29
Figura 3.5 – Representação esquemática de um elemento construtivo de tabique [adaptado de (Gonçalves, 2013)].	30
Figura 3.6 – Tabique de madeira com revestimento sobre fasquiado (Appleton, 2003).	30
Figura 3.7 – Pavimentos em arcos e abóbadas (Appleton, 2003).	31
Figura 3.8 – Esquema estrutural de um pavimento de madeira (Appleton, 2003).	31
Figura 3.9 – Ligações entre pavimentos e respetivas paredes de apoio (Appleton, 2003).	32
Figura 3.10 – Revestimentos de tetos (Appleton, 2003).	32
Figura 3.11 – Teto de estuque trabalhado sobre fasquiado, com elementos estruturais do pavimento visíveis (Branco, 2007).	33
Figura 3.12 – Teto de estuque decorado com pinturas (Appleton, 2003).	33
Figura 3.13 – Composição de uma estrutura de cobertura (Appleton, 2003).	33
Figura 3.14 – Estrutura de trapeira com forro de tabuado para ser posteriormente revestido a telha (Appleton, 2003)	34
Figura 3.15 – Composição do telhado em zona de trapeira (Appleton, 2003).	34
Figura 3.16 – Exemplo de edifícios "gaioleiros" (Candeias, 2008; Branco, 2007).	34
Figura 3.17 – Planta dos pisos elevados, retirada do levantamento arquitetónico (TOPOMETRIA, 1998).	35
Figura 3.18 – Fachada principal retirada do levantamento arquitetónico (TOPOMETRIA, 1998).	35
Figura 3.19 – Parte da fachada principal do edifício.	36
Figura 3.20 – Parte da fachada posterior do edifício.	36
Figura 3.21 – Escadaria principal do edifício.	37
Figura 3.22 – Claraboia da escada principal.	37
Figura 3.23 – Vista do corredor do piso 0.	37

Figura 3.24 – Vista do corredor do piso de mansarda.	37
Figura 3.25 – Estrutura de madeira do teto do piso de mansarda.....	38
Figura 3.26 – Revestimento de piso em madeira.	38
Figura 3.27 – Estuque com motivos decorativos situado numa sala do piso 1.	38
Figura 3.28 – Teto do hall de entrada do edifício.....	38
Figura 3.29 – Planta de Cobertura, retirada do levantamento arquitetónico (TOPOMETRIA, 1998)...	39
Figura 3.30 – Ripado de madeira da estrutura da cobertura.	39
Figura 3.31 – Vista dos elementos estruturais da cobertura.....	39
Figura 3.32 – Pormenores da parede do piso de mansarda sem o revestimento.	40
Figura 3.33 – Revestimento da mansarda em telha cerâmica plana.....	40
Figura 3.34 – Vãos tipo do piso de mansarda.	40
Figura 3.35 – Esquema das paredes interiores e exteriores no piso 1.....	41
Figura 3.36 – Esquema da secção do pavimento.....	44
Figura 3.37 – Planta do modelo numérico com representação das restrições dos graus de liberdade (<i>restraints</i>) correspondentes aos deslocamentos dos nós da base.....	46
Figura 3.38 – Perspetiva do modelo numérico com representação das restrições dos graus de liberdade (<i>restraints</i>) nos nós da base e perpendiculares ao plano da parede ao nível da cave.....	46
Figura 3.39 – Vista e perspetiva do modelo numérico com representação das molas (<i>springs</i>) nos nós correspondentes à junta entre edifícios.	47
Figura 3.40 – Perspetiva do modelo numérico com vista para a fachada Sul (fachada principal).....	48
Figura 3.41 – Perspetiva do modelo numérico com vista para a fachada Norte (fachada de tardoz)..	48
Figura 3.42 – Vista longitudinal do edifício em estudo.....	49
Figura 3.43 – Vista transversal do edifício em estudo.	49
Figura 3.44 – Perspetiva com um corte longitudinal e outro paralelo ao plano do pavimento no piso de mansarda.....	50
Figura 3.45 – Perspetiva com corte transversal na zona das escadas principais.	50
Figura 3.46 – Vistas em corte na zona das escadas principais.	51
Figura 3.47 – Vista em corte das paredes exteriores resistentes.....	52
Figura 3.48 – Vista em corte das paredes exteriores e interiores resistentes.....	52
Figura 4.1 – Pormenores da fixação dos acelerómetros.	55

Figura 4.2 – Visualização tridimensional da estrutura em estudo, pontos de medição e orientação do sistema de eixos considerados na implementação sensores nas direções longitudinal (L) e transversal (T).	55
Figura 4.3 – Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #1.....	57
Figura 4. 4 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #2.	57
Figura 4.5 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #3.	58
Figura 4.6 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #4.	58
Figura 4.7 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #5.	59
Figura 4.8 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #6.	59
Figura 4.9 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #7.	60
Figura 4.10 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #8.	60
Figura 4.11 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #9.	61
Figura 4.12 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #10.	61
Figura 4.13 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #11.	62
Figura 4.14 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #12.	62
Figura 4.15 – Equipamento de aquisição de dados.....	63
Figura 4.16 – Chassis modular para condicionamento de sinal, modelo SCXI 1000 DC.....	63
Figura 4.17 – Registo de um sensor com <i>ruído intermitente</i> - Interface gráfica do módulo <i>Signal Processing – Quick Processing</i> (Mendes, et al., 2007).	63
Figura 4.18 – Registo de um sensor antes do tratamento de sinal - Interface gráfica do módulo <i>Signal Processing – Quick Processing</i> (Mendes, et al., 2007).	64
Figura 4.19 – Visualização do registo antes da remoção dos 10 pontos.	65
Figura 4.20 – Visualização do registo depois da remoção dos 10 pontos.....	65
Figura 4.21 – Visualização do registo antes da remoção do valor médio.	65
Figura 4.22 – Visualização do registo depois da remoção do valor médio.....	65
Figura 4.23 – Visualização do registo antes da aplicação do filtro passa-baixo.....	66
Figura 4.24 – Visualização do registo depois aplicação do filtro passa-baixo.....	66
Figura 4.25 – Visualização do registo antes da aplicação da decimação.	67
Figura 4.26 – Visualização do registo depois de aplicação da decimação.....	67
Figura 4.27 – Estimativa da frequência (passagens ascendentes por zero) amortecimento (decremento logarítmico) estimativa da resposta ao impulso.....	67
Figura 4.28 – Valores singulares da densidade espectral da resposta em todas as campanhas.....	68

Figura 4.29 – Configuração do 1º modo de vibração experimental.	71
Figura 4.30 – Configuração do 2º modo de vibração experimental.	71
Figura 4.31 – Configuração do 3º modo de vibração experimental.	72
Figura 4.32 – Configuração do 4º modo de vibração experimental.	72
Figura 4.33 – Configuração do 5º modo de vibração experimental.	73
Figura 4.34 – Configuração do 6º modo de vibração experimental.	73
Figura 4.35 – Configuração do 7º modo de vibração experimental.	74
Figura 5.1 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N7).	78
Figura 5.2 – Representação gráfica da correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos do Modelo N7 com base no parâmetro MAC.	79
Figura 5.3 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N8).	80
Figura 5.4 – Representação gráfica da correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos do Modelo N8 com base no parâmetro MAC.	80
Figura 5.5 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N18).	82
Figura 5.6 – Representação gráfica da correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos do Modelo N18 com base no parâmetro MAC.	82
Figura 5.7 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N21).	83
Figura 5.8 – Representação gráfica da correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos do Modelo N21 com base no parâmetro MAC.	84
Figura 5.9 – Evolução das frequências de vibração numéricas correspondentes ao 1º modo de translação transversal ao longo da calibração.	85
Figura 5.10 – Evolução das frequências de vibração numéricas correspondentes ao 1º modo de translação longitudinal ao longo da calibração.	85
Figura 5.11 – Evolução das frequências de vibração numéricas correspondentes ao 2º modo de translação transversal ao longo da calibração.	86
Figura 5.12 – Evolução das frequências de vibração numéricas correspondentes ao 3º modo de translação transversal ao longo da calibração.	86
Figura A.1 – Planta da Cave.	97
Figura A.2 – Planta do Piso 0.	97
Figura A.3 – Planta do Piso 1.	98
Figura A.4 – Planta do Piso 2 (Piso de mansarda).	98
Figura A.5 – Planta de Cobertura.	99

Figura A.6 – Alçado Sul (Fachada Principal).	99
Figura A.7 – Alçado Este.....	100
Figura A.8 – Alçado Norte.	100
Figura A.9 – Corte Longitudinal.....	101
Figura A.10 – Corte Transversal.	101
Figura B.1 – Esquema da secção do pavimento.	105
Figura D.1 – Localização dos pontos medidos no Piso 0.	113
Figura D.2 – Localização dos pontos medidos no Piso 1.	113
Figura D.3 – Localização dos pontos medidos no Piso 2 (Piso de mansarda).....	114
Figura D.4 – Campanha #1.	115
Figura D.5 – Campanha #2.	116
Figura D.6 – Campanha #3.	117
Figura D.7 – Campanha #4.	118
Figura D.8 – Campanha #5.	119
Figura D.9 – Campanha #6.	120
Figura D.10 – Campanha #7.	121
Figura D.11 – Campanha #8.	122
Figura D.12 – Campanha #9.	123
Figura D.13 – Campanha #10.	124
Figura D.14 – Campanha #11.	125
Figura D.15 – Campanha #12.	126
Figura E.1 – Modo de vibração experimental: Modo nº 1 (4,71 Hz).	129
Figura E.2 – Modo de vibração experimental: Modo nº 2 (5,59 Hz).	130
Figura E.3 – Modo de vibração experimental: Modo nº 3 (5,61 Hz).	131
Figura E.4 – Modo de vibração experimental: Modo nº 4 (5,71 Hz).	132
Figura E.5 – Modo de vibração experimental: Modo nº 5 (6,11 Hz).	133
Figura E.6 – Modo de vibração experimental: Modo nº 6 (7,11 Hz).	134
Figura E.7 – Modo de vibração experimental: Modo nº 7 (8,84 Hz).	135
Figura F.1 – Perspetiva do Modelo N1.....	139

Figura F.2 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N1).	140
Figura F.3 – Perspetiva do Modelo N2.....	140
Figura F.4 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N2).	141
Figura F.5 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N3).	141
Figura F.6 – Vista da fachada Oeste.....	142
Figura F.7 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N4).	142
Figura F.8 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N5).	143
Figura F.9 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N6).	144
Figura F.10 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N7).	144
Figura F.11 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N8).	145
Figura F.12 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N9).	146
Figura F.13 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N10).	146
Figura F.14 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N11).	147
Figura F.15 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N12).	148
Figura F.16 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N13).	148
Figura F.17 – Perspetiva do Modelo N14.....	149
Figura F.18 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N14).	150
Figura F.19 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N15).	150
Figura F.20 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N16).	151
Figura F.21 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N17).	152
Figura F.22 – Perspetiva do Modelo N18.....	152
Figura F.23 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N18).	153
Figura F.24 – Perspetiva do Modelo N19.....	153
Figura F.25 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N19).	154
Figura F.26 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N20).	154
Figura F.27 – Perspetiva do Modelo N21.....	155
Figura F.28 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N21).	155

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Espessura das paredes de alvenaria em pedra.....	42
Tabela 3.2 – Propriedades dos materiais para modelação das paredes.....	43
Tabela 3.3 – Propriedades dos materiais para modelação dos pavimentos e cobertura (Reis, et al., 2008).....	45
Tabela 4.1 – Características das campanhas efetuadas.....	56
Tabela 4.2 – Características dos modos de vibração identificados.....	68
Tabela 5.1 – Frequências calculadas analiticamente e identificadas experimentalmente.....	76
Tabela 5.2 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N7 e identificadas experimentalmente.....	78
Tabela 5.3 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N8 e identificadas experimentalmente.....	79
Tabela 5.4 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N18 e identificadas experimentalmente.....	81
Tabela 5.5 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N21 e identificadas experimentalmente.....	83
Tabela C.1 – Características técnicas dos acelerómetros.....	109
Tabela C.2 – Características técnicas dos módulos de condicionamento de acelerómetros.....	109
Tabela C.3 – Características técnicas do chassis modular.....	110
Tabela C.4 – Características técnicas da placa de aquisição de dados.....	110
Tabela D.1 – Descrição da campanha #1.....	115
Tabela D.2 – Descrição da campanha #2.....	116
Tabela D.3 – Descrição da campanha #3.....	117
Tabela D.4 – Descrição da campanha #4.....	118
Tabela D.5 – Descrição da campanha #5.....	119
Tabela D.6 – Descrição da campanha #6.....	120
Tabela D.7 – Descrição da campanha #7.....	121
Tabela D.8 – Descrição da campanha #8.....	122

Tabela D.9 – Descrição da campanha #9.....	123
Tabela D.10 – Descrição da campanha #10.....	124
Tabela D.11 – Descrição da campanha #11.....	125
Tabela D.12 – Descrição da campanha #12.....	126
Tabela F.1 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N1 e identificadas experimentalmente.....	140
Tabela F.2 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N2 e identificadas experimentalmente.....	141
Tabela F.3 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N3 e identificadas experimentalmente.....	141
Tabela F.4 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N4 e identificadas experimentalmente.....	142
Tabela F.5 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N5 e identificadas experimentalmente.....	143
Tabela F.6 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N6 e identificadas experimentalmente.....	143
Tabela F.7 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N7 e identificadas experimentalmente.....	144
Tabela F.8 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N8 e identificadas experimentalmente.....	145
Tabela F.9 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N9 e identificadas experimentalmente.....	145
Tabela F.10 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N10 e identificadas experimentalmente.....	146
Tabela F.11 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N11 e identificadas experimentalmente.....	147
Tabela F.12 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N12 e identificadas experimentalmente.....	147
Tabela F.13 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N13 e identificadas experimentalmente.....	148
Tabela F.14 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N14 e identificadas experimentalmente.....	149
Tabela F.15 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N15 e identificadas experimentalmente.....	150

Tabela F.16 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N16 e identificadas experimentalmente..... 151

Tabela F.17 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N17 e identificadas experimentalmente..... 151

Tabela F.18 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N18 e identificadas experimentalmente..... 152

Tabela F.19 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N19 e identificadas experimentalmente..... 153

Tabela F.20 - Frequências calculadas analiticamente do Modelo N20 e identificadas experimentalmente..... 154

Tabela F.21 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N21 e identificadas experimentalmente..... 155

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

A conservação do património edificado, nomeadamente dos edifícios “antigos”, é de grande relevância hoje em dia, especialmente quando se localizam em regiões onde o risco sísmico é considerado elevado.

Na generalidade, os edifícios “antigos” apresentam uma vulnerabilidade superior aos edifícios de construção mais recente devido a vários fatores, por exemplo, a qualidade da construção, o estado de conservação ou as alterações sofridas ao longo do tempo.

Embora a caracterização de um modelo numérico para a análise do comportamento estrutural dos edifícios “antigos” seja tarefa complexa, devido a inúmeros fatores de incerteza, nomeadamente a complexidade da sua geometria e pormenores construtivos, a variabilidade das propriedades dos materiais que as compõem, o desconhecimento das técnicas de construção usadas e a ausência de conhecimento das patologias induzidas ao longo do tempo, as questões relacionadas com a segurança sísmica de construções antigas e sua reabilitação são de grande interesse (Silva, et al., 2010).

O estudo da vulnerabilidade da estrutura de um edifício já existente deve envolver a identificação das suas características dinâmicas, que pode ser conseguido através da realização de ensaios de vibração *in situ* e da utilização de métodos de identificação modal. É com base nestes métodos que se consegue chegar a frequências próprias, configurações modais e amortecimentos modais da estrutura.

Recentemente tem havido uma sensibilização crescente para a conservação de edifícios “antigos” devido, essencialmente, ao aumento do interesse na preservação do património construído. Assim sendo, é fundamental identificar as principais limitações que tais edifícios apresentam relativamente às exigências funcionais, nomeadamente exigências de segurança e de habitabilidade (Mendes, et al., 2008a).

As propriedades dinâmicas dos edifícios antigos derivam de algumas particularidades que interessa detalhar. A massa é praticamente toda distribuída pelas paredes, o que implica, desde logo, que as principais forças de inércia são geradas pelas pesadas paredes e não nos pavimentos leves. Ao nível da rigidez há também um contraste elevado entre as paredes, bastante rígidas no plano e menos para fora do plano, e os pavimentos, bastante flexíveis, o que tem implicações, por um lado, na compatibilização dos deslocamentos horizontais entre as várias paredes e, por outro lado, na redistribuição das forças de inércia

que são geradas, maioritariamente, nas paredes. Quanto ao amortecimento, esse é assegurado pelo atrito interno nos materiais e pela histerese nos elementos (Candeias, 2008).

A análise do comportamento dinâmico de estruturas de engenharia civil deve ser efetuada recorrendo a resultados experimentais obtidos em ensaios de vibração e a modelos numéricos computacionais. Normalmente, a utilização de modelos numéricos está associada à conceção e projeto de estruturas novas ou então a atividades relacionadas com o acompanhamento e/ou a avaliação de segurança de estruturas existentes que apresentem um risco potencial significativo (Mendes, et al., 2008b).

A avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas de engenharia civil tem um interesse evidente para a validação de modelos utilizados na análise do seu comportamento às ações que lhes induzem uma resposta dinâmica, como é o caso, por exemplo, dos sismos, vento, tráfego ferroviário, rodoviário ou pedonal. O interesse nessa avaliação não se limita ao estudo dos efeitos desse tipo de ações, mas estende-se também à própria caracterização global do estado das estruturas, uma vez que as propriedades dinâmicas estão diretamente relacionadas com esse estado, constituindo uma boa forma de o caracterizar (Rodrigues, 2004).

De um ponto de vista mais prático, a comparação das características dinâmicas da estrutura obtidas a partir da avaliação experimental com as características obtidas a partir de modelos analíticos, nomeadamente, com modelos de elementos finitos, permite a validação dos pressupostos considerados para definição do modelo numérico. Pode ainda haver interesse na calibração desses modelos, baseada num procedimento que consiste na atualização de alguns parâmetros no modelo numérico inicial, tendo como objetivo a minimização das diferenças dos resultados numéricos e os obtidos experimentalmente, constituindo uma boa forma de comprovação dos modelos numéricos e dando uma maior confiança à sua utilização na avaliação da resposta dinâmica das estruturas em causa (Rodrigues, 2004; Ribeiro, et al., 2012).

Assim sendo, o modelo numérico calibrado constitui uma ferramenta de cálculo adequado para estudos de reabilitação, isto é, a utilização de modelos numéricos calibrados é bastante útil, para caracterizar de forma realista o comportamento da estrutura a reabilitar, no qual é possível ensaiar diferentes soluções de reforço (Magalhães, 2004).

1.2. Objetivo do trabalho

O principal objetivo deste trabalho incide na caracterização do comportamento dinâmico da estrutura de um edifício em alvenaria de pedra, recorrendo à elaboração de um modelo de elementos finitos, assim como à realização de ensaios de vibração *in situ* para identificar experimentalmente as suas características dinâmicas e a consideração destas na calibração do modelo numérico, ajustando os valores calculados com os obtidos experimentalmente.

Para a elaboração do modelo de elementos finitos foi necessário obter dados relativos à geometria da estrutura, bem como às características dos materiais. Para tal, foram recolhidas informações sobre o tipo de construção evidenciando os principais materiais utilizados nos elementos estruturais. O modelo numérico foi desenvolvido com recurso ao programa *SAP2000* (CSI, 2012).

Os ensaios de vibração *in situ* para identificação das frequências próprias, dos coeficientes de amortecimento e das configurações modais, tiveram em conta a escolha adequada do posicionamento dos sensores na estrutura, a obtenção de registos sua resposta dinâmica, a excitação ambiente através de um sistema de aquisição de dados, e a análise dos mesmos com métodos de identificação modal.

Posteriormente à realização dos ensaios dinâmicos e da identificação dos parâmetros modais, procedeu-se à comparação das características dinâmicas obtidas experimentalmente com as simuladas numericamente, seguidamente efetua-se o ajuste de alguns parâmetros do modelo numérico inicial por forma a aproximar as características dinâmicas calculadas das identificadas, tanto no que se refere às frequências como às configurações modais.

1.3. Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, começando pela presente introdução (Capítulo 1), na qual se procurou situar o tema no âmbito da Engenharia Civil, os objetivos do trabalho e a organização da dissertação. De seguida é apresentada uma breve descrição do conteúdo e organização dos restantes capítulos:

Capítulo 2 – Caracterização do comportamento dinâmico de edifícios

Descrevem-se os fundamentos teóricos dos temas relacionados com o trabalho desenvolvido. São apresentados os conceitos envolvidos na análise experimental do comportamento dinâmico de estruturas com base em vibrações ambientes e na calibração das propriedades dinâmicas de modelos numéricos com base em resultados experimentais;

Capítulo 3 – Modelação do comportamento estrutural

Neste capítulo descreve-se a forma como foi elaborado a modelação do comportamento estrutural do edifício em estudo e justifica-se as características dos materiais utilizados;

Capítulo 4 – Ensaios de caracterização dinâmica

Serão descritos o caso de estudo e os ensaios realizados *in situ*, identificando as várias etapas seguidas até à obtenção das frequências de vibração, configurações modais e coeficientes de amortecimento do edifício;

Capítulo 5 – Comparação e calibração do modelo numérico inicial

Neste capítulo, efetua-se a calibração do modelo de elementos finitos da estrutura com base nos ensaios de caracterização dinâmica *in situ*, são comparadas as características dinâmicas identificadas por forma a obter-se o modelo numérico ajustado ao modelo físico;

Capítulo 6 – Conclusões

Capítulo que finaliza este trabalho, sendo apresentadas as principais conclusões resultantes do desenvolvimento desta dissertação, evidenciando os aspetos mais relevantes, e sugeridas algumas perspetivas de desenvolvimento futuro.

Para além do texto principal são incluídos 6 anexos. O primeiro, Anexo A, é constituído pelas peças desenhadas disponibilizadas para a análise do edifício em estudo. O Anexo B contém cálculos auxiliares da modelação numérica. As especificações técnicas dos equipamentos utilizados nos ensaios de vibração ambiente encontram-se no Anexo C e no Anexo D apresentam-se ilustrações do posicionamento e identificação dos sensores das doze campanhas (“*setups*”). No Anexo E, são apresentadas em detalhe as configurações modais obtidas nos ensaios de caracterização dinâmica *in situ* e por último no Anexo F, os resultados dos diversos modelos numéricos desenvolvidos na fase de calibração do modelo numérico inicial, com descrição das alterações efetuadas por forma a aproximar o comportamento numérico ao experimental.

2. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE ESTRUTURAS

2.1. Introdução

A avaliação das características dinâmicas (frequências próprias, configurações modais e coeficientes de amortecimento) de estruturas de engenharia civil deve ser realizada com recurso à identificação experimental através ensaios de vibrações e/ou à modelação numérica.

A avaliação experimental das características dinâmicas não só é importante para a validação dos modelos numéricos elaborados para análise do seu comportamento às ações ambiente que lhes induzem uma resposta dinâmica (por exemplo: vento, tráfego ferroviário e rodoviário) como também à caracterização global do estado das estruturas, uma vez que as características dinâmicas estão relacionadas diretamente e estabelecendo uma boa forma de caracterizar esse estado. A metodologia utilizada na avaliação das características dinâmicas de estruturas através de dados obtidos experimentalmente é designada como *identificação modal* ou *análise modal experimental* (Rodrigues, 2004).

Sendo o objetivo deste trabalho a avaliação experimental do comportamento dinâmico de um edifício, apresenta-se neste capítulo, de forma resumida, alguns fundamentos teóricos que permitem analisar o comportamento dinâmico de estruturas de engenharia civil, métodos utilizados para a identificação modal a partir de séries temporais de acelerações e de seguida descreve-se um método de comparação das características dinâmicas calculadas com modelos numéricos com as identificadas experimentalmente de modo a ajustar o modelo numérico com o modelo experimental.

2.2. Excitação determinística

A análise do comportamento dinâmico de estruturas é um processo que se baseia em excitações determinísticas, ou seja, baseia-se na determinação da resposta das estruturas a partir de excitações conhecidas ou então a partir de dados experimentais (Mendes, et al., 2008b).

Normalmente, a abordagem da análise dinâmica de estruturas começa por apresentar os conceitos relativos a sistemas simples de um modelo estrutural designado por oscilador de 1 grau de liberdade (1GL), permitindo fazer a transição para o estudo de modelos com

vários graus de liberdade. Uma vez que os sistemas de 1GL são abordados em vários trabalhos sobre dinâmica de estruturas, por exemplo, em (Chopra, 1995; Navara, 1969; Caetano, 1992), será efetuada de seguida a abordagem do estudo do comportamento dinâmico relativo a sistemas discretos com n graus de liberdade.

2.2.1. Equação do movimento de sistemas discretos

O estudo do comportamento dinâmico de sistemas estruturais, discretos com n graus de liberdade e sujeitos à ação de forças externas $p(t)$ pode ser efetuado através da seguinte equação matricial, que representa um sistema de n equações diferenciais de 2ª ordem:

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = p(t) \quad (2.1)$$

sendo:

- M, C e K são respetivamente as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez, cujos coeficientes m_{ij} , c_{ij} e k_{ij} , representam as forças generalizadas em correspondência com o grau de liberdade i quando no grau de liberdade j é aplicada uma aceleração, uma velocidade ou um deslocamento unitário;
- $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ são os vetores que contêm os valores das acelerações, velocidades e deslocamentos para cada um dos graus de liberdade;
- $p(t)$ é o vetor que representa as forças exteriores aplicadas em cada grau de liberdade.

A resolução de sistemas de equações de 2ª ordem pode ser efetuada no domínio do tempo, recorrendo a funções de resposta a impulsos ou no domínio da frequência. Uma vez que o objetivo do presente trabalho é a avaliação do comportamento dinâmico de um edifício com base em resultados experimentais, a análise da equação (2.1) no domínio da frequência é a que revela maior interesse na sua análise.

Procedendo à passagem para o domínio da frequência, por aplicação da transformada de Fourier a ambos os membros da equação (2.1), obtém-se uma nova expressão que relaciona, no domínio da frequência a resposta com excitação:

$$U(\omega) = H(\omega) \cdot P(\omega) \quad (2.2)$$

sendo que:

- $U(\omega)$ e $P(\omega)$ são os vetores que representam, respetivamente, as transformadas de Fourier da resposta e da excitação;

→ $H(\omega)$ é a matriz composta por um conjunto de componentes $H_{ij}(\omega)$ que constituem a função de resposta em frequência (FRF) do sistema e que relacionam a resposta no grau de liberdade i com a força generalizada aplicada no grau de liberdade j .

A matriz $H(\omega)$ relaciona-se com as matrizes M, C e K que caracterizam a estrutura, através da seguinte expressão:

$$H(\omega) = [-\omega^2 \cdot m + i \cdot \omega \cdot c + k]^{-1} \quad (2.3)$$

A determinação da matriz $H(\omega)$ é uma operação difícil, pois exige o cálculo da inversa de uma matriz complexa para cada frequência pretendida. A utilização da formulação modal, descrita seguidamente, permite obter a matriz $H(\omega)$ de uma forma numericamente mais eficiente.

2.2.2. Formulação modal

A formulação modal permite transformar o sistema de N equações diferenciais (2.1), num conjunto N equações diferenciais independentes. Este procedimento consiste em expressar o vetor dos deslocamentos através de uma combinação linear de N vetores independentes, designados por modos de vibração do sistema (φ_k), os quais são combinados linearmente com coeficientes denominados como coordenadas modais (q_i).

Considerando a equação de movimento livre para estruturas sem amortecimento, ou seja:

$$M\ddot{q}(t) + Kq(t) = 0 \quad (2.4)$$

Admitindo que as soluções da equação (2.4) são da forma:

$$q(t) = \varphi_k \cdot e^{\lambda_k \cdot t} \quad (2.5)$$

os modos de vibração são determinados através da resolução do problema valores e vetores próprios, conforme seguinte expressão:

$$K \cdot \varphi_k = -\lambda_k^2 \cdot M \cdot \varphi_k \quad (2.6)$$

A resolução do problema de valores e vetores próprios origina N valores próprios ($-\lambda_k^2$) e respetivos vetores próprios (φ_k).

$$\lambda_k = i \cdot \varphi_k \quad (2.7)$$

Os modos de vibração são apresentados numa matriz (Φ), designada por matriz modal, que contém em cada coluna os modos de vibração da estrutura.

Em estruturas sem amortecimento, a separação da equação diferencial (2.1) é conseguida através das relações de ortogonalidade, ou seja, os modos de vibração são ortogonais em relação às matrizes de massa e de rigidez das estruturas:

$$\Phi^T \cdot K \cdot \Phi = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_k & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

$$\Phi^T \cdot M \cdot \Phi = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & m_k & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

em que:

- $\Phi^T \cdot K \cdot \Phi$ é a matriz de rigidez generalizada, que contém na sua diagonal a rigidez modal (k_k) dos N modos;
- $\Phi^T \cdot M \cdot \Phi$ é a matriz de massa generalizada, que contém na sua diagonal a massa modal (m_k) dos N modos.

Uma vez que os modos resultam do problema de valores e vetores próprios, definidos a menos de um fator de escala é usual escalá-los por forma a tornar as massas modais unitárias.

Pré-multiplicando ambos os lados da equação (2.6) por (Φ^T) e utilizando as igualdades (2.8) e (2.9) verifica-se que para cada um dos modos, as frequências angulares não amortecidas, obtêm-se através da expressão:

$$\omega_k = \sqrt{\frac{k_k}{m_k}} \quad (2.10)$$

No caso de estruturas com amortecimento viscoso os modos de vibração são ortogonais em relação à matriz de amortecimento, ou seja:

$$\Phi^T \cdot C \cdot \Phi = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & c_k & \\ & & \ddots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & 2 \cdot \xi_k \cdot m_k \cdot \omega_k & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

Das igualdades anteriores é estabelecida a definição de amortecimento modal (c_k).

Um caso particular de amortecimento é o designado amortecimento de Rayleigh, que admite a combinação linear da matriz de massa e de rigidez, através da seguinte expressão:

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (2.12)$$

em que α e β são duas constantes a determinar em função do amortecimento da estrutura.

O amortecimento de Rayleigh admite que a distribuição do amortecimento ao longo da estrutura é proporcional à distribuição de massa e de rigidez, facilitando o tratamento matemático do problema e possibilitando uma boa aproximação para a maioria das estruturas.

Considerando novamente a expressão (2.5) como solução geral do movimento livre de vários graus de liberdade com amortecimento proporcional, obtêm-se então $2N$ valores de λ_k que relacionam as frequências angulares não amortecidas e os coeficientes de amortecimento modais através das seguintes expressões:

$$\lambda_k = -\xi_k \cdot \omega_k + i \cdot \sqrt{1 - \xi_k^2} \cdot \omega_k \quad (2.13)$$

$$\lambda_k^* = -\xi_k \cdot \omega_k - i \cdot \sqrt{1 - \xi_k^2} \cdot \omega_k \quad (2.14)$$

onde o sobrescrito \bullet^* representa o complexo conjugado.

Sendo a resposta $q(t)$ de um sistema linear de N graus de liberdade com amortecimento proporcional, definida em função dos modos de vibração pela expressão:

$$q(t) = \sum_{k=1}^N \varphi_k \cdot q_i(t) \quad (2.15)$$

Então o sistema de equações diferenciais (2.1), pode ser transformado num conjunto de equações diferenciais independentes (ou desacopladas), pela seguinte expressão:

$$m_k \cdot \ddot{q}_i(t) + c_k \cdot \dot{q}_i(t) + k_k \cdot q_i(t) = p_k(t) \quad (2.16)$$

em que as componente modais de excitação $p_k(t)$ resultam do produto do vetor modal transposto correspondente ao modo de vibração k pelo vetor de excitação $p(t)$.

A equação do movimento expressa em coordenadas modais (2.16), pode ser transportada para o domínio da frequência, recorrendo à transformada de Fourier, expressa da seguinte forma:

$$U_i(\omega) = H_i(\omega) \cdot P_k(\omega) \quad (2.17)$$

sendo cada uma das funções de resposta em frequência no espaço modal $H_i(\omega)$ definida em função dos parâmetros modais, pela expressão:

$$H_i(\omega) = [\omega_k^2 - \omega^2 + 2 \cdot i \cdot \xi_k \cdot \omega \cdot \omega_k]^{-1} \quad (2.18)$$

A matriz das funções de resposta em frequência pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$H(\omega) = \sum_{k=1}^N H_i \cdot \varphi_k \cdot \varphi_k^T \quad (2.19)$$

A anterior expressão (2.19) pode ser sistematizada na seguinte forma:

$$H(\omega) = \Phi \cdot H_d \cdot \Phi^T \quad (2.20)$$

onde a matriz H_d é uma matriz diagonal que contém, na sua diagonal principal, as funções de resposta em frequência no espaço modal, encontrando-se os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa.

A expressão (2.19) permite facilmente calcular os elementos da matriz das funções de resposta em frequência, através da seguinte expressão:

$$H_{(m,n)}(\omega) = \sum_{i=1}^N \frac{(\varphi_m)_k \cdot (\varphi_n)_k}{\omega_k^2 - \omega^2 + 2 \cdot i \cdot \xi_k \cdot \omega \cdot \omega_k} \quad (2.21)$$

onde $(\varphi_m)_k$ corresponde à componente m do modo de vibração k .

O cálculo da matriz das funções de resposta em frequência a partir da formulação modal é muito mais eficiente, não só pelo facto das operações matemáticas envolvidas serem mais simples, mas também porque é possível ter em consideração um número de modos de vibração limitado, bastando apenas alterar o limite superior dos somatórios das expressões (2.20) e (2.21), contabilizando para tal a contribuição dos primeiros modos, que se julgem representativos do sistema dinâmico.

Finalmente, através das equações (2.15) e (2.17) é possível obter a resposta da estrutura no domínio da frequência, considerando a expressão seguinte:

$$U(\omega) = \sum_{k=1}^N \varphi_k \cdot H_i(\omega) \cdot P_k(\omega) \quad (2.22)$$

Salienta-se o interesse das funções de resposta em frequência (FRF) sob um ponto de vista da análise modal experimental, uma vez que é possível avaliar experimentalmente estas funções.

2.3. Excitação estocástica

A designação de excitação estocástica está associada a ações dinâmicas desconhecidas, sendo a variação temporal de carácter aleatório, pelo que não é possível prever o comportamento futuro. Nestas condições, a caracterização do comportamento dinâmico terá de ser realizada com base em conceitos probabilísticos tornando-se conveniente idealizar a excitação através de um processo estocástico (Mendes, et al., 2008b; Magalhães, 2004).

Sendo a excitação desconhecida, o processo de identificação das características dinâmicas das estruturas, pode ser efetuada por duas vias (Magalhães, 2004):

- a) Relacionando a resposta medida da estrutura com a correspondente excitação, também esta medida;
- b) Analisando só a resposta da estrutura e estabelecendo certas hipóteses acerca da natureza da excitação natural ou ambiental.

Assim, este tipo de processo está mais vocacionado para a via experimental, uma vez que se baseia na análise e interpretação das respostas das estruturas, recorrendo a fundamentos de estatística que visam a definição analítica das funções de densidade espectral de potência da resposta das estruturas no domínio da frequência.

Não é objetivo da presente dissertação a elaboração de algoritmos de identificação modal, tratando-se apenas da avaliação experimental do comportamento dinâmico de um edifício em alvenaria de pedra recorrendo a métodos de identificação modal disponíveis no programa *LNEC-SPA* desenvolvido no LNEC (Mendes, et al., 2007). Por esse motivo não será efetuada uma abordagem dos fundamentos que estão por de trás dos métodos de identificação modal, uma vez que estes são suficientemente abordados em vários trabalhos sobre análise experimental (Caetano, 1992; Magalhães, 2004; Rodrigues, 2004). Assim serão apresentados em seguida, alguns métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência.

2.4. Métodos de identificação modal no domínio da frequência

Nos ensaios de medição de vibrações ambiente, não existe controlo sobre as forças de excitação e nem existe possibilidade de as conhecer ou de medir numa forma determinística. Como tal, para a identificação modal, é necessário assumir uma hipótese quanto às suas características, ou seja, as forças de excitação são consideradas como uma realização de um processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco com média nula.

A designação *identificação modal estocástica* surge precisamente da hipótese, referida anteriormente, que ocorre do fato de ações ambientais resultarem pela contribuição

simultânea de várias ações como, por exemplo, vento, tráfego sobre as estruturas, máquinas instaladas na estrutura ou até mesmo na sua vizinhança. No entanto é uma simplificação necessária para o desenvolvimento teórico dos métodos de identificação, pois o que acontece na realidade é a distribuição do conteúdo energético da ação por uma larga banda de frequências que não é perfeitamente uniforme.

Importa referir que os métodos de identificação que se baseiam na análise de resposta da estrutura são, no geral, adaptações dos métodos de identificação tradicionais. Estes métodos são os que realizam a identificação dos parâmetros modais da estrutura através de relações entre a excitação e a resposta.

Seguidamente descrevem-se os métodos de identificação que se têm mostrado mais promissores na identificação modal de estruturas de engenharia civil no domínio da frequência, baseados em estimativas espectrais de resposta da estrutura.

2.4.1. Método básico no domínio da frequência

O método básico no domínio da frequência (BFD – “*Basic Frequency Domain*”), ou método também conhecido por seleção de picos (PP – “*Peack-Picking*”), é o método de identificação modal estocástica mais conhecido no domínio da avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas de engenharia civil, não só pela fácil implementação e aplicação como também permite obter bons resultados e de fácil interpretação.

O método BFD teve a primeira aplicação, em 1964, associada à avaliação das frequências naturais de vibração de um edifício composto por 19 pisos, a partir da análise dos auto-espectros de registos de velocidade obtidos em ensaios de medição de vibrações ambiente, e estimando também a configuração do 1º modo de translação numa das direções (Crawford, et al., 1964). No entanto, em 1993 Felber desenvolveu um trabalho em que apresentou o método de forma mais sistematizada, permitindo a automatização através de programas de análise e de visualização gráfica das configurações modais identificadas (Felber, 1993).

Em termos gerais, os fundamentos do método BFD verificam que a hipótese das ações ambiente é assumida como um processo estocástico gaussiano de ruído branco com média nula e, como tal, as condições das funções de densidade espectral da resposta, apresentam picos de amplitude nas suas frequências naturais de vibração

Depreende-se do parágrafo anterior que um processo estocástico é denominado *Gaussiano*, quando a evolução temporal do conjunto das variáveis que o integram, possuem conjuntamente uma função de densidade de probabilidade Gaussiana ou também

denominada normal. O ruído branco é um tipo de sinal de distribuição constante em frequência, que garante a excitação total à estrutura para todas as frequências.

O método BFD é um método de identificação de sistemas no domínio da frequência baseado na hipótese de respostas de banda estreita. Para as frequências próximas das frequências naturais da estrutura, a sua resposta dinâmica é essencialmente condicionada pela contribuição do modo ressonante. Esta hipótese caracteriza os métodos designados de um grau de liberdade, logo, assumindo a sua validade, é possível simular o comportamento dinâmico de uma estrutura na vizinhança das frequências de ressonância com um oscilador de um grau de liberdade com a mesma frequência ω_k e o mesmo coeficiente de amortecimento ξ_k do modo ressonante (Magalhães, 2004).

Assim sendo, as frequências naturais ω_k encontram-se associadas a picos das funções de densidade espectral e por sua vez os coeficientes de amortecimento ξ_k estão associados à largura dos picos de ressonância das mesmas funções de densidade espectral. Já para as configurações modais ϕ_k dependem da relação entre as funções de densidade espectral, tendo por referência um determinado grau de liberdade (Mendes, et al., 2008b).

Face ao exposto pode-se depreender que as características dinâmicas dos sistemas estruturais (frequências, configurações e coeficientes de amortecimento dos modos naturais de vibração) podem ser extraídas da análise das funções de densidade espectral da resposta estrutural, através das respostas medidas experimentalmente. De seguida apresenta-se como é efetuada essa análise utilizando o método BFD.

Espectros normalizados médios – ANPSD

A caracterização experimental do comportamento dinâmico de uma estrutura requer a medição da sua resposta que pode exigir a obtenção de registos em dezenas ou centenas de pontos das estruturas.

A análise espectral dos registos obtidos experimentalmente levará a igual número de auto-espectros e ainda a espectros cruzados que relacionam entre si os registos de resposta obtidos nos diferentes pontos instrumentados. Como tal, é essencial efetuar a análise dessas funções de densidade espectral, para obtenção de todas as frequências que podem corresponder a modos naturais de vibração identificados nos picos de ressonância de sistemas estruturais. Uma forma de sintetizar toda essa informação é através dos espectros normalizados médios – ANPSD (Felber, 1993; Rodrigues, 2004) de outra forma este procedimento tornar-se-ia uma operação bastante trabalhosa.

O cálculo destes espectros é realizado a partir dos auto-espectros dos registos através do seguinte procedimento:

- a) Cálculo de auto-espectros normalizados (*NPSD – Normalized Power Spectral Densities*) dos registos de resposta obtidos em cada ensaio dos vários ensaios efetuados, a partir de seguinte expressão:

$$NPSD_i(\omega_n) = \frac{\tilde{S}_{ii}(\omega)}{\sum_{k=1}^N \tilde{S}_{ii}(\omega)} \quad (2.23)$$

em que $\tilde{S}_{ii}(\omega)$, representa os elementos da diagonal principal da matriz de funções de densidade espectral designados por auto-espectros, que podem ser obtidas através de estimativas simples dos espectros de potência a partir da expressão:

$$S_{YY} = \frac{Y(\omega) \cdot Y^*(\omega)}{N \cdot \Delta t} \quad (2.24)$$

onde:

- Δt é o inverso da frequência de amostragem;
- N o número total de pontos da série temporal;
- $Y(\omega)$ é a FFT (*“Fast Fourier Transform”*) da série temporal e $Y^*(\omega)$ o seu conjugado.

Esta normalização equivale a tornar igual a área sob cada um dos auto-espectros.

- b) Cálculo dos auto-espectros normalizados médios (*ANPSD – Average Normalized Power Spectral Densities*) correspondentes a todos os pontos instrumentados e a todos os ensaios efetuados:

$$ANPSD_i(\omega_n) = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^l NPSD_i(\omega_n) \quad (2.25)$$

Na equação (2.25), l é o número de graus de liberdade instrumentados e $NPSD_i(\omega_n)$ os espectros normalizados (2.23).

O cálculo dos espectros normalizados médios permite de uma certa forma sintetizar a informação contida nos espectros calculados com os registos obtidos nos diferentes pontos instrumentados, uma vez que resultam do cálculo duma média de diferentes espectros. Com os *ANPSD* os picos de ressonância que se verificam em todos os auto-espectros apresentam-se bem diferenciados, enquanto os picos que se verificam só num auto-espectro são suavizados, facilitando o trabalho de identificação das frequências próprias que devem corresponder a modos globais de vibração dos sistemas estruturais.

Contudo, é necessário confirmar se as frequências onde ocorrem esses picos correspondem efetivamente a modos naturais de vibração tendo em conta a informação disponibilizada

através do cálculo das funções de coerência entre os registos de resposta obtidos nos diferentes pontos instrumentados e as configurações modais correspondentes a essas frequências.

Identificação dos modos de vibração

Do processo destinado à identificação de configurações modais obtidas a partir de resultados experimentais, salienta-se alguns aspetos importantes associados à sua aplicabilidade:

- a) os modos de vibração, obtidos pela via experimental, são ligeiramente diferentes dos modos de vibração teóricos, pois representam a configuração que a estrutura assume quando excitada por uma harmónica pura;
- b) caso existam modos de vibração com frequências naturais próximas, os modos de vibração, identificados na vizinhança dessas frequências, são uma combinação dos modos de vibração respetivos;
- c) em sistemas estruturais cujas frequências estão bem separadas e apresentam valores de coeficientes de amortecimentos modais pequenos, sujeitos a forças de excitação com características de ruído branco, a resposta na frequência de um dos seus modos de vibração é claramente dominada por esse modo de vibração.

A identificação de configurações modais é um processo baseado numa função complexa designada de função de transferência em que se considera um ponto instrumentado medido em todos os ensaios (“campanhas”), designado como ponto de referência (*ref*), e no fato de se obter com este ponto uma relação entre todos os outros pontos medidos, para todas as frequências

Este processo de identificação de configurações modais é conseguido através do quociente de todos os espectros cruzados pelo auto-espectro tomado como referência, expresso da seguinte forma:

$$\tilde{H}_{j,ref}(\omega_k) = \frac{\tilde{S}_{j,ref}(\omega_k)}{\tilde{S}_{ref,ref}(\omega_k)} = \frac{(\varphi_j)_k}{(\varphi_{ref})_k} \quad (2.26)$$

onde:

- $\tilde{S}_{j,ref}(\omega_k)$ é a estimativa média da função de densidade espectral cruzada das repostas medidas em *j* e *ref*;
- $\tilde{S}_{ref,ref}(\omega_k)$ é a estimativa média do espectro de potência das acelerações medidas em *ref*;

→ $(\varphi_j)_k$ a ordenada modal no ponto j do modo k ;

→ $(\varphi_{ref})_k$ a ordenada modal no ponto ref do modo k .

Considerando a partir expressão (2.26) um ponto de referência o ponto ref e fazendo corresponder o ponto j a diferentes secções da estrutura, é possível obter as componentes modais associadas a cada uma das frequências de ressonância ω_k , a menos de um fator de escala. Salienta-se a importância da escolha do ponto de referência pois, para que a expressão (2.26) seja viável, a componente do modo de vibração no ponto ref tem de ser diferente de zero.

Uma vez que os espectros cruzados são funções complexas, é importante referir ainda, que do quociente anterior (2.26) surge um número complexo, cuja amplitude relaciona a amplitude do modo de vibração nos dois graus de liberdade j e ref e cuja fase deverá ser 0° ou 180° , isto é, o valor da fase indica o sentido a dar às amplitudes na avaliação das configurações modais, ou seja, quando a fase é 0° significa que as amplitudes de j e ref têm o mesmo sinal, por oposição quando a fase é de 180° indica que as amplitudes j e ref têm sinais opostos.

Avaliação do nível de ruído

A estimativa da função de coerência entre dois sinais (medidos nos graus de liberdade i e j) é dada por:

$$\tilde{\gamma}_{i,j}^2(\omega) = \frac{\tilde{S}_{i,j}(\omega)^2}{\tilde{S}_{i,i}(\omega) \cdot \tilde{S}_{j,j}(\omega)} \quad (2.27)$$

A função de coerência é uma medida da correlação entre dois sinais que toma valores entre 0 e 1, como tal, pode ser usada para avaliar o nível de ruído dos dados recolhidos.

Para valores próximos da unidade o nível de ruído é baixo e existe uma elevada linearidade entre os dois sinais, já para valores baixos indica que os níveis de ruído são elevados. Para frequências próximas das frequências naturais, a amplitude da resposta é mais elevada, pelo que a relação entre o nível de sinal e o nível de ruído é maior, sendo portanto expectável que a função de coerência assumia valores próximos da unidade.

Identificação dos coeficientes de amortecimento modais

O coeficiente de amortecimento relativo a um oscilador de um grau de liberdade pode ser determinado pelo método da meia potência (Clough, et al., 1993). Este processo, aplicado ao espectro médio normalizado das respostas medidas na estrutura, estima o coeficiente de amortecimento ξ_k , relacionado ao modo de vibração k , através da seguinte expressão:

$$\xi_k = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2 \cdot \omega_k} \quad (2.28)$$

onde ω_1 e ω_2 são frequências à esquerda e à direita da frequência de ressonância (ω_k), às quais está associada uma amplitude do espectro médio normalizado que é metade da amplitude associada à frequência de ressonância.

Existem trabalhos que constituem uma boa referência para a compreensão do método da meia potência (Clough, et al., 1993) e (Rodrigues, 2004), uma vez que neste trabalho será dada importância ao método de decomposição no domínio da frequência melhorado, apresentado na seção seguinte.

2.4.2. Método de decomposição no domínio da frequência

O método de decomposição no domínio da frequência (FDD - “*Frequency Domain Decomposition*”) pode ser entendido como uma extensão do método BFD, na medida em que também utiliza como informação de base as estimativas das funções de densidade espectral da resposta. No método FDD é introduzida uma operação de *diagonalização* da matriz de funções de densidade espectral, de modo a decompô-la nas contribuições modais que, em cada frequência, influenciam significativamente a resposta dum sistema. Essa operação de *diagonalização* consiste na aplicação de algoritmos de decomposição em valores próprios ou em valores singulares (SVD – “*Singular Value Decomposition*”) (Rodrigues, 2004).

A designação do método FDD surge com um trabalho desenvolvido por Rune Brinker (Brincker, et al., 2000), embora, os princípios fundamentais já tivessem sido utilizados por (Prevosto, 1982) e por (Corrêa, et al., 1992). No entanto foi desenvolvida uma versão melhorada, que resolve as duas principais limitações do método da seleção de picos (BFD), isto é, permite a identificação de modos com frequências próximas e possibilita a obtenção de boas estimativas dos coeficientes de amortecimento modais.

Decomposição em valores singulares

O algoritmo da decomposição em valores singulares (SVD – “*Singular Value Decomposition*”) decompõe uma matriz qualquer, A (de dimensão $m \cdot n$, em que $m > n$), no produto de outras três:

$$A = U \cdot S \cdot V^T, \text{ com } S = \begin{bmatrix} S_1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

onde:

- S_1 é a matriz quadrada diagonal, de dimensão n , que contém os valores singulares da matriz A por ordem decrescente
- U e V são matrizes unitárias ou ortonormais de dimensão $m \cdot m$ e $n \cdot n$, que contêm os vetores singulares à esquerda e à direita, respetivamente. Entende-se como uma matriz unitária ou ortonormal uma matriz que satisfaz a condição $A \cdot A^T = I$ (matriz identidade).

O algoritmo SVD está relacionado com a determinação de valores e vetores próprios. Os valores singulares da matriz A são iguais às raízes quadradas positivas dos valores próprios de $A^T \cdot A$ e $A \cdot A^T$. As colunas de U contêm os vetores próprios de $A \cdot A^T$ e as colunas de V contêm os vetores próprios de $A^T \cdot A$. Para o caso de A ser uma matriz complexa, as igualdades mantêm-se válidas se a operação de transposição (\bullet^T) for substituída pela operação de transposição seguida de conjugação complexa (\bullet^H).

Quando a matriz A é real e simétrica ou complexa e hermitiana¹, os valores singulares coincidem com os valores próprios e as matrizes U e V , que passam a ser coincidentes, contêm os vetores próprios.

Assim sendo, o problema de determinação dos valores e vetores próprios pode ser entendido como um caso particular de aplicação desta técnica mais genérica, que permite também a sua aplicação em matrizes retangulares.

Versão base FDD (“*Frequency Domain Decomposition*”)

O método FDD é baseado na aplicação da SVD à matriz das funções de densidade espectral, que a decompõem num conjunto de funções de densidade espectral de um grau de liberdade, cujas frequências e coeficientes de amortecimento são os mesmos dos modos de vibração da estrutura. Todavia, a aplicação deste método depende das seguintes hipóteses:

¹ Matriz Hermitiana é uma matriz que satisfaz a seguinte propriedade: $A = (A^T)^* = (A^*)^T$

- a) a excitação é de ruído branco;
- b) o amortecimento da estrutura é reduzido;
- c) os modos de vibração com frequências próximas são ortogonais.

No entanto, mesmo não satisfazendo as hipóteses, é ainda possível aplicar o método obtendo-se resultados aproximados ainda melhores que os resultados obtidos com o método BFD.

No método FDD começa pela decomposição em valores singulares da matriz dos espectros da resposta da estrutura, estimada numa frequência genérica ω_i , obtém-se:

$$S_y(\omega_i) = U_i \cdot S_i \cdot V_i^H \quad (2.30)$$

Evidencia-se o fato da matriz S_y completa ser quadrada e hermitiana e a matriz V , definida na expressão (2.29), coincidir com a matriz U .

Na diagonal da matriz S_i encontram-se os números de pontos instrumentados e dimensão da matriz S_i , isto é, os valores singulares da matriz dos espectros da resposta da estrutura designados por l . Estes valores singulares coincidem com as ordenadas, na frequência ω_i dos espectros de potência dos osciladores de um grau de liberdade, fazendo correspondência com os modos de vibração da estrutura, que contribuem claramente para a sua resposta nessa frequência. Uma vez que o algoritmo de SVD faz a organização dos valores singulares por ordem decrescente, na matriz S_i , o primeiro valor singular envolve, para cada frequência, a ordenada do auto-espectro do oscilador de um grau de liberdade relativo ao modo de vibração principal nessa frequência.

Caso existam modos próximos, o gráfico da variação do primeiro valor singular ao longo da frequência contém segmentos mais relevantes dos auto-espectros de todos os osciladores de um grau de liberdade, na vizinhança de cada frequência de ressonância, importantes para interpretar a resposta da estrutura.

No caso de a estrutura apresentar modos de vibração com frequências próximas, a decomposição em valores singulares da matriz das funções de densidade espectral, na vizinhança dessas frequências, apresenta tantos valores singulares como os valores significativos (pico), quanto os modos nessa situação, possibilitando assim o seu reconhecimento.

A identificação das frequências naturais da estrutura pode ser realizada, facilmente através da avaliação da abcissa correspondente aos máximos dos picos de todos os SVD identificados.

A primeira coluna da matriz U_i inclui para cada frequência a configuração do modo influente. As configurações dos restantes modos, se forem mutuamente ortogonais e ortogonais em relação ao primeiro, aparecem nas restantes colunas desta matriz.

Se não existirem modos com frequências próximas, as configurações modais associadas a cada frequência de ressonância podem ser estimadas através da primeira coluna da matriz U_i avaliada na respetiva frequência de ressonância. Caso contrário, se existirem modos com frequências próximas, a configuração do modo é avaliada através da primeira coluna da matriz U_i , em consonância com a respetiva frequência de ressonância. Contudo, as restantes configurações modais serão estimadas com base nas colunas, correspondentes aos valores singulares que apresentam picos e avaliadas na abcissa em que o respetivo valor singular é máximo.

Importa salientar que, na situação em que o ensaio é realizado em várias fases em que os pontos de referência se mantêm na mesma posições ao longo dos ensaios enquanto os restantes pontos são mudados de posição, coloca-se duas questões na aplicação deste método:

- a primeira assenta na necessidade de normalizar os espectros de valores singulares correspondentes a cada ensaio e de calcular um espectro médio desses valores normalizados, de modo a simplificar a informação obtida nos diversos ensaios. Esta normalização pode ser efetuada de forma semelhante ao método BFD através dos espectros normalizados médios (ANPSD);
- a segunda resulta no cálculo da matriz de funções de densidade espectral, considerando apenas as linhas correspondentes aos graus de liberdade de referência. Se estes forem escolhidos criteriosamente de modo a evitar nodos dos modos de vibração das estruturas, as funções de densidade espectral assim calculadas apresentam toda a informação necessária para a efetuar a identificação modal da estrutura.

Versão melhorada do método FDD (“Frequency Domain Decomposition”)

A técnica de decomposição no domínio da frequência melhorada (EFFD – “Enhanced Frequency Domain Decompositio”) é considerada como um aperfeiçoamento do método anteriormente descrito (FDD), que permite estimar os coeficientes de amortecimento modais e identificar com maior rigor as frequências naturais e as configurações modais da estrutura.

Os fundamentos teóricos do método EFDD tiveram uma primeira abordagem (Brincker, et al., 2000), mas só um ano mais tarde (Brincker, et al., 2001) é que o método é apresentado de forma mais clara e sistematizada. Assim, o aperfeiçoamento introduzido baseia-se no

fato da função de auto-correlação da resposta de um oscilador de um grau de liberdade sujeito a uma excitação do tipo ruído branco ser proporcional à sua resposta em vibração livre.

Segundo Rodrigues (Rodrigues, 2004), normalmente divide-se o método EFDD em duas fases distintas, em que a primeira fase é igual ao método FDD, ou seja:

- avaliação das funções de densidade espectral da resposta;
- decomposição em valores singulares da matriz de funções de densidade espectral;
- análise dos espectros de valores singulares para seleção dos picos de ressonância correspondentes a modos de vibração;
- avaliação das componentes modais segundo os graus de liberdade observados, através dos vetores singulares.

Terminada a primeira fase do método EFDD, prossegue-se para uma segunda fase, que consiste na identificação, nos espectros de valores singulares, das funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade correspondentes aos modos de vibração identificados. Essas funções são em seguida consideradas para ajustar as estimativas das frequências, das configurações modais e ainda para estimar os coeficientes de amortecimento.

A identificação das funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade, embora se possa efetuar manualmente com base na experiência e sensibilidade do experimentador, é no entanto preferível utilizar procedimentos mais fundamentados, tendo em conta a relação entre os vetores singulares nas frequências vizinhas e o vetor singular num pico de ressonância.

A relação entre os vetores singulares pode ser quantificada através do coeficiente MAC (*“Modal Assurance Criterion”*), o qual mede a correlação entre duas configurações modais (Allemang, 2003), cujo seu valor pode assumir valores entre 0 e 1. Na secção seguinte apresenta-se a definição do coeficiente MAC.

Para estruturas com frequências próximas, as funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade envolvem contribuições de diversos espectros de valores singulares, caso contrário, quando as frequências naturais são suficientemente bem separadas, a seleção dessas funções de densidade espectral envolverá, em geral, apenas o espectro do 1º valor singular.

Depois de definidas as funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade correspondentes aos modos de vibração dum sistema, é possível efetuar um ajuste na avaliação das configurações modais. Este ajuste é conseguido através dos vetores singulares considerados para avaliar uma estimativa média ponderada das componentes

modais segundo os graus de liberdade observados, ou seja, é efetuado o cálculo do valor médio entre os diversos vetores singulares com os respectivos valores singulares.

A grande melhoria do método EFDD assenta na transformação das funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade para o domínio do tempo, por aplicação da FFT inversa, obtendo-se as funções de auto-correlação, a partir das quais é possível obter as frequências naturais ajustadas e estimativas dos coeficientes de amortecimento.

Através do decremento logarítmico δ é possível determinar o coeficiente de amortecimento, definido pela expressão:

$$\delta = \frac{2}{k} \ln \left(\frac{r_0}{|r_k|} \right) \Leftrightarrow \ln(|r_k|) = -\delta \frac{2}{k} + \ln(r_0) \quad (2.31)$$

Em que:

→ r_0 é o valor inicial da função de auto-correlação;

→ r_k é o k -ésimo máximo (positivo ou negativo) da função de auto-correlação.

Considerando a expressão (2.31), a avaliação do decremento logarítmico δ e do valor inicial da função de auto-correlação r_0 pode ser feita através da regressão linear em $\delta \cdot k/2$ e $\ln(|r_k|)$. Assim, o coeficiente de amortecimento pode ser determinado a partir do decremento logarítmico, utilizando a expressão seguinte:

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + 4\pi^2}} \quad (2.32)$$

De forma semelhante à determinação do coeficiente de amortecimento, a avaliação da frequência também pode ser determinada a partir da função de auto-correlação, isto é, através de regressão linear nos instantes de passagem por zero e nos instantes correspondentes aos valores máximos (positivos ou negativos) e tendo em conta a relação entre a frequência natural amortecida f_d e a frequência natural não amortecida f , ou seja:

$$f = \frac{f_d}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (2.33)$$

Importa referir que, dado que as funções de auto-correlação são discretas, para determinar de forma precisa os seus valores máximos (positivos ou negativos), os correspondentes instantes de ocorrência e os instantes de passagem por zero, pode ser conveniente utilizar funções de interpolação entre os valores discretos. Na referência (Brincker, et al., 2001) é proposta a utilização de uma interpolação quadrática para a avaliação dos valores máximos e dos seus instantes de ocorrência e de uma interpolação linear para determinar os instantes de passagem por zero.

2.5. Calibração de modelos numéricos

A calibração de modelos é um procedimento que consiste na atualização de parâmetros do modelo numérico inicial e tem por finalidade minimizar as diferenças entre os resultados numéricos e experimentais (Ribeiro, 2012).

Segundo (Rodrigues, 2004), na comparação das características dinâmicas calculadas analiticamente com as identificadas experimentalmente, uma das regras é ter ambos os resultados, analíticos e experimentais, num mesmo referencial e ter a mesma correspondência dos graus de liberdade considerados experimentalmente com os graus de liberdade do modelo numérico.

Um aspeto importante é a verificação direta entre os pontos escolhidos na observação experimental e os nós da malha do respetivo modelo numérico. Esta condição pode ser facilmente cumprida se o planeamento do trabalho experimental e a definição do modelo de elementos finitos forem efetuados numa forma integrada, no entanto é necessário contabilizar a dimensão das matrizes e vetores do modelo numérico com a dimensão das matrizes e vetores do modelo experimental.

Verificadas as dimensões das matrizes e vetores modelos, analíticos e experimentais, poder-se-á iniciar a comparação das características dinâmicas calculadas analiticamente com as identificadas experimentalmente e tomar uma decisão de modificar ou não o modelo numérico.

Alguns critérios utilizados para a comparação dos resultados analíticos e experimentais são: a comparação das frequências dos modos de vibração, a comparação visual das configurações modais e o coeficiente MAC.

A comparação das frequências dos modos de vibração passa pela confrontação dos valores das frequências identificadas experimentalmente com as calculadas com um modelo numérico. Salienta-se a importância de analisar as configurações modais quando se está a comparar as frequências, por forma a fazer a correta correspondência das frequências dos modos de vibração. A comparação das frequências obtidas experimentalmente com as calculadas pode ser efetuada mediante a elaboração de um quadro com a listagem dos resultados obtidos e a indicação de erros relativos entre os resultados analíticos e experimentais.

Já o segundo critério mencionado, a comparação visual das configurações modais, é a forma mais imediata de comparar as componentes modais identificadas experimentalmente com as calculadas com um modelo numérico, através da sua representação gráfica.

Por último, uma das formas utilizadas e bastante conhecida é a designada por coeficiente MAC (*Modal Assurance Criterion*) (Allemang, 2003) definida na seguinte expressão:

$$MAC^{a-e}(i,j) = \frac{|(\varphi_i^a)^T \varphi_j^e|^2}{((\varphi_i^a)^T \varphi_i^a)((\varphi_j^e)^T \varphi_j^e)} \quad (2.34)$$

em que:

φ_i^a é o vetor de componentes modais calculadas com o modelo para o modo i;

φ_j^e é o vetor de componentes modais identificadas experimentalmente para o modo j;

O coeficiente MAC é um coeficiente de correlação determinado para cada par de vetores de componentes modais analíticas e experimentais que pode assumir valores entre 0 e 1, ou seja, quando dois modos de vibração apresentam boa correlação os valores são próximos de 1 enquanto para uma baixa correlação os valores são próximos de 0.

Para comparação das componentes modais analíticas e experimentais determina-se a matriz completa de coeficiente MAC, ver exemplo da Figura 2.1, que relaciona cada modo analítico com todos os modos experimentais.

		Modos experimentais			
		1	2	3	4
Modos Numéricos	1	0,989	0,008	0,001	0,001
	2	0,012	0,987	0,000	0,001
	3	0,001	0,000	0,942	0,049
	4	0,001	0,002	0,059	0,948

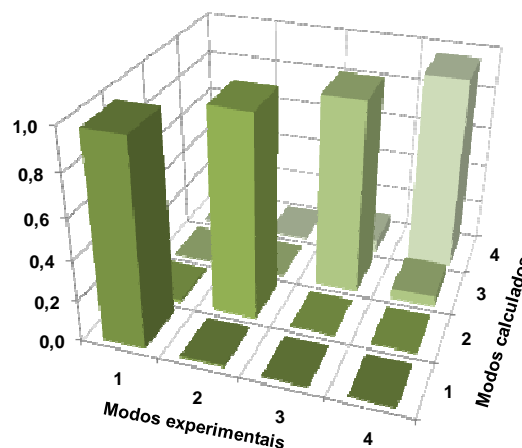


Figura 2.1 – Matriz dos coeficientes MAC [adaptado (Rodrigues, 2004)].

Genericamente, para valores de coeficiente MAC iguais ou superiores a 0,90 (90%) indica que os modos de vibração analíticos e experimentais são correlacionados enquanto para valores inferiores a 0,1 (10%) são modos de vibração não correlacionados. No entanto, em algumas situações, aceitam-se valores de 0,80 e 0,20 respetivamente (Meireles, 2007).

Segundo (Allemang, 2003) um coeficiente MAC próximo de zero pode ter as seguintes causas:

- incapacidade do modelo numérico em traduzir o comportamento dinâmico da estrutura;

- existência de não linearidades na estrutura responsáveis pela alteração das suas propriedades dinâmicas, em particular para diferentes níveis de excitação, condições climáticas, etc.;
- ruído nas medições experimentais;
- deficiente aplicação das técnicas de identificação dos parâmetros modais;
- correspondência inadequada entre os pontos utilizados no ensaio experimental e os graus de liberdade do modelo numérico.

Como já mencionado anteriormente, o coeficiente MAC depende da dimensão dos vetores modais. Os vetores experimentais com um número reduzido de elementos, associados a um número limitado de pontos de medição, tendem a apresentar valores de MAC elevados com um número alargado de modos numéricos. O coeficiente MAC é também particularmente sensível à alteração das ordenadas de maior amplitude e pouco sensível à alteração das ordenadas de pequena amplitude.

3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

3.1. Introdução

A modelação é um dos elementos fundamentais para a avaliação do comportamento estrutural de uma construção. Hoje é possível, recorrendo a programas de análise estrutural mais ou menos refinados, tais como, *SAP*, *Diana*, *Cast3M*. A modelação permite simular o comportamento estrutural e compreender, ou mesmo, diagnosticar as anomalias apresentadas pela construção. Posteriormente, o modelo numérico pode ser utilizado para definir as medidas corretivas necessárias para a reabilitação ou reforço da construção (Cóias, 2006).

O primeiro aspeto a ter em conta, quando se toma a decisão de efetuar um estudo de identificação modal de uma estrutura de engenharia civil é o desenvolvimento do modelo numérico da estrutura que permita ter, desde logo, uma estimativa das características dinâmicas da estrutura. Este deve ser elaborado recorrendo à informação disponível e eventuais ensaios que tenham sido feitos para caracterização dos materiais (Rodrigues, 2004).

No âmbito desta dissertação, foi elaborado um modelo numérico com recurso a um programa de cálculo automático, que tem por base o método dos elementos finitos, o *SAP2000* (CSI, 2012). A elaboração deste modelo teve como principal objetivo a identificação das frequências próprias e respetivas configurações modais do edifício em estudo.

Tendo em conta que a única informação disponível é o projeto de levantamento arquitetónico, ou seja, dados referentes à geometria do edifício, foi necessário recolher informação sobre o tipo de construção e materiais utilizados, através de um levantamento bibliográfico de estudos em edifícios semelhantes.

Assim sendo, este capítulo compreende uma breve caracterização do tipo de construção do edifício em estudo, evidenciando os principais materiais utilizados nos elementos estruturais, seguindo-se a descrição do estado atual do edifício em análise e a forma como foi feita a modelação do comportamento estrutural indicando as características mecânicas utilizadas na definição dos materiais, os valores de massa considerados e os elementos tridimensionais utilizados na modelação.

3.2. Recolha de dados para desenvolvimento do modelo numérico

O edifício estudado possui elevado valor histórico na região da Grande Lisboa, cuja construção terá sido iniciada no final do século XIX. Este edifício destinava-se a “alojar as comitivas dos visitantes oficiais” sendo atualmente ocupado por “serviços de consulta, de análise, de informação e de apoio técnico”.

3.2.1. Tipologia construtiva

Os edifícios de alvenaria construídos após 1755 são classificados em três tipos: os Pombalinos, os “Gaioleiros” e os edifícios “em Placa”. A diferença entre as tipologias referidas baseia-se não só na época de construção, mas particularmente pelas alterações nos sistemas estruturais e construtivos (NESDE, 2013). Dado o ano de construção do edifício em estudo, final século XIX, presume-se que seja um edifício do tipo “gaioleiro”.

Seguidamente são descritos alguns aspetos construtivos dos edifícios “gaioleiros” que serviram de base para a elaboração do modelo numérico.

Começando pelas fundações, estas podem ser de três tipos: diretas, semi-diretas ou indiretas. No primeiro caso, tendo em conta às características do solo, as paredes resistentes com espessura igual ou superior eram prolongadas até uma certa profundidade. No caso das semi-diretas, quando um solo de fundação não se encontrava à superfície, eram escavados poços até atingir a camada resistente e preenchidos com alvenaria de pedra de boa qualidade. No topo destes poços eram executados arcos de tijolo maciço, pedra ou misto, sobre os quais nasciam as paredes resistentes. No terceiro caso, a fundação fazia-se com recurso a estacas de madeira cravadas até atingir estratos profundos de solo resistente. A Figura 3.1 e a Figura 3.2 ilustram os dois primeiros casos de fundações (Appleton, 2003).

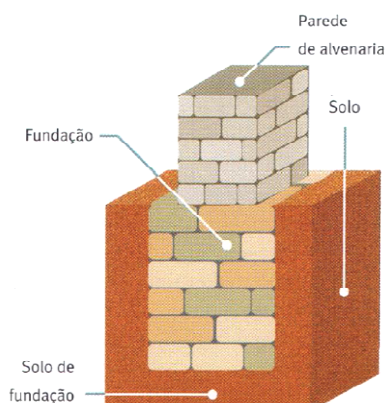


Figura 3.1 – Fundação direta (Appleton, 2003).

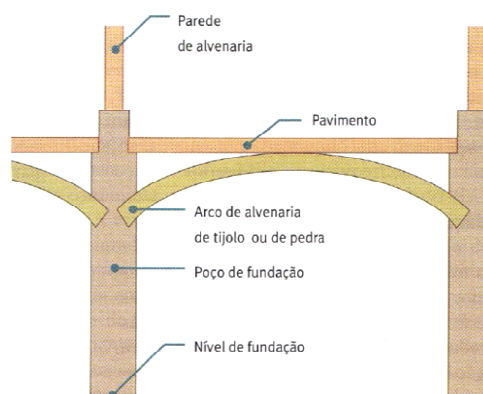


Figura 3.2 – Fundação semi-direta (Appleton, 2003).

Relativamente às paredes, estas podem ser classificadas em três categorias (Pinho, 2000; Appleton, 2003):

→ Paredes mestras

Paredes mestras, em linguagem corrente, são as paredes principais, consideradas como paredes resistentes do edifício pelo facto de terem a função de suportarem cargas verticais (gravíticas) e também forças horizontais (vento, sismos). São, geralmente, de alvenaria de pedra irregular (Figura 3.3) argamassadas com argila. A pedra utilizada pode variar entre uma pedra rígida (por exemplo, basalto e calcário) a um calcário brando.

Estas paredes apresentam espessuras variáveis, entre 0,90 m (R/C) e 0,50 m (último piso), conforme Figura 3.4, surgindo principalmente na fachada principal e posterior dos edifícios;

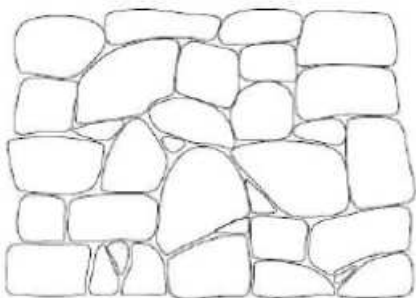


Figura 3.3 – Representação esquemática de alvenaria de pedra irregular (Candeias, 2008).

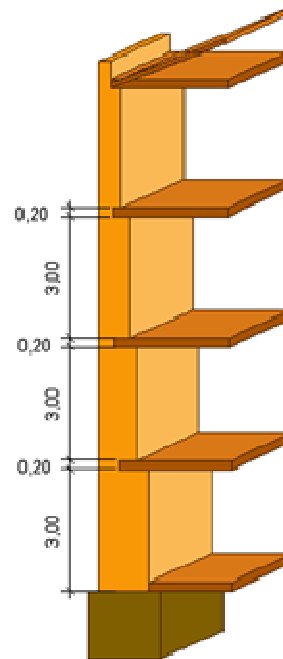


Figura 3.4 – Transição brusca das paredes [adaptado (Appleton, 2003)].

→ Paredes resistentes de tijolo maciço

São paredes localizadas nas empenas e, em alguns casos, no interior do edifício, com espessura entre 0,15 m e 0,30 m;

→ Paredes interiores de tabique

As paredes de compartimentação usuais na construção tipo “gaioleiro” que se destinam a definir as divisórias, apresentam uma espessura média de 0,15 m. A sua

interligação com as paredes mestras e os pavimentos faz com que seja um elemento importante no travamento estrutural.

Eram construídas com tábuas pregadas na vertical, que recebem, em ambas as faces, fasquias horizontais dispostas paralelamente (com um intervalo entre 0,03 m e 0,05 m), sendo posteriormente preenchido com argamassa e finalizando com estuque, como se pode observar na Figura 3.5 e Figura 3.6.

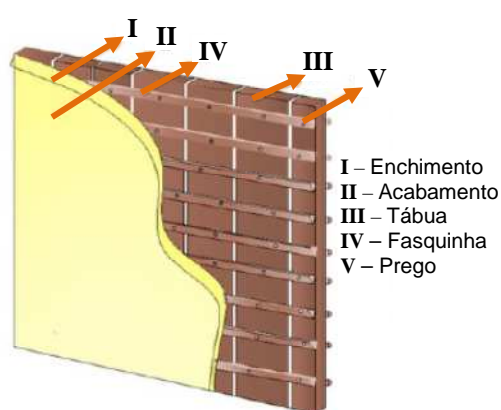


Figura 3.5 – Representação esquemática de um elemento construtivo de tabique [adaptado de (Gonçalves, 2013)].

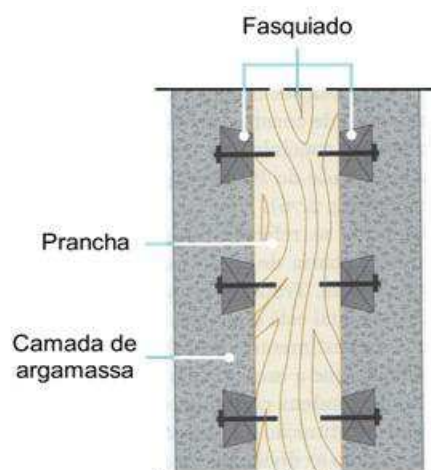
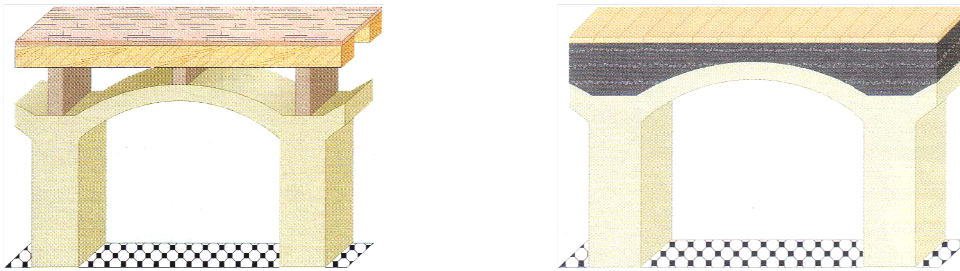


Figura 3.6 – Tabique de madeira com revestimento sobre fasquiado (Appleton, 2003).

Os revestimentos das paredes de alvenaria, tanto interior como exterior, eram normalmente executados com três camadas de argamassa de composição variável da primeira camada para a última camada, podendo apresentar uma espessura total superior a 5 cm. No acabamento final para paramentos exteriores recorria-se a materiais de textura mais fina, que se conseguia através da seleção de granulometria, particularmente, da areia. Já o estuque de argamassa de cal e gesso era um material mais específico para acabamentos de paredes interiores.

Em relação aos pavimentos, segundo Appleton (Appleton, 2003), o piso térreo apresenta uma constituição muito simples geralmente baseada em terra batida ou enrocamentos de pedra arrumada à mão, sobre a qual era colocado revestimento em lajetas de pedra, ladrilhos, tijoleiras cerâmicas ou sobrados de madeira. Nos pisos elevados salienta-se a importância da madeira como material estrutural, sendo em alguns casos o principal elemento da estrutura do pavimento constituído por arcos e abóbadas de alvenaria, conforme ilustra a Figura 3.7.

A estrutura dos pavimentos elevados é fundamentalmente construída em madeira, organizada em vigas paralelas apoiadas em paredes resistentes de alvenaria e colocadas com afastamento variável entre 0,20 m e 0,40 m. Este afastamento entre vigas nos edifícios de melhor qualidade é igual à largura das próprias vigas, como se apresenta na Figura 3.8 de forma esquemática.



- a) Pavimento em arcos com estrutura de madeira que recebe soalho. b) Pavimento em abóbadas com enchimento que recebe revestimento de pedra ou cerâmico.

Figura 3.7 – Pavimentos em arcos e abóbadas (Appleton, 2003).

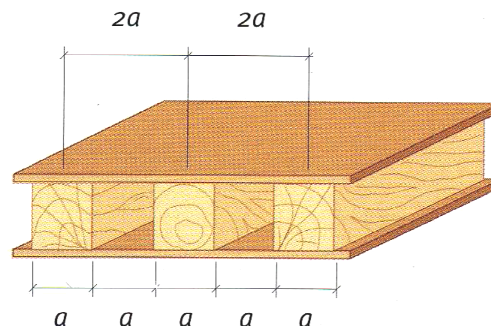


Figura 3.8 – Esquema estrutural de um pavimento de madeira (Appleton, 2003).

A ligação dos pavimentos às paredes de apoio pode ser feita através da solução mais simples que consiste em encaixar as vigas de madeira em aberturas dispostas nas paredes com a dimensão conveniente, (Figura 3.9 a). Caso se pretendesse que o pavimento tivesse um papel importante no travamento geral da estrutura, as ligações parede/pavimento eram melhoradas com a ancoragem de peças metálicas pregadas à viga e embebidas nas paredes atravessando do interior para o exterior. Estas peças são ancoradas na face exterior da parede como se pode observar na Figura 3.9b. Nas paredes com frechal, que corresponde à peça de madeira que coroa a parede, a ligação entre o pavimento e a parede podia ser feita através deste elemento cuidadosamente ancorado à parede através de pregagem ou com recurso a tirantes de madeira embebidos, conforme se ilustra na Figura 3.9c.

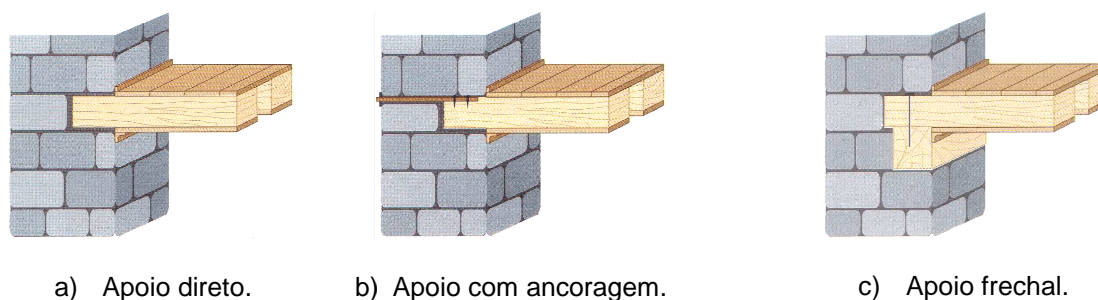


Figura 3.9 – Ligações entre pavimentos e respetivas paredes de apoio (Appleton, 2003).

Os revestimentos de tetos apresentam duas variantes: i) forro em madeira com uma espessura de 1 a 2 cm; ii) estuque sobre fasquiado. Na primeira variante, o teto é revestido com o chamado forro “saia e camisa” (Figura 3.10a) com pranchas coladas em fiadas com larguras que podem atingir 25 cm. Em edifícios de melhor qualidade, ou numa opção de revestimento mais simplificada, o forro era justaposto com encaixe em meia madeira (macho-fêmea ou alheta). Na segunda variante, o teto é constituído por estuque à base de cal e gesso aplicado sobre fasquiado de madeira (Figura 3.10b). A execução desta variante, começa por pregar diretamente o fasquiado às vigas de pavimento, seguindo-se a aplicação de uma camada de argamassa fraca e terminado com a camada de estuque (Appleton, 2003).

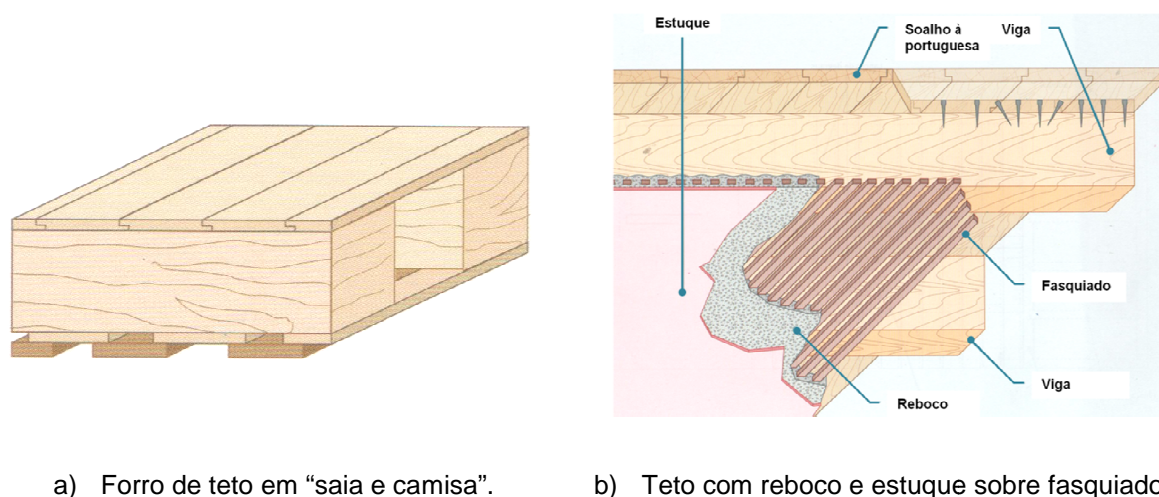


Figura 3.10 – Revestimentos de tetos (Appleton, 2003).

Os tetos estucados e rebocados podem ser trabalhados, apresentando formas mais ou menos complexas (Figura 3.11), geralmente florões e figuras, pintados à cor branca ou com

pinturas simulando ricos tetos de talha de madeira. No final do século XIX surgem os chamados estuques italianos, os tetos apresentam pinturas decorativas com realce para a pintura de faixas junto das transições parede-teto, simulando mármore ou madeiras nobres, conforme Figura 3.12.



Figura 3.11 – Teto de estuque trabalhado sobre fasquiado, com elementos estruturais do pavimento visíveis (Branco, 2007).



Figura 3.12 – Teto de estuque decorado com pinturas (Appleton, 2003).

Os edifícios “gaioleiros” apresentam geralmente coberturas inclinadas, constituídas por elementos estruturais de madeira, revestida normalmente por telha marselha ou meia cana, conforme ilustração da Figura 3.13. Uma cobertura comum nestes edifícios são as mansardas, que apresentam uma inclinação acentuada por forma a ampliar, ao longo de todo o piso, o espaço disponível entre o último piso e a cobertura. Salienta-se a existência de trapeiras, conforme Figura 3.14 e Figura 3.15, que ajudam na luminosidade e arejamento do último piso.

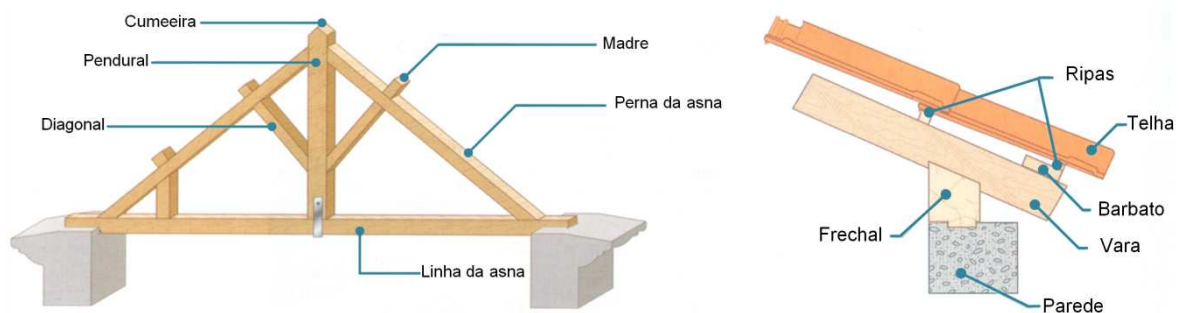


Figura 3.13 – Composição de uma estrutura de cobertura (Appleton, 2003).

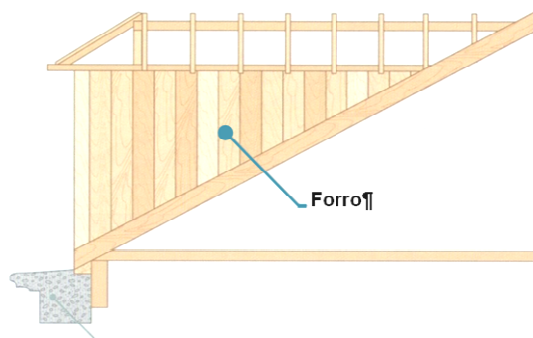


Figura 3.14 – Estrutura de trapeira com forro de tabuado para ser posteriormente revestido a telha (Appleton, 2003) .

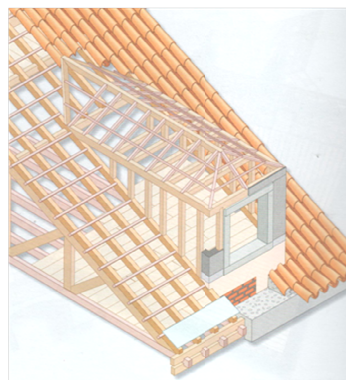


Figura 3.15 – Composição do telhado em zona de trapeira (Appleton, 2003).

Salienta-se ainda nos edifícios “gaioleiros” o excesso decorativo da fachada ao nível das janelas, guarnecimento dos vãos e varandas, característica que não existia na época antecedente. Esta excessiva decoração é apresentada em variadas formas, tanto nas janelas e cantarias como em várias partes da fachada, com utilização de frisos, cornijas e elementos escultóricos, como ilustram os exemplos da Figura 3.16.



Figura 3.16 – Exemplo de edifícios “gaioleiros” (Candeias, 2008; Branco, 2007).

3.3. Caracterização do edifício em estudo

Como já referido anteriormente, o edifício em estudo foi construído no final do século XIX e face ao carisma histórico dos edifícios na envolvente, de arquitetura civil barroca e neoclássica, não apresenta uma altura elevada como os edifícios característicos desta época.

O estudo deste edifício foi baseado no projeto de levantamento arquitetónico (plantas, alçados e cortes) (TOPOMETRIA, 1998) e complementado com visitas ao edifício, efetuando, sempre que possível, um levantamento fotográfico.

O edifício apresenta uma planta aproximadamente retangular, 42,00 m de comprimento e 12,00 m de largura, conforme Figura 3.17, é formado por uma cave parcial e três pisos elevados, um dos quais em mansarda, conforme se apresenta na Figura 3.18.

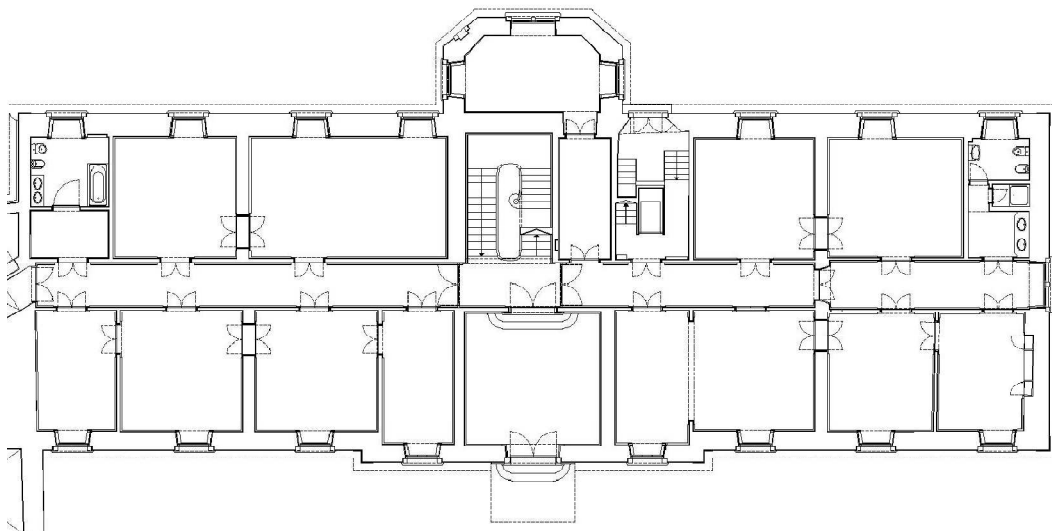


Figura 3.17 – Planta dos pisos elevados, retirada do levantamento arquitetónico (TOPOMETRIA, 1998).

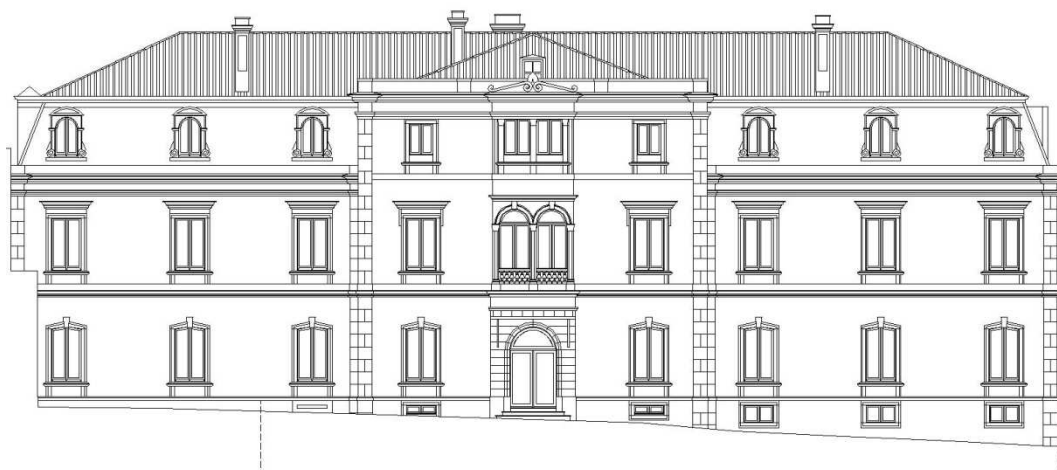


Figura 3.18 – Fachada principal retirada do levantamento arquitetónico (TOPOMETRIA, 1998).

As paredes exteriores, designadas por paredes mestras, são em alvenaria de pedra com espessuras variáveis tanto em planta como em altura. É de destacar a ornamentação existente nas fachadas, um aspeto característico desta época, como por exemplo o guarnecimento dos vãos, como se observa na Figura 3.19 e Figura 3.20.

Relativamente às paredes interiores, estas dividem-se em paredes divisórias em tabique, na direção longitudinal e transversal do edifício, e em paredes resistentes em alvenaria de pedra e tijolo, de espessura variável, na direção transversal.



Figura 3.19 – Parte da fachada principal do edifício.



Figura 3.20 – Parte da fachada posterior do edifício.

O acesso aos pisos elevados é feito por uma escada principal em madeira na zona central do edifício, conforme se observa na Figura 3.21, iluminada por uma claraboia (Figura 3.22) e constituída por dois lanços retos com um patamar de descanso, apresentando um corrimão em prumos metálicos trabalhados. A escada dá acesso a um corredor que se desenvolve na direção longitudinal do edifício, conforme é ilustrado na Figura 3.23 e Figura 3.24. Adjacente

à escada principal, encontra-se uma outra escada, designada como escada de serviço, e um pequeno elevador.



Figura 3.21 – Escadaria principal do edifício.

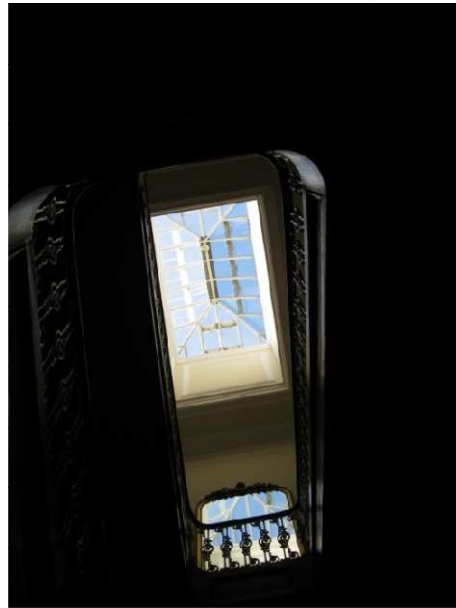


Figura 3.22 – Claraboia da escada principal.



Figura 3.23 – Vista do corredor do piso 0.



Figura 3.24 – Vista do corredor do piso de mansarda.

O pavimento é constituído por vigas de madeira perpendiculares à fachada principal com revestimento em tábuas de solho. Algumas salas do edifício apresentam um pavimento mais cuidado, constituído por peças de madeira que formam desenhos no pavimento (ver Figura 3.25 e Figura 3.26). A espessura global do pavimento é de cerca de 29 cm.



Figura 3.25 – Estrutura de madeira do teto do piso de mansarda.

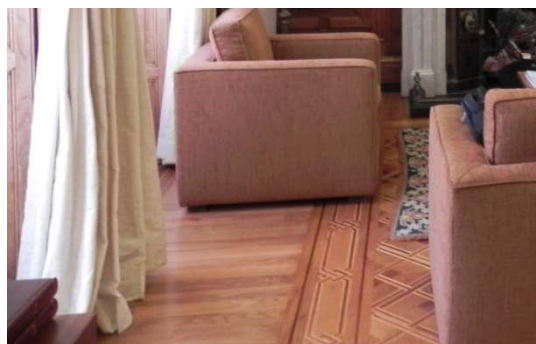


Figura 3.26 – Revestimento de piso em madeira.

O acabamento do teto é em estuque sobre fasquiado, característico da época, com motivos decorativos em forma de florões, frisos e molduras, conforme se pode observar na Figura 3.27 e Figura 3.28.



Figura 3.27 – Estuque com motivos decorativos situado numa sala do piso 1.



Figura 3.28 – Teto do hall de entrada do edifício.

A cobertura do edifício apresenta uma estrutura inclinada de madeira com geometria de quatro águas, como se pode observar Figura 3.29, característica das coberturas dos edifícios antigos, constituída por asnas, madres, elementos de travamento e elementos de ripado, que sobre este é assente telha cerâmica do tipo marselha (Figura 3.30 e Figura 3.31). Na Figura 3.31, é visível a parede interior resistente em alvenaria de tijolo furado que ajuda a suportar os elementos estruturais da cobertura.

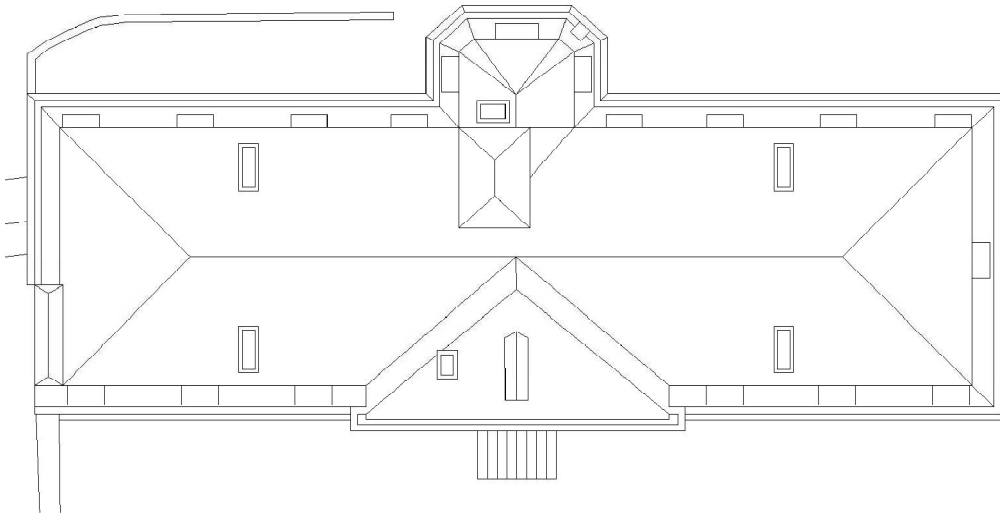


Figura 3.29 – Planta de Cobertura, retirada do levantamento arquitetónico (TOPOMETRIA, 1998).



Figura 3.30 – Ripado de madeira da estrutura da cobertura.



Figura 3.31 – Vista dos elementos estruturais da cobertura.

O piso designado por piso de mansarda é constituído por paredes de tabique com travessas de madeira colocadas na diagonal e revestidas com telha cerâmica plana (conhecida como

escama de peixe) conforme ilustram a Figura 3.33 e a Figura 3.34. Os vãos ornamentados da mansarda (Figura 3.34), designados como trapeiras, permitem a entrada de luz e o arejamento nos vários compartimentos do piso.



Figura 3.32 – Pormenores da parede do piso de mansarda sem o revestimento.



Figura 3.33 – Revestimento da mansarda em telha cerâmica plana.



Figura 3.34 – Vãos tipo do piso de mansarda.

São notáveis as intervenções que este edifício tem sido alvo tendo em conta o nível de conservação e manutenção do edificado atualmente existente, nomeadamente ao nível dos pavimentos, paredes e tetos trabalhados.

Durante uma das visitas presenciou-se uma intervenção ao nível da cobertura que compreendeu a substituição da telha existente por outro tipo de telha e colocação de placas em poliestireno extrudido para proporcionar isolamento térmico.

No Anexo A apresentam-se as peças desenhadas a que se teve acesso para o estudo do edifício.

3.4. Descrição do modelo numérico

Face ao exposto anteriormente, considerou-se que a estrutura do edifício em estudo é composta por elementos horizontais em madeira, elementos verticais em alvenaria de pedra, tijolo ou tabique. A modelação foi elaborada com recurso a um programa de cálculo automático, tendo-se utilizado elementos finitos com comportamento de membrana (*shell*) e elementos de barra (*frame*).

Recorrendo ao levantamento da geometria do edifício, foram criados eixos ortogonais (*grids*), em correspondência com os diferentes planos necessários à discretização da estrutura, permitindo identificar as várias espessuras, quer em altura quer ao nível do piso, das paredes resistentes exteriores e interiores, de modo a obter uma boa aproximação do modelo à realidade. A Figura 3.35 apresenta um exemplo do tipo de paredes utilizadas e na Tabela 3.1 são apresentadas as espessuras consideradas para a modelação das respetivas paredes.

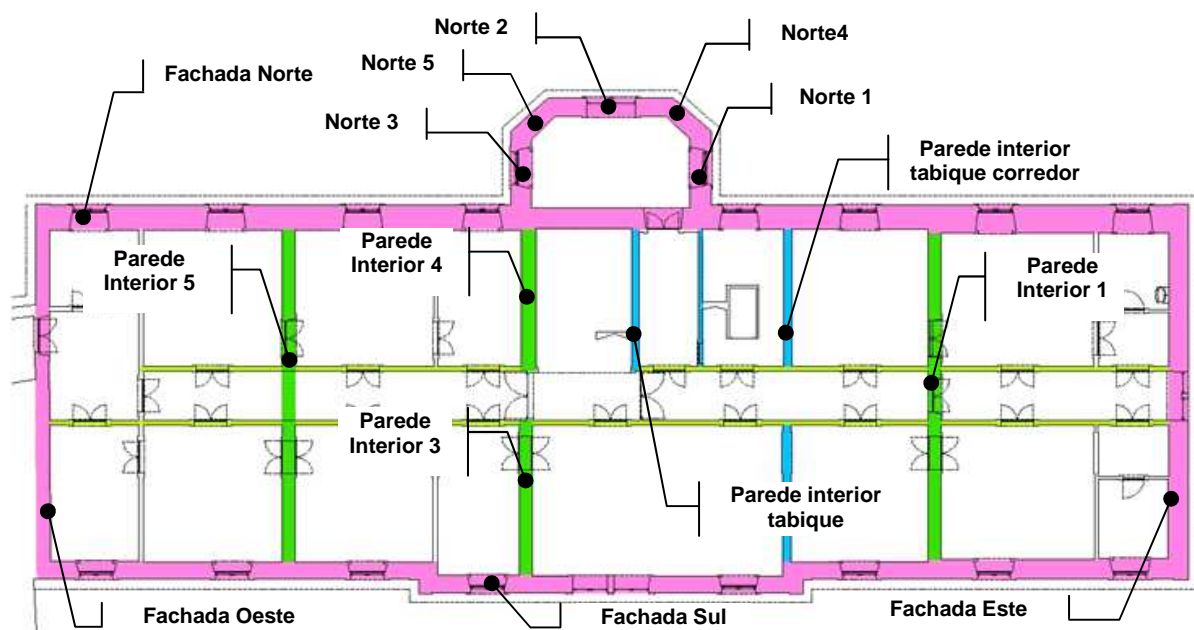


Figura 3.35 – Esquema das paredes interiores e exteriores no piso 1.

Tabela 3.1 – Espessura das paredes de alvenaria em pedra.

Localização	Espessuras [m]			
	Cave	Piso 0	Piso 1	Piso 2
Fachada Norte	1,28	0,97	0,90	-
Fachada Norte 1		0,94	0,79	-
Fachada Norte 2		0,76	0,69	-
Fachada Norte 3		0,89	0,75	-
Fachada Norte 4		0,85	0,74	-
Fachada Norte 5		0,83	0,72	-
Fachada Sul		0,75	0,63	0,63
Fachada Este		0,85	0,73	-
Fachada Oeste		0,53	0,51	-

As propriedades dos materiais utilizados, em rigor, deveriam ser obtidas a partir de ensaios *in situ* ou recolha de amostras no local para realização de ensaios de caracterização mecânica. A execução destes ensaios não foi possível e não fazia parte dos objetivos deste trabalho. Então, recorreu-se à bibliografia disponível sobre edifícios com características semelhantes e a tabelas técnicas (Reis, et al., 2008), para obtenção das propriedades mecânicas iniciais dos materiais.

Na modelação das paredes foram criados “materiais”, por forma a distinguir os vários tipos de parede. Assim sendo, para as paredes exteriores em alvenaria de pedra foram designadas *AP_EXT*, as paredes interiores em alvenaria de pedra por *AP_INT*, as paredes em alvenaria de tijolo por *Atij* e as paredes em tabique do piso de mansarda designadas *TbA*. Algumas paredes de compartimentação, adjacente à escada principal e secundária, foram designadas como *Tbint* e, por fim, as paredes longitudinais dos corredores foram designadas como *TbintC*.

A Tabela 3.2 apresenta as propriedades mecânicas atribuídas aos materiais utilizados na modelação das paredes.

Tabela 3.2 – Propriedades dos materiais para modelação das paredes.

Material	Designação do material	Peso volúmico γ [kN.m ⁻³]	Módulo de elasticidade E [GPa]	Coefficiente de Poisson ν
Alvenaria de pedra exterior	AP_EXT	22,00	2,50	0,1
Alvenaria de pedra interior	AP_INT	22,00	2,50	0,1
Alvenaria de tijolo	Atij	16,50	1,00	0,1
Tabique do piso de mansarda	TbA	24,38	5,00	0,2
Tabique interior	Tbint	19,29	5,00	0,2
Tabique interior (corredor)	TbintC	0	5,00	0,2

O peso volúmico das paredes de tabique foi obtido da seguinte forma:

→ Tabique em piso de mansarda com 0,08 m de espessura (TbA)

Admitindo para o peso do revestimento em telha cerâmica o valor aproximado de 0,60 kN.m⁻² e para o peso do tabique de madeira fasquiado o valor de 1,35 kN.m⁻² obtém-se o peso volúmico da parede através da expressão (3.1):

$$TbA = (\text{Revestimento} + \text{Tabique de madeira fasquiado}) / \text{espessura} \quad (3.1)$$

→ Tabique na parede adjacente à escada principal e secundária com 0,07 m de espessura

Considerando apenas o peso do tabique de madeira fasquiado de 1,35 kN.m⁻² obtém-se o peso volúmico através da expressão (3.2):

$$TbA = \text{Tabique de madeira fasquiado} / \text{espessura} \quad (3.2)$$

Para minimizar os modos de vibração de pavimento foram modeladas as paredes divisórias em tabique (**TbintC**) na direção longitudinal do edifício, considerando massa nula.

As paredes resistentes exteriores e interiores foram modeladas com elementos finitos do tipo *Shell-Thick*, para permitir deformação por flexão e por corte e as paredes em tabique como *Shell-Thin*, para que a sua deformação seja controlada apenas por flexão.

Foram consideradas as aberturas correspondentes às janelas e portas, na modelação das paredes exteriores e interiores, por forma a estar mais próximo da realidade e reduzir a massa total. Não foram contabilizados os elementos decorativos da fachada, nem dos vãos por se considerar que têm pouco influência na resposta global do edifício.

Para efeitos da modelação, o material considerado nos elementos horizontais foi designado como *PM* nos pavimentos de madeira e *TM* para o teto da mansarda. Estes elementos foram modelados com elementos finitos do tipo *Shell-Thin*. Os pavimentos de madeira apresentam uma espessura de 0,29 m e não são totalmente maciços, pelo que se calculou uma espessura equivalente com base no esquema apresentado na Figura 3.36. No Anexo B apresentam-se os cálculos efetuados.

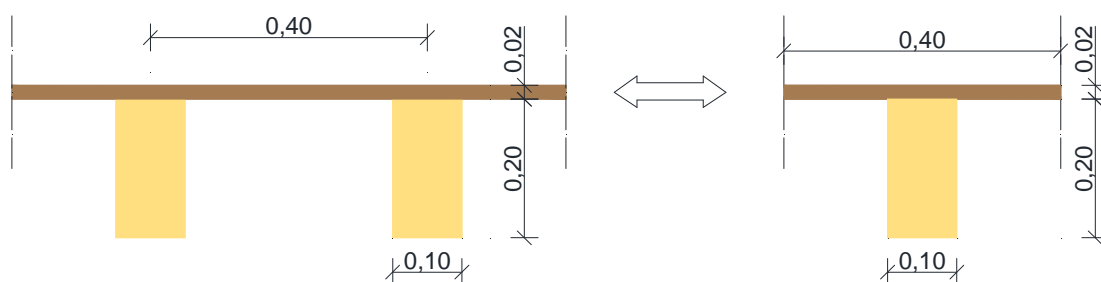


Figura 3.36 – Esquema da secção do pavimento.

O valor do peso volúmico considerado nos elementos horizontais foi de $41,43 \text{ kN.m}^{-3}$. Este valor tem por base a recolha de informação feita anteriormente. Assim, foi considerado solho de 0,022 m sobre vigas de madeira afastadas 0,35 m a 0,40 m ($0,50 \text{ kN.m}^{-2}$), estuque fasquiado incluindo reboco e esboço ($0,40 \text{ kN.m}^{-2}$) e sobrecarga de $2,00 \text{ kN.m}^{-2}$ (Reis, et al., 2008).

Considerou-se que a cobertura é constituída por madres e elementos de contraventamento ($0,20 \text{ kN.m}^{-2}$), asnas ($0,20 \text{ kN.m}^{-2}$) e telha do tipo Marselha incluindo ripas e varas ($0,65 \text{ kN.m}^{-2}$), totalizando um peso volúmico de $15,00 \text{ kN.m}^{-3}$ (Reis, et al., 2008). Para definir as propriedades da cobertura foi utilizado um material designado de *Cob*.

Seguidamente, na Tabela 3.3 são apresentados de forma resumida os valores dos pesos atribuídos nos vários materiais considerados para a modelação do modelo numérico.

Tabela 3.3 – Propriedades dos materiais para modelação dos pavimentos e cobertura (Reis, et al., 2008).

Designação do material	Designação	Peso [kN.m ⁻²]
PM	→ Solho de 0,022 m sobre vigas de madeira afastadas 0,35 m a 0,40 m	0,50
	→ Estuque fasquiado incluindo reboco e esboço	0,40
	→ Sobrecarga: Compartimentos destinados a utilização de carácter privado	2,00
TM	→ Solho de 0,022 m sobre vigas de madeira afastadas 0,35 m a 0,40 m	0,50
	→ Estuque fasquiado incluindo reboco e esboço	0,40
	→ Sobrecarga: Compartimentos destinados a utilização de carácter privado	2,00
Cob	Coberturas inclinadas em estrutura de madeira	
	→ Madres e elementos de contraventamento	0,20
	→ Asnas	0,20
	→ Telha tipo Marselha incluindo ripas e varas	0,65

Procedeu-se à modelação da cobertura utilizando elementos do tipo *Shell-Thin*, no entanto, como já referido, para minimizar os modos de vibração da cobertura considerou-se elementos do tipo barra (*Frame*), para simular as vigas horizontais, prumos e algumas peças diagonais. O material utilizado para estes elementos designa-se por *EMad*, apresentando este material massa nula.

Admitindo que o terreno apresenta boas condições, para simular a ligação ao exterior, consideraram-se restrições dos graus de liberdade (*restraints*) correspondentes aos deslocamentos dos nós da base do modelo, conforme se ilustra na Figura 3.37. Para as paredes da cave em contato com o terreno, restringiu-se apenas os deslocamentos perpendiculares ao plano da parede (ver Figura 3.38).

Tendo em conta que existe um edifício adjacente no alçado Oeste do edifício em estudo, que impede a translação livre do edifício em estudo nesta direção foram consideradas molas (*springs*) nos nós correspondentes à junta entre o edifício em estudo e o adjacente, na direção (x) e na direção (y), ambas de valor 10⁶ kN.m⁻¹ (Figura 3.39).

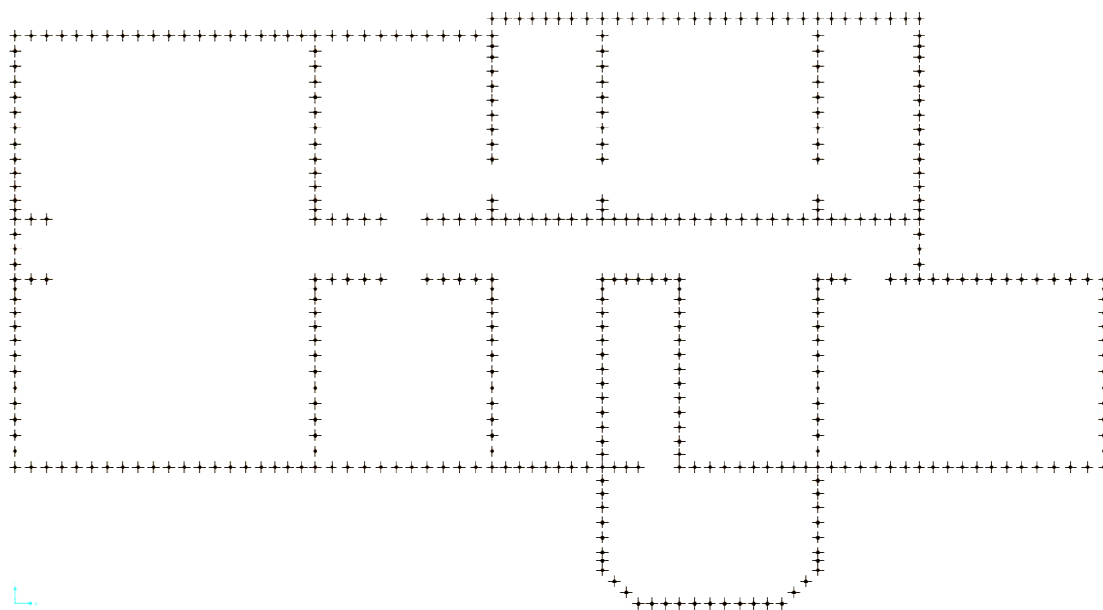


Figura 3.37 – Planta do modelo numérico com representação das restrições dos graus de liberdade (*restraints*) correspondentes aos deslocamentos dos nós da base.

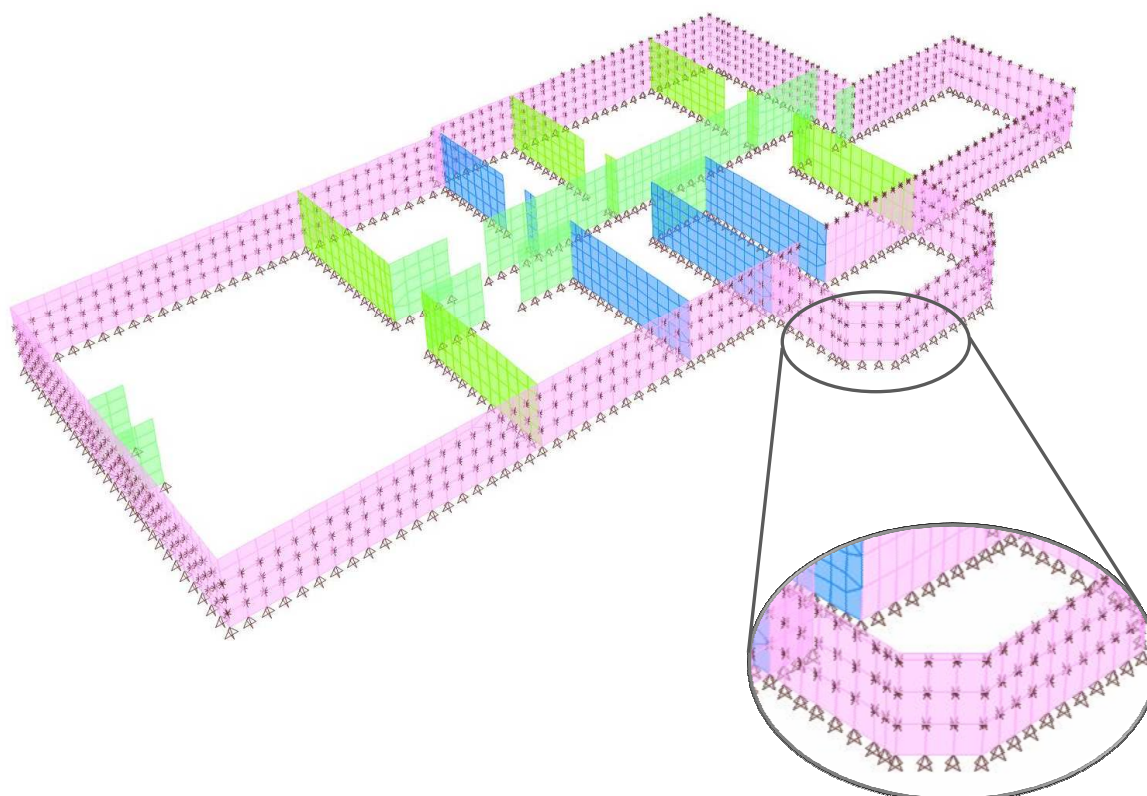


Figura 3.38 – Perspetiva do modelo numérico com representação das restrições dos graus de liberdade (*restraints*) nos nós da base e perpendiculares ao plano da parede ao nível da cave.

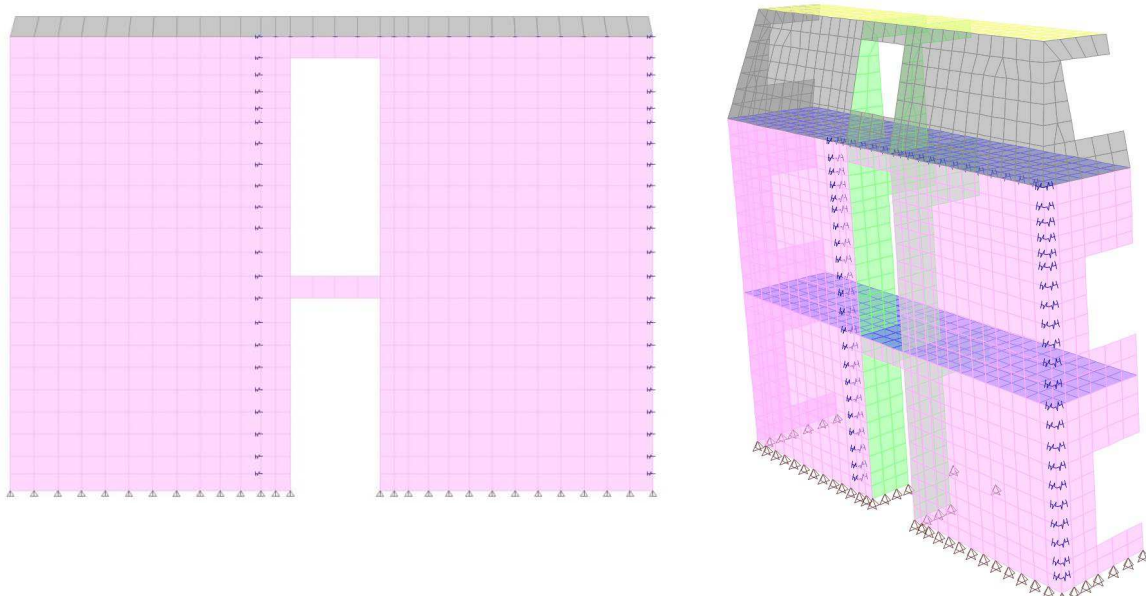


Figura 3.39 – Vista e perspetiva do modelo numérico com representação das molas (*springs*) nos nós correspondentes à junta entre edifícios.

O modelo numérico desenvolvido tem um total de 30 920 nós, 31 454 elementos de casca, 398 elementos de barra e 1 481 apoios (nós com restrições dos graus de liberdade). Destes apoios, em 542 foram restringidos os deslocamentos em todas as direções (correspondendo a fundações), 308 são fixos apenas na direção (x), 511 são fixos apenas na direção (y) e os restantes 120 são fixos apenas em duas direções (x) e (y) (correspondendo a paredes enterradas). Foram também utilizadas 62 molas nas direções (x) e (y) correspondentes à junta entre edifícios. Desta forma, o modelo tem um total de 182 829 graus de liberdade independentes.

Seguidamente na Figura 3.40 à Figura 3.46 são apresentadas diversas representações gráficas do modelo numérico desenvolvido para o edifício em estudo, onde as cores representam os vários tipos de materiais utilizados. Apenas nas últimas figuras, Figura 3.47 à Figura 3.46, os elementos são representados com expressão do seu volume, podendo-se observar-se a redução da espessura das paredes exteriores e interiores resistentes ao longo da altura.

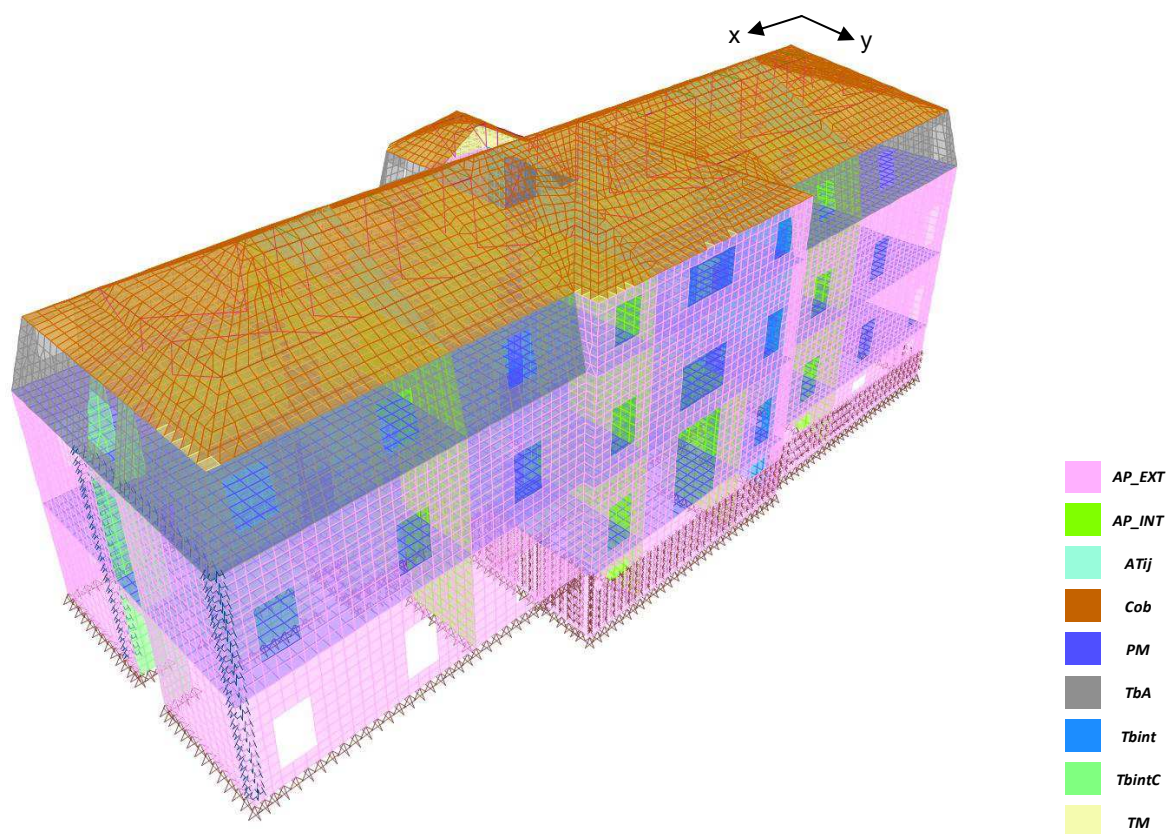


Figura 3.40 – Perspetiva do modelo numérico com vista para a fachada Sul (fachada principal).

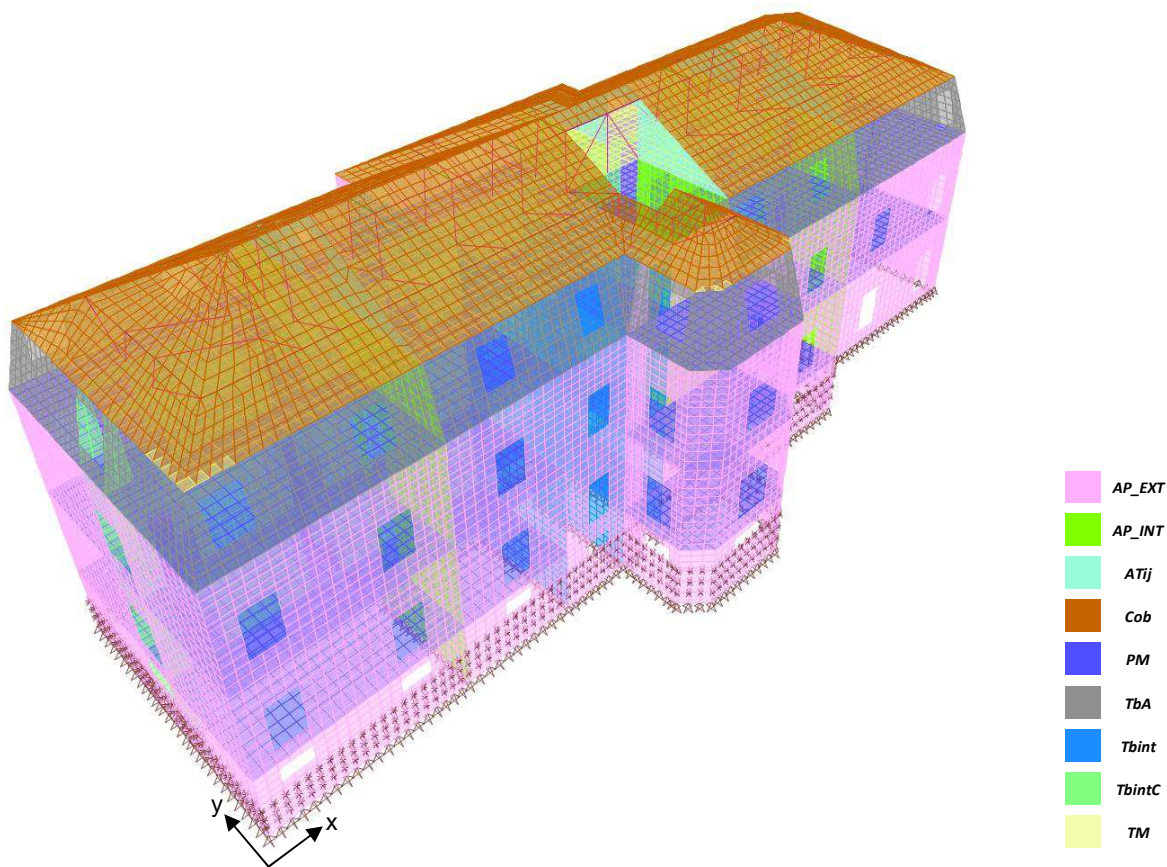


Figura 3.41 – Perspetiva do modelo numérico com vista para a fachada Norte (fachada de tardoz).

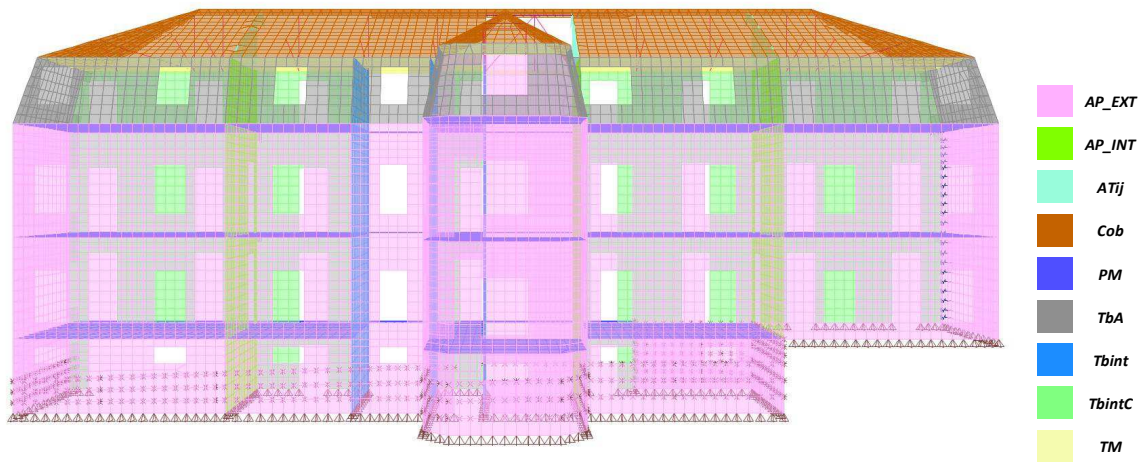


Figura 3.42 – Vista longitudinal do edifício em estudo.

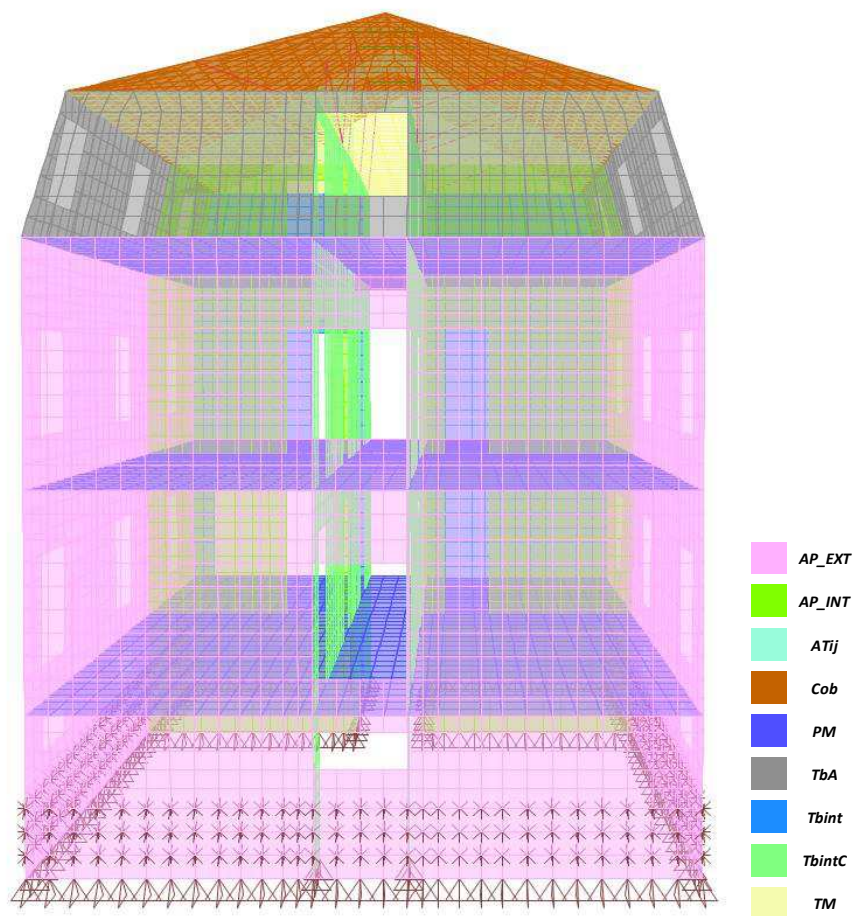


Figura 3.43 – Vista transversal do edifício em estudo.

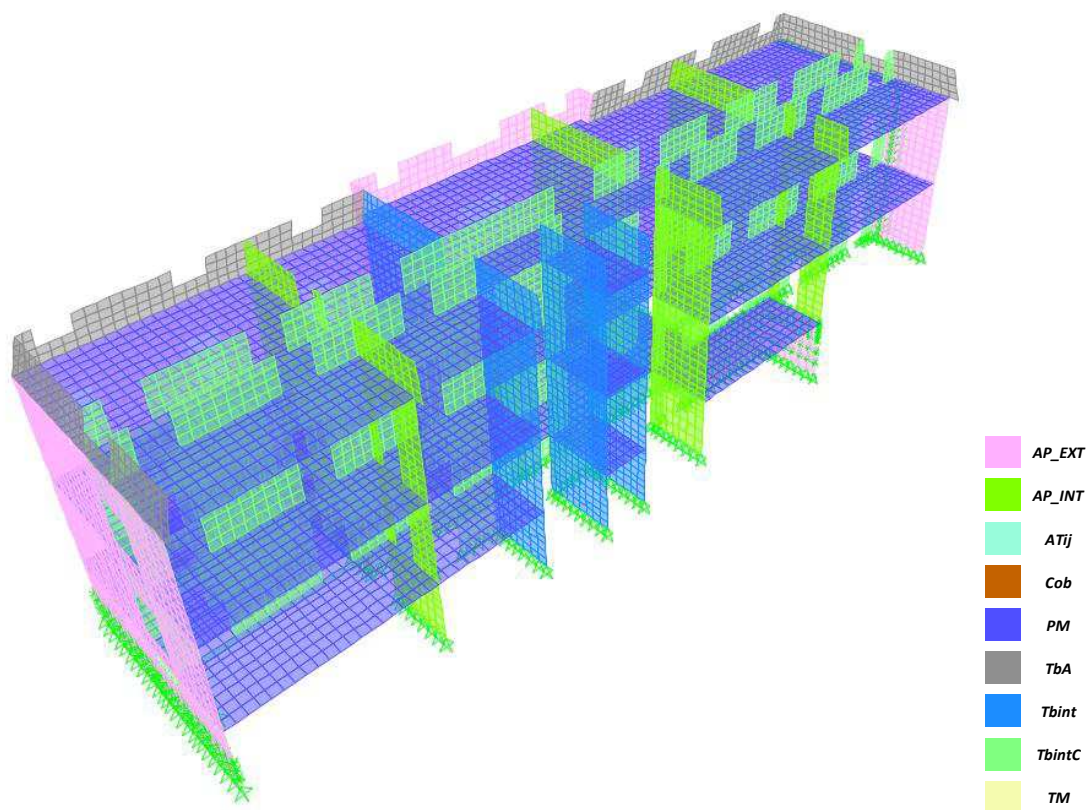


Figura 3.44 – Perspetiva com um corte longitudinal e outro paralelo ao plano do pavimento no piso de mansarda.

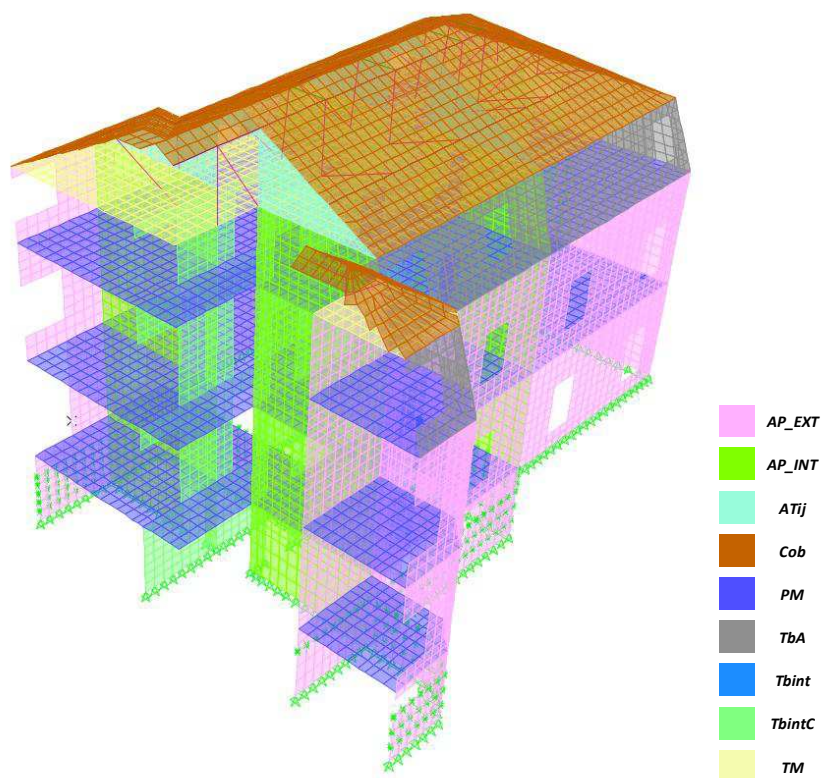


Figura 3.45 – Perspetiva com corte transversal na zona das escadas principais.

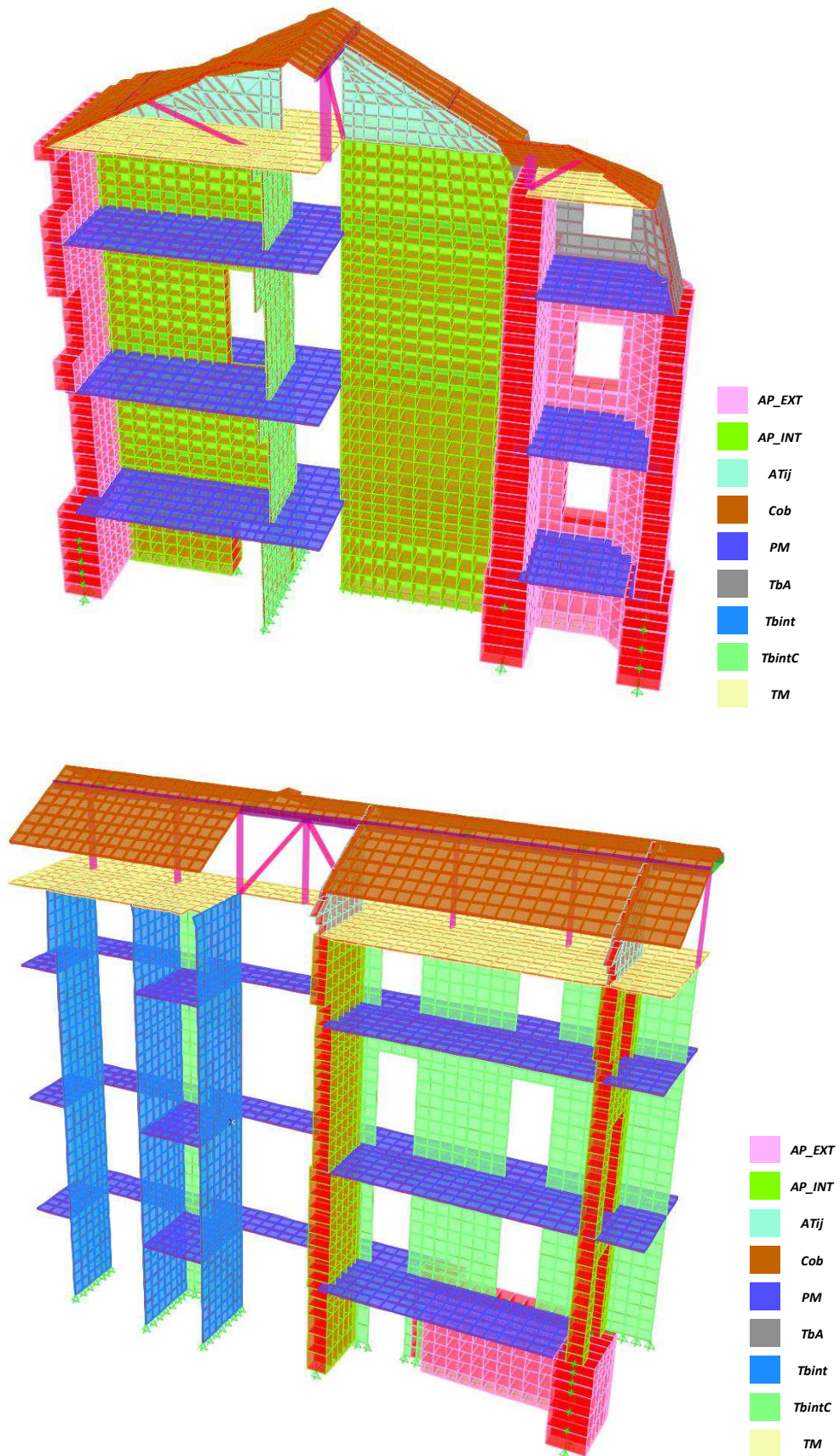


Figura 3.46 – Vistas em corte na zona das escadas principais.

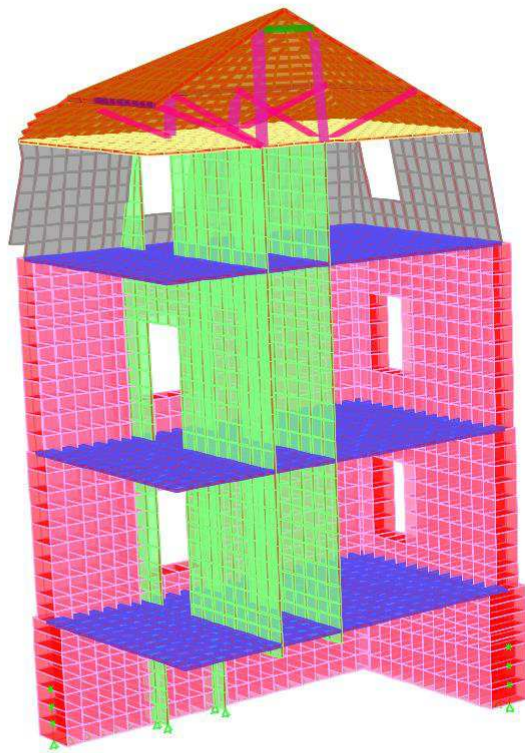


Figura 3.47 – Vista em corte das paredes exteriores resistentes.

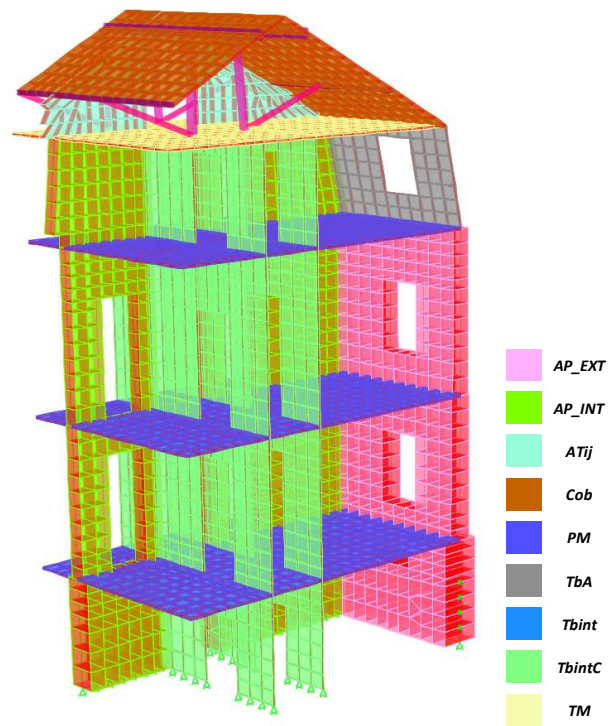


Figura 3.48 – Vista em corte das paredes exteriores e interiores resistentes.

As características dinâmicas, nomeadamente, frequências próprias e respetivas configurações modais obtidas a partir do modelo numérico desenvolvido são apresentadas no capítulo 5, onde serão comparadas com os resultados da identificação modal experimental apresentados no próximo capítulo.

4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA

4.1. Introdução

As técnicas de ensaio em estruturas são geralmente classificadas em destrutivas, ligeiramente destrutivas e não-destrutivas. Dada a grande importância em preservar o edificado com valor histórico, as técnicas de ensaios destrutivos são de evitar neste tipo de construções.

Segundo (Arêde, et al., 2004), os ensaios de caracterização dinâmica *in situ* constituem um dos tipos de ensaio não-destrutivo. Estes ensaios não requerem ações diretas invasivas na estrutura, pelo que contribuem para a integridade da construção, são bastante fiáveis, de grande utilidade e com crescente utilização para a verificação do comportamento estrutural, assim como para a calibração de parâmetros de comportamento global.

O método consiste na medição das frequências próprias de vibração da estrutura ao longo do tempo. Estas frequências dependem diretamente da rigidez da estrutura e da massa envolvida, logo se se mantiver a massa inalterada a frequência relaciona-se com a rigidez da estrutura.

Em geral, os ensaios de caracterização dinâmica *in situ* podem ser realizados através de dois métodos: i) medições de vibração ambiental; ii) medições de vibração forçada.

No primeiro método, a excitação dinâmica imposta à estrutura é a que deriva de fatores ambientais, por exemplo, a ação do vento, do tráfego ferroviário, rodoviário e pedonal. A resposta dinâmica da estrutura é registada através da medição de acelerações com a utilização de sensores de elevada sensibilidade.

No segundo método, medições de vibração forçada, são impostas à estrutura vibrações com recurso a equipamentos mecânicos, tais como, vibradores fixos à estrutura, martelos de impulso ou recorrendo a explosões controladas. A utilização deste método necessita de uma maior preparação e à escolha do tipo de equipamento a utilizar, pois são ensaios de custos elevados e de logística complexa. No entanto, é um método de grande interesse, em particular, para estruturas de elevada rigidez (Lopes, et al., 2010).

Uma vez que o edifício em estudo apresenta um elevado valor histórico para o património edificado, foram utilizados ensaios de caracterização dinâmica *in situ* pelo método de medições de vibração ambiental.

Neste capítulo apresentam-se os ensaios de caracterização dinâmica da estrutura realizados *in situ*, indicando o número de campanhas efetuadas, posição dos sensores e o tratamento dos registos efetuados. A análise dos resultados permitirá a identificação das principais características dinâmicas da estrutura, ou seja, frequências próprias, configurações modais e coeficientes de amortecimento.

4.2. Ensaios *in situ* do edifício em estudo

Os ensaios de caracterização dinâmica efetuados no edifício em estudo tiveram como principal objetivo a avaliação experimental das características dinâmicas globais da estrutura, nomeadamente, as frequências próprias, coeficientes de amortecimento e configurações dos principais modos de vibração. Estes ensaios, que se desenvolveram ao longo de doze campanhas, quatro nos dias 11 e 12 de outubro de 2012 e oito nos dias 10 a 14 de dezembro de 2012, consistiram na medição das vibrações *in situ* induzidas pelo ruído ambiente (provenientes do vento, do tráfego, movimento humano, etc.) em diversos pontos da estrutura.

Pelo facto de este ser um edifício ocupado por gabinetes de trabalho, e com o intuito de minimizar possíveis impactos durante o tempo de aquisição, os ensaios começaram no piso com menos ocupação e que não perturbasse a atividade do mesmo.

4.2.1. Medição das vibrações e processamento de sinal digital

A metodologia utilizada consistiu na centralização da aquisição de dados num local que minimizasse a distância aos sensores, verificação das condições dos pontos escolhidos para fixação dos sensores e estabelecer a transmissão dos sinais com recurso a cabos.

Em todas as campanhas os sensores foram fixados na direção transversal e longitudinal nos pontos escolhidos, conforme se ilustra na Figura 4.1. Para a fixação dos sensores recorreu-se a sistemas com base colada de fácil remoção.

Na Figura 4.2 apresenta-se o modelo do edifício em estudo identificado com os pontos de medição e orientação adotadas, dos sensores nas direções longitudinal (L) e transversal (T) durante todas as campanhas.



Figura 4.1 – Pormenores da fixação dos acelerómetros.

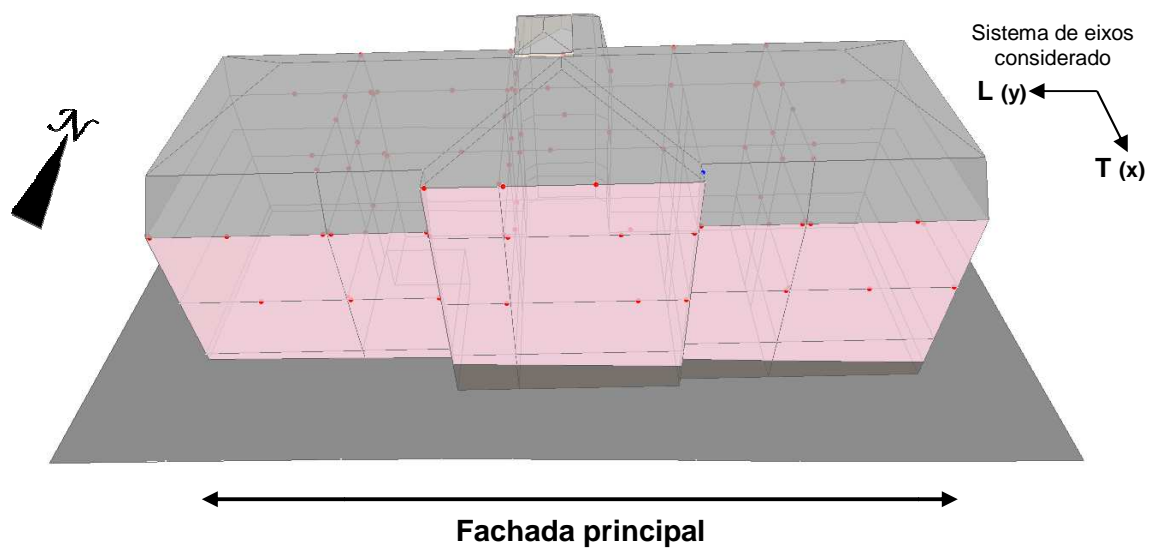


Figura 4.2 – Visualização tridimensional da estrutura em estudo, pontos de medição e orientação do sistema de eixos considerados na implementação sensores nas direções longitudinal (L) e transversal (T).

Os posicionamentos e o número dos sensores utilizados nas quatro campanhas efetuadas encontram-se resumidos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Características das campanhas efetuadas.

Campanha	Localização dos pontos de medição	N.º de Sensores
#1	Piso 2 – paredes interiores mais a Este	18
#2	Piso 2 – paredes interiores mais a Oeste	16
#3	Piso 1 – parede Sul com referência do Piso 2	22
#4	Piso 1 – parede Sul, parede Norte e parede interior mais a Oeste com referência do Piso 2	18
#5	Piso 0 – parede Sul, parede Este e parede interior mais a Este com referência do Piso 2	20
#6	Piso 0 – parede Sul, paredes interiores com referência do Piso 2	22
#7	Piso 0 – parede Sul, parede Norte e parede interior mais a Oeste com referência do Piso 2	16
#8	Piso 1 – parede Sul, parede Norte e parede interior mais a Este com referência do Piso 2	24
#9	Piso 0 e Piso 1 – parede Sul, parede Norte com referência do Piso 2	12
#10	Piso 0 e Piso 1 – parede Norte com referência do Piso 2	14
#11	Piso 0, Piso 1 e Piso 2 – parede Sul, parede Norte e paredes interiores com referência do Piso 2	16
#12	Piso 0, Piso 1 e Piso 2 – parede Sul, parede Norte e parede interior central com referência do Piso 2	22

Da Figura 4.3 à Figura 4.14 ilustra-se a visualização 3D das campanhas de medição de vibração ambiente com a posição e orientação dos sensores. O ponto de referência localizado no piso 2 (assinalado a azul nas figuras) permitirá relacionar as amplitudes e fases de vibração entre as campanhas.

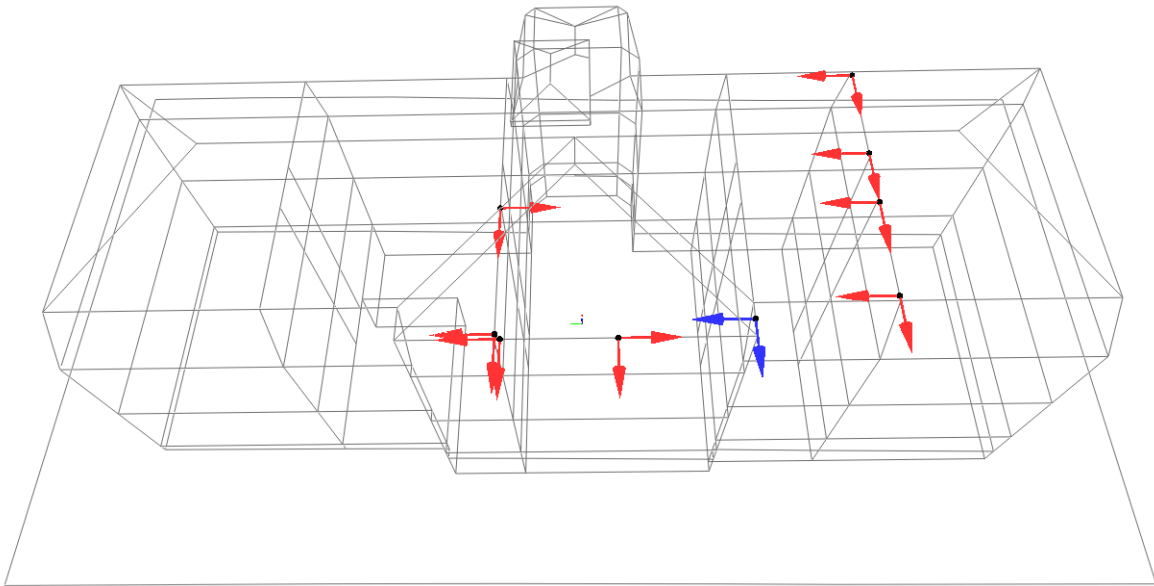


Figura 4.3 – Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #1.

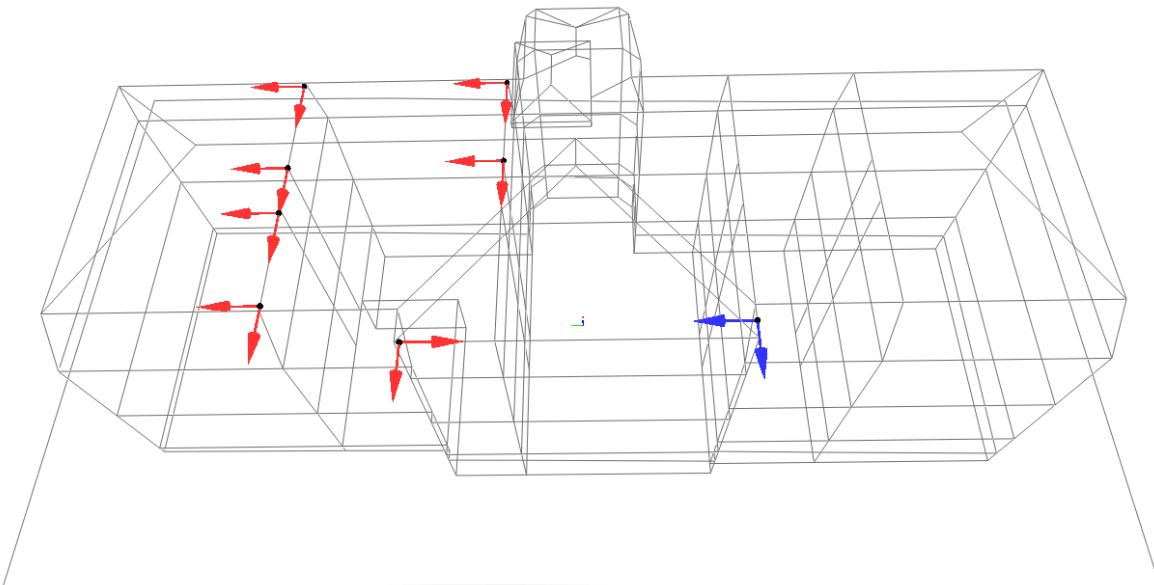


Figura 4.4 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #2.

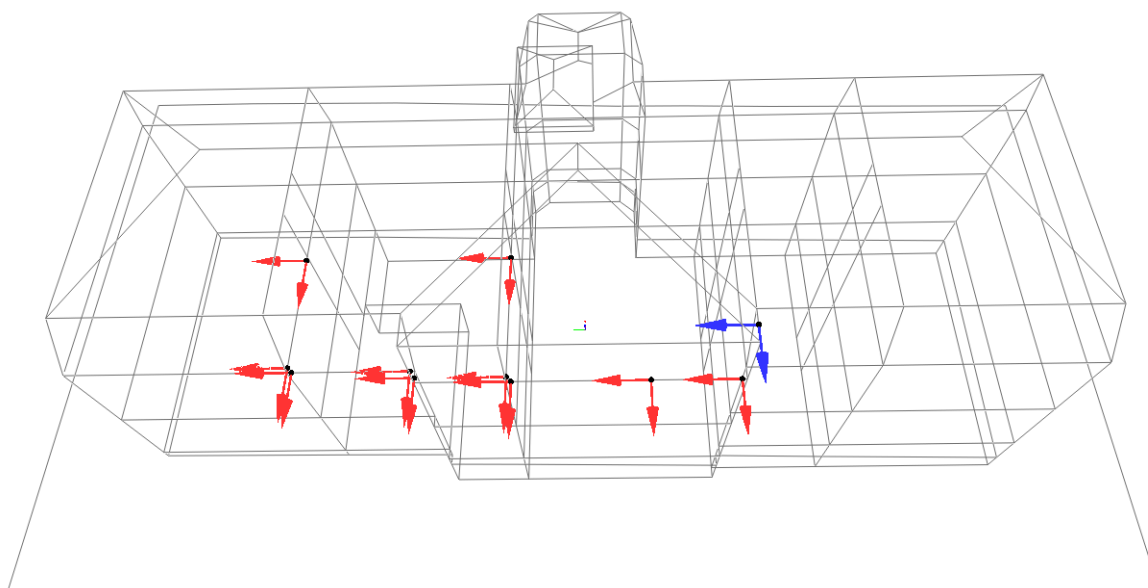


Figura 4.5 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #3.

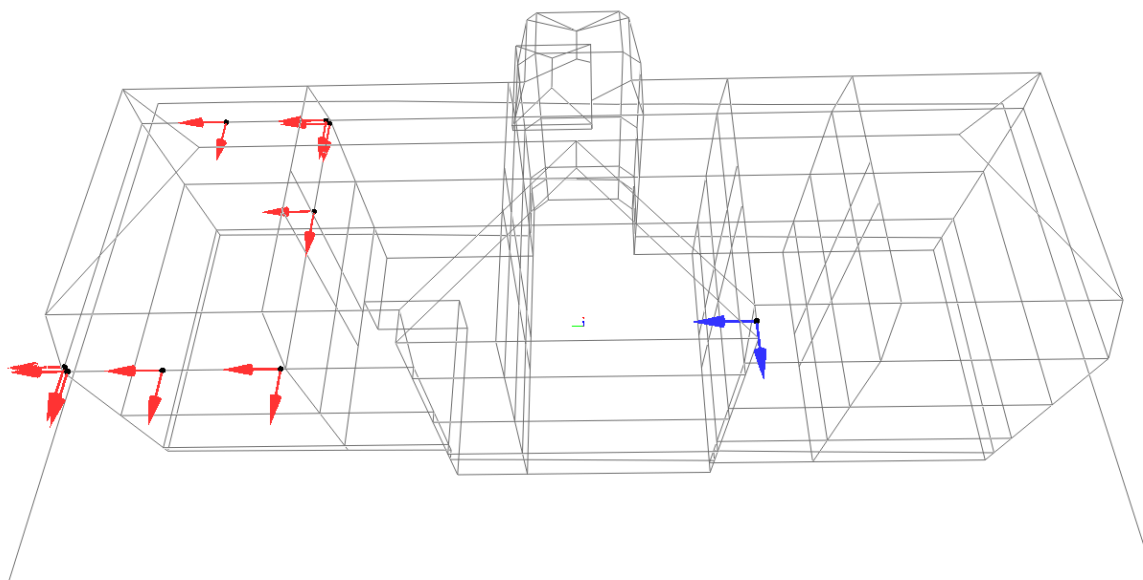


Figura 4.6 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #4.

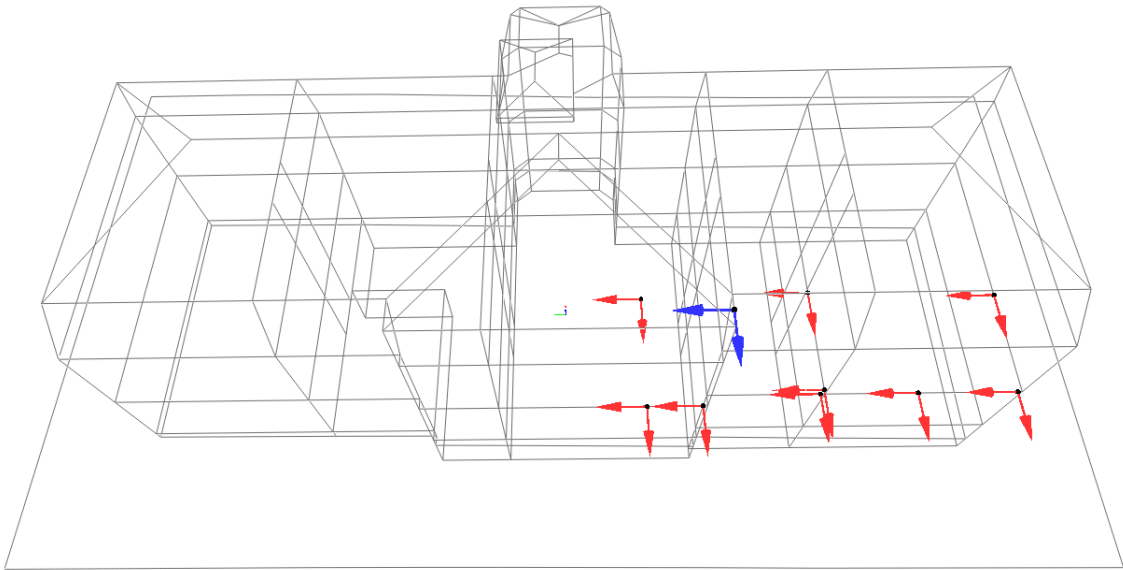


Figura 4.7 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #5.

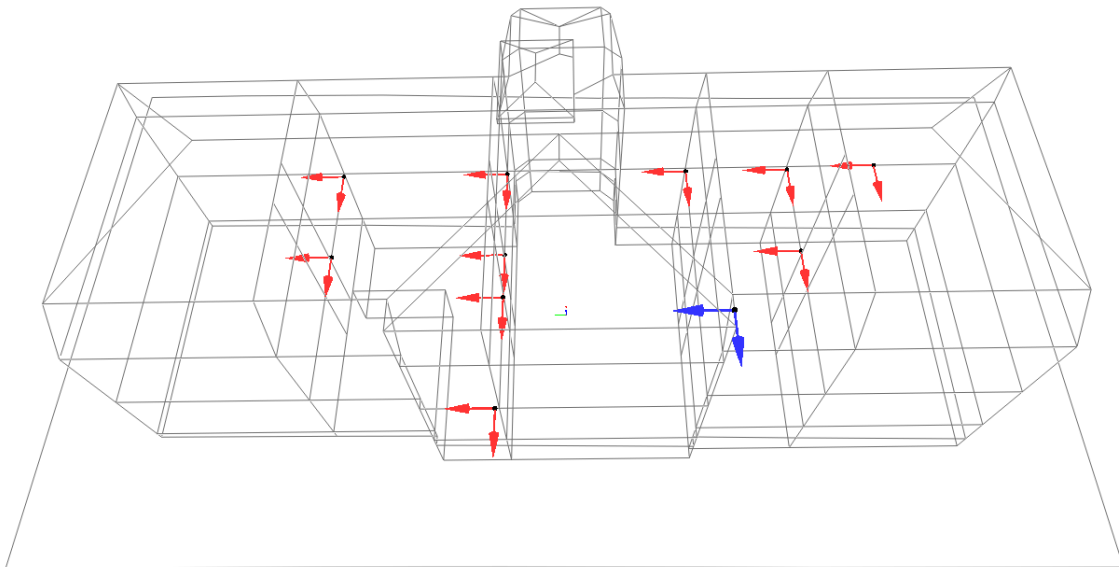


Figura 4.8 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #6.

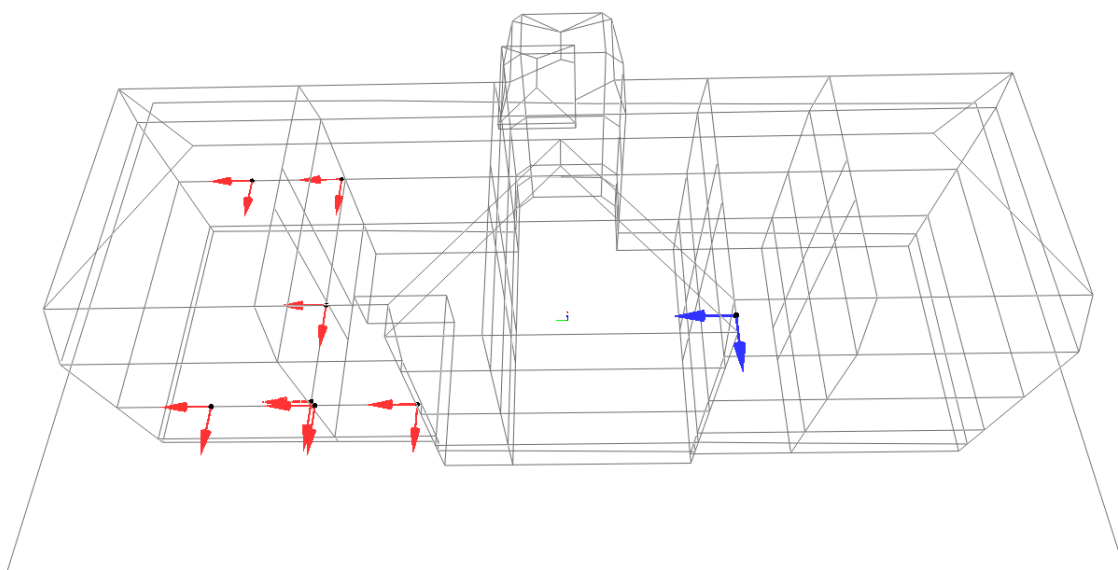


Figura 4.9 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #7.

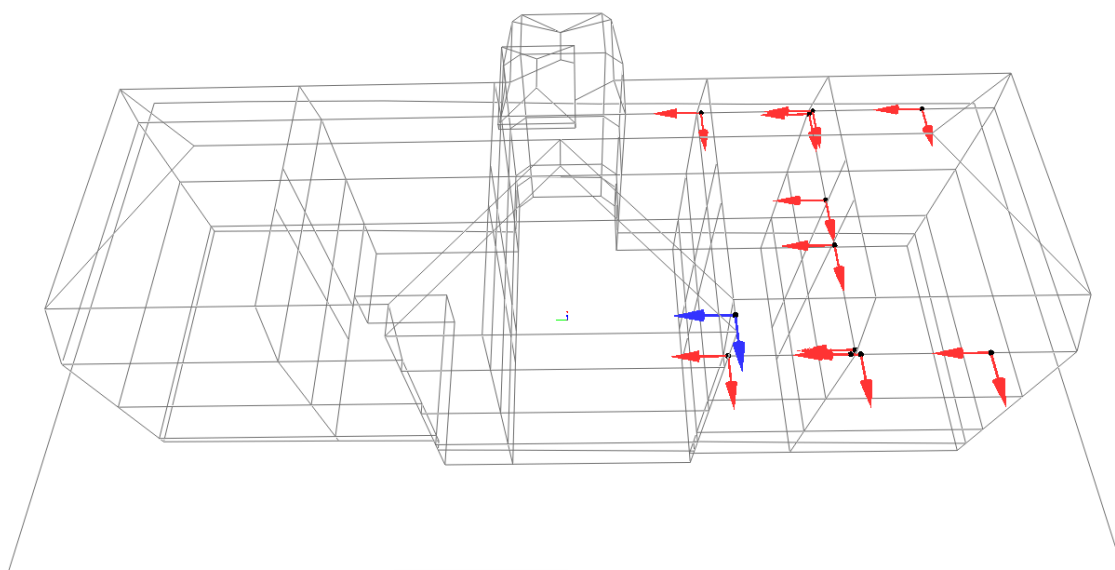


Figura 4.10 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #8.

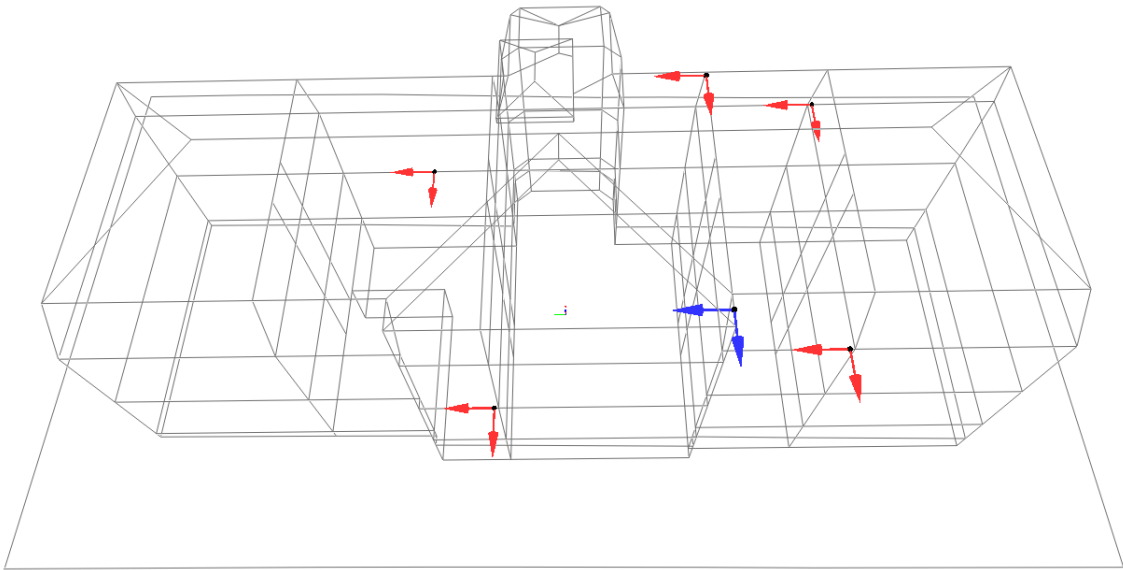


Figura 4.11 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #9.

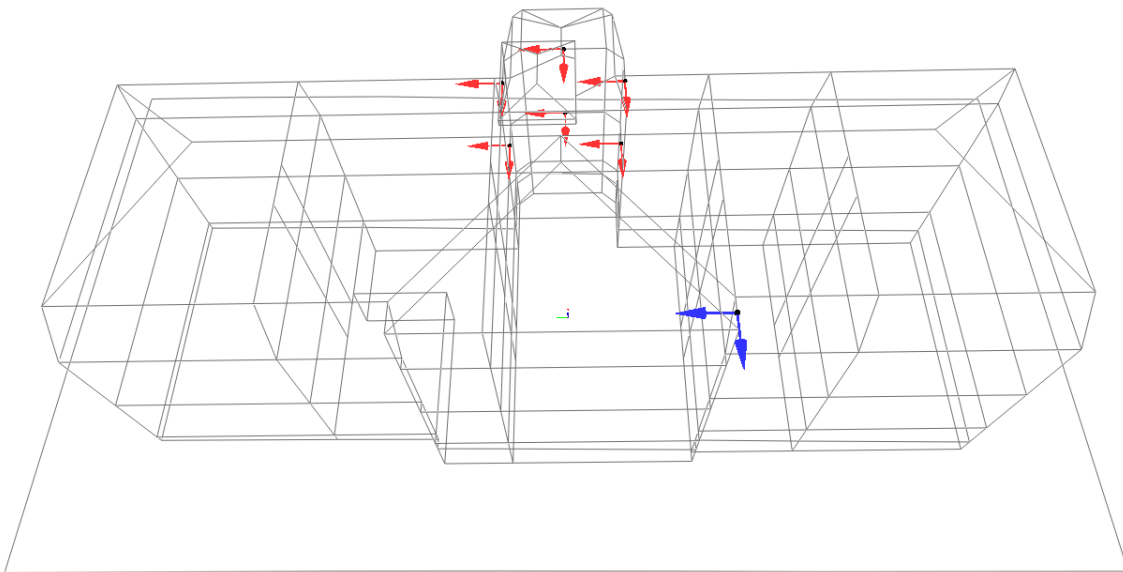


Figura 4.12 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #10.

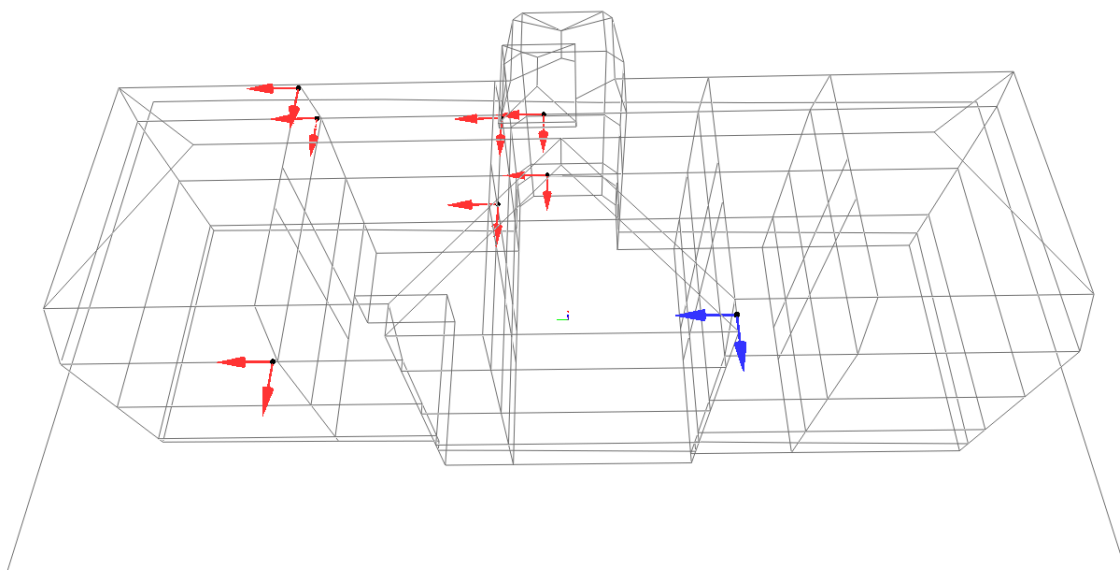


Figura 4.13 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #11.

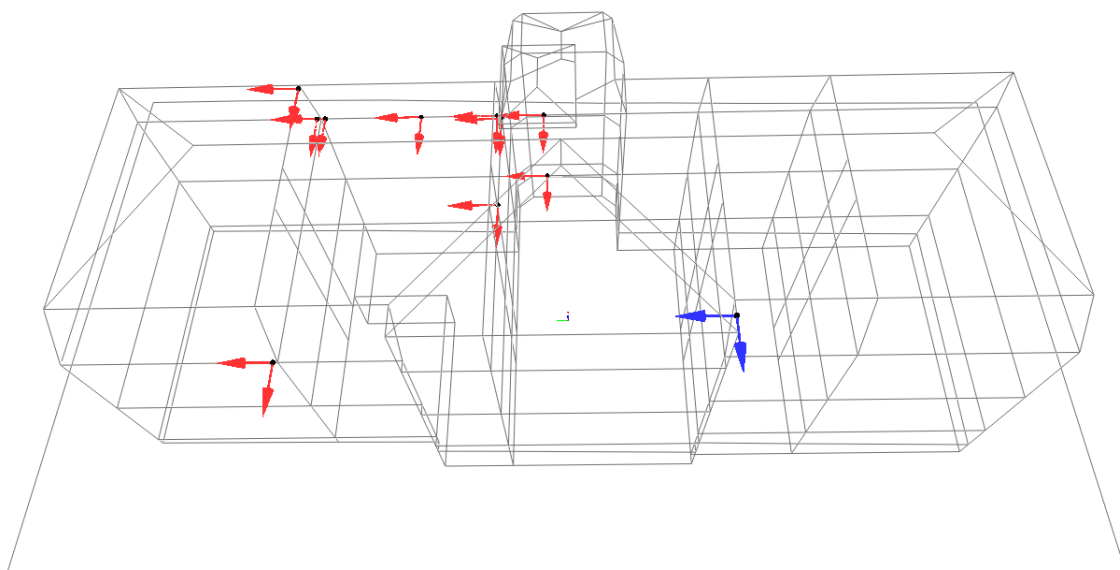


Figura 4.14 - Visualização 3D do posicionamento dos sensores da campanha #12.

Os equipamentos utilizados na medição de vibrações foram um computador portátil, unidades de condicionamento de sinal e acelerómetros de sensibilidade elevada (Figura 4.15 e Figura 4.16). São apresentadas no Anexo C as características técnicas do equipamento utilizado e no Anexo D ilustrações mais detalhadas do posicionamento e identificação dos sensores das doze campanhas.



Figura 4.15 – Equipamento de aquisição de dados.



Figura 4.16 – Chassis modular para condicionamento de sinal, modelo SCXI 1000 DC.

Antes de cada campanha, verificou-se a existência de eventuais problemas nos sinais provenientes dos sensores, como por exemplo a má ligação de um cabo. No final de cada campanha fez-se uma análise prévia dos registos adquiridos para verificação da sua qualidade. No caso de apresentarem algum problema, procedia-se à repetição do ensaio.

Foram efetuados registos com duração de 30 minutos, para assegurar a qualidade dos resultados, com recurso ao módulo *High Speed Acquisition* do software LNEC-SPA desenvolvido no LNEC (Mendes, et al., 2007) e com uma frequência de amostragem de 400 Hz.

Uma vez que os ensaios de vibração ambiente do edifício em estudo foram executados em duas fases, efetuou-se uma primeira análise de resultados para verificação da qualidade e viabilidade dos mesmos. Nesta análise verificou-se que os registos obtidos da campanha #5 à campanha #12 apresentaram-se com bastante *ruído intermitente*, que se traduz no facto de surgirem nos sinais vários picos a intervalos irregulares (Rodrigues, 2004), conforme se observa na Figura 4.17.

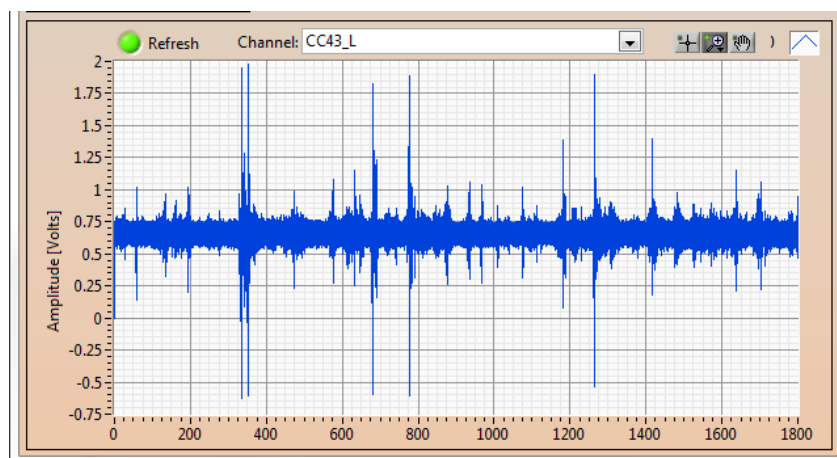


Figura 4.17 – Registo de um sensor com *ruído intermitente* - Interface gráfica do módulo *Signal Processing – Quick Processing* (Mendes, et al., 2007).

Durante as campanhas mencionadas anteriormente, o edifício em estudo estava a ser alvo de uma intervenção na cobertura, pelo que a estrutura estava a ser excitada não só pelas ações ambiente mas também por máquinas em funcionamento, andaimes encostados à estrutura e até mesmo pelo constante movimento das pessoas que estariam a trabalhar nesta intervenção. Desta forma todos os registos da campanha #5 à campanha #12 não foram considerados para a identificação das características dinâmicas da estrutura.

Salienta-se também o facto do edifício em estudo não apresentar as mesmas condições relativamente à primeira fase de ensaios, não só pelo fatores mencionados anteriormente como também a alteração da própria estrutura, ou seja, a remoção total da telha o que implica menos massa relativamente à primeira fase de ensaios.

Face ao exposto anteriormente, apenas nos registos que se consideraram viáveis para posterior aplicação dos métodos de identificação modal estocástica, apresentados no capítulo 2, foram aplicadas as técnicas de processamento de sinal digital utilizando o módulo de processamento de sinal *Signal Processing – Quick Processing* do mesmo *software* de aquisição de dados. Apresenta-se a seguir um exemplo do tratamento de sinal sequencialmente, aplicado em todos os registos:

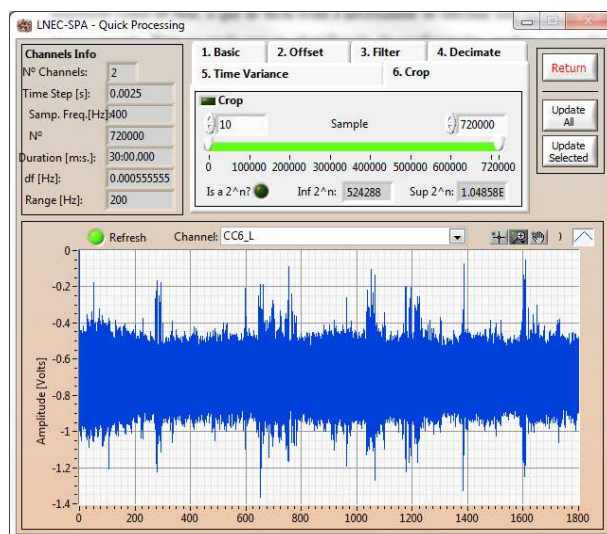


Figura 4.18 – Registo de um sensor antes do tratamento de sinal - Interface gráfica do módulo *Signal Processing – Quick Processing* (Mendes, et al., 2007).

→ Remoção dos 10 primeiros pontos num total de 720000 adquiridos

É de notar que no início do registo observa-se um pico que se deve ao arranque do equipamento de medida. Por este facto, devem ser removidos os primeiros pontos do registo, conforme ilustra a Figura 4.19 e Figura 4.20.

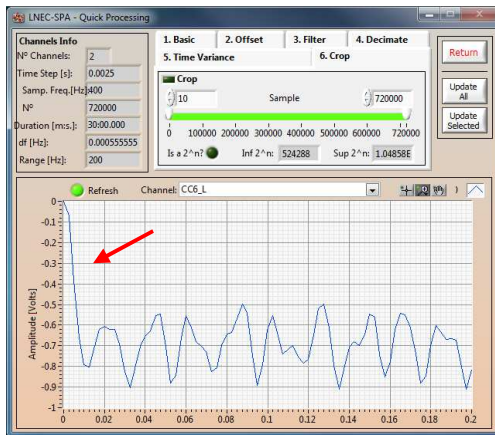


Figura 4.19 – Visualização do registo antes da remoção dos 10 pontos.

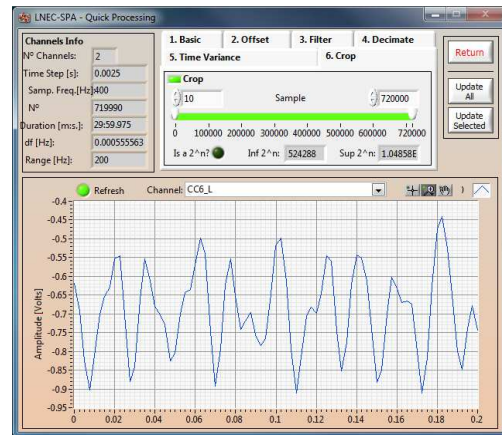


Figura 4.20 – Visualização do registo depois da remoção dos 10 pontos.

→ Remoção da média (offset)

Nalguns casos os sinais de resposta apresentam um valor médio não nulo como se assinala na Figura 4.21, devendo-se tal facto à não estabilização dos sensores durante o intervalo de observação. Por forma a não introduzir perturbações durante a fase de processamento o valor médio, deve ser removido dos registos obtidos (Rodrigues, 2004; Mendes, et al., 2008b). Na Figura 4.22 mostra-se o registo após a remoção do valor médio.

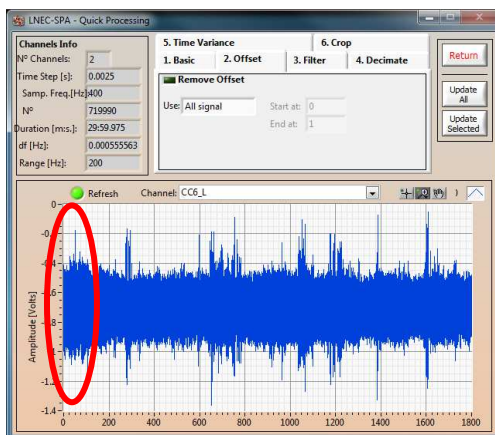


Figura 4.21 – Visualização do registo antes da remoção do valor médio.

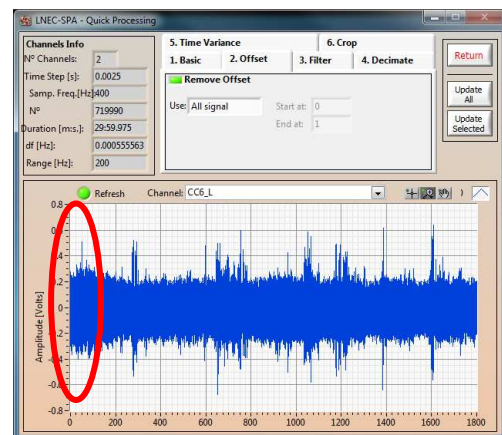


Figura 4.22 – Visualização do registo depois da remoção do valor médio.

→ Filtragem passa-baixo do tipo Fourier

Aplicam-se filtros antes de prosseguir o tratamento de sinal com o objetivo de eliminar, numa série temporal, o contributo de um determinado intervalo de frequências. Existem estes tipos de filtros ideais (Carvalho, et al., 2008):

- passa-baixo, é um filtro que serve para remover frequências acima de uma determinada frequência de corte, deixando passar todas as frequências abaixo da frequência de corte;

- passa-alto, surge como um filtro que tem a função inversa em relação ao anterior. Este filtro remove toda a gama de frequências abaixo da frequência de corte, permitindo a passagem de todas as frequências acima da frequência de corte;
- passa-banda, é um filtro que resulta da associação em série dos dois filtros anteriores. O objetivo da utilização deste tipo de filtro que elimina todas as frequências fora de uma banda $[\omega_1, \omega_2]$ deixando passar todas as frequências contidas nessa banda;
- elimina-banda, advém da associação em paralelo de um filtro ideal passa-baixo e de um filtro ideal passa-alto, em contraposição ao anterior, este filtro remove todas as frequências compreendidas numa banda $[\omega_1, \omega_2]$, deixando passar as restantes com atenuação nula.

Neste caso (ver Figura 4.23 antes da aplicação do filtro), foi aplicado um filtro passa-baixo com uma frequência de corte de 25 Hz, ou seja, após esta operação todas as frequências acima da frequência de corte são eliminadas. Observa-se, na Figura 4.24, que o registo fica mais “limpo” após esta operação.

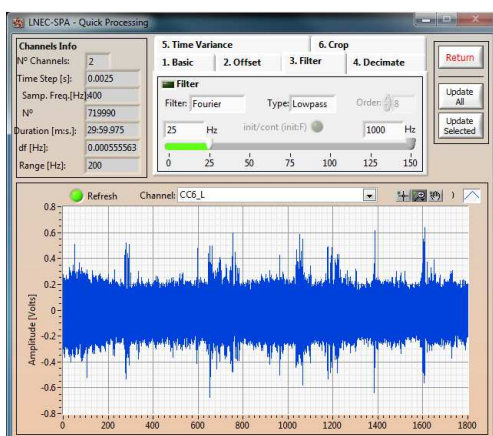


Figura 4.23 – Visualização do registo antes da aplicação do filtro passa-baixo.

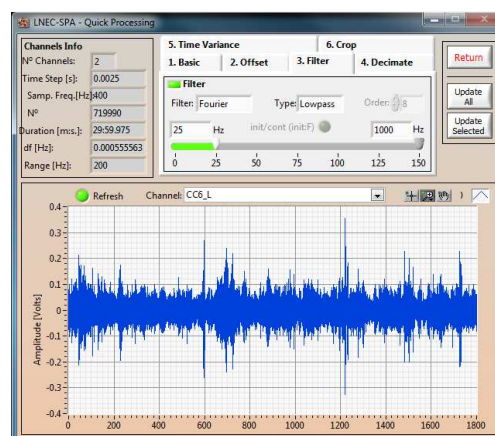


Figura 4.24 – Visualização do registo depois aplicação do filtro passa-baixo.

→ Decimação de registos

A decimação consiste na reamostragem dos registos obtidos para uma frequência de amostragem mais baixa. Esta operação é vantajosa porque reduz o número de valores dos registos, tornando os cálculos mais rápidos e sem perder informação para a análise de frequências que se pretende. Assim, para a estrutura de estudo foi aplicado uma decimação de fator 8, ou seja, da frequência de amostragem de 400 Hz, como referido anteriormente, passa-se para uma frequência de amostragem de 50 Hz. As Figura 4.25 e Figura 4.26 a ilustram um registo antes e depois da aplicação da decimação.

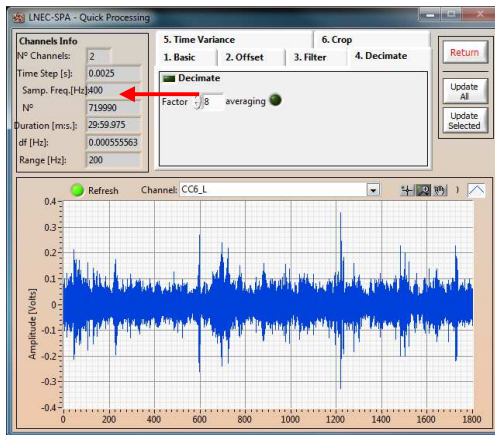


Figura 4.25 – Visualização do registo antes da aplicação da decimação.

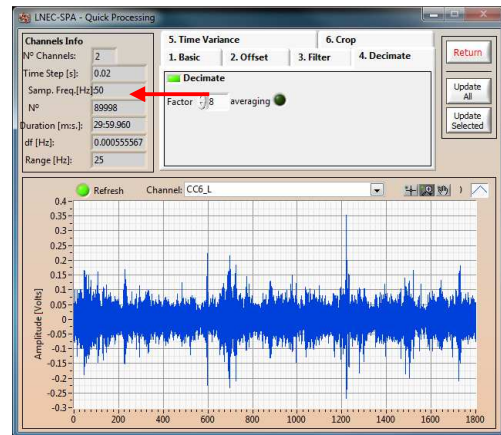


Figura 4.26 – Visualização do registo depois de aplicação da decimação.

4.2.2. Análise de resultados

Foi desenvolvido no LNEC, integrado no *software* LNEC-SPA (Mendes, et al., 2007), um módulo de identificação modal para sistemas *output-only*. Neste módulo, denominado *Modal Analysis-Output-Only*, estão implementados os métodos de análise, apresentados no capítulo 2, que permitem a compatibilização dos ficheiros obtidos na aquisição de dados, bem como a exportação dos resultados obtidos na forma de tabelas e visualizações tridimensionais (LNEC, 2008).

Os resultados processados da forma indicada na secção anterior foram divididos em blocos de 1 024 pontos, com uma sobreposição de 2/3, aos quais foram aplicadas janelas de *Hanning*, de acordo com (Bendat, et al., 2000), obtendo-se no final uma resolução em frequência cerca de 0,04883 Hz.

Esta análise consistiu primeiramente na seleção dos picos coincidem com os modos de vibração da estrutura, como se observa na Figura 4.28 e posteriormente a aplicação do método aperfeiçoado de decomposição no domínio da frequência (método EFDD) obter melhores estimativas das frequências de vibração e estimativas do amortecimento modal através do decremento logarítmico da função (ver Figura 4.27)

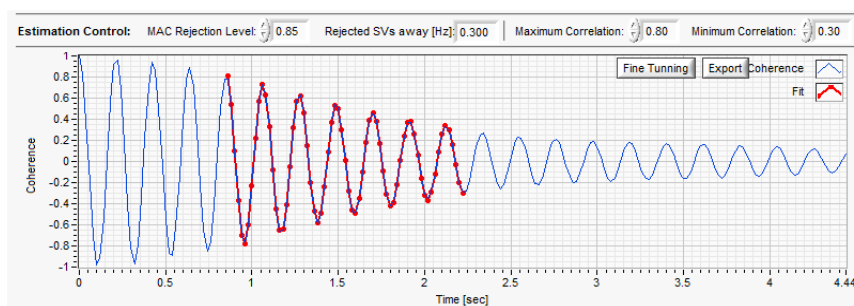


Figura 4.27 – Estimativa da frequência (passagens ascendentes por zero) amortecimento (decremento logarítmico) estimativa da resposta ao impulso.

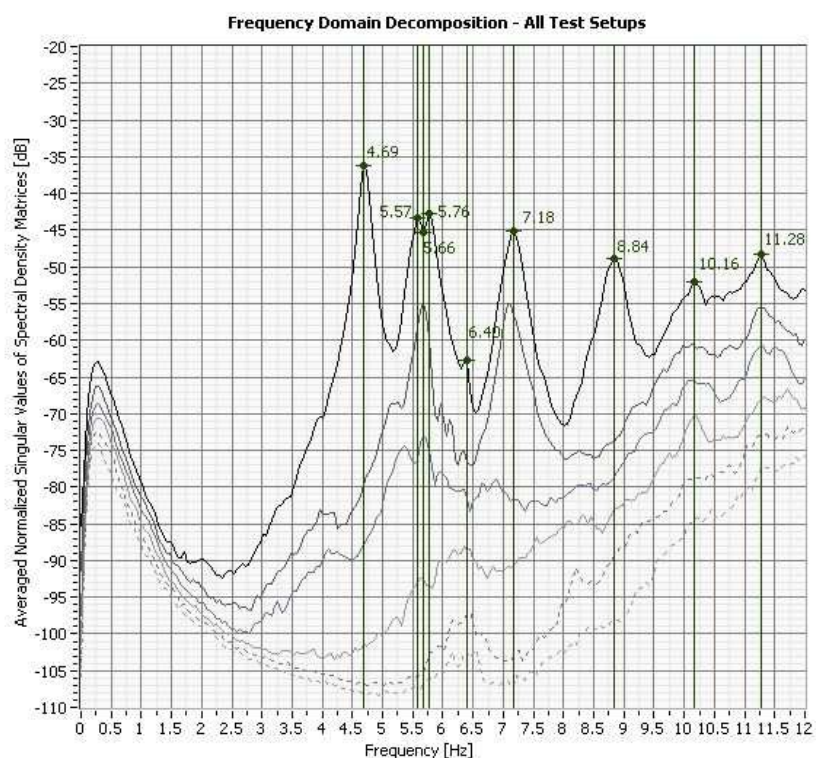


Figura 4.28 – Valores singulares da densidade espectral da resposta em todas as campanhas.

Após a análise aos resultados obtidos, foi possível identificar 7 modos de vibração da estrutura que se apresentam resumidamente na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Características dos modos de vibração identificados.

Nº Modo	Descrição	Frequência [Hz]	Período [s]	Amort. [%]
1	1º Modo transversal	4,71	0,212	2,43
2	2º Modo transversal + Torção no Piso 2	5,59	0,179	1,95
3	1º Modo longitudinal	5,61	0,178	1,77
4	2º Modo transversal	5,71	0,175	1,62
5	Modo local	6,22	0,161	2,96
6	3º Modo transversal	7,11	0,141	1,68
7	2º Modo Transversal + Torção	8,84	0,113	2,03

Dos resultados apresentados na tabela anterior, salienta-se a seguinte análise:

→ Modo 1 – 1º Modo transversal (4,71 Hz)

O primeiro modo identificado apresenta uma frequência própria de 4,71 Hz. A configuração modal deste modo, como ilustra a Figura 4.29, consiste numa translação global do edifício segundo a direção (x). Este comportamento era expectável, uma vez que as paredes resistentes têm menor comprimento nesta direção e por isso menor rigidez. É de salientar que o edifício adjacente tem influência na configuração modal deste modo, em particular, na direção (x).

→ Modo 2 – 2º Modo transversal (5,59 Hz)

Aos 5,59 Hz foi possível identificar um segundo modo transversal, este modo apresenta um ponto de inflexão em planta. Contudo nota-se que tem alguma expressão em (y) e uma ligeira torção ao nível do 2º piso na parede interior resistente mais a Oeste, conforme ilustra a Figura 4.30, provavelmente este comportamento pode dever-se ao facto das paredes interiores resistentes ao nível do 2º piso não terem ligação com elementos resistentes, neste caso, com as paredes exteriores designadas por paredes-mestras.

→ Modo 3 – 1º Modo longitudinal (5,61 Hz)

O primeiro modo longitudinal foi registado para uma frequência de 5,61 Hz. Este modo apresenta uma configuração bem definida na direção (y), como se verifica na Figura 4.31. Mais uma vez, verifica-se a influência do edifício adjacente na configuração modal.

→ Modo 4 – 2º Modo transversal (5,71 Hz)

O modo quatro trata-se de um segundo modo transversal praticamente puro, com pouca expressão em (y), identificado aos 5,71 Hz como se pode observar na Figura 4.32.

→ Modo 5 – Modo local (6,22 Hz)

Identifica-se um modo muito semelhante ao anterior aos 6,22 Hz, conforme ilustra a Figura 4.33. No entanto, nota-se que alguns nós na parede interior resistente, mais a Oeste, não se movimentam em fase ao que se conclui que não se trata de um modo global da estrutura mas provavelmente um modo local.

→ Modo 6 – 3º Modo transversal (7,11 Hz)

Trata-se de um terceiro modo na direção (x), com pouco expressão na direção (y), e com uma frequência própria de 7,11 Hz. Trata-se de um modo global da estrutura com dois pontos de inflexão em planta, conforme se observa na Figura 4.34. Nesta configuração é visível o modo de parede da fachada principal, para fora do plano, o que era previsível pois trata-se da parede de alvenaria com maior altura. É evidente a flexibilidade dos pavimentos.

→ Modo 7 – 2º Modo Transversal + Torção (8,84 Hz)

A frequência identificada a 8,84 Hz está associada a uma configuração modal distinta (ver Figura 4.35) mas de difícil interpretação. Este modo resulta do acoplamento de um modo transversal, apresentando um ponto de inflexão a meio do edifício, com a torção das paredes interiores resistentes ao nível do 2º piso, observando-se assim a torção lateral do edifício.

Para o tipo de estrutura analisada, edifício em paredes de alvenaria, não seriam esperados coeficientes de amortecimento modal elevados. De fato, analisando os valores obtidos que variam entre 1,62% e 2,96%, estes, embora baixos, enquadram-se no que seria espectável.

As configurações modais obtidas experimentalmente, de uma forma geral, apresentam grande expressão na direção (x), o que seria de esperar, não só porque a estrutura tem menor rigidez nesta direção, mas também porque o edifício em estudo se encontra muito exposto à ação do vento nesta direção. Outro fator de excitação da estrutura nesta direção é a existência de um pátio do lado sul do edifício com passagem de veículos com alguma frequência.

Observa-se ainda nas configurações modais pouca amplitude de movimento na fachada virada a este, provavelmente pelo facto de ter como vizinhança edifícios de altura igual ou ligeiramente superior que ajudam na proteção do vento. Outro fator que poderá provocar excitação a esta fachada é a proximidade de uma via rodoviária com tráfego. Contudo a existência de um edifício contíguo, embora mais baixo, ajuda a minimizar a ação provocada pelo tráfego à estrutura.

A fachada virada a Oeste é a fachada com menor influência de ações ambientais tendo como contribuição as vibrações induzidas pelo edifício adjacente.

Por último, refira-se a importância dos elementos horizontais na contribuição das características globais da estrutura.

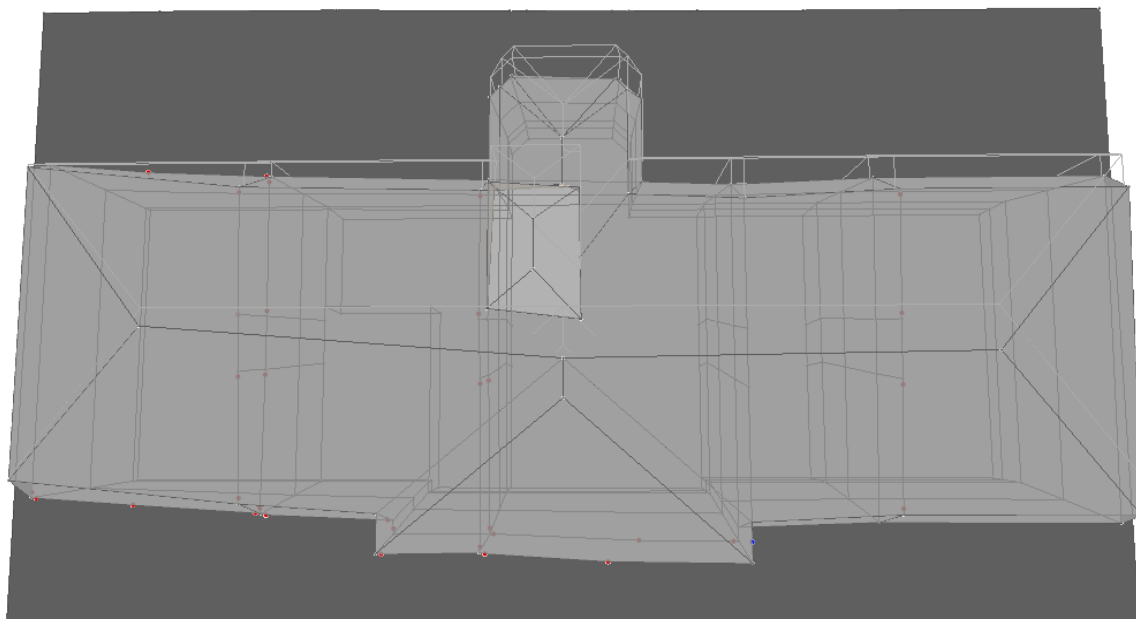


Figura 4.29 – Configuração do 1º modo de vibração experimental.

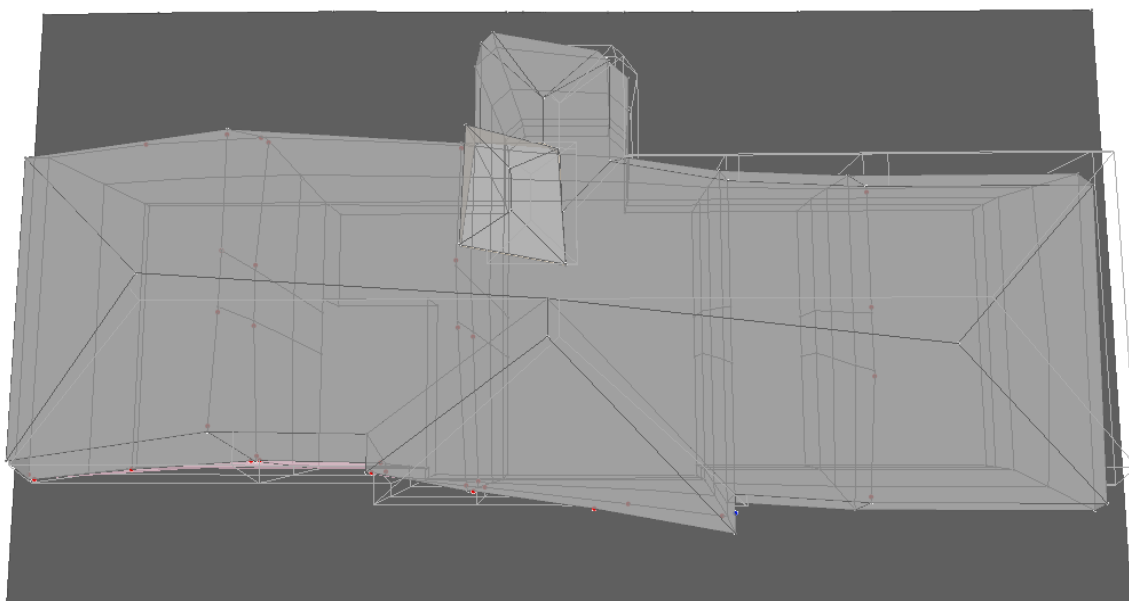


Figura 4.30 – Configuração do 2º modo de vibração experimental.

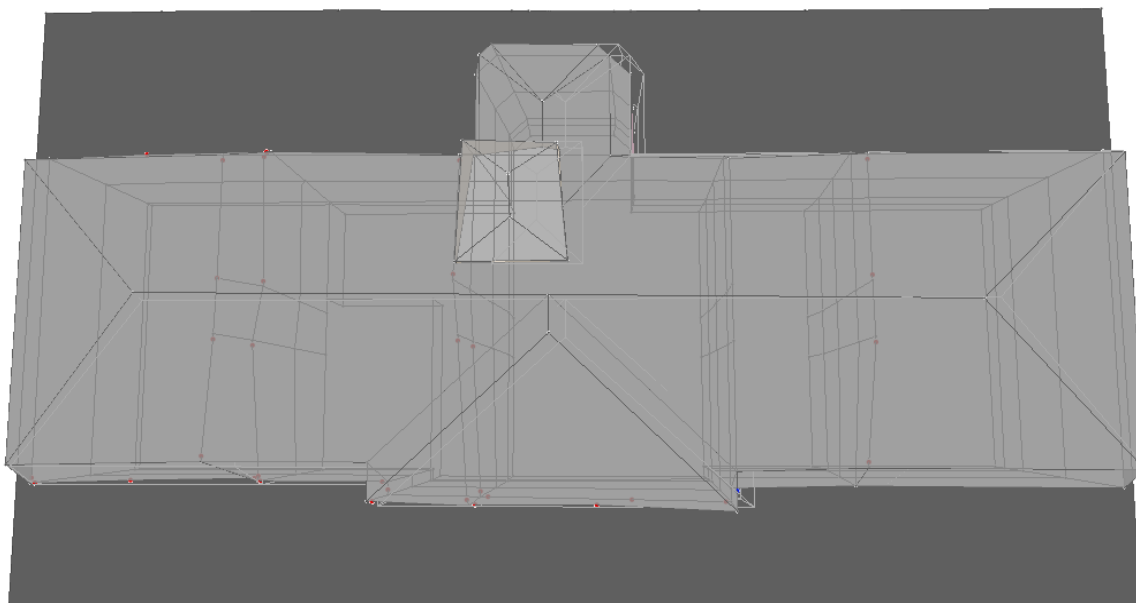


Figura 4.31 – Configuração do 3º modo de vibração experimental.

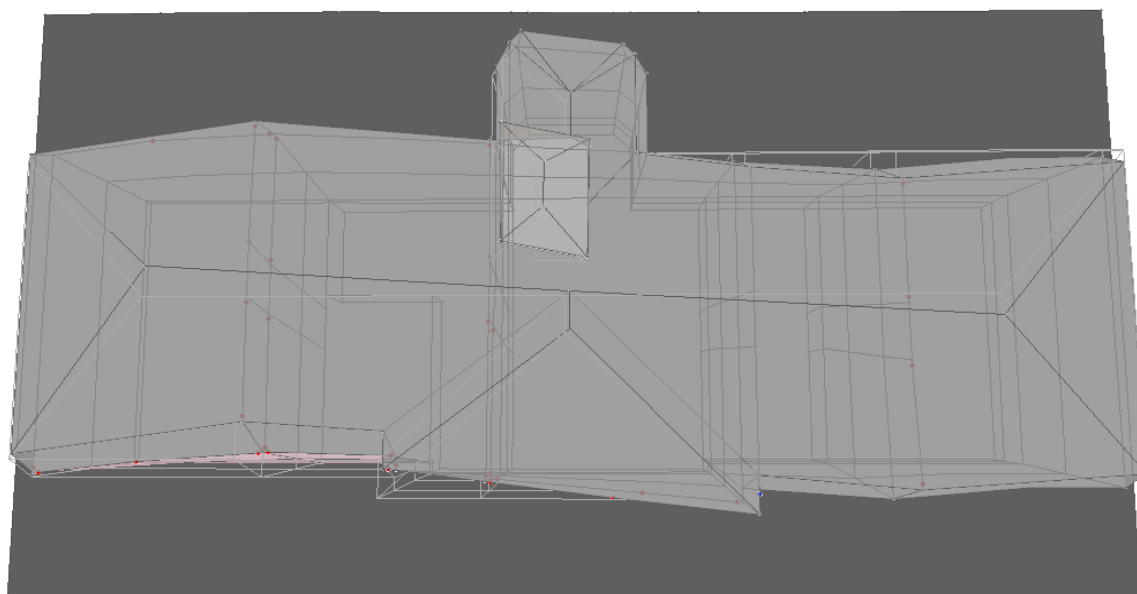


Figura 4.32 – Configuração do 4º modo de vibração experimental.

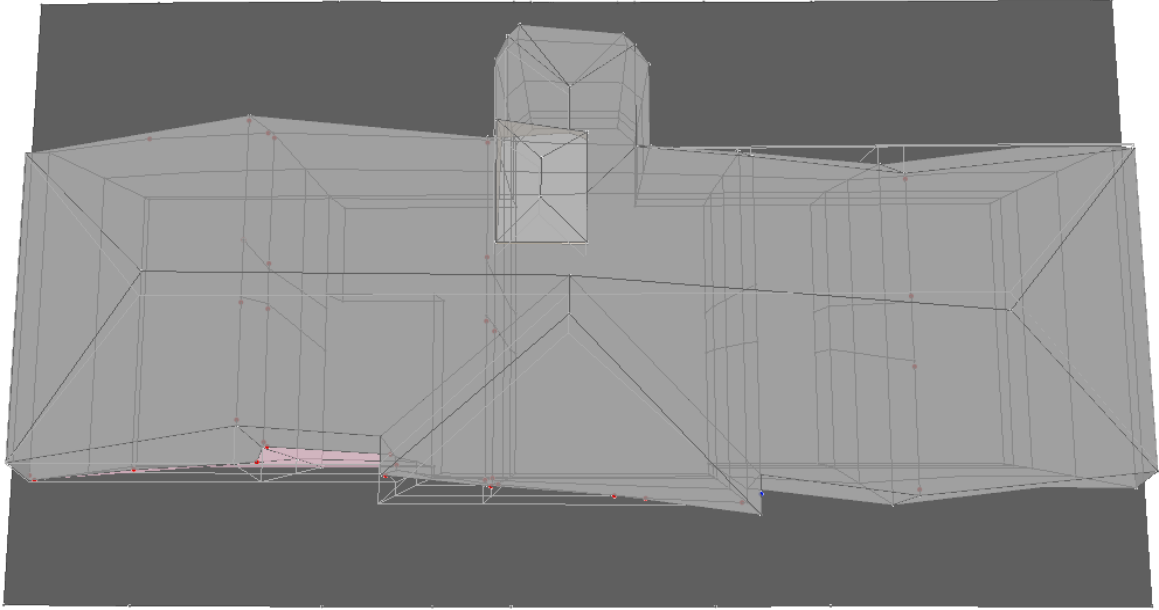


Figura 4.33 – Configuração do 5º modo de vibração experimental.

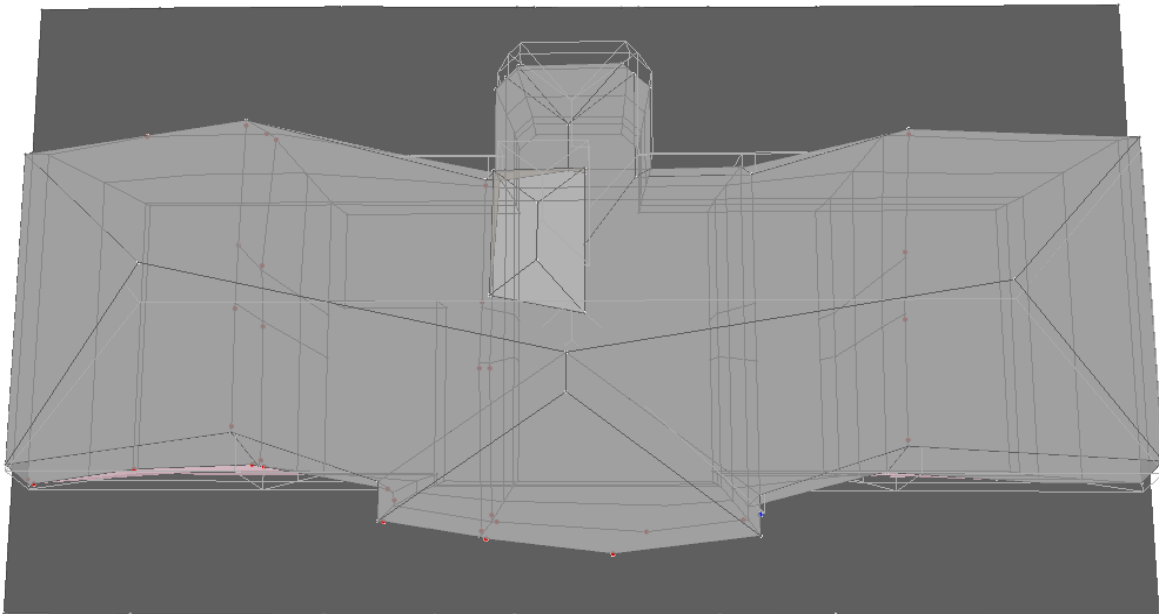


Figura 4.34 – Configuração do 6º modo de vibração experimental.

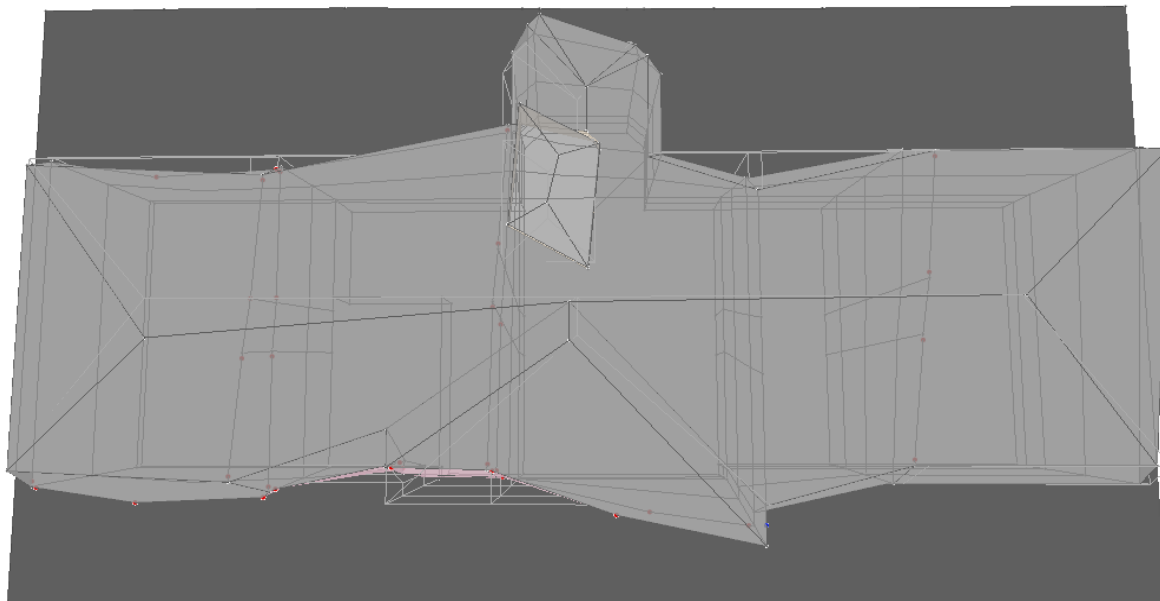


Figura 4.35 – Configuração do 7º modo de vibração experimental.

No Anexo E são apresentadas com mais detalhe as configurações modais obtidas nos ensaios de caracterização dinâmica *in situ*.

Cumprido o objetivo de obter experimentalmente as características dinâmicas do edifício em estudo, proceder-se-á ao ajuste e calibração do modelo numérico no capítulo seguinte.

5. COMPARAÇÃO E CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO INICIAL

5.1. Introdução

Como tem vindo a ser abordado no presente trabalho, a elaboração de modelos de elementos finitos é de grande importância quando se pretende avaliar o comportamento estrutural de determinada estrutura.

No entanto, o desenvolvimento de modelos de elementos finitos envolve um conjunto de pressupostos e simplificações que podem causar erros, normalmente associados a uma deficiente discretização, a incertezas associadas às características geométricas e às condições de apoio ou à variabilidade das propriedades dos materiais (Ribeiro, et al., 2012).

Assim, um dos interesses práticos na avaliação experimental de estruturas é a comparação das características obtidas a partir de modelos analíticos com as características dinâmicas identificadas experimentalmente. Pode ainda haver interesse na calibração desses modelos, baseada na aproximação das propriedades dinâmicas obtidas numericamente com as identificadas experimentalmente. Tal constitui uma boa forma de comprovação dos modelos analíticos, a qual dá uma maior confiança à sua utilização para a avaliação da resposta dinâmica das estruturas em causa (Rodrigues, 2004). Adicionalmente, o modelo numérico calibrado constitui uma ferramenta de cálculo adequada para o estudo de eventuais soluções de reforço da estrutura.

Poder-se-á então dizer que a calibração de modelos de elementos finitos não é mais que um procedimento que consiste na atualização de alguns parâmetros no modelo numérico inicial, tendo como objetivo a minimização das diferenças dos resultados numéricos e os obtidos experimentalmente (Ribeiro, et al., 2012).

O presente capítulo descreve a calibração e ajuste do modelo de elementos finitos do edifício em estudo, desenvolvido no capítulo 3, a partir das propriedades dinâmicas determinadas através de ensaios de vibração ambiente do edifício em análise realizados nos dias 11 e 12 de outubro de 2012. Estes ensaios possibilitaram a identificação das frequências próprias, configurações modais e coeficientes de amortecimento “reais” e a calibração do modelo numérico inicial.

5.2. Calibração e ajuste do modelo numérico inicial

Feita a análise de identificação modal experimental, compararam-se as características dinâmicas identificadas nos ensaios *in situ* com as calculadas com o modelo numérico inicial desenvolvido.

Primeiramente procedeu-se a uma comparação visual das configurações modais para garantir uma correspondência entre os modos de vibração experimentais e numéricos e em seguida foram relacionadas as frequências destes modos de vibração, de modo a avaliar a qualidade do modelo analítico face à informação obtida experimentalmente.

Apresenta-se na Tabela 5.1 uma comparação entre as frequências de vibração experimentais e analíticas para modos de vibração correspondentes, indicando-se também o valor do erro relativo obtido em relação à frequência experimental.

Tabela 5.1 – Frequências calculadas analiticamente e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	5,20	9,30%
1º Modo longitudinal	3	5,61	10	8,08	30,57%
2º Modo transversal	4	5,71	4	7,26	21,33%
3º Modo transversal	6	7,11	42	10,89	34,73%

Analisando a Tabela 5.1 verifica-se que o modelo numérico inicial é mais rígido do que a estrutura real, uma vez que as frequências de vibração apresentam valores mais elevados que os obtidos experimentalmente, o que conduziu à verificação dos dados introduzidos no modelo numérico.

A partir desta fase desenvolveram-se diversos modelos numéricos, num total de vinte e um, por forma a aproximar o comportamento numérico ao experimental. Tratou-se de um processo incremental em que as propriedades geométricas, físicas e mecânicas, bem como as condições de fronteira foram sucessivamente modificadas de modo a aproximar os resultados numéricos dos resultados experimentais. A metodologia utilizada para a comparação das componentes modais, analíticas e experimentais, foi efetuada com recurso ao *Modal Assurance Criterion (MAC)* (Allemang, 2003), apresentado no Capítulo 2, onde é estabelecido o grau de correlação entre os modos experimentais e analíticos e assim avaliada a qualidade dos modelos analíticos face ao experimental.

Seguidamente são descritas as alterações efetuadas aos quatro modelos numéricos que conduziram aos melhores resultados, ou seja, em que se obteve frequências próprias mais

próximas das obtidas experimentalmente e boas correlações entre as configurações modais analíticas e experimentais, apresentadas através da matriz de coeficientes MAC e acompanhadas de um gráfico de barras tridimensional que permite ter uma percepção mais imediata da correlação entre as componentes modais.

Os resultados obtidos para todos os modelos numéricos elaborados são apresentados no Anexo F com a descrição das alterações efetuadas e respetiva matriz de coeficientes MAC.

→ Modelo inicial

Como se observa na Tabela 5.1, o modelo numérico inicial apresenta não só frequências de vibração com valores mais elevados, como também a sequência dos modos de vibração não é a mesma que os modos de vibração obtidos experimentalmente. Assim, procedeu-se às alterações dos dados introduzidos no modelo numérico inicial por forma a aproximar não só as frequências analíticas das experimentais, como também obter a mesma sequência das configurações modais experimentais.

A calibração e ajuste do modelo inicial foi um processo iterativo, que envolveu vários parâmetros: módulo de elasticidade e peso volúmico dos vários materiais, espessuras dos elementos verticais e horizontais e as condições de apoio com o edifício adjacente.

→ Modelo N7

No decorrer do processo iterativo, o primeiro modelo a partir do qual se obteve melhores resultados foi o *Modelo N7*. Este modelo não só apresentou melhorias relativamente às frequências (Tabela 5.2), como também no grau de correlação da matriz de coeficientes MAC que se apresenta na Figura 5.1 e representada graficamente na Figura 5.2.

As modificações mais significativas no *Modelo N7* foram a alteração da sobrecarga. Inicialmente considerou-se que a ocupação do edifício seria de utilização de carácter privativo (tendo-se considerado um valor de $2,00 \text{ kN.m}^{-2}$), mas como atualmente a ocupação do edifício é de carácter coletivo considerou-se um valor de sobrecarga de $3,00 \text{ kN.m}^{-2}$. A outra alteração foi a substituição das molas consideradas no modelo inicial na fachada Oeste (Figura 3.35 e Figura 3.39) por apoios fixos apenas na direção (y) ao longo das juntas de alinhamento vertical.

Tabela 5.2 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N7 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,80	1,80%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,56	14,55%
2º Modo transversal	4	5,71	4	6,96	17,85%
3º Modo transversal	6	7,11	30	9,92	28,34%

Analisando a Tabela 5.2, verifica-se que as alterações consideradas, relativamente ao modelo inicial, permitiram não só a aproximação das frequências analíticas às experimentais, como também estabelecer uma melhor correspondência entre os modos de vibração analíticos e experimentais (apresentada através da matriz de coeficientes MAC ver Figura 5.1). Para uma melhor perceção da correlação entre as componentes modais, a matriz de coeficientes MAC é representada num gráfico de barras tridimensional, Figura 5.2.

Salienta-se que os elementos da diagonal principal dos três primeiros modos (Figura 5.1) apresenta boa correlação entre as componentes modais (próximos de 1), no entanto o quarto modo apresenta um valor baixo conduzindo a necessidade de otimizar o modelo numérico através de eventuais alterações das propriedades dos materiais.

MAC	1	2	4	30
1	0,95	0,01	0,26	0,04
3	0,00	0,77	0,02	0,00
4	0,13	0,00	0,84	0,57
6	0,00	0,04	0,02	0,34

Figura 5.1 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N7).

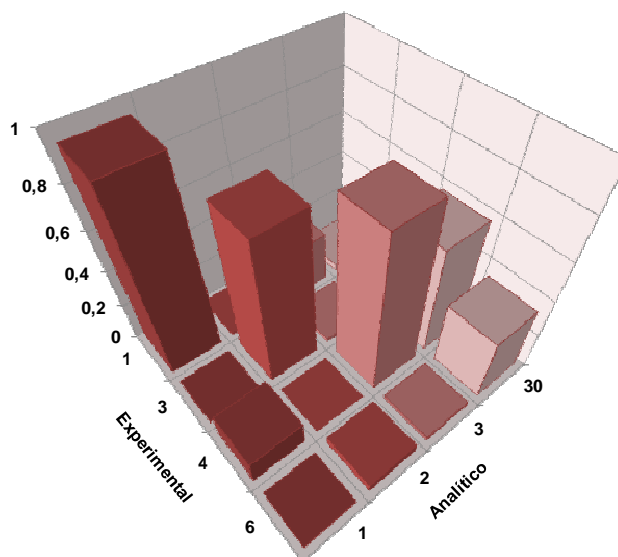


Figura 5.2 – Representação gráfica da correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos do Modelo N7 com base no parâmetro MAC.

→ Modelo N8

A alteração dos dados introduzidos no modelo anterior levou a elaboração de mais um modelo numérico, designado por *Modelo N8*. Neste modelo, a única alteração introduzida foi o peso volúmico das paredes exteriores em alvenaria de pedra (*AP_EXT*) cujo valor foi alterado de $22,00 \text{ kN.m}^{-3}$ para $23,00 \text{ kN.m}^{-3}$.

Após a introdução desta alteração no modelo, procedeu-se à determinação das frequências, as componentes modais e à comparação das mesmas com as obtidas experimentalmente. Assim, analisando a Tabela 5.3 verifica-se que a frequência calculada para o primeiro modo de vibração está muito próxima da frequência experimental, com um erro relativo inferior a 1%, e as frequências correspondentes ao segundo e terceiro modo, embora sejam ainda elevadas, apresentam erros menores que no modelo anterior.

Tabela 5.3 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N8 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,74	0,61%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,48	13,46%
2º Modo transversal	4	5,71	4	6,87	16,83%
3º Modo transversal	6	7,11	42	11,28	36,96%

Comparando as componentes analíticas e experimentais, apresentadas na Figura 5.3, obtiveram-se coeficientes de correlação muito semelhantes nos três primeiros modos de vibração, apresentando uma melhoria relativamente ao *Modelo N7*. Salienta-se o fato do quarto modo apresentar um aumento da frequência analítica face ao modelo anterior, mas em termos de grau de correlação entre o modo analítico e experimental obteve-se uma melhoria significativa em relação ao modelo anterior.

Nesta fase de iterações, o *Modelo N8* é o que apresenta melhores resultados nos elementos da diagonal da matriz de coeficientes MAC, conforme se observa na Figura 5.4, embora o quarto modo apresente um coeficiente com valor baixo, constatando-se uma melhoria significativa relativamente ao modelo numérico inicial.

MAC	1	2	4	42
1	0,95	0,01	0,27	0,00
3	0,00	0,77	0,02	0,26
4	0,13	0,00	0,83	0,03
6	0,00	0,04	0,02	0,40

Figura 5.3 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N8).

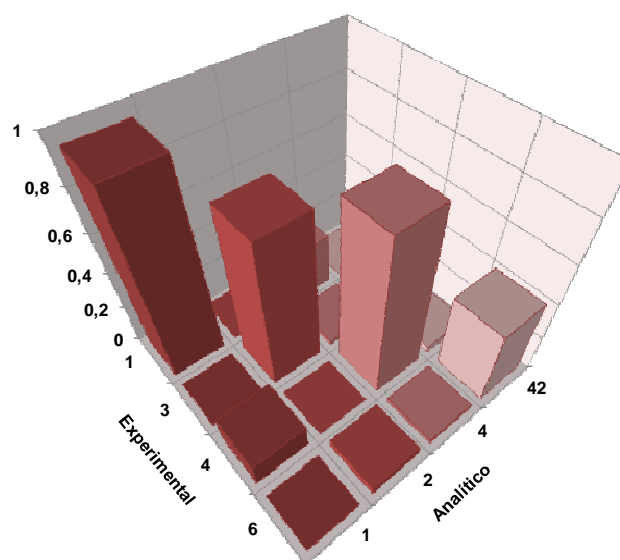


Figura 5.4 – Representação gráfica da correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos do Modelo N8 com base no parâmetro MAC.

Após a análise anteriormente descrita decidiu-se continuar as iterações, testando várias hipóteses de alterações das propriedades dos materiais, a fim de melhorar não só a relação entre frequências como também melhorar o valor do coeficiente MAC do quarto modo.

Feitas algumas iterações, constatou-se que os resultados das frequências em alguns casos aproximavam-se mas noutros afastavam-se excessivamente e por conseguinte os valores do coeficiente MAC pioravam. Assim, ponderou-se diminuir a rigidez da estrutura na zona de interseção das paredes interiores resistentes com as paredes exteriores, uma vez que neste tipo de construção a ligação entre paredes ortogonais é feita por simples encosto e sem qualquer tipo ligação entre os elementos.

→ Modelo N18

Foi efetuado um modelo, *Modelo N18*, com a introdução de um novo material, designado por *Cunhais*, na zona de interseção das paredes exteriores com as paredes interiores resistentes. Considerou-se para este novo material o mesmo peso volúmico das paredes em alvenaria de pedra ($23,00 \text{ kN.m}^{-3}$) e para o módulo de elasticidade admitiu-se um valor de 1,00 GPa.

Tabela 5.4 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N18 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,68	-0,76%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,37	11,89%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,77	15,65%
3º Modo transversal	6	7,11	42	11,20	36,53%

Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 5.4, observa-se uma diminuição das frequências calculadas analiticamente após diminuição do módulo de elasticidade na zona de ligação entre as paredes ortogonais. É de notar que a frequência para o primeiro modo de vibração apresenta um valor menor que a frequência obtida experimentalmente, mas comparando as componentes modais verifica-se que não houve mudanças significativas (como se pode observar na Figura 5.5 e Figura 5.6).

Analisando a matriz dos coeficientes MAC, Figura 5.5, verifica-se uma melhoria nos valores para o terceiro modo e quarto modo.

Uma vez que o modelo anterior (*Modelo N18*) apresentou melhores resultados, em termos de coeficiente MAC, prosseguiu-se com mais iterações com a finalidade de obter um valor de coeficiente MAC aceitável.

MAC	1	2	3	42
1	0,95	0,01	0,24	0,00
3	0,00	0,77	0,01	0,25
4	0,13	0,00	0,85	0,04
6	0,00	0,04	0,01	0,42

Figura 5.5 – Matriz dos coeficientes MAC (*Modelo N18*).

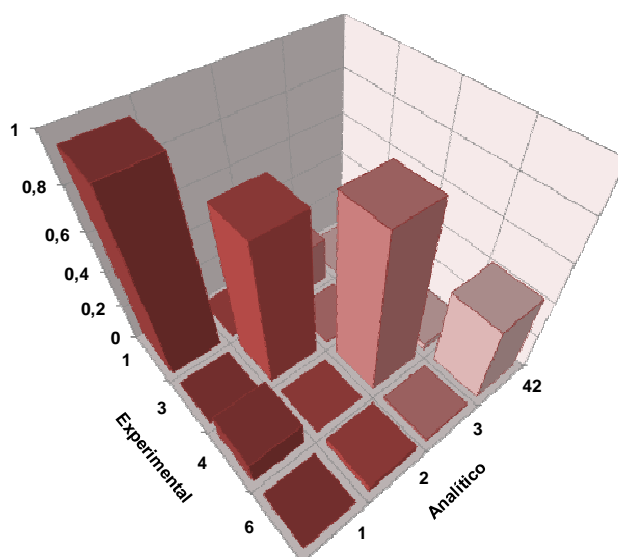


Figura 5.6 – Representação gráfica da correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos do *Modelo N18* com base no parâmetro MAC.

→ Modelo N21

Chegada a esta fase de iterações, surgiu a hipótese de diminuir a rigidez na zona de ligação entre paredes resistentes exteriores e os elementos horizontais, pavimentos e teto do piso, uma vez que nesta zona existem dois tipos de materiais, alvenaria de pedra e madeira, pode apresentar deficiência construtiva na ligação entre ambos e, conseqüentemente, uma rigidez reduzida.

A hipótese foi testada originando um modelo designado como *Modelo N21*. Este modelo teve como base o modelo apresentado anteriormente, tendo sido alterados os elementos finitos

ao nível dos pavimentos e teto do piso 2 (que fazem ligação com fachada Norte e Sul do edifício), para o material designado anteriormente como *Cunhais*.

Analisando a Tabela 5.5 verifica-se uma diminuição das frequências calculadas analiticamente face às identificadas experimentalmente. É de notar que o valor da frequência do primeiro modo está abaixo do valor obtido experimentalmente mas os valores dos restantes modos aproximaram-se.

Tabela 5.5 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N21 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,63	-1,84%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,12	8,31%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,69	14,53%
3º Modo transversal	6	7,11	41	11,07	35,77%

Ao analisar a matriz dos coeficientes MAC (Figura 5.7) constata-se que o coeficiente MAC relativo ao quarto modo, embora seja um valor baixo, obteve uma melhoria expressiva após a diminuição da rigidez da zona de ligação entre pavimentos e paredes exteriores.

MAC	1	2	3	41
1	0,95	0,01	0,25	0,01
3	0,00	0,77	0,02	0,21
4	0,13	0,00	0,83	0,06
6	0,00	0,04	0,01	0,49

Figura 5.7 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N21).

Observando os elementos da diagonal principal da matriz de coeficientes MAC do *Modelo N21* (Figura 5.8) os valores estão muito próximos de 1, exceto no que se refere ao quarto modo, o que reflete a boa correlação entre as componentes modais identificadas com as calculadas com o modelo numérico calibrado.

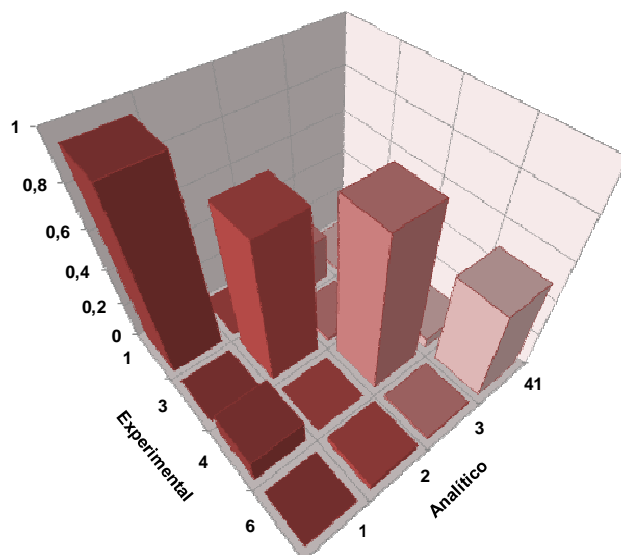


Figura 5.8 – Representação gráfica da correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos do Modelo N21 com base no parâmetro MAC.

Como já referido anteriormente, são apresentados no Anexo F todos os resultados obtidos nos modelos numéricos elaborados com a descrição das respetivas alterações efetuadas e as correspondentes matrizes de coeficientes MAC.

Terminado o ajuste e calibração do modelo numérico inicial, obteve-se um modelo, *Modelo N21*, no qual se atingiu um melhor compromisso com as alterações efetuadas nas propriedades dinâmicas da estrutura, patentes nos coeficientes da matriz MAC e na aproximação das frequências próprias da estrutura identificadas experimentalmente e analiticamente.

Por forma a ilustrar a evolução das frequências dos modos de vibrações calculados analítica e experimentalmente (representada na barra a azul), apresenta-se da Figura 5.9 à Figura 5.12 a evolução a distribuição das frequências para os quatro modos analisados ao longo deste capítulo.

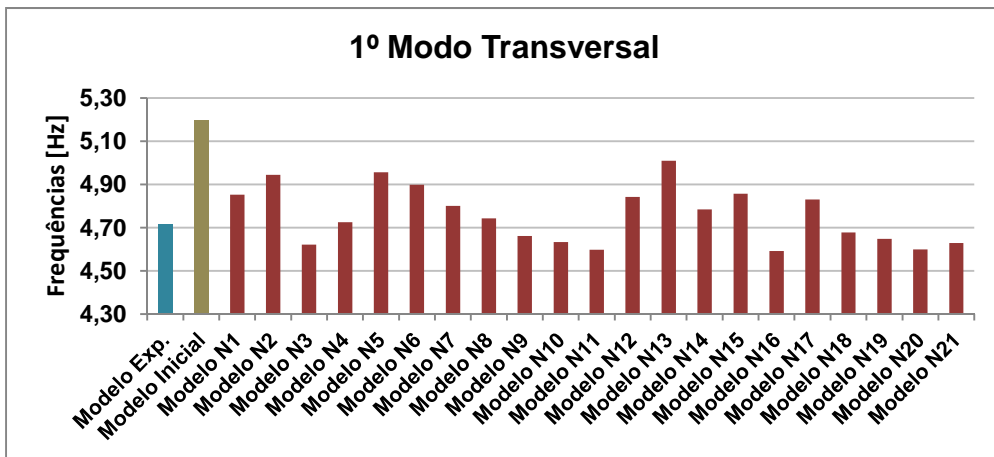


Figura 5.9 – Evolução das frequências de vibração numéricas correspondentes ao 1º modo de translação transversal ao longo da calibração.

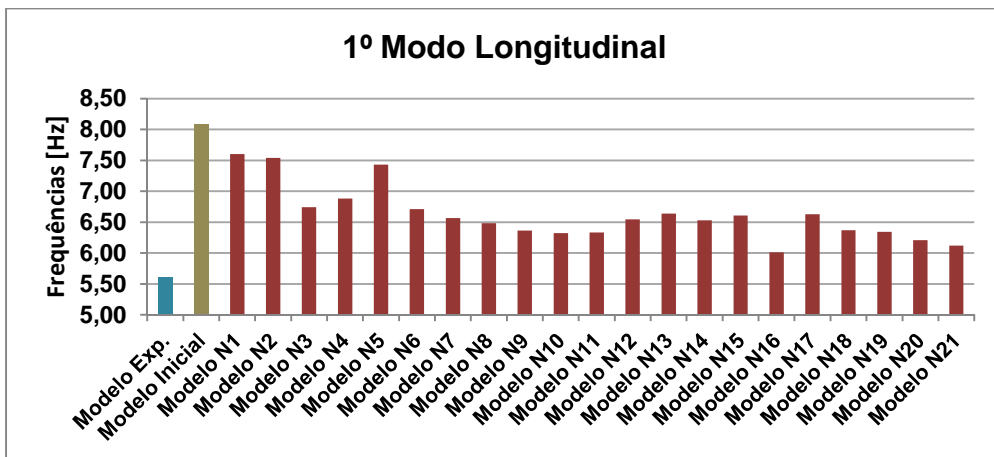


Figura 5.10 – Evolução das frequências de vibração numéricas correspondentes ao 1º modo de translação longitudinal ao longo da calibração.

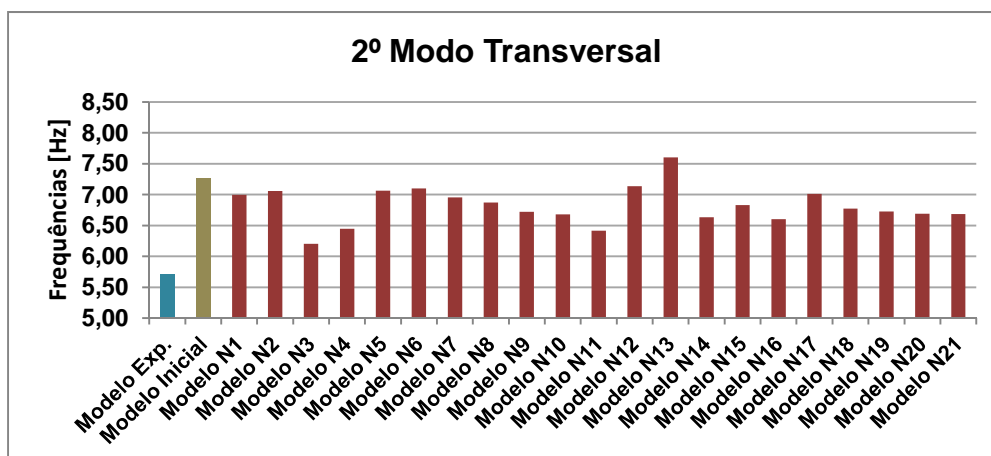


Figura 5.11 – Evolução das frequências de vibração numéricas correspondentes ao 2º modo de translação transversal ao longo da calibração.

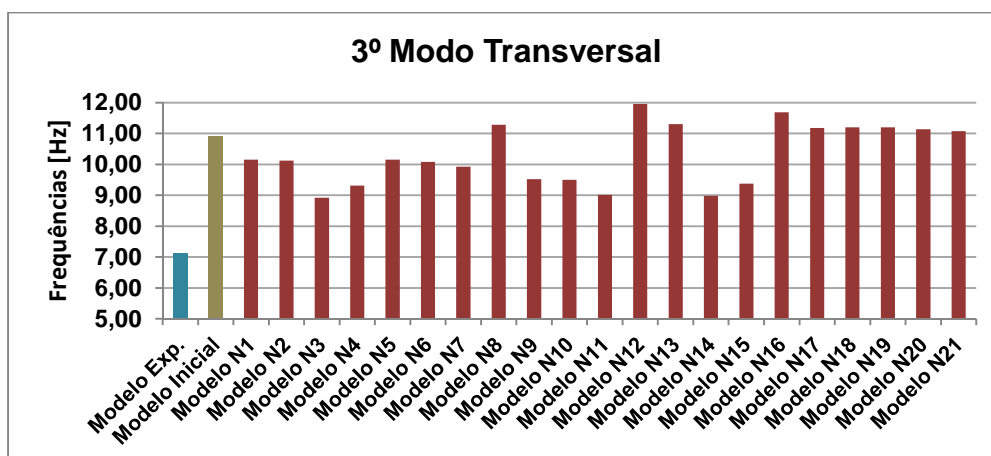


Figura 5.12 – Evolução das frequências de vibração numéricas correspondentes ao 3º modo de translação transversal ao longo da calibração.

6. CONCLUSÕES

6.1. Conclusões

O presente trabalho teve como principal objetivo a avaliação do comportamento dinâmico de um edifício do século XIX através de ensaios de caracterização dinâmica *in situ*, com a finalidade de obter informações das características dinâmicas do edifício em estudo, nomeadamente, frequências próprias, coeficientes de amortecimento e configurações modais e a consideração destas permitiu a calibração do modelo numérico a partir dos resultados obtidos experimentalmente.

Um aspeto importante na preparação dos ensaios de caracterização dinâmica *in situ* é o da elaboração de modelos numéricos iniciais com vista a obter uma primeira estimativa do comportamento dinâmico global do edifício e otimizar o posicionamento dos sensores de medida.

Como tal, foi necessário para a elaboração do modelo de elementos finitos recolher informações relativas à geometria da estrutura, bem como às características dos materiais.

Uma vez que, que a única informação disponível foi o projeto de levantamento arquitetónico e não sendo possível complementar esta pesquisa, de forma precisa, com ensaios de caracterização dos matérias *in situ*, procedeu-se à recolha de informação sobre o tipo de construção e principais materiais utilizados nos elementos estruturais.

Assim, dado ao ano de construção do edifício em estudo, final do século XIX, presumiu-se que o edifício tenha características semelhantes aos edifícios com estrutura do tipo “gaioleiro”, construção típica na cidade de Lisboa entre 1870 e 1930 (Pinho, 2000), para tal são apresentados alguns aspetos construtivos deste tipo de construção que serviram de base para a elaboração do modelo numérico.

Os ensaios dinâmicos realizados consistiram na medição das vibrações ambiente induzidas na estrutura pelo efeito das pessoas que estavam dentro do edifício, do vento e tráfego de veículos na sua vizinhança. Estes ensaios compreenderam, num total de doze campanhas, a medição em 86 pontos localizados no piso 2, piso 1 e piso 0.

Após os ensaios dinâmicos, procedeu-se à análise registos obtidos através de métodos de identificação modal estocástica, ou seja, pelo de decomposição no domínio da frequência FDD (*Frequency Domain Decomposition*) e também pelo método de decomposição no domínio da frequência melhorada EFFD (*Enhanced Frequency Domain Decompositio*), implementados no *software* LNEC-SPA desenvolvido no LNEC (Mendes, et al., 2007). Feita

esta análise, foi possível identificar as frequências, coeficientes de amortecimento e respectivas configurações modais de sete modos naturais de vibração do edifício em estudo.

Embora se tivessem obtido resultados e configurações modais satisfatórios, concluiu-se que os pontos medidos, pelo facto de se concentrarem no lado mais próximo com o edifício vizinho, não foram os suficientes para uma análise mais precisa e direta. Ponderou-se na hipótese de efetuar novos ensaios, mas tal não foi possível devido a intervenções na zona de cobertura o que prejudicaria desde logo as condições essenciais para uma nova série de ensaios de caracterização dinâmica *in situ*.

Note-se que o sucesso deste tipo de trabalho depende não só do seu planeamento, indispensável para garantir a viabilidade dos registos obtidos nos ensaios, como também das condições em que se encontra o edifício a analisar. A escolha do tipo de equipamento de medida adequados para a análise, o posicionamento do posto e aquisição e a própria fixação dos sensores são de igual importância para a obtenção de resultados viáveis.

Com os resultados obtidos nos ensaios dinâmicos procedeu-se à calibração e atualização do modelo numérico inicial, procurando ajustar as frequências e configurações modais calculadas aos resultados experimentais.

A fase inicial da calibração passou pela comparação visual das configurações modais para garantir uma correspondência entre os modos de vibração experimentais e numéricos e em seguida relacionaram-se as frequências destes modos de vibração, de modo a avaliar a qualidade do modelo analítico face à informação obtida experimentalmente. Tendo-se verificado que o modelo numérico apresentava frequências mais elevadas que as obtidas experimentalmente, motivou a que se fizesse uma verificação dos dados introduzidos no modelo numérico.

A calibração do modelo numérico inicial foi efetuada procurando não só aproximar as frequências analíticas das experimentais, como também obter a mesma sequência das configurações modais experimentais. Para isso foram elaborados diversos modelos numéricos, no total de vinte e um, que envolveram o ajuste de vários parâmetros, nomeadamente, módulo de elasticidade e peso volúmico dos vários materiais, espessuras dos elementos verticais e horizontais e as condições de apoio com o edifício adjacente.

A comparação dos resultados experimentais com os calculados de cada modelo numérico elaborado foi efetuada através da comparação dos valores de frequência apresentados em tabela e comparação entre as componentes modais analíticas e experimentais, com recurso ao *Modal Assurance Criterion (MAC)*, apresentadas através da matriz de coeficientes MAC e de um gráfico de barras tridimensional, que permitiu ter uma perceção imediata da correlação entre as componentes modais.

Constatou-se que as alterações mais significativas durante o processo iterativo foram não só o aumento do peso nas paredes em alvenaria de pedra e do peso considerado inicialmente para a sobrecarga, como também a substituição de molas por apoios fixos só na direção transversal, na parede contígua ao edifício vizinho.

Verificou-se ainda que se deveria diminuir a rigidez na zona de interceção das paredes exteriores com as paredes interiores resistentes e na zona de ligação entre as paredes resistentes exteriores e os elementos horizontais, pavimentos e teto do piso, o que resultou numa melhoria do ajuste do modelo aos resultados experimentais.

Comparando os resultados experimentais com os calculados com o modelo numérico que se designou *Modelo N21*, demonstrou-se que se conseguiu um melhor compromisso com as alterações efetuadas nas propriedades dinâmicas da estrutura, patentes nos coeficientes da matriz MAC e na aproximação das frequências próprias da estrutura identificadas experimentalmente e analiticamente. Refere-se no entanto que o quarto modo, embora se apresente com um valor baixo do coeficiente MAC ($<0,80$), foi aquele que obteve uma melhoria expressiva após a diminuição da rigidez na zona de ligação entre os elementos horizontais e as paredes resistentes exteriores.

Regista-se o facto que, após a sua calibração, as características dinâmicas obtidas a partir do modelo numérico, apresentam uma coerência com as identificadas experimentalmente, tanto em termos das frequências, bem como das respetivas configurações dos seus modos de vibração. Assim, poder-se-á considerar como válido o modelo numérico desenvolvido do edifício em estudo.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Neste trabalho desenvolveu-se um modelo de elementos finitos de um edifício em alvenaria de pedra, o qual foi validado por comparação e ajuste com as características dinâmicas identificadas nos ensaios *in situ*, pelo que será interessante utilizar este modelo para avaliar os efeitos das ações a que a estrutura está sujeita, principalmente, quando sujeita à ação dos sismos.

Por forma a complementar os resultados já obtidos com a realização desta dissertação, importa desenvolver do futuro são:

- Caracterizar as propriedades mecânicas dos materiais utilizados;
- Realizar ensaios de caracterização dinâmica do lado mais a nascente do edifício, por forma a se obter um melhor comportamento dinâmico do edifício;
- Comparar as componentes modais calculadas com as identificadas experimentalmente, através do coeficiente COMAC (*Coordinate Modal Assurance*

Criterion), permitindo assim avaliar a correlação, para cada grau de liberdade, entre todos os modos calculados e experimentais;

- Avaliar as condições de segurança da estrutura, tendo por base suas características dinâmicas, por forma a detetar, se possível, situações de dano estrutural;
- Com o modelo numérico calibrado ensaiar diferentes soluções de reforço da estrutura, caso necessite de reabilitação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Allemang, J. Randall. 2003. Modal Assurance Criterion - Twenty years of use and abuse. Ohio : Journal of Sound and Vibration, 2003. pp. 14-21.

Andrade, Hugo Miguel Castro. 2011. Caracterização de edifícios antigos. Edifícios "gaioleiros". *Tese de Mestrado*. Lisboa : Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2011.

Appleton, João. 2003. Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e tecnologia de intervenção. Amadora : Edições Orion, 2003.

Arêde, António e Costa, Aníbal. 2004. Inspeção e diagnóstico estrutural de construções históricas. *A intervenção no património. Práticas de conservação e Reabilitação*. Porto : FEUP, 2004. pp. p.55-87.

Bacelar, João Luís Afonso. 2012. Técnicas de Ajuste de Modelos Numéricos com base em Resultados Experimentais. *Tese de Mestrado*. Porto : FEUP, 2012.

Bendat, Julius S. e Piersol, Allan G. 2000. Random Data - Analysis and measurement procedures. New York : John Wiley & Sons, 2000.

Branco, Miguel Eduardo Moura. 2007. Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria. *Tese de Mestrado*. Lisboa : Instituto Superior Técnico, 2007.

Brincker, Rune, Ventura, C.E. e Andersen, P. 2001. Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition. *Proceedings of IMAC 19*. Kissimmee, Florida : s.n., 2001. pp. 698-703.

Brincker, Rune, Zhang, Lingmi e Andersen, Palle. 2000. Output-Only Modal Analysis by Frequency Domain Decomposition. *Proceedings of the 25th International Conference on Noise and Vibration Engineering, ISMA*. 2000. Vol. II.

Caetano, Elsa de Sá. 1992. Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais. *Tese de Mestrado*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1992.

Candeias, Paulo José de Oliveira Xavier. 2008. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. *Tese de Doutoramento*. Guimarães : Universidade do Minho, 2008.

Carvalho, Francisco J., Costa, Carlos Oliveira e Azevedo, Fernando Schiappa de. 2008. Elementos de sistemas e de análise e processamento de sinais. Lisboa : LNEC, 2008.

Chopra, Anil K. 1995. Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering. New Jersey : Prentice Hall, 1995.

Clough, R. e Penzien, J. 1993. Dynamics of Structures: 2ª Edição. New York : McGraw-Hill, 1993.

Cóias, Vítor. 2006. Inspeções e Ensaios na Reabilitação. Lisboa : IST PRESS, 2006.

Corrêa, M.R. e Costa, A.C. 1992. Ensaios Dinâmicos da Ponte sobre o Rio Arade - Pontes Atirantadas do Guadiana. *ditado por J.A. Fernandes, L.O. Santos.* Lisboa : LNEC, 1992.

Costa, Alfredo Campos. 2010. Dinâmica de estruturas e Engenharia Sísmica. 2010.

Crawford, R. e Ward, H.S. 1964. Determination of natural period of buildings. *Bulletin of the Seismological Society of America.* 1964. Vol. 54, pp. 1743-1756.

CSI. 2012. SAP200 Integrated Software for Structural Analysis and Design - Version 15. 2012.

Felber, Andreas Johann. 1993. Development of a Hybrid Bridge Evaluation System. *PhD Thesis.* Canada : University of British Columbia, 1993.

Gonçalves, Carla. 2013. <http://tabiquenaamtqt.blogs.sapo.pt/1264.html> - 2010. 04 de junho de 2013.

LNEC. 2008. Avaliação da vulnerabilidade sísmica do palácio de S. Bento - Ensaios de caracterização dinâmica. *Relatório 248/2008 - NESDE; Confidencial.* Lisboa : Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2008.

Lopes, Valter, et al. 2010. Identificação dinâmica de estruturas. *Congresso PATRIMÓNIO 2010.* 2010.

Magalhães, Filipe Manuel Rodrigues Leite de. 2004. Identificação modal estocástica para avaliação experimental de modelos numéricos. *Tese de Mestrado.* Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.

Magalhães, Filipe, Caetano, Elsa e Cunha, Álvaro. 2004. Desenvolvimento de software em Matlab para identificação modal de pontes sob ações ambientais. *Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.* 2004. pp. 758-766.

Marques, Ana Isabel Mera. 2009. Comportamento dinâmico de edifícios de betão armado sem dimensionamento sismo-resistente. *Tese de Mestrado.* Lisboa : Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2009.

Meireles, José Filipe Bizarro. 2007. Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente. *Tese de Doutoramento.* Guimarães : Universidade do Minho, 2007.

- Mendes, Luís e Costa, Alfredo Campos. 2007.** Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers - Version 1.0 - Build 12. *Report n.º 29/2007 - NESDE*. Lisboa : Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007.
- Mendes, Nuno Adriano Leite e Lourenço, Paulo José Brandão Barbosa. 2008a.** Redução da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria. Guimarães : FCT, 2008a.
- Mendes, Paulo e Oliveira, Sérgio. 2008b.** *Análise dinâmica de estruturas. Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*. Lisboa : Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2008b.
- Navara, Artur. 1969.** Dinâmica de Estruturas. Lisboa : LNEC, 1969. Vol. CE 111.
- NESDE. 2013.** http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol_tipol.html - 2005. 06 de agosto de 2013.
- Pinho, Fernando F.S. 2000.** Paredes de Edifícios Antigos em Portugal. Lisboa : LNEC, 2000. Vol. Série Edifícios.
- Prevosto, M. 1982.** Algorithmes d'Identification des Caractéristiques Vibratoires de Structures Mécaniques Complexes. *PhD Thesis*. France : Université de Rennes I, 1982.
- Reis, A. Correia dos, Farinha, M. Brazão e Farinha, J.P. Brazão. 2008.** Tabelas Técnicas. Lisboa : Edições Técnicas E.T.L., Lda., 2008.
- Ribeiro, Diogo Rodrigo Ferreira. 2012.** Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: Modelação, calibração e validação experimental. *Tese de Doutoramento*. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.
- Ribeiro, Diogo, Calçada, Rui e Delgado, Raimundo. 2012.** Calibração do modelo numérico da ponte ferroviária de São Lourenço com base em parâmetros modais. Lisboa : RPEE, 2012. Vols. Série II, N.º 12, pp. 45-57.
- Rodrigues, Jorge. 2004.** Identificação Modal Estocástica. Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil. Porto : FEUP, 2004.
- Silva, Bruno, Guedes, João Miranda e Costa, Aníbal. 2010.** Estratégias de Modelação Numérica no estudo de Estruturas Históricas. Experiência do NCREP (FEUP). *Congresso Património 2010*. 2010.
- Sólnes, Júlíus. 1997.** Stochastic Processes and Random Vibrations - Theory and Practice. Chichester, U.K. : John Wiley & Sons, 1997.
- TOPOMETRIA. 1998.** Topografia e Projetos de Arquitetura, Lda. *Levantamento Arquitetónico*. 1998.

Anexo A

Peças desenhadas do edifício em estudo

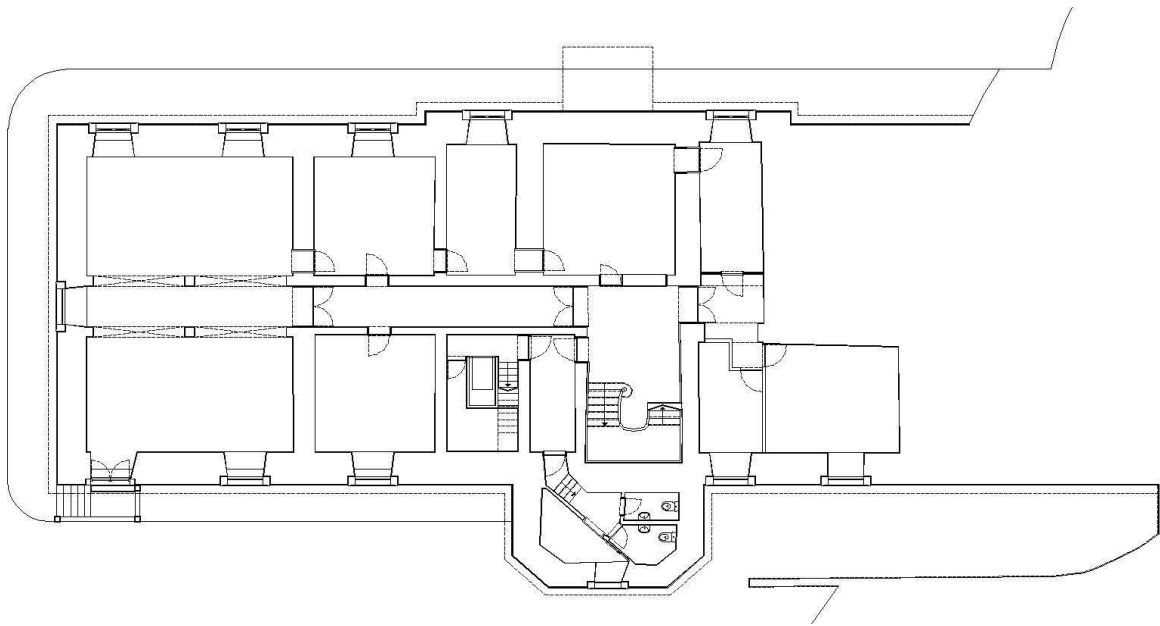


Figura A.1 – Planta da Cave.

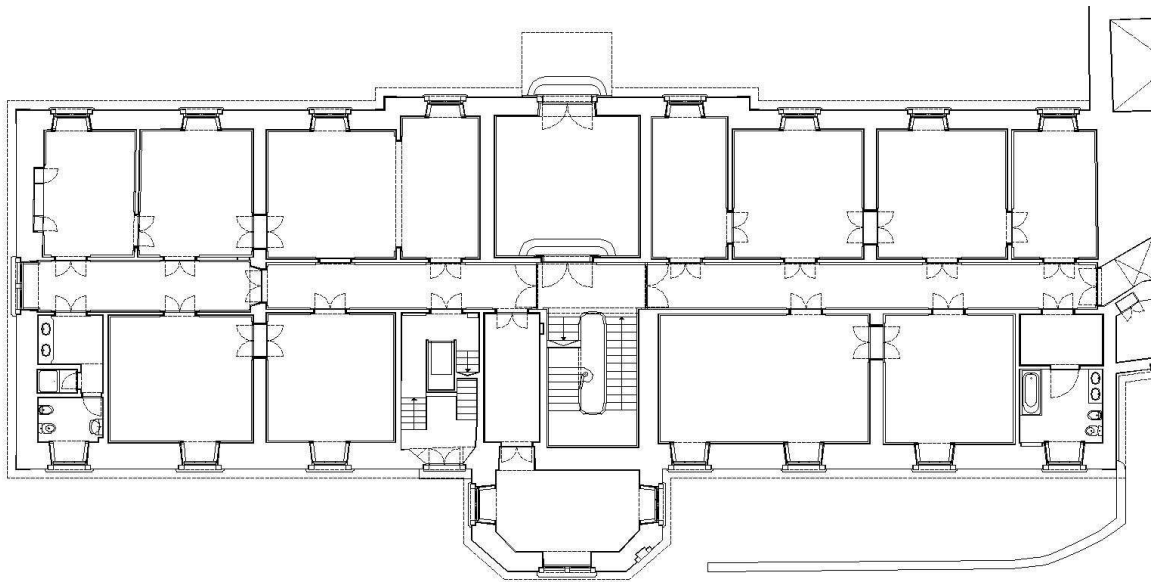


Figura A.2 – Planta do Piso 0.

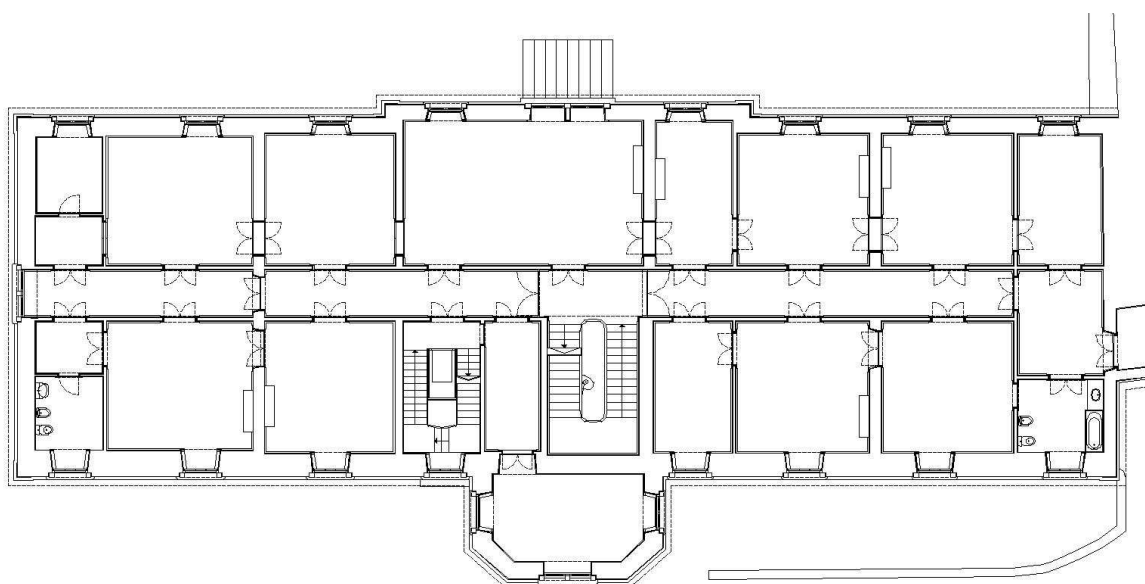


Figura A.3 – Planta do Piso 1.

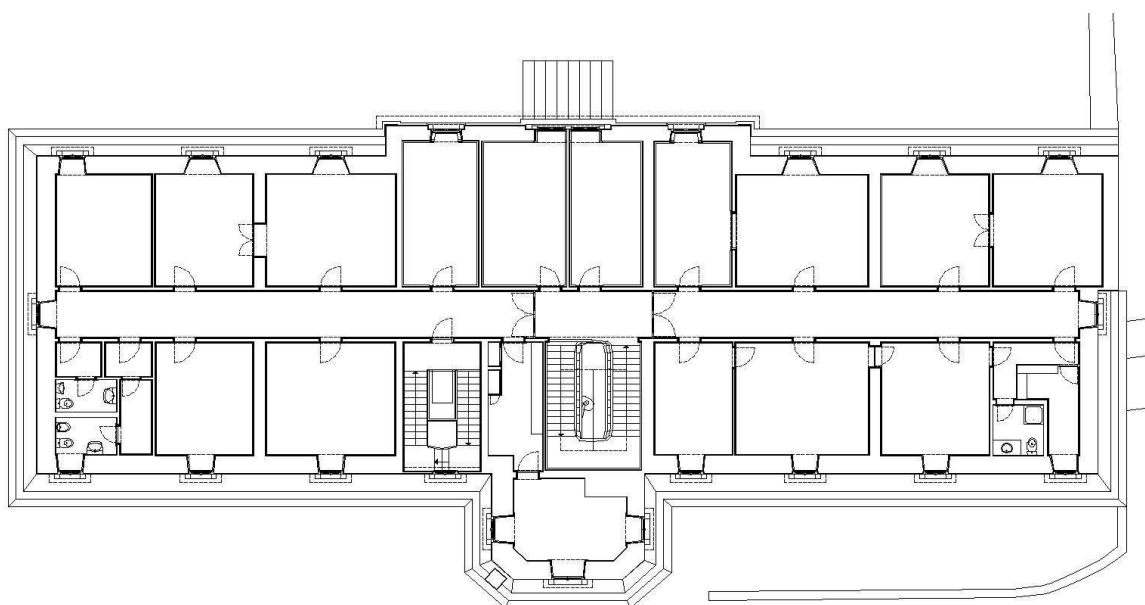


Figura A.4 – Planta do Piso 2 (Piso de mansarda).

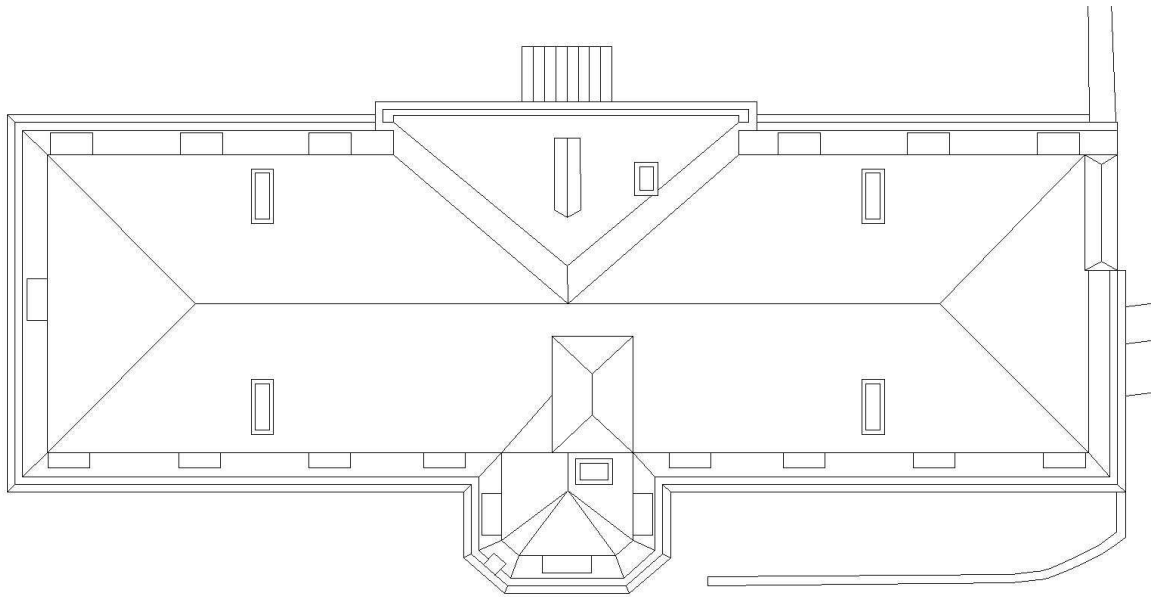


Figura A.5 – Planta de Cobertura.

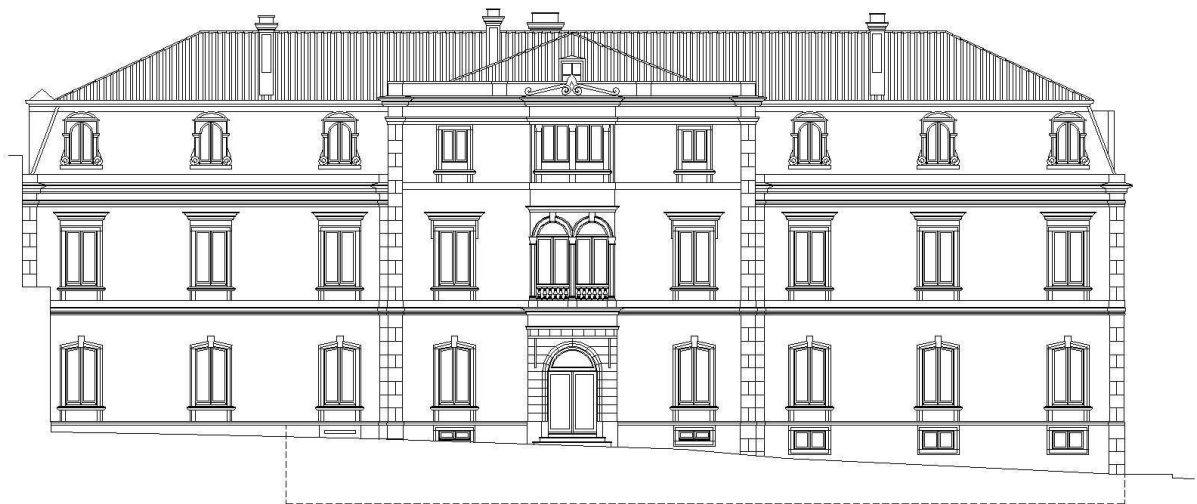


Figura A.6 – Alçado Sul (Fachada Principal).



Figura A.7 – Alçado Este.

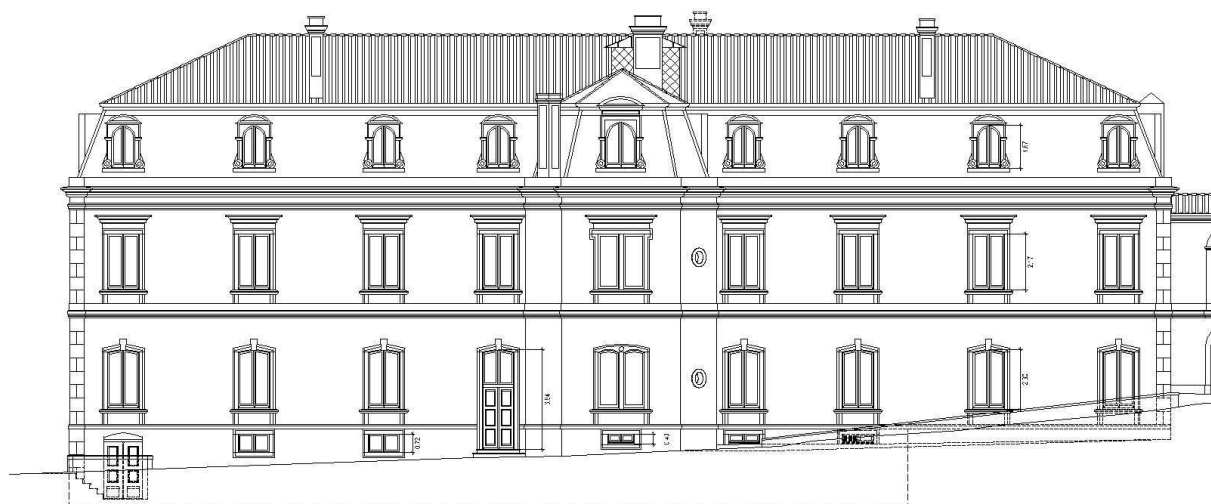


Figura A.8 – Alçado Norte.



Figura A.9 – Corte Longitudinal.

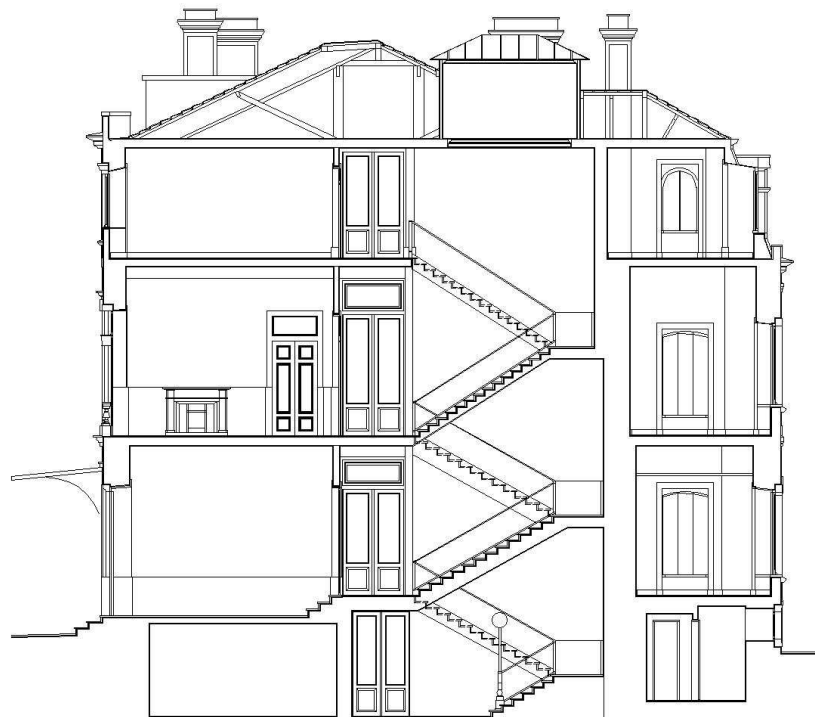


Figura A.10 – Corte Transversal.

Anexo B

Auxiliares para a modelação do modelo
numérico

→ Cálculo da espessura equivalente do pavimento:

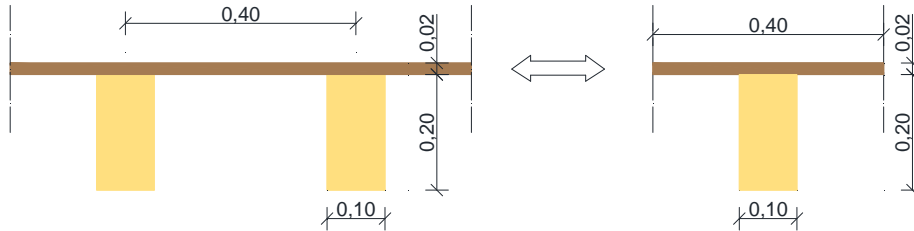


Figura B.1 – Esquema da secção do pavimento.

$$\text{Área dos elementos} = 0,10 \times 0,20 + 0,40 \times 0,02 = 0,028 \text{ m}^2$$

$$\text{Momento estático} = \frac{0,40 \times (0,20 + 0,02)^2}{2} - \frac{(0,40 - 0,20) \times 0,20^2}{2} = 0,00368 \text{ m}^3$$

$$\text{Linha neutra} = \frac{0,00368}{0,028} = 0,13142 \text{ m}$$

$$\text{Inércia} = \frac{0,40 \times (0,20 + 0,02)^3}{3} - \frac{(0,40 - 0,20) \times 0,20^3}{3} - 0,028 \times 0,13142^2 = 0,000136 \text{ m}^4$$

$$\text{Área por metro} = \frac{0,028}{0,40} = 0,07 \text{ m}^2$$

$$\text{Inércia por metro} = \frac{0,000136}{0,40} = 0,00034019 \text{ m}^4$$

Os valores das espessuras considerados no modelo foram:

$$\text{Membrane} = 0,07 \text{ m}$$

$$\text{Bending} = \sqrt[3]{12 \times 0,00034019} = 0,15982 \text{ m}$$

Anexo C

Especificações técnicas do equipamento
utilizado nos ensaios *in situ*

Tabela C.1 – Características técnicas dos acelerômetros.


	<p>Tipo: Acelerômetro piezoelétrico ICP Modelo: 393B12 Fabricante: PCB PIEZOTRONICS (www.pcb.com) Sensibilidade: ($\pm 10\%$) 10000 mV/g (1019.4 mV/(m/s²)) Campo de medição: ± 0.5 g pk (± 4.9 m/s² pk) Gama de frequências: ($\pm 5\%$) 0.15-1000 Hz Resolução de banda larga: (1 a 10000 Hz) 8 μg rms (0.00008 m/s² rms) Ruído espectral: 1 Hz – 1.30 μg/$\sqrt{\text{Hz}}$ 10 Hz – 0.32 μg/$\sqrt{\text{Hz}}$ 100 Hz – 0.13 μg/$\sqrt{\text{Hz}}$ 1000 Hz – 0.10 μg/$\sqrt{\text{Hz}}$ Frequência de ressonância: ≥ 10 kHz Não-linearidade: $\leq 1\%$ Sensibilidade transversal: $\leq 7.0\%$ Peso: 210 g</p>
---	--

Tabela C.2 – Características técnicas dos módulos de condicionamento de acelerômetros.


	<p>Tipo: Módulo de condicionamento de acelerômetros para chassis SCXI Modelo: SCXI 1530 e SCXI 1531 Fabricante: NATIONAL INSTRUMENTS (www.ni.com) Campo de medição: ± 10 V Número de canais: 4 SCXI-1530; 8 SCXI-1531 Ganhos programáveis: Ganho 1 - 0 dB Ganho 10 - 20 dB Ganho 100 - 40 dB Desvio: ± 10 ppm/$^{\circ}\text{C}$ maximum Precisão: $\pm 0.5\%$ (antes de calibração), 0.03% (depois de calibração) DC <i>offset</i>: ± 30 mV máximo Desvio do DC <i>offset</i>: ± 20 μV/$^{\circ}\text{C}$ máximo Filtro programável: Tipo: 4-pole Bessel <i>lowpass</i> Frequência de corte: 2.5, 5, 10, 20 kHz (programável) Filtro fixo: Tipo: 2-pole 0.2 Hz RC <i>highpass</i> Condicionamento: Intensidade da excitação dos acelerômetros: 4 mA $\pm 10\%$, 24 V Compliant Desvio da intensidade de excitação: -2.5 μA/$^{\circ}\text{C}$ máximo Ruído da intensidade de excitação: 22 μArms, 80 μApp máximo</p>
---	--

Tabela C.3 – Características técnicas do chassis modular.



	<p>Tipo: Chassis modular para condicionamento de sinais com baixo ruído Modelo: SCXI 1000 DC Fabricante: NATIONAL INSTRUMENTS (www.ni.com) Número de slots: 4 Alimentação: AC ou DC</p>
---	---

Tabela C.4 – Características técnicas da placa de aquisição de dados.

	<p>Tipo: Módulo de aquisição de dados, interface USB Modelo: SCXI 1600 Fabricante: NATIONAL INSTRUMENTS (www.ni.com) 16 bit 200 kS/s Até 352 canais/módulo (Multiplexado) Conexões externas (Trigger, Clock e Calibration); Apenas suportado por sistemas operativos de 32 bits</p>
--	---

Anexo D

Setups – Campanhas

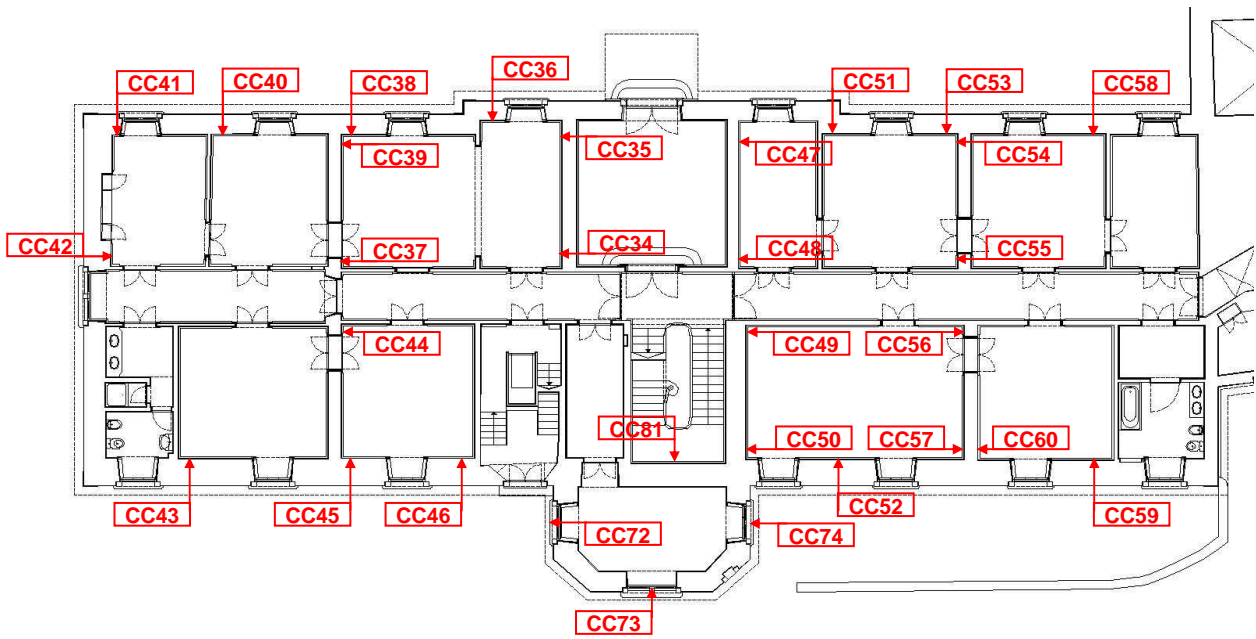


Figura D.1 – Localização dos pontos medidos no Piso 0.

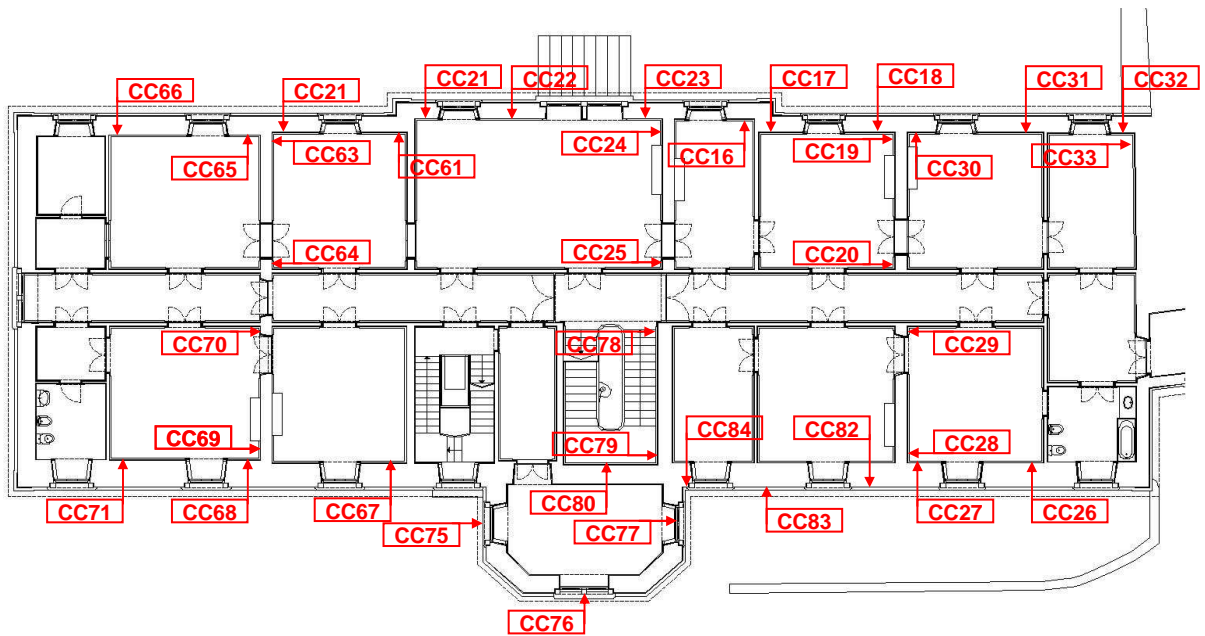


Figura D.2 – Localização dos pontos medidos no Piso 1.

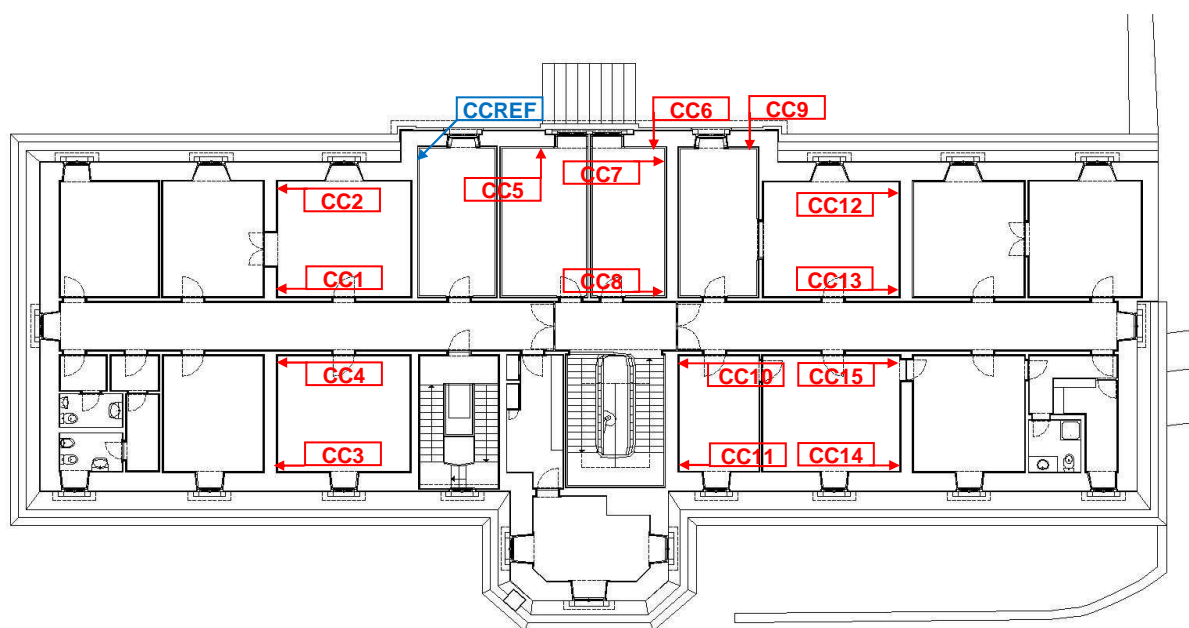


Figura D.3 – Localização dos pontos medidos no Piso 2 (Piso de mansarda).

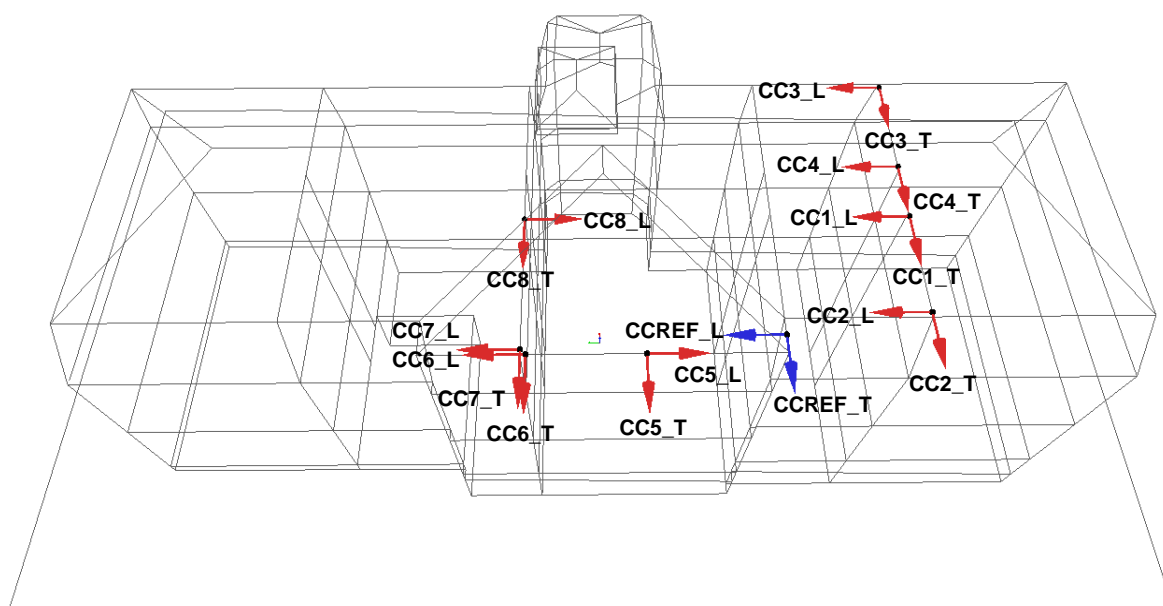


Figura D.4 – Campanha #1.

Tabela D.1 – Descrição da campanha #1.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA13	CA04
Piso 2	CCREF_L	AA16	CE01
Piso 2	CC1_T	AA19	CB07
Piso 2	CC1_L	AA27	CB01
Piso 2	CC2_T	AA10.	CA06
Piso 2	CC2_L	AA06	CA01
Piso 2	CC3_T	AA20	CA21
Piso 2	CC3_L	AA21	CA08
Piso 2	CC4_T	AA24	CB08
Piso 2	CC4_L	AA15	CB06
Piso 2	CC5_T	AA28	CB18
Piso 2	CC5_L	AA26	CB05
Piso 2	CC6_T	AA02	CB13
Piso 2	CC6_L	AA05	CB12
Piso 2	CC7_T	AA23	CB14
Piso 2	CC7_L	AA11.	CB02
Piso 2	CC8_T	AA01	CB19
Piso 2	CC8_L	AA17	CB11

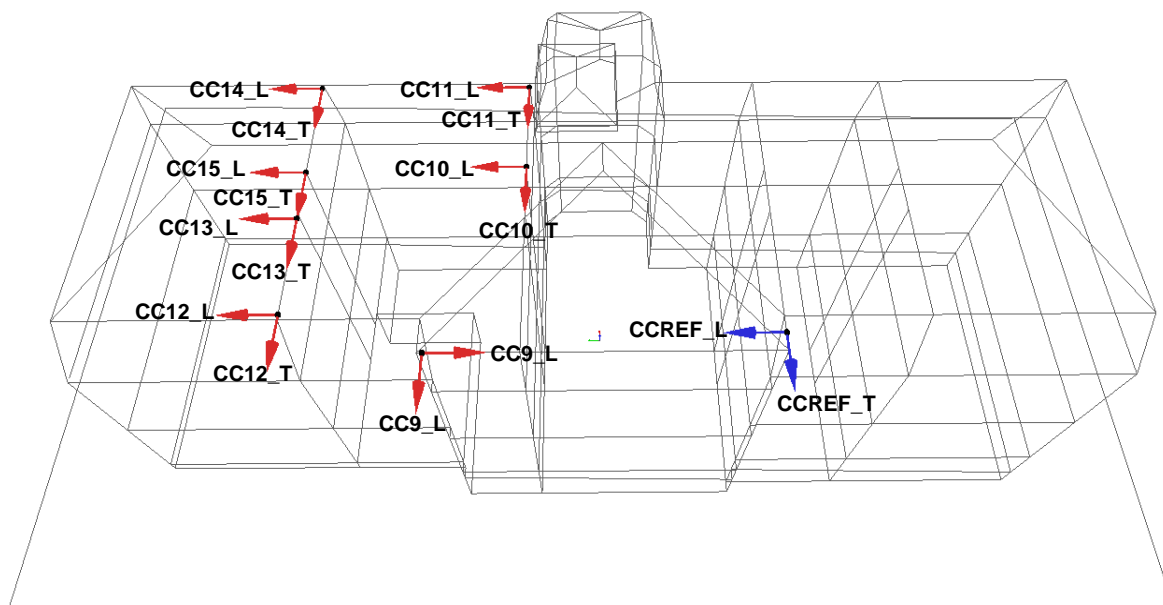


Figura D.5 – Campanha #2.

Tabela D.2 – Descrição da campanha #2.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA13	CA04
Piso 2	CCREF_L	AA16	CE01
Piso 2	CC9_T	AA02	CA08
Piso 2	CC9_L	AA05	CA06
Piso 2	CC10_T	AA23	CB08
Piso 2	CC10_L	AA11.	CB01
Piso 2	CC11_T	AA19	CA21
Piso 2	CC11_L	AA10.	CB07
Piso 2	CC12_T	AA20	CB06
Piso 2	CC12_L	AA21	CB05
Piso 2	CC13_T	AA24	CB18
Piso 2	CC13_L	AA15	CB12
Piso 2	CC14_T	AA27	CB19
Piso 2	CC14_L	AA06	CB13
Piso 2	CC15_T	AA26	CB02
Piso 2	CC15_L	AA28	CB11

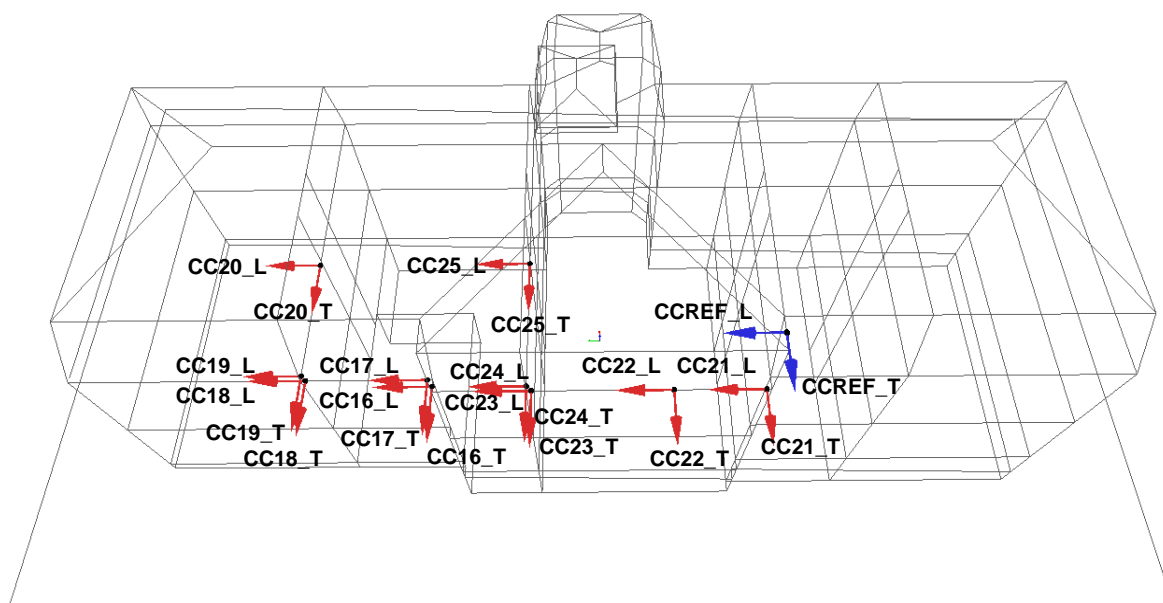


Figura D.6 – Campanha #3.

Tabela D.3 – Descrição da campanha #3.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA13	CA04
Piso 2	CCREF_L	AA16	CE01
Piso 1	CC16_T	AA05	CB01
Piso 1	CC16_L	AA02	CB18
Piso 1	CC17_T	AA04	CB13
Piso 1	CC17_L	AA03	CB14
Piso 1	CC18_T	AA25	CB19
Piso 1	CC18_L	AA14	CB02
Piso 1	CC19_T	AA10.	CB05
Piso 1	CC19_L	AA19	CB11
Piso 1	CC20_T	AA23	CB06
Piso 1	CC20_L	AA11.	CB07
Piso 1	CC21_T	AA27	CB08
Piso 1	CC21_L	AA06	CB12
Piso 1	CC22_T	AA01	CA28
Piso 1	CC22_L	AA17	CA08
Piso 1	CC23_T	AA26	CA25
Piso 1	CC23_L	AA28	CA23
Piso 1	CC24_T	AA24	CA21
Piso 1	CC24_L	AA15	CA27
Piso 1	CC25_T	AA21	CA19
Piso 1	CC25_L	AA20	CA22

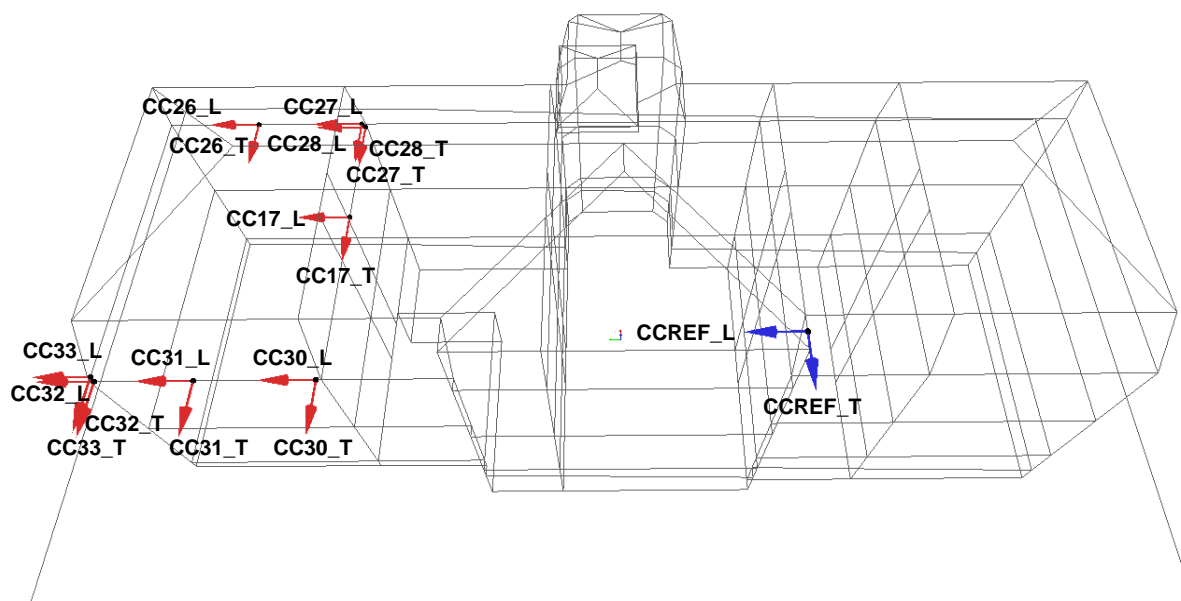


Figura D.7 – Campanha #4.

Tabela D.4 – Descrição da campanha #4.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA13	CA04
Piso 2	CCREF_L	AA16	CE01
Piso 1	CC26_T	AA21	CA23
Piso 1	CC26_L	AA20	CA25
Piso 1	CC27_T	AA11.	CB02
Piso 1	CC27_L	AA23	CB07
Piso 1	CC28_T	AA06	CB19
Piso 1	CC28_L	AA27	CB14
Piso 1	CC29_T	AA28	CB13
Piso 1	CC29_L	AA02	CB12
Piso 1	CC30_T	AA25	CA27
Piso 1	CC30_L	AA14	CB06
Piso 1	CC31_T	AA19	CB05
Piso 1	CC31_L	AA10.	CB11
Piso 1	CC32_T	AA24	CA28
Piso 1	CC32_L	AA15	CA22
Piso 1	CC33_T	AA01	CA21
Piso 1	CC33_L	AA17	CA19

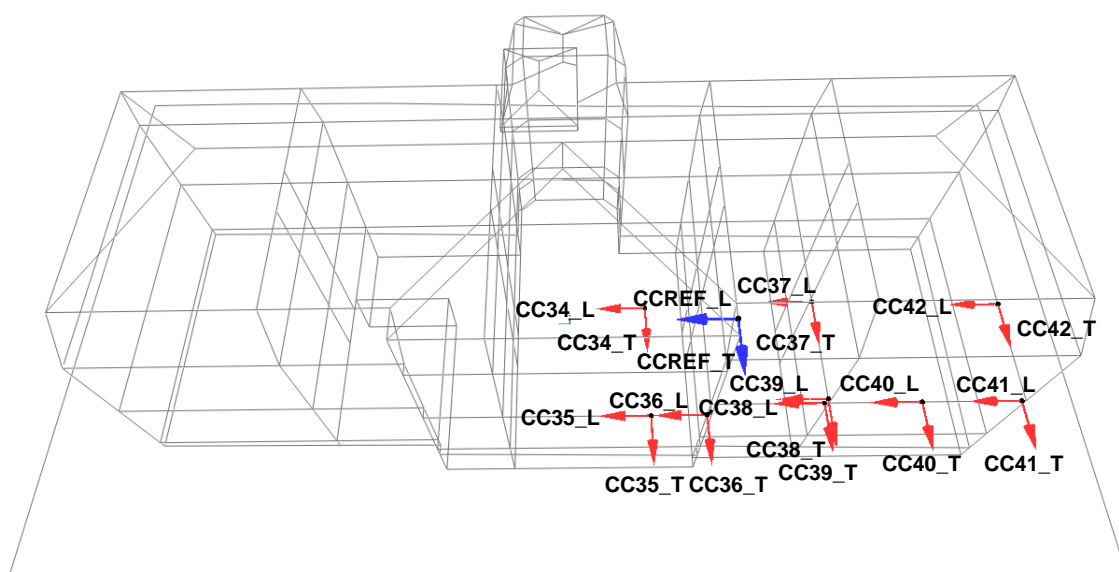


Figura D.8 – Campanha #5.

Tabela D.5 – Descrição da campanha #5.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA01	CB01
Piso 2	CCREF_L	AA02	CB07
Piso 0	CC34_T	AA20	CB05
Piso 0	CC34_L	AA21	CB19
Piso 0	CC35_T	AA23	CB11
Piso 0	CC35_L	AA22	CB08
Piso 0	CC36_T	AA16	CB02
Piso 0	CC36_L	AA15	CB12
Piso 0	CC37_T	AA14	CB18
Piso 0	CC37_L	AA13	CB13
Piso 0	CC38_T	AA05	CA10
Piso 0	CC38_L	AA03	CA02
Piso 0	CC39_T	AA04	CA01
Piso 0	CC39_L	AA06	CA05
Piso 0	CC40_T	AA10.	CA06
Piso 0	CC40_L	AA11.	CA03
Piso 0	CC41_T	AA24	CA04
Piso 0	CC41_L	AA25	CA07
Piso 0	CC42_T	AA26	CA20
Piso 0	CC42_L	AA27	CA27

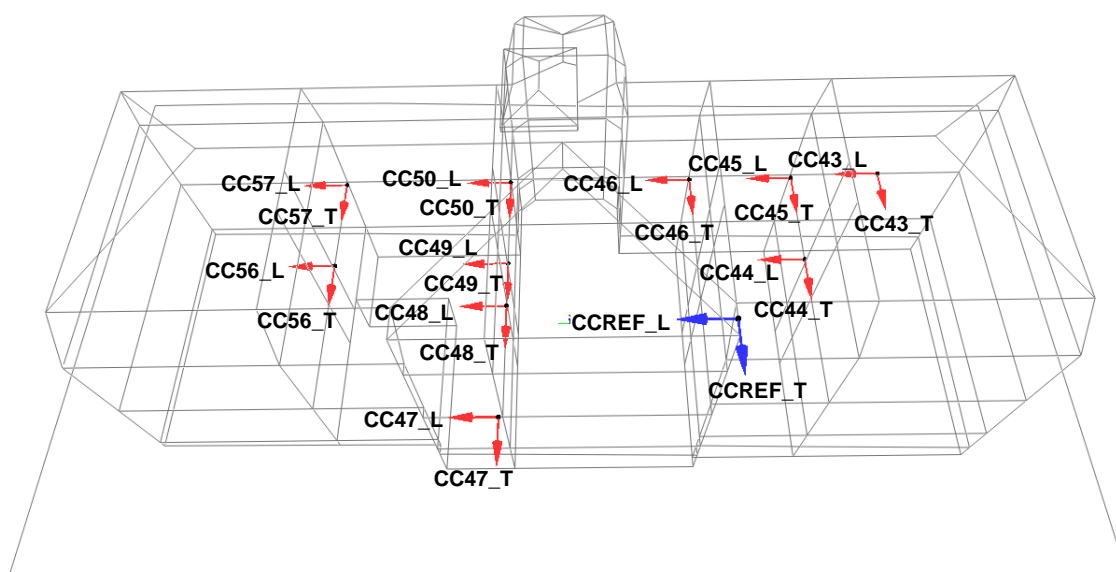


Figura D.9 – Campanha #6.

Tabela D.6 – Descrição da campanha #6.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA01	CB01
Piso 2	CCREF_L	AA02	CB07
Piso 0	CC43_T	AA04	CA06
Piso 0	CC43_L	AA21	CA03
Piso 0	CC44_T	AA27	CA27
Piso 0	CC44_L	AA26	CA20
Piso 0	CC45_T	AA03	CA04
Piso 0	CC45_L	AA25	CA07
Piso 0	CC46_T	AA20	CB18
Piso 0	CC46_L	AA24	CB13
Piso 0	CC47_T	AA16	CB19
Piso 0	CC47_L	AA10.	CB12
Piso 0	CC48_T	AA18	CB14
Piso 0	CC48_L	AA19	CA08
Piso 0	CC49_T	AA06	CA21
Piso 0	CC49_L	AA28	CA26
Piso 0	CC50_T	AA15	CB06
Piso 0	CC50_L	AA29	CB02
Piso 0	CC56_T	AA14	CB11
Piso 0	CC56_L	AA17	CB08
Piso 0	CC57_T	AA11.	CA02
Piso 0	CC57_L	AA22	CD07

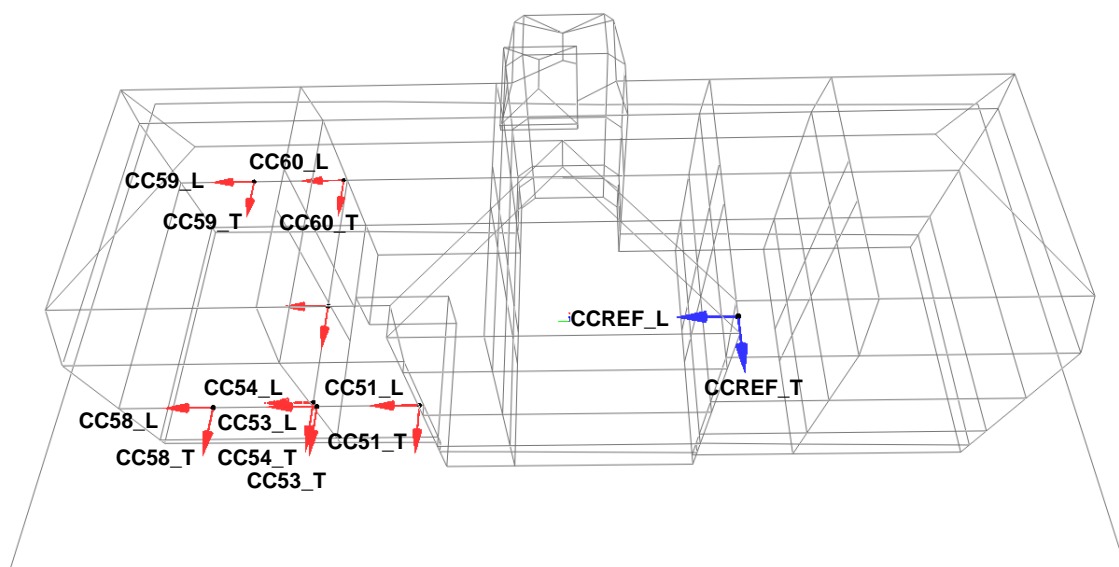


Figura D.10 – Campanha #7.

Tabela D.7 – Descrição da campanha #7.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA01	CB01
Piso 2	CCREF_L	AA02	CB07
Piso 0	CC51_T	AA15	CB06
Piso 0	CC51_L	AA29	CB02
Piso 0	CC53_T	AA11.	CB18
Piso 0	CC53_L	AA22	CA08
Piso 0	CC54_T	AA17	CA21
Piso 0	CC54_L	AA28	CA26
Piso 0	CC55_T	AA14	CB11
Piso 0	CC55_L	AA06	CB08
Piso 0	CC58_T	AA04	CA06
Piso 0	CC58_L	AA21	CA03
Piso 0	CC59_T	AA03	CA04
Piso 0	CC59_L	AA25	CA07
Piso 0	CC60_T	AA26	CA20
Piso 0	CC60_L	AA27	CA27

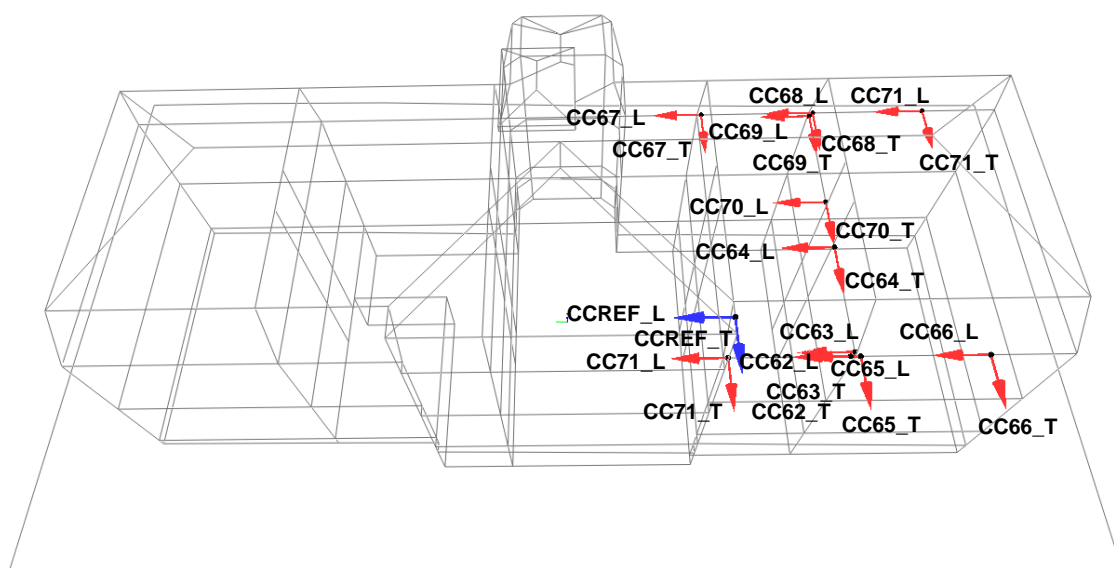


Figura D.11 – Campanha #8.

Tabela D.8 – Descrição da campanha #8.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA01	CB01
Piso 2	CCREF_L	AA02	CB07
Piso 1	CC61_T	AA14	CA22
Piso 1	CC61_L	AA25	CA24
Piso 1	CC62_T	AA23	CA25
Piso 1	CC62_L	AA24	CA23
Piso 1	CC63_T	AA21	CB12
Piso 1	CC63_L	AA22	CA28
Piso 1	CC64_T	AA20	CB08
Piso 1	CC64_L	AA26	CB19
Piso 1	CC65_T	AA16	CB06
Piso 1	CC65_L	AA17	CB14
Piso 1	CC66_T	AA28	CB02
Piso 1	CC66_L	AA29	CB13
Piso 1	CC67_T	AA19	CA07
Piso 1	CC67_L	AA18	CA10
Piso 1	CC68_T	AA03	CA03
Piso 1	CC68_L	AA04	CA01
Piso 1	CC69_T	AA05	CA27
Piso 1	CC69_L	AA06	CA21
Piso 1	CC70_T	AA13	CA06
Piso 1	CC70_L	AA27	CA08
Piso 1	CC71_T	AA10.	CA26
Piso 1	CC71_L	AA11.	CA20

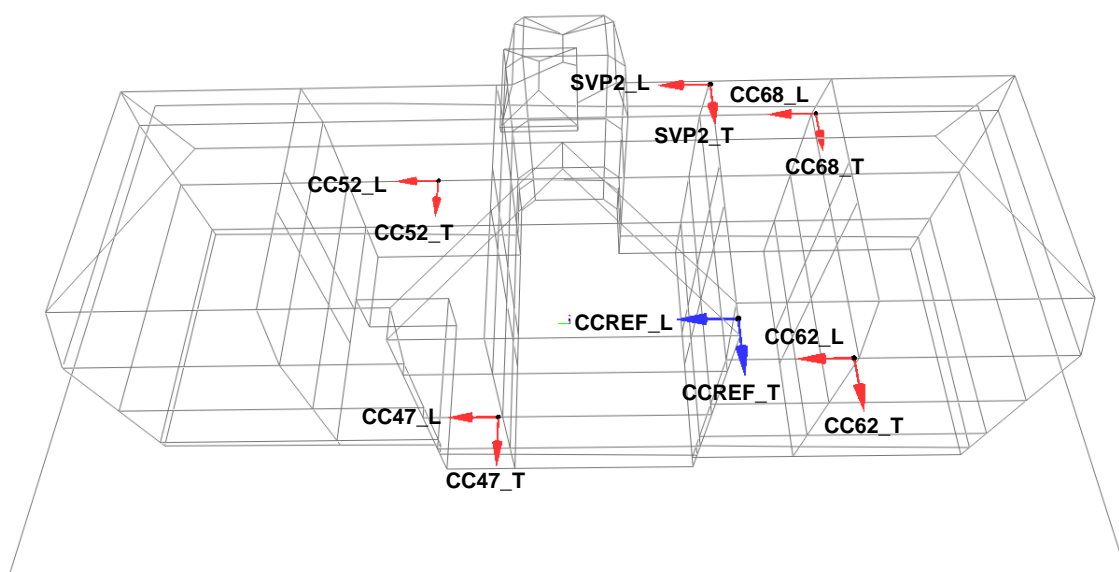


Figura D.12 – Campanha #9.

Tabela D.9 – Descrição da campanha #9.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA01	CB01
Piso 2	CCREF_L	AA02	CB07
Piso 2	SVP2_T	AA10.	CB08
Piso 2	SVP2_L	AA11.	CB13
Piso 1	CC62_T	AA23	CA25
Piso 1	CC62_L	AA24	CA23
Piso 1	CC68_T	AA03	CA03
Piso 1	CC68_L	AA04	CA01
Piso 0	CC47_T	AA20	CB08
Piso 0	CC47_L	AA26	CB19
Piso 0	CC52_T	AA16	CB06
Piso 0	CC52_L	AA17	CB14

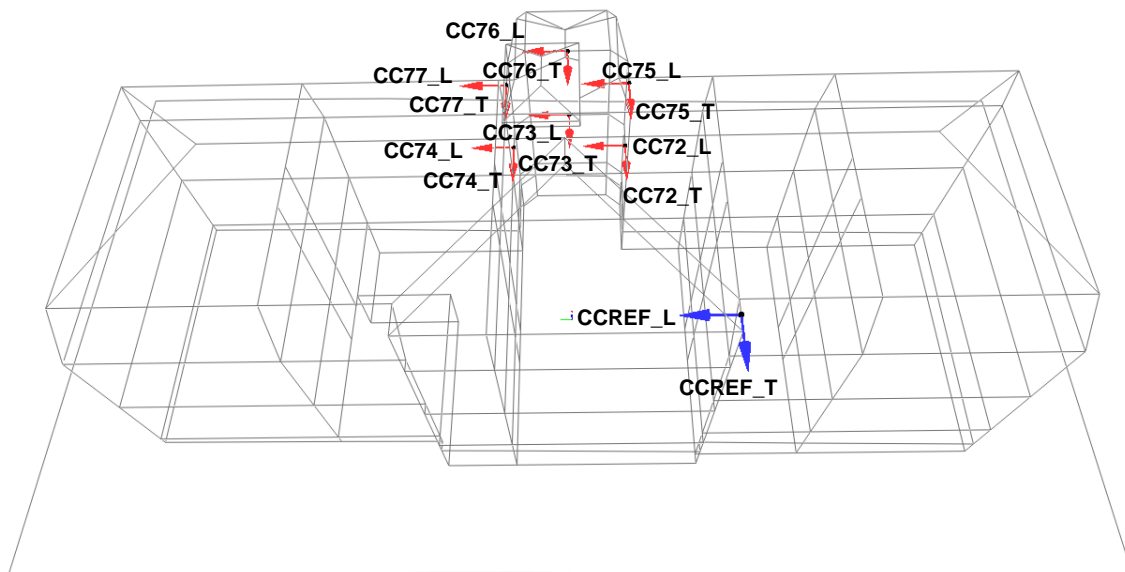


Figura D.13 – Campanha #10.

Tabela D.10 – Descrição da campanha #10.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA01	CB01
Piso 2	CCREF_L	AA02	CB07
Piso 0	CC72_T	AA17	CA04
Piso 0	CC72_L	AA18	CA03
Piso 0	CC73_T	AA19	CA10
Piso 0	CC73_L	AA20	CA05
Piso 0	CC74_T	AA23	CA07
Piso 0	CC74_L	AA24	CA06
Piso 1	CC75_T	AA03	CB18
Piso 1	CC75_L	AA04	CB19
Piso 1	CC76_T	AA05	CB14
Piso 1	CC76_L	AA06	CB06
Piso 1	CC77_T	AA13	CB11
Piso 1	CC77_L	AA14	CB12

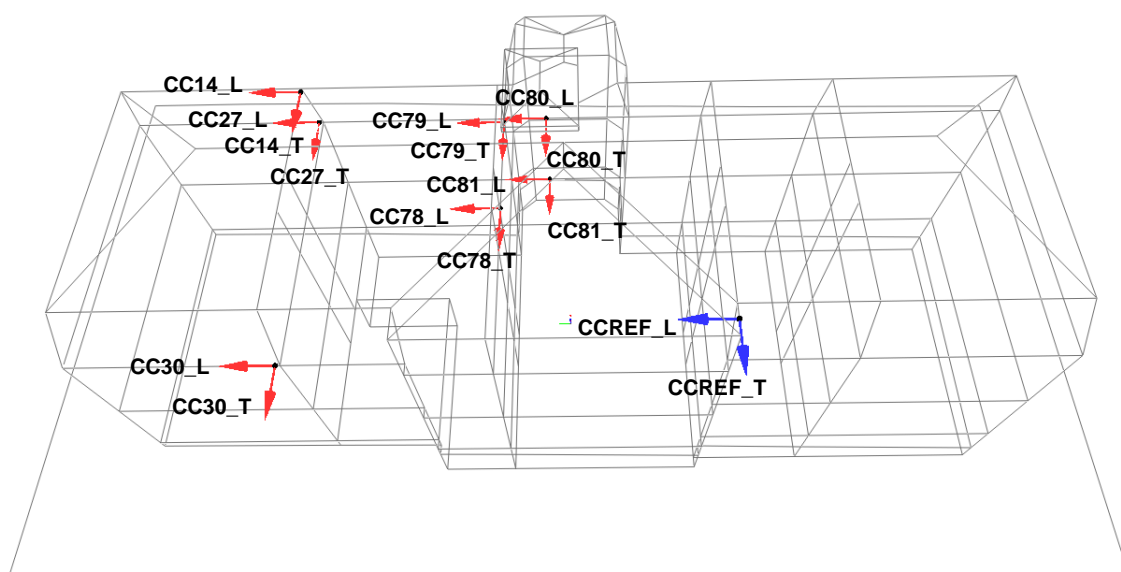


Figura D.14 – Campanha #11.

Tabela D.11 – Descrição da campanha #11.

Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA01	CA27
Piso 2	CCREF_L	AA02	CA26
Piso 2	CC14_T	AA03	CA21
Piso 2	CC14_L	AA04	CA23
Piso 1	CC27_T	AA15	CA03
Piso 1	CC27_L	AA16	CA10
Piso 1	CC30_T	AA13	CA01
Piso 1	CC30_L	AA14	CA22
Piso 1	CC78_T	AA17	CA08
Piso 1	CC78_L	AA18	CA07
Piso 1	CC79_T	AA27	CA30
Piso 1	CC79_L	AA28	CA20
Piso 1	CC80_T	AA10.	CA28
Piso 1	CC80_L	AA11.	CA24
Piso 0	CC81_T	AA05	CA04
Piso 0	CC81_L	AA06	CA05

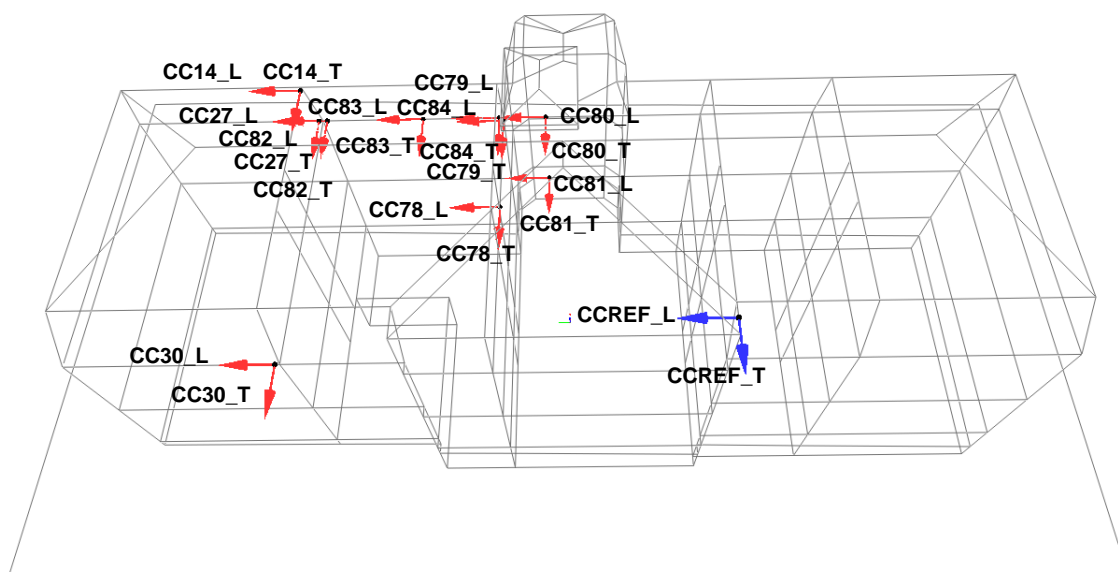


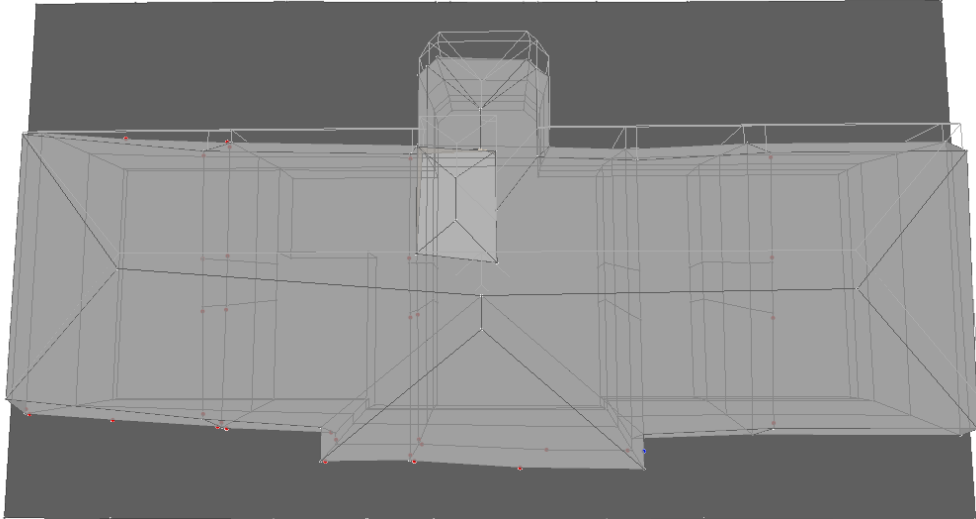
Figura D.15 – Campanha #12.

Tabela D.12 – Descrição da campanha #12.

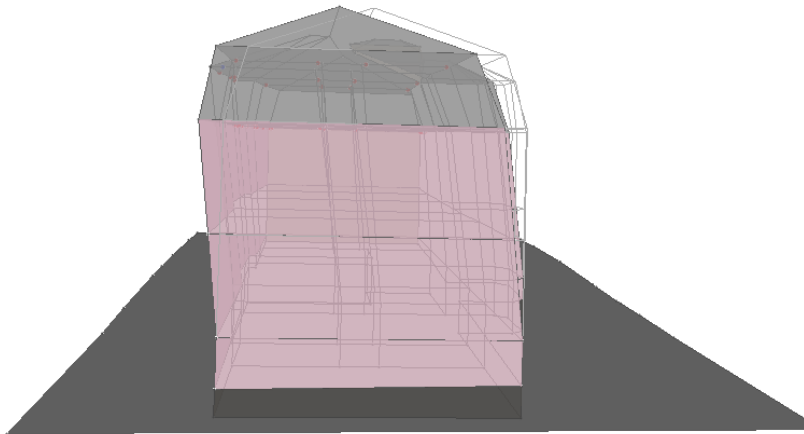
Piso	Designação do ponto medido	Acelerómetro	Cabo
Piso 2	CCREF_T	AA01	CA27
Piso 2	CCREF_L	AA02	CA26
Piso 2	CC14_T	AA03	CA21
Piso 2	CC14_L	AA04	CA23
Piso 1	CC27_T	AA15	CA03
Piso 1	CC27_L	AA16	CA10
Piso 1	CC30_T	AA13	CA01
Piso 1	CC30_L	AA14	CA22
Piso 1	CC78_T	AA17	CA08
Piso 1	CC78_L	AA18	CA07
Piso 1	CC79_T	AA27	CA30
Piso 1	CC79_L	AA28	CA20
Piso 1	CC80_T	AA10.	CA28
Piso 1	CC80_L	AA11.	CA24
Piso 0	CC81_T	AA05	CA04
Piso 0	CC81_L	AA06	CA05
Piso 1	CC82_T	AA23	CB13
Piso 1	CC82_L	AA24	CB14
Piso 1	CC83_T	AA21	CB01
Piso 1	CC83_L	AA22	CB08
Piso 1	CC84_T	AA19	CB07
Piso 1	CC84_L	AA20	CB18

Anexo E

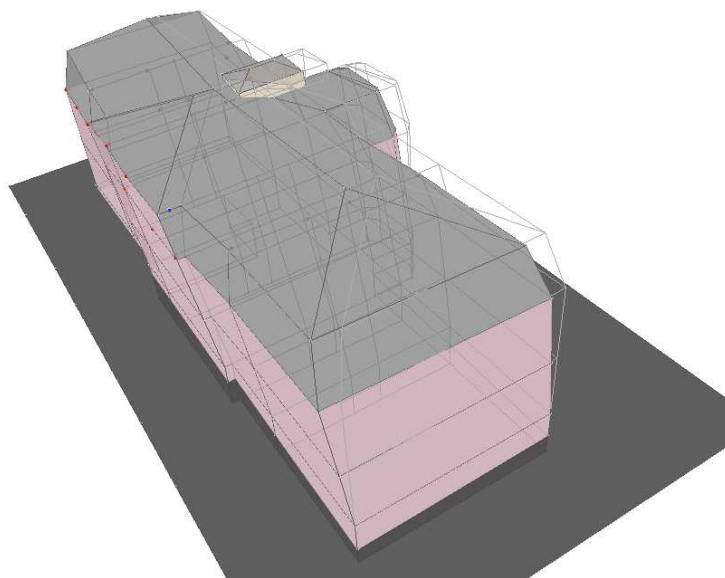
Configurações modais



a) Vista em planta.

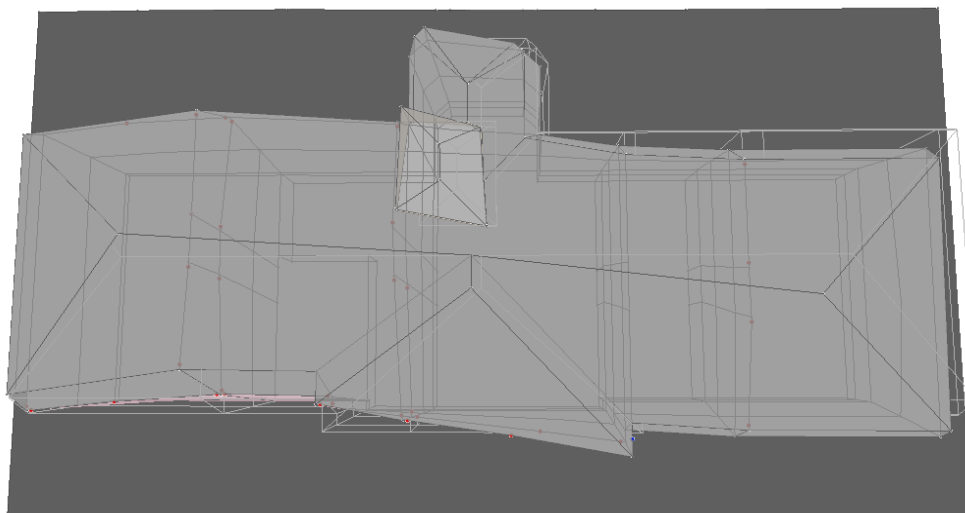


b) Vista lateral – Alçado Este.

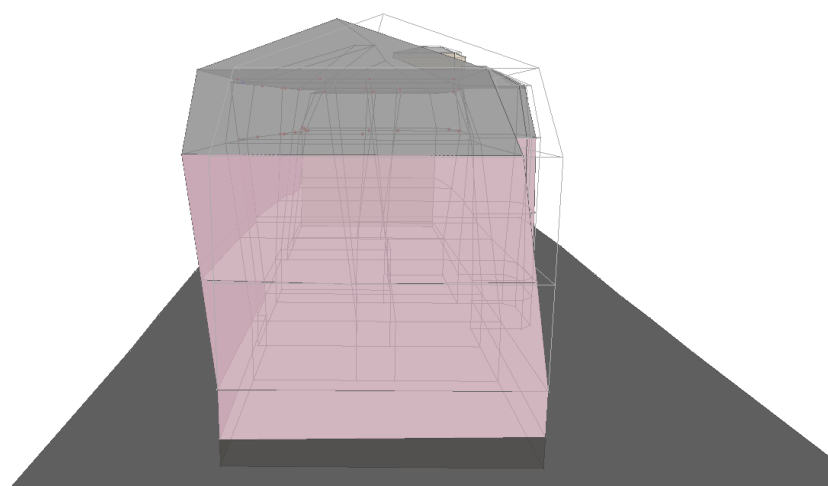


c) Perspetiva – Alçado Sul e Este.

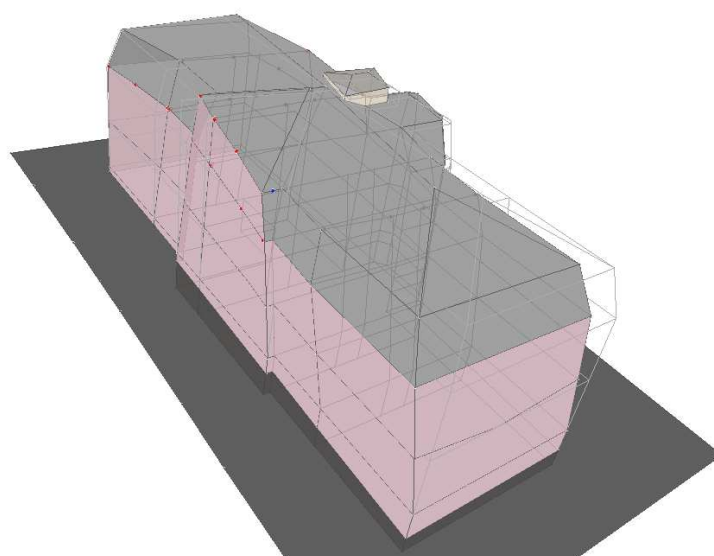
Figura E.1 – Modo de vibração experimental: Modo nº 1 (4,71 Hz).



a) Vista em planta.

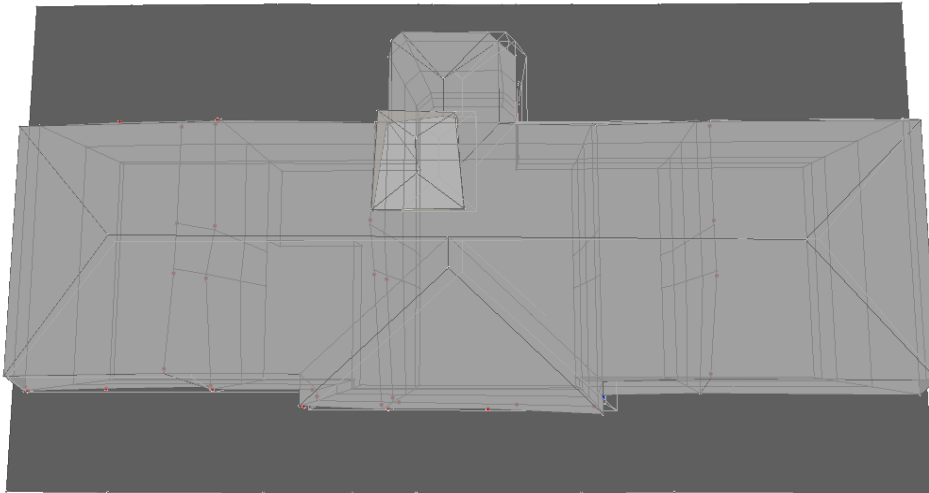


b) Vista lateral – Alçado Este.

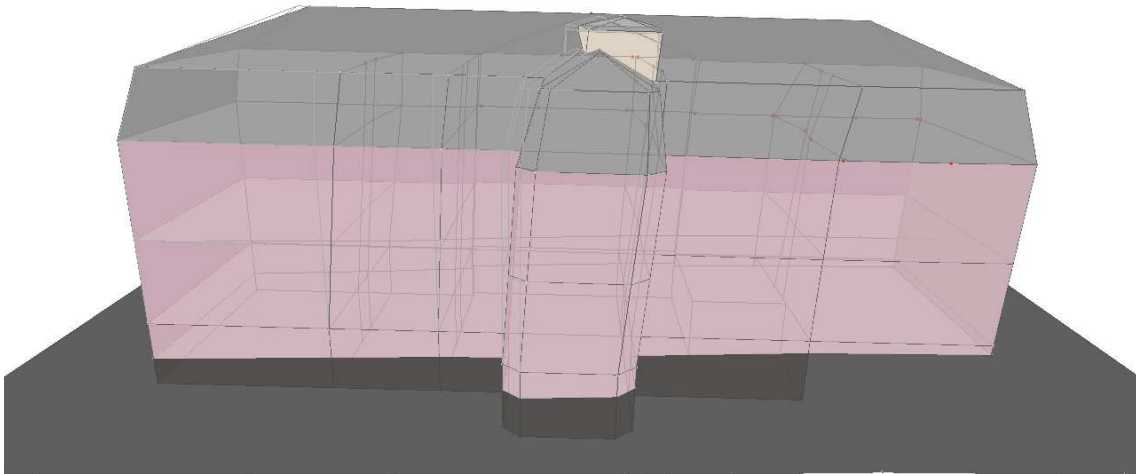


c) Perspetiva – Alçado Sul e Este.

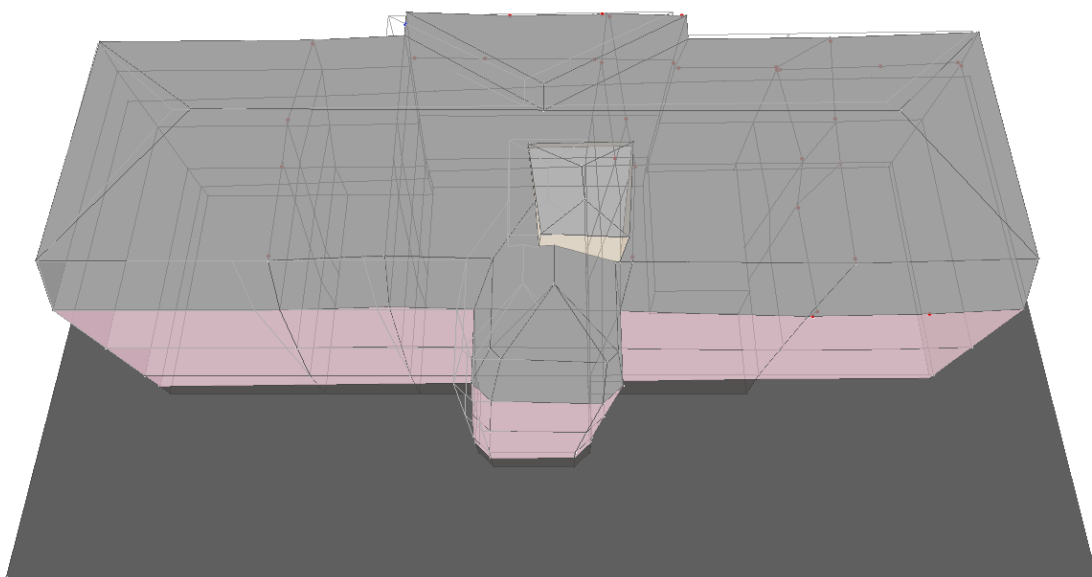
Figura E.2 – Modo de vibração experimental: Modo nº 2 (5,59 Hz).



a) Vista em planta.

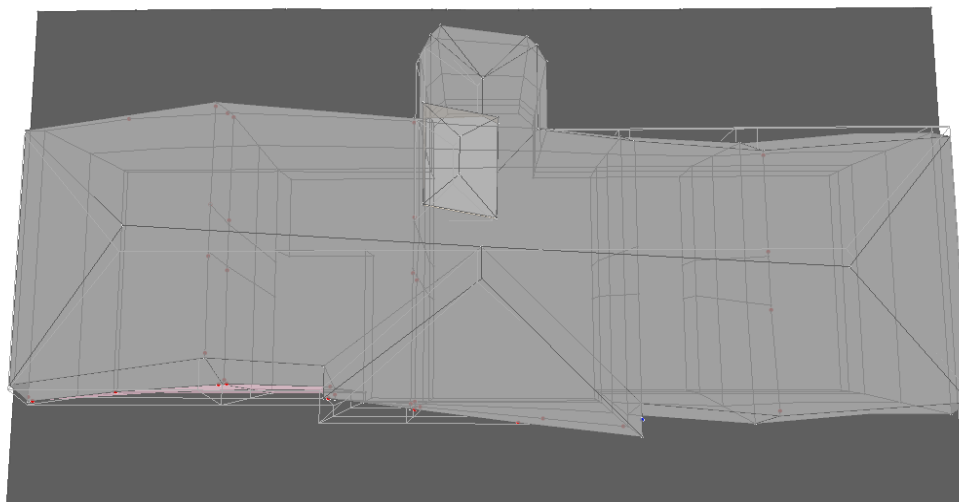


b) Vista lateral - Alçado Norte.

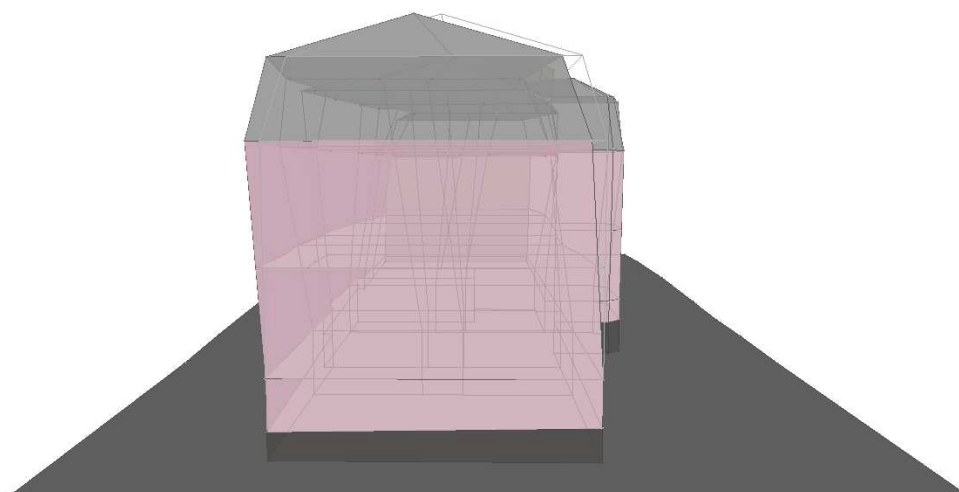


c) Perspetiva – Alçado Norte.

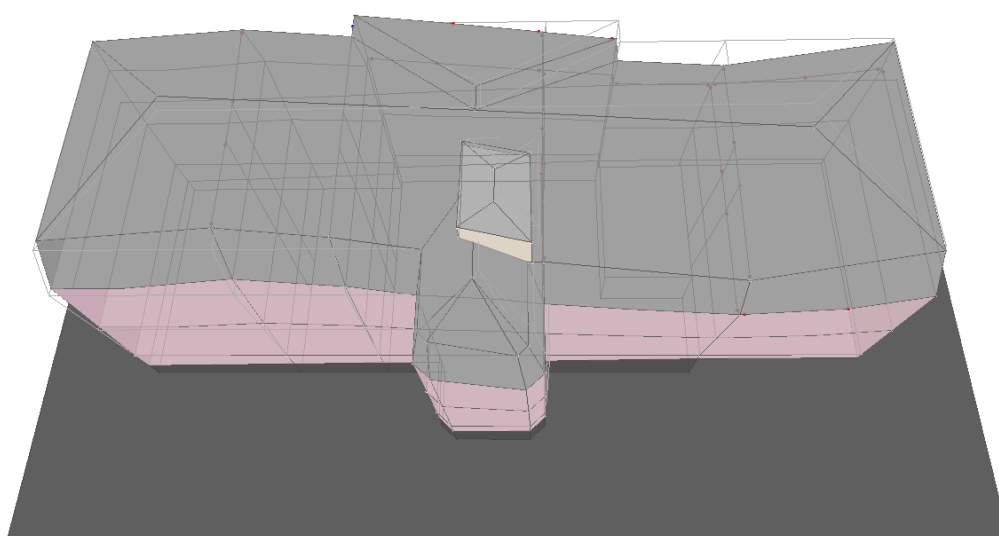
Figura E.3 – Modo de vibração experimental: Modo nº 3 (5,61 Hz).



a) Vista em planta.

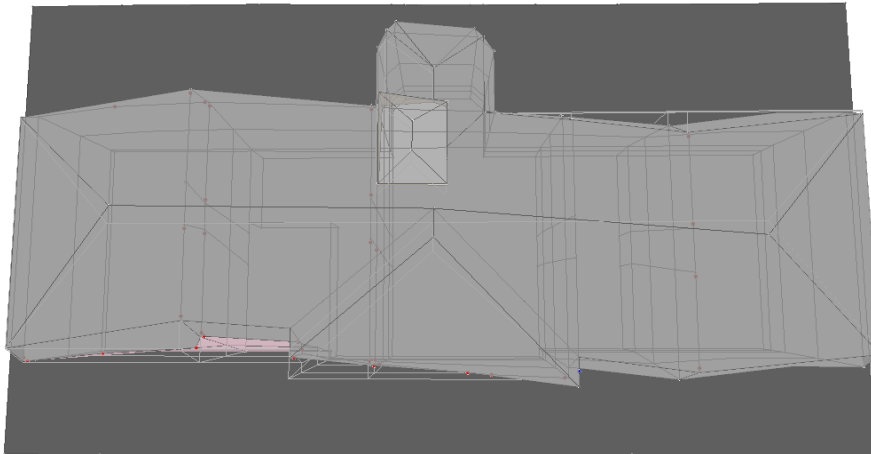


b) Vista lateral – Alçado Este.

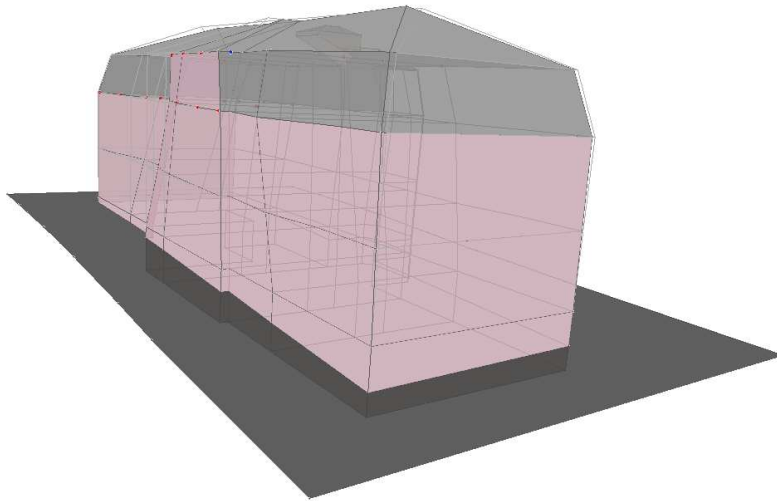


c) Perspetiva – Alçado Norte.

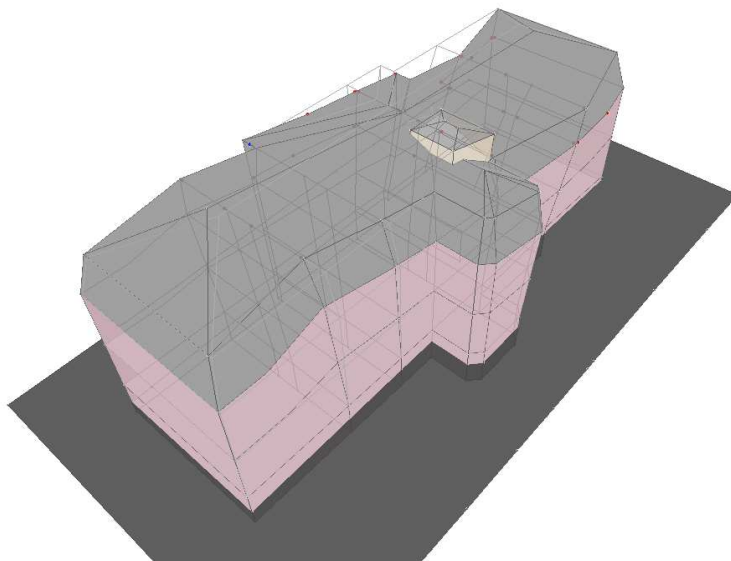
Figura E.4 – Modo de vibração experimental: Modo nº 4 (5,71 Hz).



a) Vista em planta.

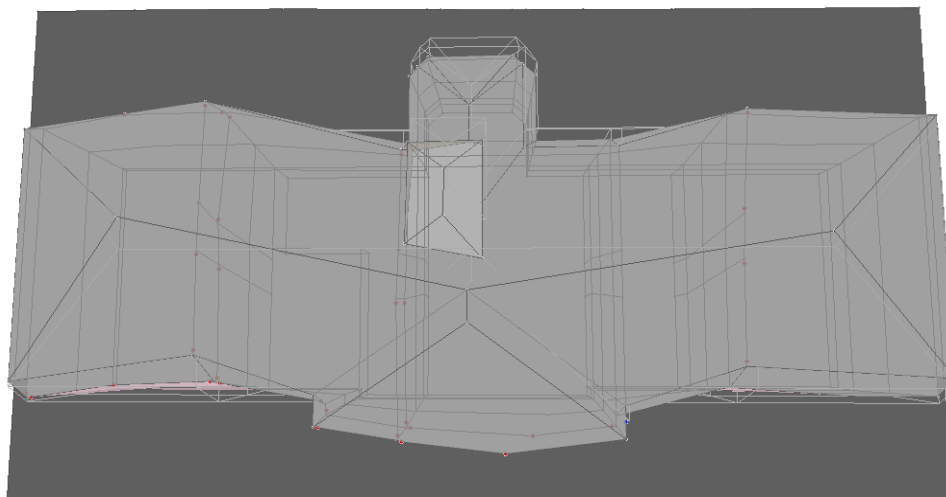


b) Perspetiva – Alçado Sul e Este.

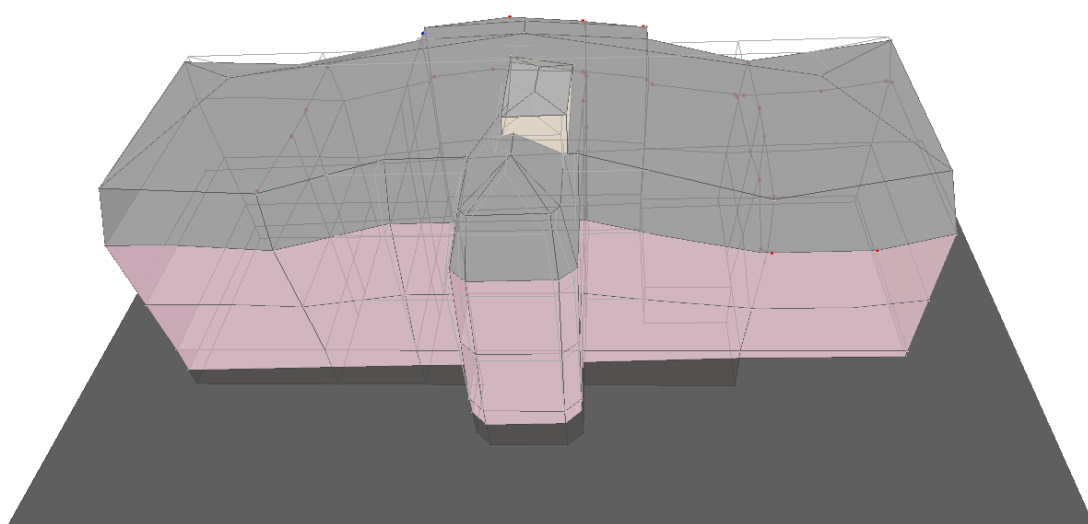


c) Perspetiva – Alçado Norte e Este.

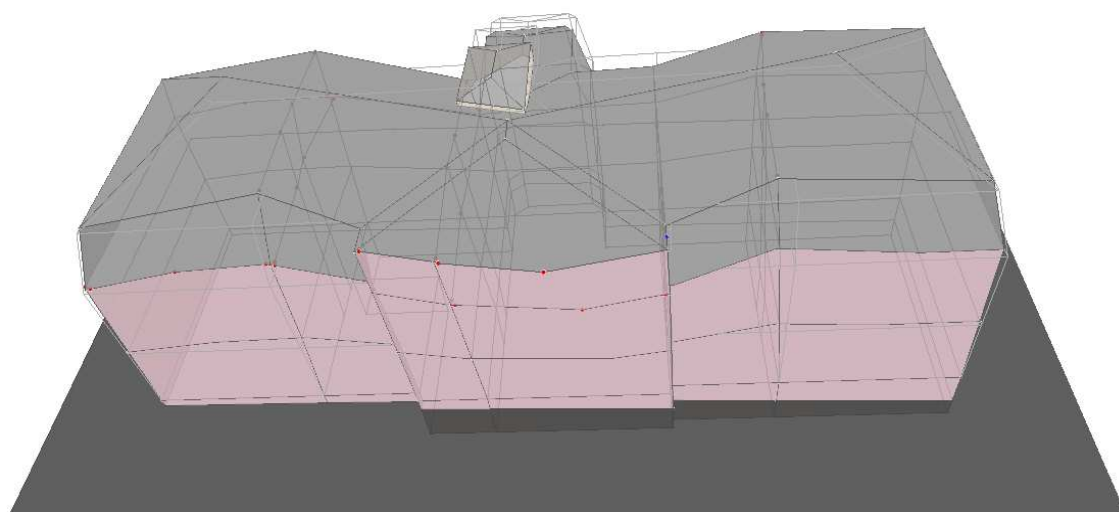
Figura E.5 – Modo de vibração experimental: Modo nº 5 (6,11 Hz).



a) Vista em planta.

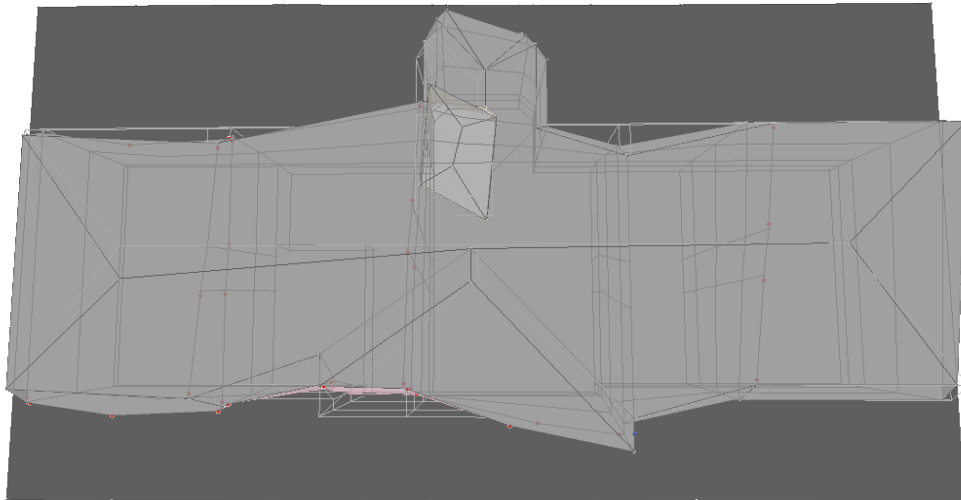


b) Perspetiva – Alçado Norte.

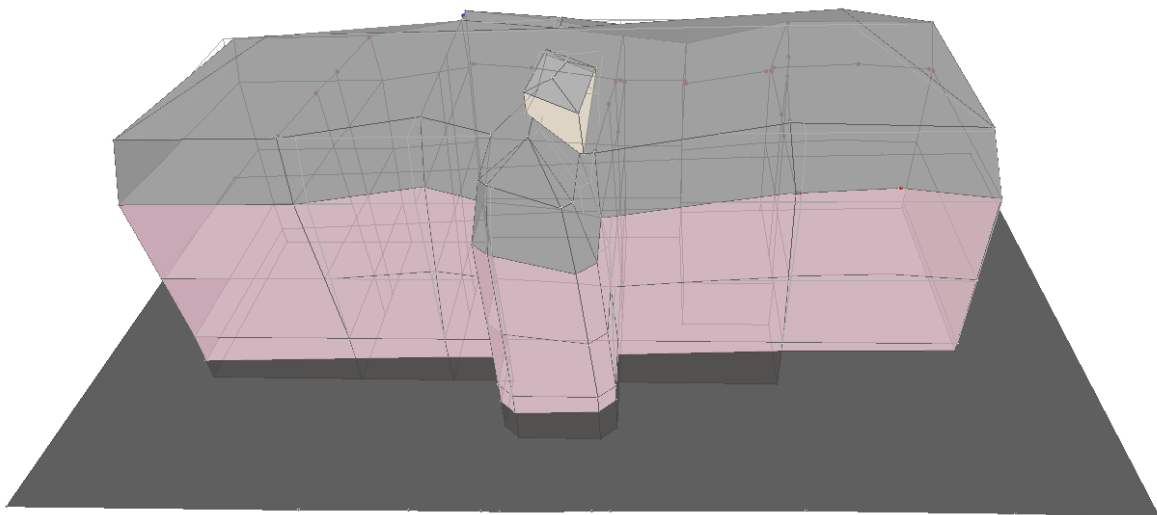


c) Perspetiva – Alçado Sul.

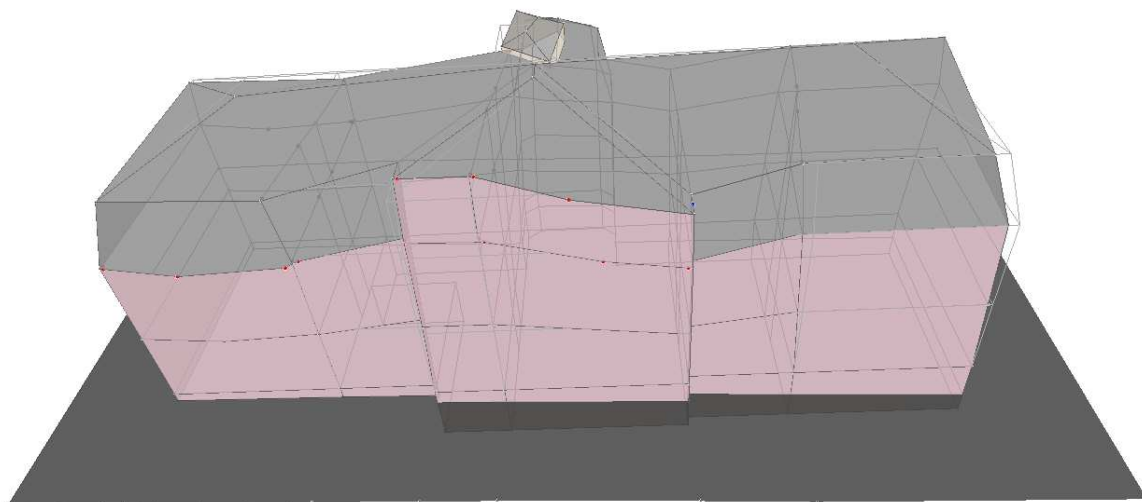
Figura E.6 – Modo de vibração experimental: Modo nº 6 (7,11 Hz).



a) Vista em planta.



b) Perspetiva – Alçado Norte.



Perspetiva – Alçado Sul.

Figura E.7 – Modo de vibração experimental: Modo nº 7 (8.84 Hz).

Anexo F

Resultados da calibração dos diversos
modelos numéricos

O presente anexo descreve as alterações efetuadas nos vinte e um modelos numéricos elaborados, com comparação das frequências analíticas e experimentais e apresentação da matriz de coeficientes MAC.

Modelo N1

Com base no modelo inicial, foram introduzidas as seguintes alterações:

- Substituição de duas paredes transversais em tabique (*Tbint*) por parede alvenaria de tijolo cerâmico com 0,25 m de espessura (*ATij_25*), conforme ilustração da Figura F.1;
- Na cave, a parede longitudinal em tabique (*TbintC*) foram alteradas para parede em alvenaria de tijolo (*ATij_25*) com 0,25 m de espessura (ver Figura F.1);
- Diminuição da espessura do piso 0 e piso 1 da parede exterior da fachada Este;
- Aumento da espessura do pavimento de madeira e teto para 0,10 m em vez de 0,07 m;
- Alteração da espessura das paredes interior em tabique para 0,08 m;
- Diminuição do módulo de elasticidade das paredes em alvenaria de pedra, passando para $E=2,00$ GPa e aumento nas paredes interiores em tabique para $E=7,00$ GPa;
- Peso volúmico das paredes em alvenaria de tijolo alterado para $16,50$ $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$.

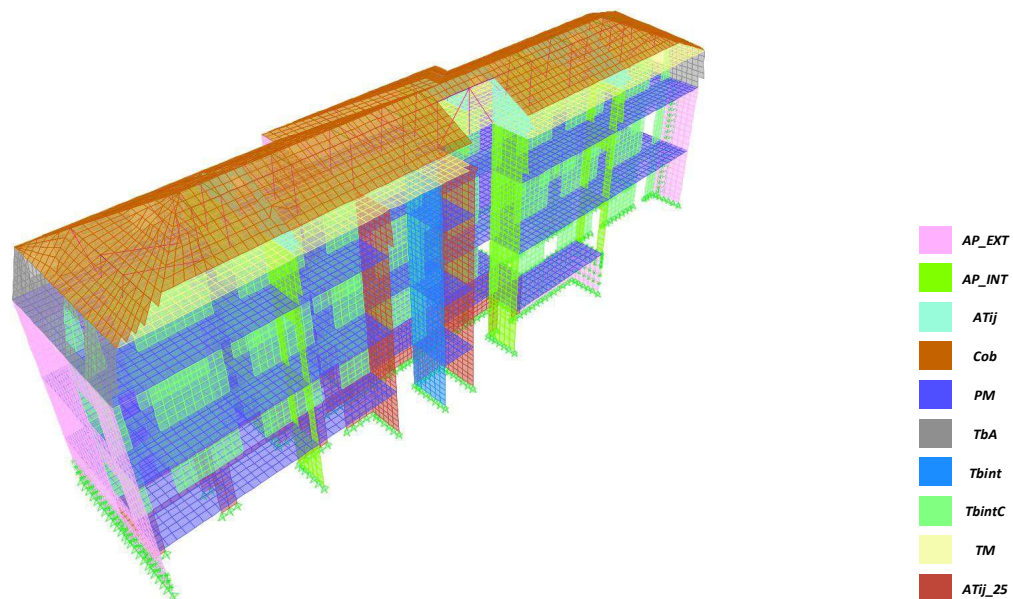


Figura F.1 – Perspetiva do Modelo N1.

Tabela F.1 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N1 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,85	2,84%
1º Modo longitudinal	3	5,61	3	7,60	26,20%
2º Modo transversal	4	5,71	2	7,00	18,34%
3º Modo transversal	6	7,11	27	10,16	29,99%

MAC	1	2	3	27
1	0,96	0,24	0,03	0,07
3	0,01	0,17	0,70	0,00
4	0,10	0,65	0,15	0,62
6	0,00	0,03	0,03	0,39

Figura F.2 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N1).

Modelo N2

As alterações efetuadas no modelo designado como *Modelo N2*, face ao *Modelo N1* foram as seguintes:

- Reposição da parede em tabique adjacente à escada principal, conforme se apresenta na Figura F.3;
- Reposição da espessura da parede exterior da fachada Este.

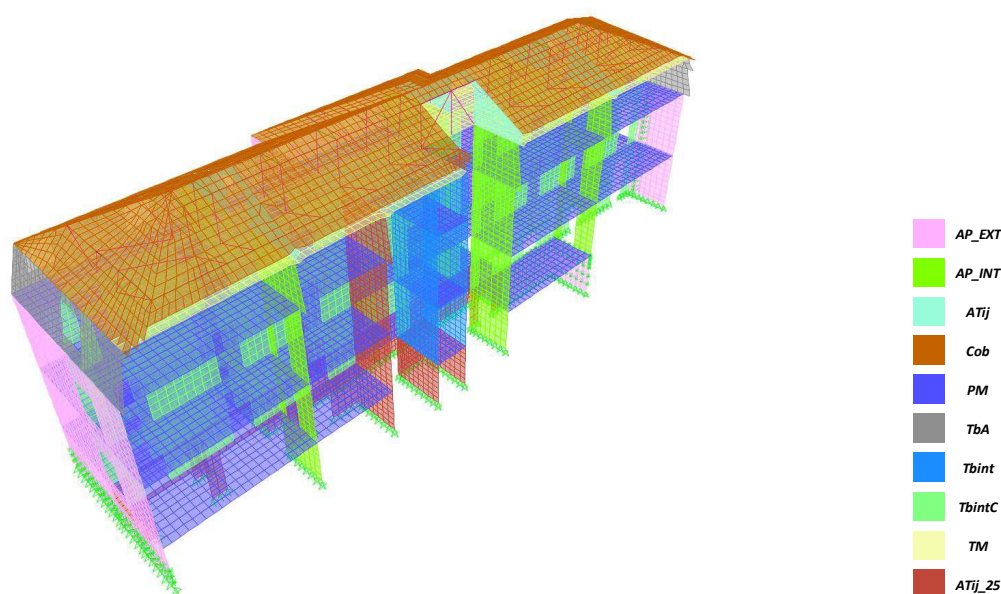


Figura F.3 – Perspetiva do Modelo N2.

Tabela F.2 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N2 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,94	4,66%
1º Modo longitudinal	3	5,61	3	7,54	25,59%
2º Modo transversal	4	5,71	2	7,06	19,03%
3º Modo transversal	6	7,11	27	10,13	29,78%

MAC	1	2	3	27
1	0,96	0,22	0,04	0,06
3	0,01	0,21	0,65	0,00
4	0,12	0,61	0,21	0,65
6	0,00	0,04	0,03	0,34

Figura F.4 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N2).

Modelo N3

Utilizando o modelo anterior, *Modelo N2*, elaborou-se um modelo retirando as molas introduzidas no modelo inicial na fachada Oeste.

Tabela F.3 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N3 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,62	-2,02%
1º Modo longitudinal	3	5,61	3	6,74	16,77%
2º Modo transversal	4	5,71	2	6,20	7,84%
3º Modo transversal	6	7,11	6	8,92	20,30%

MAC	1	2	3	6
1	0,93	0,04	0,00	0,04
3	0,02	0,18	0,67	0,00
4	0,30	0,57	0,14	0,00
6	0,03	0,16	0,01	0,44

Figura F.5 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N3).

Modelo N4

Analisando a matriz de coeficientes MAC do modelo anterior, *Modelo N3*, verificou-se que não houve alterações significativas, o mesmo não se pode dizer em relação aos valores das frequências calculadas analiticamente que baixaram relativamente às frequências obtidas experimentalmente. Assim, elaborou-se um modelo a partir do *Modelo N3* repondo as molas apenas nas juntas de alinhamento vertical, com valor inferior ao inicialmente introduzido, neste caso o valor passa a 10^4 kN.m^{-1} , conforme se apresenta na Figura F.6.

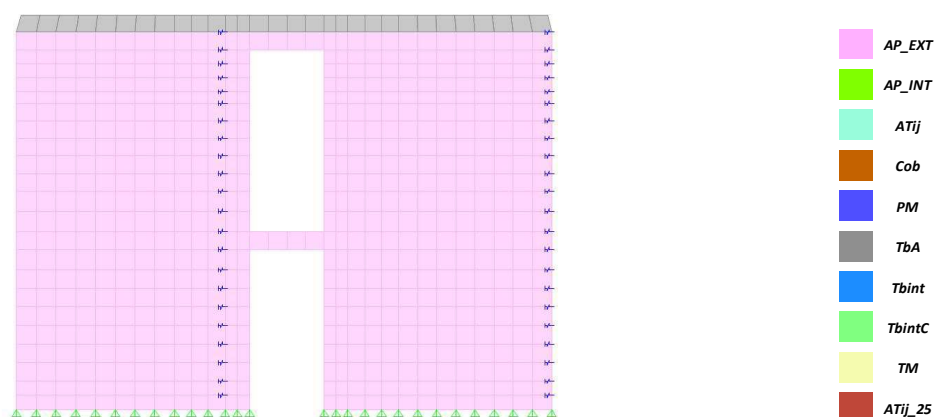


Figura F.6 – Vista da fachada Oeste.

Tabela F.4 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N4 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,72	0,22%
1º Modo longitudinal	3	5,61	3	6,88	18,47%
2º Modo transversal	4	5,71	2	6,45	11,36%
3º Modo transversal	6	7,11	15	9,31	23,63%

MAC	1	2	3	15
1	0,96	0,09	0,01	0,01
3	0,02	0,19	0,66	0,00
4	0,24	0,62	0,17	0,08
6	0,02	0,13	0,01	0,55

Figura F.7 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N4).

Modelo N5

A alteração efetuada no modelo designado com *Modelo N5*, foi a substituição das molas introduzidas no *Modelo N4* por apoios fixos na direção (x) e (y).

Tabela F.5 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N5 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,96	4,88%
1º Modo longitudinal	3	5,61	3	7,43	24,54%
2º Modo transversal	4	5,71	2	7,06	19,10%
3º Modo transversal	6	7,11	28	10,15	29,98%

MAC	1	2	3	28
1	0,96	0,19	0,09	0,06
3	0,01	0,31	0,52	0,00
4	0,11	0,50	0,36	0,63
6	0,00	0,04	0,02	0,36

Figura F.8 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N5).

Modelo N6

Nesta fase, o modelo ainda não apresenta uma boa correlação entre as componentes modais e a sequência dos modos de vibração, o que conduziu à elaboração de um outro modelo (*Modelo N6*) em que se retirou nas juntas verticais da fachada Oeste, os apoios fixos na direção (x) mantendo-se apenas os apoios no sentido transversal do edifício.

Tabela F.6 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N6 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,90	3,76%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,71	16,40%
2º Modo transversal	4	5,71	3	7,10	19,53%
3º Modo transversal	6	7,11	27	10,08	29,46%

MAC	1	2	3	27
1	0,95	0,01	0,25	0,05
3	0,00	0,78	0,01	0,00
4	0,13	0,00	0,84	0,60
6	0,00	0,04	0,01	0,31

Figura F.9 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N6).

Modelo N7

Observando a matriz de coeficientes MAC do *Modelo N6*, verifica-se que os três primeiros modos de vibração já se encontram ordenados e com uma boa correlação entre as componentes modais analíticas e experimentais. No entanto, o quarto modo ainda não está ajustado e as frequências calculadas analiticamente apresentam valores elevados face às frequências obtidas experimentalmente.

Por forma a baixar os valores das frequências analíticas alterou-se a sobrecarga de $2,00 \text{ kN.m}^{-2}$ para $3,00 \text{ kN.m}^{-2}$ (Reis, et al., 2008), uma vez que o edifício tem compartimentos de utilização de carácter coletivo.

Tabela F.7 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N7 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,80	1,80%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,56	14,55%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,96	17,85%
3º Modo transversal	6	7,11	27	9,92	28,34%

MAC	1	2	4	30
1	0,95	0,01	0,26	0,04
3	0,00	0,77	0,02	0,00
4	0,13	0,00	0,84	0,57
6	0,00	0,04	0,02	0,34

Figura F.10 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N7).

Modelo N8

Como o modelo ainda apresenta frequências elevadas, procedeu-se à elaboração de um outro modelo em que se alterou apenas o valor do peso volúmico das paredes exteriores em alvenaria de pedra para $23,00 \text{ kN.m}^{-3}$.

Tabela F.8 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N8 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,74	0,61%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,48	13,46%
2º Modo transversal	4	5,71	4	6,87	16,83%
3º Modo transversal	6	7,11	42	11,28	36,96%

MAC	1	2	4	42
1	0,95	0,01	0,27	0,00
3	0,00	0,77	0,02	0,26
4	0,13	0,00	0,83	0,03
6	0,00	0,04	0,02	0,40

Figura F.11 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N8).

Modelo N9

A alteração efetuada no modelo designado com *Modelo N9* foi o peso volúmico das paredes exteriores em alvenaria de pedra (*AP_EXT*) para $25,00 \text{ kN.m}^{-3}$.

Tabela F.9 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N9 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,66	-1,13%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,36	11,85%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,72	14,98%
3º Modo transversal	6	7,11	26	9,52	25,34%

MAC	1	2	3	26
1	0,95	0,01	0,26	0,03
3	0,00	0,77	0,01	0,00
4	0,13	0,00	0,84	0,59
6	0,00	0,04	0,01	0,33

Figura F.12 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N9).

Modelo N10

O modelo designado como *Modelo N10* teve como alteração o peso volúmico das paredes em alvenaria de pedra, ou seja, tanto para as paredes exteriores (*AP_EXT*) como as interiores (*AP_INT*) o valor considerado foi de 25,00 kN.m⁻³.

Tabela F.10 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N10 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,63	-1,75%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,32	11,30%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,68	14,44%
3º Modo transversal	6	7,11	26	9,50	25,16%

MAC	1	2	3	26
1	0,95	0,01	0,26	0,03
3	0,00	0,77	0,01	0,00
4	0,13	0,00	0,84	0,58
6	0,00	0,04	0,01	0,33

Figura F.13 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N10).

Modelo N11

Como não se obteve grandes diferenças na matriz de coeficientes MAC como o aumento da massa das paredes, elaborou-se o *Modelo N11* com as seguintes alterações nas propriedades dos materiais:

- Considerou-se o valor de $23,00 \text{ kN.m}^{-3}$ para o peso volúmico das paredes exteriores em alvenaria de pedra (*AP_EXT*) e parede interiores em alvenaria de pedra (*AP_INT*);
- O módulo de elasticidade dos pavimentos de madeira (*PM*) e teto do piso 2 (*TM*) com o valor de $3,00 \text{ GPa}$.

Tabela F.11 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N11 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,60	-2,52%
1º Modo longitudinal	3	5,61	11	6,33	11,42%
2º Modo transversal	4	5,71	13	6,41	10,90%
3º Modo transversal	6	7,11	32	9,01	21,07%

MAC	1	11	13	32
1	0,96	0,14	0,01	0,02
3	0,01	0,52	0,78	0,00
4	0,13	0,28	0,00	0,51
6	0,00	0,06	0,04	0,45

Figura F.14 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N11).

Modelo N12

Com base no modelo anterior, *Modelo N11*, procedeu-se à alteração do módulo de elasticidade dos pavimentos de madeira (*PM*) e teto do piso 2 (*TM*) para o valor de $7,00 \text{ GPa}$.

Tabela F.12 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N12 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,84	2,64%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,54	14,30%
2º Modo transversal	4	5,71	3	7,13	19,91%
3º Modo transversal	6	7,11	42	11,96	40,55%

MAC	1	2	3	42
1	0,95	0,01	0,28	0,00
3	0,00	0,77	0,03	0,33
4	0,12	0,00	0,80	0,03
6	0,00	0,04	0,02	0,34

Figura F.15 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N12).

Modelo N13

No seguimento do modelo anterior (*Modelo N12*) alterou-se novamente o módulo de elasticidade dos pavimentos de madeira (*PM*) e teto do piso 2 (*TM*) para o valor de 12,00 GPa

Tabela F.13 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N13 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	5,01	5,89%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,64	15,48%
2º Modo transversal	4	5,71	3	7,60	24,82%
3º Modo transversal	6	7,11	12	11,30	37,09%

MAC	1	2	3	12
1	0,93	0,00	0,31	0,05
3	0,00	0,76	0,05	0,00
4	0,11	0,01	0,74	0,61
6	0,00	0,04	0,01	0,26

Figura F.16 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N13).

Modelo N14

Foram introduzidas no modelo designado por *Modelo N14* as seguintes alterações:

- Considerou-se o valor de 23,00 kN.m⁻³ para o peso volúmico das paredes exteriores em alvenaria de pedra (*AP_EXT*) e parede interiores em alvenaria de pedra

(*AP_INT*), exceto para a parede exterior da fachada este (*ALVEXT_Este*) cujo valor considerado foi de $22,00 \text{ kN.m}^{-3}$;

- As paredes em alvenaria de tijolo na cave foram substituídas por alvenaria de pedra com um espessura de 0,30 m, designadas como (*APCv_Int*) e consideradas com as mesmas propriedades das paredes interiores em alvenaria de pedra (ver Figura F.17);
- O pavimento de madeira (*PM*) considerado com uma massa de $3,00 \text{ kN}^2$, espessura de 5 cm e $E=5,00 \text{ GPa}$;
- Teto do piso 2 (*TM*) considerado com uma espessura de 5 cm e $E=5,00 \text{ GPa}$.

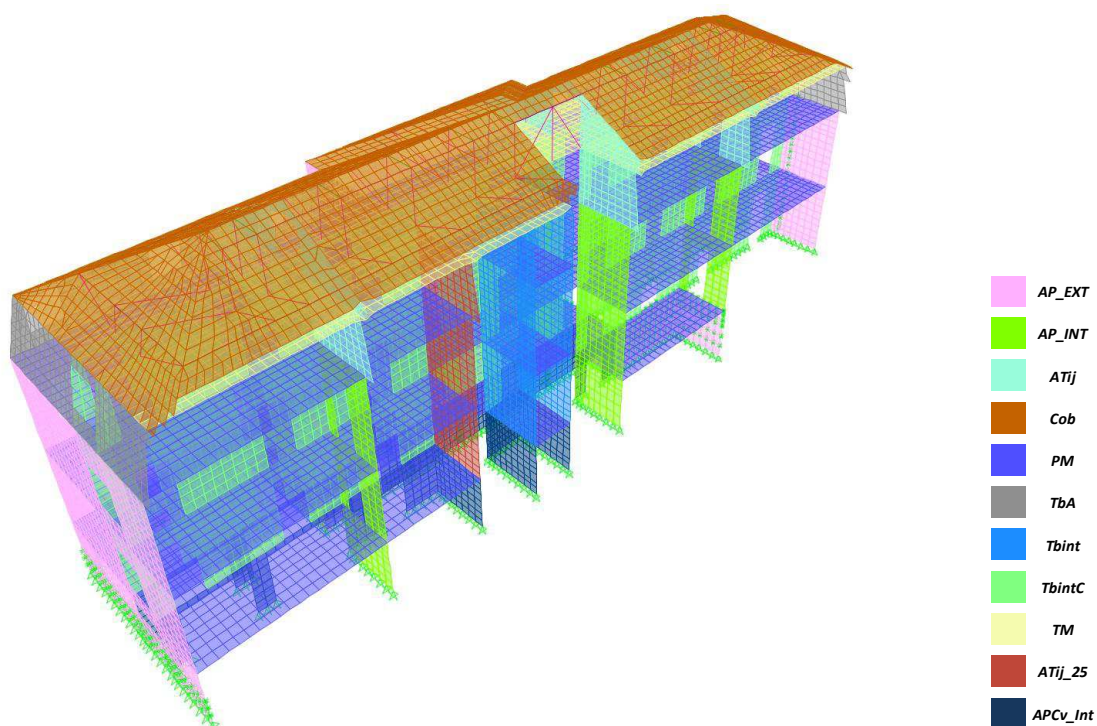


Figura F.17 – Perspetiva do Modelo N14.

Tabela F.14 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N14 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,78	1,48%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,53	14,12%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,63	13,86%
3º Modo transversal	6	7,11	10	8,98	20,83%

MAC	1	2	3	10
1	0,96	0,13	0,16	0,02
3	0,00	0,54	0,18	0,00
4	0,13	0,25	0,71	0,50
6	0,00	0,06	0,00	0,45

Figura F.18 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N14).

Modelo N15

Neste modelo introduziram-se alterações na espessura do pavimento de madeira (*PM*) e Teto do piso 2 (*TM*), em que ambos foram considerados com espessura de 7 cm.

Tabela F.15 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N15 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,86	2,93%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,61	15,12%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,83	16,36%
3º Modo transversal	6	7,11	4	9,37	24,14%

MAC	1	2	3	4
1	0,96	0,02	0,27	0,01
3	0,00	0,77	0,00	0,00
4	0,13	0,01	0,87	0,52
6	0,00	0,05	0,01	0,39

Figura F.19 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N15).

Modelo N16

A elaboração do modelo designado por Modelo 16 teve as seguintes alterações:

- Pavimento de madeira (*PM*) e Teto do piso 2 (*TM*) com espessura de 10 cm;
- Diminuição do módulo de elasticidade das paredes em alvenaria de pedra, Paredes exteriores com $E=1,50$ GPa e paredes interiores com $E=1,75$ GPa.

Tabela F.16 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N16 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,59	-2,65%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,01	6,66%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,60	13,42%
3º Modo transversal	6	7,11	16	11,69	39,17%

MAC	1	2	3	16
1	0,94	0,01	0,32	0,11
3	0,00	0,76	0,03	0,00
4	0,12	0,00	0,78	0,51
6	0,00	0,04	0,01	0,45

Figura F.20 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N16).

Modelo N17

Como o *Modelo N8* foi o que apresentou melhores resultados tanto em frequências como no grau de correlação, elaborou-se um modelo com base no anterior (*Modelo 16*) alterando-se as seguintes propriedades dos materiais:

- Modificou-se o peso de todas as paredes em alvenaria de pedra para $23,00 \text{ kN.m}^{-3}$ e o módulo de elasticidade para $2,00 \text{ GPa}$;
- Diminui-se o peso das paredes de alvenaria de tijolo para $16,00 \text{ kN.m}^{-3}$;
- O pavimento de madeira (*PM*) considerado com uma massa de $3,90 \text{ kN.m}^{-2}$ com $0,10 \text{ m}$ de espessura.

Tabela F.17 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N17 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,83	2,42%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,63	15,34%
2º Modo transversal	4	5,71	4	7,01	18,48%
3º Modo transversal	6	7,11	42	11,18	36,38%

MAC	1	2	4	42
1	0,95	0,01	0,30	0,04
3	0,00	0,77	0,02	0,16
4	0,12	0,00	0,82	0,07
6	0,00	0,04	0,02	0,40

Figura F.21 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N17).

Modelo N18

Do modelo anterior, *Modelo N17*, verificou-se que embora os coeficientes da matriz MAC fossem semelhantes ao *Modelo N8*, as frequências calculadas analiticamente foram superiores às frequências experimentais. Com as propriedades do *Modelo N8* foi efetuado um outro modelo com a introdução de um novo material, designado por *Cunhais*, na zona de interceção das paredes exteriores com as paredes interiores resistentes, conforme se observa na Figura F.22, com $E=1,00$ GPa e peso volúmico igual às paredes em alvenaria de pedra ($23,00$ kN.m⁻³).

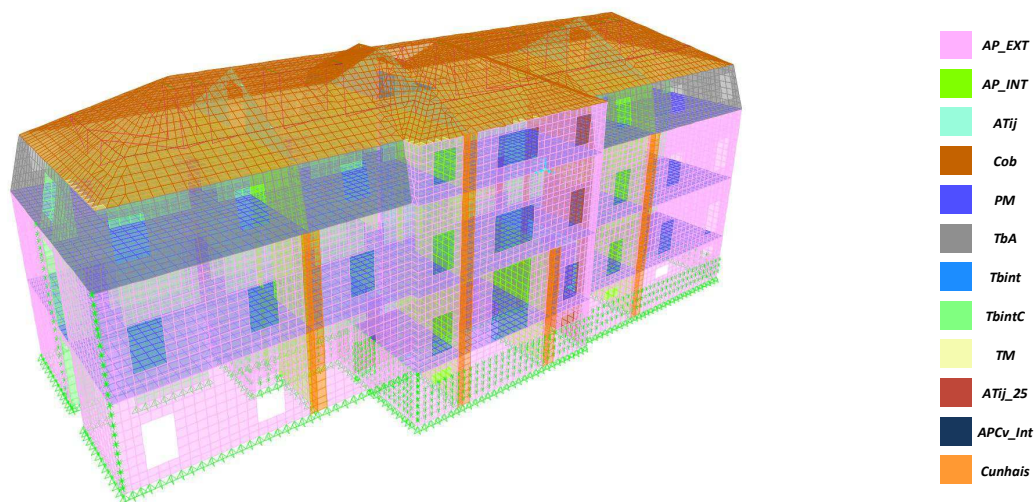


Figura F.22 – Perspetiva do Modelo N18.

Tabela F.18 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N18 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,68	-0,76%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,37	11,89%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,77	15,65%
3º Modo transversal	6	7,11	42	11,20	36,53%

MAC	1	2	3	42
1	0,95	0,01	0,24	0,00
3	0,00	0,77	0,01	0,25
4	0,13	0,00	0,85	0,04
6	0,00	0,04	0,01	0,42

Figura F.23 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N18).

Modelo N19

A elaboração do *Modelo N19* teve como base o *Modelo N18* em que a única alteração feita foi a introdução do material criado (*Cunhais*) nos cunhais da fachada Este (ver Figura F.24).

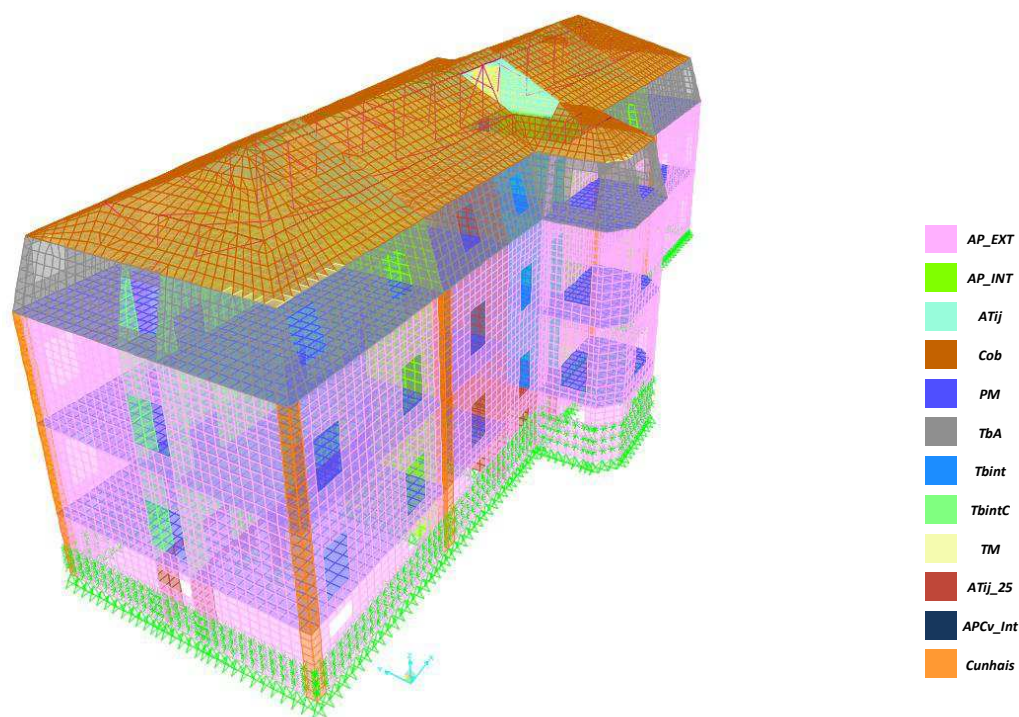


Figura F.24 – Perspetiva do Modelo N19.

Tabela F.19 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N19 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,65	-1,42%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,34	11,57%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,72	15,02%
3º Modo transversal	6	7,11	42	11,19	36,48%

MAC	1	2	3	42
1	0,95	0,01	0,26	0,00
3	0,00	0,77	0,01	0,25
4	0,13	0,00	0,84	0,04
6	0,00	0,04	0,01	0,43

Figura F.25 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N19).

Modelo N20

Como as frequências calculadas diminuíram em relação às experimentais, optou-se por utilizar o Modelo N17 e diminuir o módulo de elasticidade dos *Cunhais* para 0,50 GPa.

Tabela F.20 - Frequências calculadas analiticamente do Modelo N20 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,60	-2,49%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,21	9,64%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,69	14,60%
3º Modo transversal	6	7,11	42	11,13	36,14%

MAC	1	2	3	42
1	0,95	0,01	0,24	0,02
3	0,00	0,77	0,01	0,19
4	0,14	0,00	0,84	0,01
6	0,00	0,04	0,02	0,43

Figura F.26 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N20).

Modelo N21

Verifica-se que nos últimos modelos os coeficientes da matriz MAC apresentam valores muito semelhantes, o que já não acontece com as frequências que vão oscilando conforme se altera as propriedades dos materiais. Assim a elaboração do *Modelo N21* teve as seguintes alterações:

→ O módulo de elasticidade dos *cunhais* passou para 1,00 GPa;

→ Os elementos horizontais do modelo que fazem a interseção com as paredes exteriores resistentes foram considerados com as propriedades do material *Cunhais*, conforme se apresenta na Figura F.27.

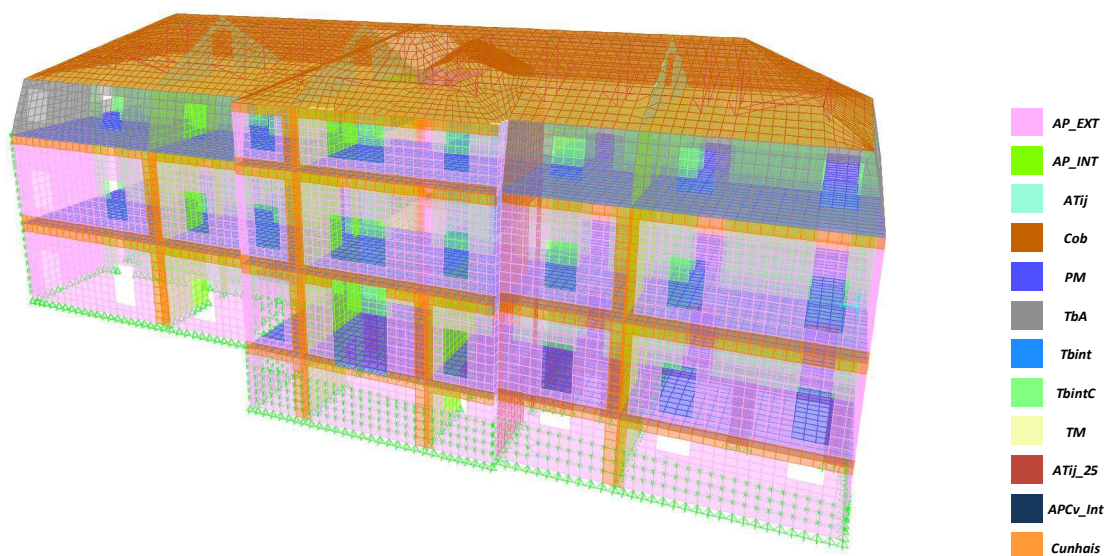


Figura F.27 – Perspetiva do Modelo N21.

Tabela F.21 – Frequências calculadas analiticamente do Modelo N21 e identificadas experimentalmente.

Designação do modo	Modo experimental	Frequência [Hz]	Modo analítico	Frequência [Hz]	Erro relativo [%]
1º Modo transversal	1	4,71	1	4,63	-1,84%
1º Modo longitudinal	3	5,61	2	6,12	8,31%
2º Modo transversal	4	5,71	3	6,69	14,53%
3º Modo transversal	6	7,11	41	11,07	35,77%

MAC	1	2	3	41
1	0,95	0,01	0,25	0,01
3	0,00	0,77	0,02	0,21
4	0,13	0,00	0,83	0,06
6	0,00	0,04	0,01	0,49

Figura F.28 – Matriz dos coeficientes MAC (Modelo N21).