



INSPEÇÃO, DIAGNÓSTICO E REABILITAÇÃO ESTRUTURAL

NUNO CÉSAR TEIXEIRA MONTEIRO

Outubro de 2020

INSPEÇÃO, DIAGNÓSTICO E REABILITAÇÃO ESTRUTURAL

NUNO CÉSAR TEIXEIRA MONTEIRO

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Prof. Alexandre Aníbal Meira Guimarães Costa

Supervisor: Eng.º Valter Alexandre Machado Lopes (NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património)

OUTUBRO DE 2020

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xix
Abreviaturas	xxi
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Apresentação do estágio	3
CAPÍTULO 3 Estado de Arte.....	5
CAPÍTULO 4 Caso de Estudo I – Igreja	29
CAPÍTULO 5 Caso de Estudo II – Edifício Vila Amélia	57
CAPÍTULO 6 Caso de Estudo III – Escadaria Livraria Lello	73
CAPÍTULO 7 Folha de Cálculo de Análise Sísmica.....	105
CAPÍTULO 8 Considerações Finais.....	127
Referências Bibliográficas	131
Anexos	133

RESUMO

O presente documento reúne os trabalhos desenvolvidos em período de estágio curricular em ambiente empresarial no NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., empresa que presta serviços de consultoria, inspeção e diagnóstico, monitorização e projeto no âmbito da reabilitação das construções.

Primeiramente são apresentados os elementos que servem de base aos trabalhos desenvolvidos durante o estágio curricular, isto é, uma descrição das atividades de inspeção e diagnóstico (ID) que envolvem a inspeção visual, ensaios complementares não destrutivos (NDT) utilizados e as verificações de segurança efetuadas segundo as normas preconizadas na legislação em vigor.

O trabalho desenvolvido em colaboração com a equipa de trabalho da entidade acolhedora teve por base três casos de estudo: a Igreja, o Edifício Vila Amélia e a Escadaria Livraria Lello.

No primeiro caso de estudo é apresentada uma descrição do edifício, a caracterização estrutural, os danos observados e as possíveis causas para a sua ocorrência. A campanha de inspeção realizada foi acompanhada por ensaios *in situ* que posteriormente foram analisados e alvo de comentários.

O edifício inserido no 2º caso de estudo foi alvo de campanhas de inspeção e diagnóstico com intuito de aferir o seu atual estado de conservação. Daqui resulta uma caracterização geométrica e estrutural, um mapeamento de danos observados, bem como uma análise de segurança estrutural. O cruzamento de informação proveniente destas atividades serve de base para apresentação de sugestões de intervenção.

Os trabalhos referentes à escadaria apresentam as potencialidades dos ensaios de identificação dinâmica (ID), que aliados à elaboração de um modelo numérico em elementos finitos conduzem quer à caracterização mecânica e estrutural de elementos sem recorrer a técnicas intrusivas, quer à identificação de possíveis anomalias através de simulações de danos.

Por último, são apresentados trabalhos de otimização de processos de cálculo, nomeadamente, uma folha de cálculo em Excel capaz de agilizar a verificação à segurança sísmica de edifícios antigos em betão armado, de acordo com os métodos expeditos I e II no relatório LNEC, Sousa *et al.* (2019).

Palavras-chave: Reabilitação de edifícios, Inspeção e Diagnóstico, Estruturas de Madeira, Identificação Dinâmica, Modelação, Vulnerabilidade Sísmica

ABSTRACT

This document summarises the work developed during a curricular internship undertaken at NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., a company that provides consultancy, inspection and diagnosis, monitoring and design services in the context of buildings' rehabilitation.

The first section focuses on the elements that supported the work developed during the internship, i.e. a description of the inspection and diagnostic (ID) activities involving visual inspection, complementary non-destructive testing (NDT) and safety checks performed in accordance with the recommended standards.

The work carried out in collaboration with NCREP's work team was based on three case studies: the Church, the Vila Amélia building and the Lello Bookstore Staircase.

The first case study covers a description of the building, the structural characterization, the observed damage, and possible causes for its occurrence. The inspection works carried out was supported by in situ tests which were subsequently analysed and commented on.

On the second case study, the team conducted inspection and diagnosis tests in order to evaluate its current state of conservation. This results in a geometric and structural characterization of the building, a mapping of observed damage, as well as a structural security analysis. The crossover of the information obtained through these activities serves as a basis for presenting suggestions for subsequent intervention.

The Lello Bookstore Staircase work presents the potential of dynamic identification tests (I&D), which alongside the elaboration of a numerical model in finite elements, lead either to the mechanical and structural characterization of elements without using intrusive techniques, or to the identification of possible anomalies through damage simulations.

Finally, work developed internally for the optimisation of calculation processes is displayed in the last section, in particular, an Excel spreadsheet capable of speeding up the verification of the seismic safety of existing reinforced concrete buildings, according to the expedited methods I and II present in the LNEC, Sousa *et al.* report (2019).

Keywords: Building Rehabilitation, Inspection and Diagnosis, Timber Structures, Dynamic Identification, Modelling, Seismic Vulnerability.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Alexandre Costa, meu orientador, agradeço pela presença constante, pelo brio e rigor com que ensina, pelo espírito entusiasta que levou a bom porto a conclusão deste trabalho.

Ao Engenheiro Valter Lopes, co-orientador, agradeço pela disponibilidade e experiência transmitida ao longo dos trabalhos realizados no NCREP, sempre com boa disposição.

À equipa do NCREP, agradeço pela forma como me receberam e ajudaram com a partilha do seu conhecimento em diversas áreas, não esquecendo o ambiente positivo que reina no escritório.

À Catarina, agradeço pela paciência, pelo carinho e incentivo para a conclusão desta etapa.

Aos amigos de sempre e colegas de curso, grato pela amizade constante.

Por último mas não menos importante, agradeço aos meus pais por todo o sacrifício e resiliência em prol da minha pessoa. Sem eles nada disto seria alcançável; o meu eterno obrigado.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Motivação e Objetivos	1
1.3	Organização do Relatório.....	2
CAPÍTULO 2	Apresentação do estágio	3
2.1	Apresentação da Empresa	3
2.2	Apresentação do Trabalho desenvolvido	3
CAPÍTULO 3	Estado de Arte.....	5
3.1	Introdução.....	5
3.2	Inspeção Visual	6
3.3	Ensaio NDT	8
3.3.1	Introdução	8
3.3.2	Martelo, formão e pé de cabra.....	8
3.3.3	Higrómetro	9
3.3.4	<i>Resistograph</i> ®	10
3.3.5	Ultra-sons	11
3.3.6	<i>Ferrosan</i>	13
3.3.7	Identificação dinâmica.....	14
3.4	Interpretação de Resultados e Diagnóstico.....	17
3.4.1	Introdução	17
3.4.2	Propriedades dos materiais.....	17
3.4.3	Avaliação de segurança das estruturas de madeira.....	20

3.5	Quantificação de ações	26
CAPÍTULO 4	Caso de Estudo I – Igreja	29
4.1	Introdução.....	29
4.2	Caracterização Construtiva e Estrutural	30
4.2.1	Descrição geral do edifício.....	30
4.2.2	Ensaio no local e janelas de sondagem.....	34
4.2.3	Caracterização dos elementos estruturais	36
4.2.4	Análise dos Resultado dos Ensaio com resistógrafo em elementos de madeira.....	43
4.3	Caracterização de Danos Estruturais	44
4.3.1	Estado de conservação atual	44
4.3.2	Danos e elementos estruturais em alvenaria de pedra.....	45
4.3.3	Danos observados nos elementos estruturais em madeira	47
4.3.4	Danos não estruturais em tetos	49
4.3.5	Danos em elementos de betão armado	50
4.3.6	Danos observados na cobertura em madeira do auditório.....	50
4.3.7	Mapeamento dos danos observados	51
CAPÍTULO 5	Caso de Estudo II – Edifício Vila Amélia	57
5.1	Introdução.....	57
5.2	Descrição Geral	57
5.3	Caracterização Estrutural e Construtiva do Caso de Estudo II.....	59
5.3.1	Caracterização dos elementos estruturais	59
5.3.2	Caracterização dos elementos estruturais da cobertura	61
5.3.3	Caracterização dos danos estruturais observados	65
5.4	Avaliação de segurança estrutural.....	69
5.4.1	Pavimentos em madeira	69
5.4.2	Asnas da cobertura	70
5.5	Sugestão de medidas de intervenção	71

5.5.1	Introdução	71
5.5.2	Proposta de intervenção	72
CAPÍTULO 6	Caso de Estudo III – Escadaria Livraria Lello	73
6.1	Introdução.....	73
6.2	Caracterização construtiva e estrutural.....	74
6.2.1	Pesquisa histórica	74
6.2.2	Descrição geral da escadaria	76
6.3	Atividades de inspeção e ensaios complementares de diagnóstico.....	78
6.3.1	Descrição geral das ações de inspeção.....	78
6.3.2	Ensaos complementares de diagnóstico	80
6.4	Ensaos de Identificação e análise estrutural.....	86
6.4.1	Ensaos de identificação dinâmica.....	86
6.4.2	Setup do ensaio	86
6.4.3	Resultados dos ensaios.....	89
6.4.4	Modelo numérico	91
6.4.5	Calibração do modo numérico	92
6.4.6	Análise estrutural e cenários de dano	98
CAPÍTULO 7	Folha de Cálculo de Análise Sísmica.....	105
7.1	Âmbito	105
7.2	Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes de Betão Armado.....	105
7.3	Critérios de Aplicabilidade	105
7.3.1	Classe de importância.....	106
7.3.2	Número de pisos.....	106
7.3.3	Critérios de regularidade	107
7.3.4	Interação com edifícios adjacentes	107
7.3.5	Condições geotécnicas locais	108
7.4	Resumo	108

ÍNDICE DE TEXTO

7.5	Fundamentos Teóricos dos Métodos Expeditos I e II	109
7.5.1	Método I	109
7.5.2	Método II	110
7.6	Apresentação da Folha de Cálculo	113
7.6.1	Dados iniciais	113
7.6.2	Edifícios com três ou quatro pisos	114
7.6.3	Edifícios com um ou dois pisos	120
7.6.4	Método I	121
7.6.5	Método II	122
7.6.6	Relatório	125
CAPÍTULO 8	Considerações Finais	127
8.1	Conclusões	127
8.2	Desenvolvimentos Futuros	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Casos de estudo (fotos: NCREP)	4
Figura 3.1 – Instrumentos NDT (martelo e formão).....	9
Figura 3.2 – Utilização do Higrómetro.....	9
Figura 3.3 – <i>Resistograph</i> ®	10
Figura 3.4 – Perfis de ensaios de <i>Resistograph</i> ®	11
Figura 3.5 – Ensaio NDT com recurso a ultra-som	12
Figura 3.6 – Métodos para realização do ensaio de ultra-som	12
Figura 3.7 – Ensaio NDT com recurso a ao Ferroskan	13
Figura 3.8 – Ensaio NDT de identificação dinâmica por vibração ambiental	16
Figura 3.9 – Comportamento da flecha (EC5)	26
Figura 4.1 – Localização da igreja (azul) e do edifício do auditório (verde) em estudo.....	29
Figura 4.2 – Planta de levantamento arquitetónico da igreja (sem escala), com identificação dos corpos laterais nordeste (verde) e sudoeste (laranja), bem como o corpo posterior (vermelho).....	30
Figura 4.3 – Detalhes de pavimentos do piso 0	31
Figura 4.4 – Tipos de escada do edifício.....	31
Figura 4.5 – Cobertura do auditório em madeira	32
Figura 4.6 – Plantas (sem escala) de levantamentos arquitetónico fornecido e fotografias gerais de alguns compartimentos	33
Figura 4.7 – Exemplos de instrumentos utilizados nas campanhas de inspeção.....	34
Figura 4.8 – Localização das janelas de sondagem em aberturas já existentes nos pavimentos de madeira	35
Figura 4.9 – Representação da alvenaria de pedra interior, junto à cobertura.....	36
Figura 4.10 – Paredes de tabique existentes no edifício.....	37

Figura 4.11 – Detalhes do pavimento em madeira do piso 0.....	38
Figura 4.12 – Pormenores dos tetos existentes	39
Figura 4.13 – Estrutura de madeira do lanço de escada do corpo lateral sudoeste	40
Figura 4.14 – Representação esquemática das asnas existentes na cobertura	41
Figura 4.15 – Pormenores dos elementos da cobertura de duas águas: madre, varas, ripas e telha cerâmica	41
Figura 4.16 – Elementos existentes em betão armado.....	42
Figura 4.17 – Detalhes da estrutura de madeira da cobertura do auditório	43
Figura 4.18 – Exemplos de danos detetados nas paredes em alvenaria de pedra	46
Figura 4.19 – Danos estruturais nos pavimentos de madeira.....	48
Figura 4.20 – Detalhes de fissuração observada em paredes de tabique da caixa de escada.....	49
Figura 4.21 – Danos não estruturais nos tetos.....	49
Figura 4.22 – Zona pontual da laje de patamar de escada exterior com destacamento do recobrimento e corrosão da armadura.....	50
Figura 4.23 – Danos severos encontrados nas asnas da cobertura do auditório, com linhas em rotura e escordas	50
Figura 5.1 – Plantas arquitetónicas do edifício	58
Figura 5.2 – Vistas do edifício em estudo.....	58
Figura 5.3 – Divisão de pavimentos em madeira do rés-do-chão	60
Figura 5.4 – Estrutura em madeira da cobertura existente (asna A1)	62
Figura 5.5 – Estrutura em madeira da cobertura existente (asna A2)	63
Figura 5.6 – Estrutura em madeira da cobertura existente (corte B-B').....	64
Figura 5.7 – Estrutura em madeira da cobertura existente (corte A-A').....	65
Figura 5.8 – Instrumentos utilizados na campanha de inspeção	66
Figura 5.9 – Deformação do pavimento da zona B	67
Figura 5.10 – Pavimento da zona C	67
Figura 5.11 – Danos nas paredes de tabique (fissuração).....	68
Figura 5.12 – Modelo número das asnas existentes na cobertura do edifício.....	70

Figura 6.1 – Excerto da memória descritiva do projeto de 1904	75
Figura 6.2 – Escadaria central da Livraria Lello	76
Figura 6.3 – Planta do piso 0 com a localização da escadaria.....	76
Figura 6.4 – Vistas em planta da escadaria (unidades em metros).....	77
Figura 6.5 – Apoio alinhado com o arranque da escadaria situado na cave.....	77
Figura 6.6 – Entrega na viga do pavimento do piso 1	77
Figura 6.7 – Vistas da escadaria (unidades em metros).....	78
Figura 6.8 – Fissura existente no apoio da escada	79
Figura 6.9 – Ensaios não destrutivos com recurso ao Ferroskan® PS200	80
Figura 6.10 – Ensaio NDT de ultra-som	83
Figura 6.11 – Imagens infravermelhos de elementos da escadaria.....	84
Figura 6.12 – Ensaio com smartphone para recolha de frequências de vibração	85
Figura 6.13 – Ensaio de identificação dinâmica	86
Figura 6.14 – Plantas com localização dos setups do ensaio de ID.....	87
Figura 6.15 – Ensaios de ID.....	87
Figura 6.16 – Setups de ensaio com massa concentrada.....	89
Figura 6.17 – Deformadas modais obtidas para os 3 modos de vibração através dos ensaios de identificação dinâmica	90
Figura 6.18 – Vista geral do modelo numérico da escadaria	92
Figura 6.19 – Comparação entre as deformadas modais experimental e numérica para o 1º modo de vibração.....	95
Figura 6.20 – Comparação entre as deformadas modais experimental e numérica para o 2º modo de vibração.....	96
Figura 6.21 – Comparação entre as deformadas modais experimental e numérica para o 3º modo de vibração.....	97
Figura 6.22 – Resultante da deformada da estrutura face à ação do peso próprio	98
Figura 6.23 – Diagrama de tensões (kPa) máximas instaladas na escadaria face à ação do peso próprio	99
Figura 6.24 – Mapeamento de danos simulados	100

Figura 7.1 – Disposições para avaliar a interação com edifícios adjacentes (Sousa, Costa e Costa, 2019 adaptado de ECPFE/EPPO; 2013)	108
Figura 7.2 – Organograma do funcionamento da folha de cálculo em função do número de pisos	109
Figura 7.3 – Caixa de diálogo inicial da folha de cálculo	113
Figura 7.4 – <i>Outputs</i> possíveis da caixa de diálogo	114
Figura 7.5 – Representação esquemática da planta inserida, com os valores do cento de massa e rigidez (área em planta a tracejado azul; linha poligonal convexa a verde).....	118
Figura 7.6 – Planta estrutural do piso tipo do edifício de exemplo	118
Figura 7.7 – Seleção de dados a incorporar no relatório	125
Figura 7.8 – Relatório final	126

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Classes de duração das ações	18
Tabela 3.2 – Valores de k_{mod}	19
Tabela 3.3 – Valores de k_{def}	25
Tabela 3.4 – Valores limites para as flechas de vigas segundo o EC5	26
Tabela 4.1 – Lista de danos observados nos corpos da igreja	51
Tabela 4.2 – Lista de danos observados na cobertura do auditório	52
Tabela 4.3 – Danos registados nos corpos da igreja	52
Tabela 4.4 – Danos registados em elementos de madeira da cobertura do auditório.....	55
Tabela 5.1 – Verificação de segurança ao ELU e ELS dos pavimentos de madeira existentes, com rácios de segurança (valores actantes/valores resistentes).....	69
Tabela 5.2 – Verificação para ELU e ELS das asnas, para os elementos mais condicionantes pelas ações	71
Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios de deteção de armaduras com recurso ao Ferroskan® PS200	80
Tabela 6.2 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de ultra-sons.....	83
Tabela 6.3 – Frequências detetadas pelo acelerómetro do smartphone	85
Tabela 6.4 – Caracterização dos Setups	88
Tabela 6.5 – Principais frequências de vibração identificadas.....	89
Tabela 6.6 – Resultados de identificação dinâmica com introdução de massa.....	91
Tabela 6.7 – Comparação entre os valores de frequências de vibração natural experimentais e numéricos.....	93
Tabela 6.8 – Critério MAC entre valores de deformada modal experimental e numérica.....	94
Tabela 6.9 – Casos de dano simulados.....	100
Tabela 6.10 – Comparativo de frequências (sem/com dano) dos três principais modos de vibração	101

Tabela 7.1 – classes de importância para edifícios	106
Tabela 7.2 – Valores exigidos de área de pilares, em percentagem da área de implantação dos edifícios por zona sísmica e tipo de terreno.....	110
Tabela 7.3 – Valores dos coeficientes sísmicos exigidos (CS_E) para edifícios de 1 a 4 pisos localizados em cada zona sísmica e nos tipos de terreno A, B e C, definidos de acordo com a NP EN 1998 – 1 (2010)	111
Tabela 7.4 – Valores do coeficiente η_j em função do número de pisos do edifício e do piso em análise	111
Tabela 7.5 - Definição dimensional das secções	115
Tabela 7.6 - Introdução das coordenadas dos pilares exteriores, e pilares fictícios que delimitam a área em planta	116
Tabela 7.7 - Seleção de pilares a serem conectados.....	116
Tabela 7.8 – Introdução de coordenadas dos pilares interiores em metros.....	117
Tabela 7.9 – Verificação dos critérios de regularidade em planta (a verde os dados automatizados, gerados na aba “(1) Planta”; a vermelho os campos a ser preenchidos manualmente).....	119
Tabela 7.10 – Verificação dos critérios de regularidade em altura.....	119
Tabela 7.11 – Verificação dos critérios de interação com edifícios adjacentes	120
Tabela 7.12 – Definição das diferentes secções dos elementos verticais resistentes	121
Tabela 7.13 – Introdução das áreas de implantação a verde; introdução do número de secções por piso, com exemplo a vermelho.....	122
Tabela 7.14 – Resultados da análise simplificada pelo Método I.....	122
Tabela 7.15 – exemplo com oito secções de elementos estruturais verticais	123
Tabela 7.16 – Introdução do número de secções por piso, das 8 primeiras secções	123
Tabela 7.17 – Quantificação de $Gk.j$ pelos dados existentes no projeto.....	124
Tabela 7.18 – Quantificação de $Gk.j$ em função do peso específico de cada elemento.....	124
Tabela 7.19 – Quantificação do peso do edifício (W_e)	124
Tabela 7.20 – Resultados da análise simplificada pelo método II.....	125

ABREVIATURAS

DN_i	Caso de dano
EC	Eurocódigo
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
I&D	Inspeção e diagnóstico
MAC	<i>Modal Assurance Criterion</i> , parâmetro de comparação entre duas configurações modais
NDT	Ensaio não destrutivo
RID	Relatório de inspeção e diagnóstico
$A_{PC,j}$	Percentagem de área de pilares existentes ao nível de cada piso j
$A_{PE,j}$	Percentagem de área de pilares exigida por cada piso j
$A_{c,i}$	Área da secção transversal do pilar i
$CS_{C,j}$	Capacidade resistente do edifício estimada em termos do coeficiente sísmico
$CS_{E,j}$	Coeficiente sísmico exigido
CS_E	Coeficiente sísmico global
$E_{0,05}$	Valor correspondente ao quantilho de 5% do módulo de elasticidade paralelo ao fio
$G_{k,j}$	Valor característico das ações permanentes e peso próprio
$L_{v,i}$	Distância entre a extremidade do pilar i e o ponto de inflexão
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	Valores característicos das ações variáveis que não a ação base
$V_{C,i}$	Resistência ao corte de cada pilar i de um dado piso j , de um total de n pilares do edifício
$V_{F,i}$	Resistência à flexão de cada pilar i de um dado piso j , de um total de n pilares do edifício
V_{sd}	Esforço transversal atuante

ABREVIATURAS

W_E	Peso total do edifício
b_{ef}	Largura reduzida para peças sujeitas a flexão na verificação ao corte
b_i	Dimensão da secção transversal do pilar i perpendicular à direção de carga em consideração
$f_{c,0,d}$	Valor de cálculo da tensão resistente de compressão paralela ao fio
$f_{c,0,k}$	Valor da tensão resistente à compressão paralela ao fio
$f_{c,90,d}$	Valor de cálculo da tensão resistente de compressão perpendicular ao fio
$f_{m,k}$	Valor característico da resistência à flexão
$f_{m,y,d}$	Valor de cálculo das tensões resistentes de flexão
$f_{t,0,d}$	Valor de cálculo da tensão resistente de tração paralela ao fio
$f_{v,d}$	Valor de cálculo da resistência ao corte
f_{yl}	Valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais
$f_{yw,i}$	Valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1.55
h_i	Dimensão da secção transversal do pilar i segundo a direção de carga em consideração
k_h	Fator de profundidade
$k_{c,y}$	Coeficiente de encurvadura
k_{c90}	Fator que tem em conta a configuração do carregamento, a possibilidade de fendimento e o grau de deformação por compressão
k_{cr}	Fator de diminuição de resistência ao corte por efeito de fendas
k_{def}	Coeficiente de fluência
k_m	Coeficiente que traduz uma margem para uma redistribuição de tensões, assim como o efeito da heterogeneidade do material numa secção
k_{mod}	Fator de modificação em função da duração da carga e classe de serviço
m	Fator de momento uniforme equivalente
$u_{fin,G}$	Deformação final para uma ação permanente G
$u_{fin,Q1}$	Deformação final para uma ação variável de base da combinação Q_1
$u_{fin,Qi}$	Deformação final para os valores acompanhantes das ações variáveis Q_i

u_{fin}	Deformação final
$u_{inst,G}$	Deformação instantânea para uma ação permanente G
$u_{inst,Q,1}$	Deformação instantânea para uma ação variável de base da combinação Q_1
w_c	Contra flecha
w_{creep}	Flecha de fluência
w_{fin}	Flecha final
w_{inst}	Flecha instantânea
$w_{net,fin}$	Flecha final útil
$\gamma_{G,j}$	Coefficientes parciais de segurança relativos às ações permanentes
$\gamma_{Q,i}$	Coefficientes parciais de segurança relativos às ações variáveis
η_j	Coefficiente relacionado ao piso j
λ_{rel}	Esbelteza relativa
$\rho_{l,i}$	Taxa total da armadura longitudinal do pilar i
$\rho_{w,i}$	Taxa total da armadura transversal do pilar i
$\sigma_{c,0,d}$	Valor de cálculo da tensão atuante de compressão paralela ao fio
$\sigma_{c,90,d}$	Valor de cálculo da tensão atuante de compressão perpendicular ao fio
$\sigma_{c,crit}$	Tensão crítica de Euler (3.17)
$\sigma_{m,crit}$	Tensão crítica de flexão
$\sigma_{m,y,d}$	Valor de cálculo das tensões atuantes de flexão em relação ao eixo principal
$\sigma_{t,0,d}$	Valor de cálculo da tensão atuante de tração paralela ao fio
τ_c	Tensão transversal equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares
τ_{sd}	Valor de cálculo da tensão de corte
ψ_0	Coefficientes de combinação de ação variável
ψ_1	Coefficiente de combinação do valor frequente de uma ação variável

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

No domínio da unidade curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) referente ao 2º semestre, do 2º ano do curso de Mestrado em Engenharia Civil do ramo de Estruturas do Instituto Superior de Engenharia do Porto, incorpora-se o presente relatório de estágio, com o propósito de assim expor os trabalhos desenvolvidos neste contexto.

A legislação em vigor, vocacionada para a construção nova, aliada ao pensamento comum de que “construir de novo” seja economicamente vantajoso, provoca entraves à reabilitação do edificado antigo. Ora, a preservação das estruturas existentes em ambiente citadino, para além de contribuírem para a salvaguarda da identidade, conduz a ganhos ambientais e económicos face a soluções de demolição/reconstrução.

Desta forma, a inspeção e o diagnóstico do estado das estruturas são um contributo fundamental para a avaliação real do estado dos materiais constituintes e do seu funcionamento estrutural permitindo a sua manutenção ao longo dos tempos através de intervenções sustentáveis.

1.2 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

Todas as estruturas envelhecem. Aquelas que não sejam recuperadas e modernizadas cairão no abandono, e posteriormente na ruína. A reabilitação, área da construção destinada a garantir a possibilidade de reutilização do edificado existente, adaptando-o às exigências atuais, é o caminho para se poder assegurar a longevidade de património arquitetónico não monumental. Com isso preservam-se simultaneamente valores do passado como a história e valores culturais, e mais valias para o futuro como proteção ambiental e vantagens económicas.

A oportunidade de realizar estágio curricular numa entidade orientada para esta vertente da engenharia permite participar de forma ativa neste campo, sendo paralelamente uma fonte de aprendizagem.

Assim, no decorrer do corrente relatório intitulado “Inspeção Diagnóstico e Reabilitação Estrutural”, serão retratadas as atividades realizadas na empresa de acolhimento de estágio e espera-se com isso contribuir para a divulgação de procedimentos de inspeção e diagnóstico, familiarização com métodos de avaliação estrutural tendencialmente não destrutivos e difusão da importância pelo respeito dos princípios da reversibilidade, compatibilidade e baixa intrusividade, no âmbito da reabilitação.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

O presente relatório encontra-se segmentado em 8 capítulos. No capítulo introdutório, descreve-se de forma sucinta e clara os aspetos principais desenvolvidos ao longo do trabalho. São ainda apresentados os objetivos propostos, bem como uma sistematização de toda a estrutura.

O Capítulo 2, denominado por “Apresentação do Estágio”, apresenta a empresa acolhedora de estágio, a sua atividade de trabalho, os meios e estratégias de intervenção. Em sequência é também apresentado de forma sumária o trabalho desenvolvido durante o período estágio.

No Capítulo 3 são resumidos os princípios da metodologia de inspeção e diagnóstico para o edificado existente que servem de fundamento para as medidas de intervenção no âmbito da reabilitação. No mesmo capítulo são referidos os ensaios auxiliares utilizados para a caracterização do estado de conservação dos elementos estruturais dos casos de estudo explorados. Por último, é abordada a verificação de segurança de elementos de madeira segundo o Eurocódigo 5.

Os Capítulos 4, 5 e 6, cerne deste relatório, descrevem em pormenor os casos de estudo com contribuição direta no seu desenvolvimento abordados durante o período de estágio curricular.

No Capítulo 7, faz-se a apresentação de uma folha de cálculo em Excel capaz de agilizar a verificação à segurança sísmica em edifícios antigos de betão armado, de acordo com os métodos expeditos I e II presentes no relatório LNEC, Sousa *et al.* (2019). São explicados os princípios basilares desta metodologia, bem como a demonstração da folha de cálculo com o caso de estudo exemplo incluído no Anexo IV.

No capítulo conclusivo apresenta-se um resumo dos resultados obtidos e tecem-se algumas considerações finais e recomendações futuras.

CAPÍTULO 2

APRESENTAÇÃO DO ESTÁGIO

2.1 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., é uma empresa que presta serviços de consultoria, inspeção e diagnóstico, monitorização e projeto no âmbito da reabilitação das construções. Entre os diversos serviços prestados, que abordam tipologias tradicionais de construção como a alvenaria e as construções em madeira, o NCREP também atua nos domínios de construções em betão armado e estruturas metálicas. A abordagem do NCREP segue uma metodologia baseada no estudo detalhado da construção, fazendo uso de técnicas de inspeção tradicionais e modernas, apoiadas em fortes ferramentas de validação para a correta avaliação de seu comportamento. Nesta abordagem, caso sejam necessárias intervenções de reabilitação ou reforço, estas devem ser tão mínimas quanto possível a fim de reduzir o seu impacto na construção existente, respeitando assim a história e os valores patrimoniais reconhecidos pelas recomendações internacionais para a conservação e reabilitação de estruturas.

2.2 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO DESENVOLVIDO

No desenrolar do período de estágio curricular e em cooperação com a equipa técnica do NCREP, foram realizadas três campanhas de inspeção e diagnóstico a três edifícios distintos. Devido à variedade de tipologias construtivas dos casos referidos, foi possível assimilar diferentes metodologias e procedimentos de inspeção, assim como a eficiência de diferentes ensaios auxiliares à inspeção visual, o que contribuiu para uma diversificada aprendizagem no campo da inspeção e diagnóstico.

Dos trabalhos executados na entidade acolhedora, são aqui apresentados aqueles em que houve uma colaboração direta em campanhas de inspeção e diagnóstico, sendo eles: uma igreja, o edifício Vila Amélia e a escadaria central da Livraria Lello.

As atividades desenvolvidas na Igreja presente no primeiro caso de estudo (Figura 2.1a) tiveram por base a realização de campanhas de inspeção e diagnóstico auxiliadas com ensaios complementares não destrutivos, que conduziram à caracterização geométrica e estrutural da igreja, e ao levantamento de

danos. No Capítulo 4 do presente relatório encontra-se exposto um estudo detalhado acerca deste trabalho.

O edifício de tipologia tradicional (Figura 2.1b), sendo um edifício de tipologia construtiva tradicional com dois pisos e cobertura, foi alvo de uma campanha de inspeção e diagnóstico com o intuito de aferir o seu estado de conservação global. Os trabalhos de inspeção foram completados com a análise de segurança estrutural. No Capítulo 5 localiza-se a descrição dos trabalhos efetuados.

Por sua vez, a Escadaria da Livraria Lello (Figura 2.1c) foi caracterizada geométrica e estruturalmente, sendo objeto de estudo para ensaios não destrutivos de identificação dinâmica. Tal permitiu a conceção de um modelo numérico da estrutura, com potencial uso para uma futura fase de manutenção.



a) Igreja

b) Edifício Vila Amélia

c) Escadaria Livraria Lello

Figura 2.1 – Casos de estudo (fotos: NCREP)

Por fim, atendendo a um propósito de enriquecimento de processos de cálculo da entidade acolhedora, foi concebida uma folha de cálculo em Excel capaz de agilizar a verificação à segurança sísmica de edifícios antigos em betão armado, de acordo com os métodos expeditos I e II presentes no relatório LNEC, Sousa *et al.* (2019). O seu âmbito de aplicabilidade bem como demonstração de uso encontram-se expostos no Capítulo 7 do corrente relatório.

CAPÍTULO 3

ESTADO DE ARTE

3.1 INTRODUÇÃO

O estado de abandono no edificado antigo é um assunto que invariavelmente suscita preocupação, quer pelo ponto de vista da segurança estrutural de um edifício, quer pela segurança da envolvente a ele associada. Isto traduz-se no acréscimo de riscos que o seu estado poderá acarretar para uma determinada malha urbana (Paupério *et al.*, 2011).

A intervenção numa estrutura apela a um conjunto de procedimentos que ostenta verificar o estado da estrutura nas suas várias componentes, de modo a proceder ao seu correto reconhecimento e análise. Esse reconhecimento não se restringe ao estado da estrutura, devendo ainda contemplar o seu enquadramento histórico, já que a estrutura não se poderá dissociar da época e das sucessivas intervenções a que esteve sujeita. Esse levantamento histórico permite explicar o desaparecimento de determinados elementos, a ocorrência de danos resultantes de ações perfeitamente definidas no tempo, ou até a existência de elementos estruturais de épocas diferentes resultantes de intervenções passadas e que nalgumas situações foram geradoras das patologias hoje observadas (Guedes *et al.*, 2002)

Como referido em Lourenço e Oliveira, (2004) *“Qualquer planeamento para a conservação estrutural requer tanto dados qualitativos, baseados na observação direta das degradações dos materiais e dos danos estruturais, pesquisa histórica etc., como também dados quantitativos baseados em ensaios específicos e modelos matemáticos do tipo dos utilizados na engenharia moderna”*. Neste sentido, a inspeção constitui a primeira tarefa na avaliação da condição de um edifício, compreendendo desde logo a identificação e o registo das suas anomalias estruturais e não estruturais. A abordagem a utilizar durante o processo de inspeção deverá ser previamente selecionada em função do tipo de construção, do nível de detalhe da inspeção, da escala da intervenção e dos objetivos finais pretendidos. (Ferreira *et al.*, 2013).

Assim, dependendo do maior ou menor grau de atuação na reabilitação e/ou reforço estrutural de um edifício, este pode estar sujeito a uma também maior ou menor lista de aspetos a serem considerados na fase de inspeção e diagnóstico. De seguida são enumerados alguns desses aspetos, sendo que uma parte deles são comuns a todas as tipologias construtiva, ao invés de outros usados em tipologias específicas:

- Definição geométrica da construção existente;
- Identificação do funcionamento estrutural;
- Definição dos materiais estruturais;
- Identificação das patologias estruturais, com o registo fotográfico e localização das mesmas;
- Definição de eventuais ensaios auxiliares a realizar;
- Identificação e estabelecimento de modelos numéricos estruturais adequados.

O resultado das múltiplas etapas dos trabalhos de inspeção e diagnóstico devem ser então compilados num documento designado por “Relatório de Inspeção e Diagnóstico” (RID), que funciona como um importante instrumento para a tomada de decisão e suporte de intervenções futuras (Dias, 2008). Tal metodologia vai ao encontro dos princípios indicados pelo Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico, que sugerem a realização de uma intervenção de reabilitação sustentável apenas após as ações de inspeção e diagnóstico.

De realçar que, numa visão prática, quando se trata de inspecionar e caracterizar edifícios antigos é fundamental ainda considerar o binómio entre o nível de conhecimento que se pretende obter e a janela temporal disponível para a concretização desse objetivo, com a finalidade da seleção de uma metodologia eficiente.

3.2 INSPEÇÃO VISUAL

A observação da estrutura é uma fase essencial dos trabalhos de inspeção e diagnóstico, tendo em vista fornecer um conjunto de informações globais e pormenorizadas da estrutura em análise. De facto, a inspeção visual tem em vista o levantamento e caracterização de todos os materiais estruturais e não estruturais, levantamento geométrico, e caracterização dos danos existentes, o que permite uma avaliação prévia do estado de conservação do edifício. (Dias, 2008) (Paupério *et al.*, 2011).

Para este efeito, as campanhas de inspeção visual devem ser acompanhadas por cópias das plantas disponíveis, de modo a registar nas mesmas toda a informação recolhida. De modo a facilitar a organização dos dados, é de grande importância proceder a um levantamento fotográfico aquando o levantamento geométrico, pois fornece informação relevante acerca de dimensões, danos e disposições evitando assim a necessidade de novas visitas ao edifício em estudo.

Em edifícios de tipologia tradicional, segundo Costa (2015) a inspeção visual deve ter início nas zonas designadas como “zonas de risco”, que devido às suas características, possuem ambientes propícios para ocorrência de ataques de agentes bióticos. Tais zonas identificam-se por:

- Entregas de vigas em paredes de alvenaria;
- Locais húmidos;
- Coberturas;
- Caves.

A informação recolhida durante a fase de inspeção visual, é compilada e integrada no relatório de inspeção e diagnóstico (RID), relatório este que permite a divulgação de informação acerca das atividades de I&D entre todos os envolvidos.

Levantamento geométrico e estrutural

O processo de levantamento geométrico e estrutural durante a inspeção visual consiste na identificação e registo das características dos elementos estruturais existentes, como:

- Tipo de material;
- Secções dos elementos;
- Espaçamentos;
- Tipos de apoio;
- Espessuras;
- Existência de folgas;

De notar que para uma correta caracterização material dos elementos estruturais, por vezes torna-se fundamental a realização de ensaios complementares (destrutivos ou não destrutivos).

Caracterização de danos existentes

É, por norma, na fase de inspeção visual que se procede a uma caracterização detalhada dos danos existentes. Esta fase consiste na identificação de todos os danos ou patologias encontradas na estrutura em estudo, e no conseqüente registo dos mesmos em plantas de mapeamento de danos. Esta caracterização vai desde a localização do dano, até à medição da sua intensidade, passando por uma avaliação que permita entender as causas que lhe deram origem (Dias, 2008).

Para exemplo, em edifícios de tipologia tradicional, como danos comuns destacam-se possíveis fissurações em paredes de tabique e presença de humidades. As primeiras, após análise do padrão de fendilhação (orientação, espessura, etc.), permitem conclusões acerca de deformações existentes nos pavimentos de madeira. Já a presença de humidades traduz-se no acréscimo do potencial de ataque de agentes bióticos e em possíveis zonas de entrada de água.

Tal como no levantamento geométrico, a caracterização de danos beneficia da realização de ensaios não destrutivos, que permitem agregação de mais informação.

3.3 ENSAIOS NDT

3.3.1 Introdução

Segundo Ferreira *et al.* (2013) “O diagnóstico estrutural pode requerer o recurso a meios auxiliares de inspeção e diagnóstico sobre a estrutura em causa ou sobre os seus materiais de modo a quantificar, geralmente em termos de estimativas médias, as suas propriedades físicas e mecânicas mais importantes.”. Neste âmbito, existem por norma três tipos de ensaios auxiliares que consoante a sua intrusividade são classificados como não destrutivos, semi-destrutivos ou destrutivos. No presente relatório apenas consta a exposição dos primeiros (não destrutivos), uma vez que, no domínio do edificado antigo deve-se dar primazia à preservação do património histórico.

O campo dos ensaios não destrutivos (NDT – *Non-Destructing Testing*) compila técnicas de ensaio que não condicionam significativamente a capacidade resistente de um elemento, independentemente de estas provocarem ou não danos mecânicos ao mesmo. Este tipo de ensaios fornecem uma avaliação prévia das características mecânicas dos materiais através da definição de indices de qualidade dos mesmos (Paupério *et al.*, 2011). Tal facto realça a importância destes ensaios, pois possibilitam:

- Detecção de elementos estruturais ocultos tais como pilares, estruturas de pisos intermédios, etc.;
- Qualificação dos materiais e caracterização das zonas de heterogeneidade dos mesmos;
- Avaliação da extensão dos danos mecânicos em estruturas fissuradas;
- Detecção de vazios e cavidades;
- Avaliação do teor de humidade e da altura de ascensão capilar
- Detecção de degradação superficial;
- Avaliação de algumas propriedades físicas e mecânicas dos materiais.

Faz-se de seguida uma descrição de instrumentos que se inserem nas técnicas NDT, que englobaram as campanhas de inspeção e diagnóstico dos casos de estudo apresentados.

3.3.2 Martelo, formão e pé de cabra

O martelo e o formão (Figura 3.1), sendo instrumentos simples, permitem avaliar de forma expedita possíveis extensões de danos. No caso do primeiro instrumento, tal resulta da apreciação sonora

originada pelo embate do martelo no elemento a inspecionar, o que permite aferir, dependendo da experiência do utilizador, a existência de degradações (vazios, degradações internas, fendas, etc.). Já o formão torna possível avaliar a dureza superficial, analisando assim a integridade do elemento inspecionado. (Dias, 2008). Por sua vez o pé de cabra torna-se bastante útil na abertura de janelas de inspeção.



a) Martelo



b) Pé de cabra

Figura 3.1 – Instrumentos NDT (martelo e formão)

3.3.3 Higrómetro

O higrómetro permite a leitura do teor em água da madeira (Figura 3.2). Esta informação torna-se pertinente para a deteção de possíveis ataques bióticos que ocorrem em peças de tal material. Sabendo que os fungos de podridão (ou lenhívoros) atacam com valores de teor em água superiores a 20%, e os fungos cromogéneos atacam com valores de teor em água entre 25% a 30% (Feio e Lourenço, 2005), as leituras deste equipamento tornam possível controlar o potencial de ataque de fungos intervindo previamente. Um teor em água elevado pode também revelar eventuais entradas de água.



Figura 3.2 – Utilização do Higrómetro

3.3.4 Resistograph®

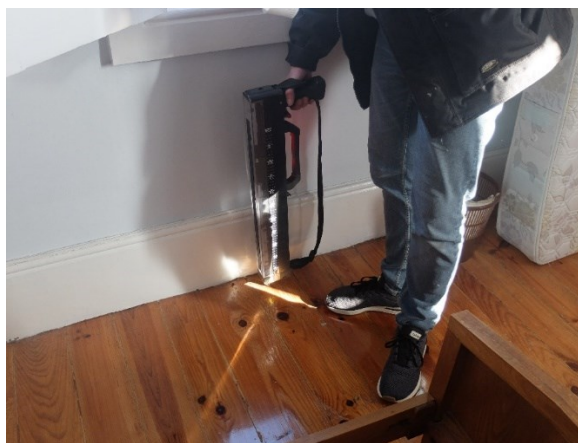
O Resistograph é utilizado desde 1985 na inspeção de estruturas de madeira e na avaliação da degradação biológica de árvores. Este relaciona a energia necessária na penetração de uma agulha com a resistência da madeira a esta perfuração. (Bertolini *et al.*, 1998). Gerando um gráfico com esta relação durante a realização de um ensaio, este instrumento leva a resultados de interpretação simples, mas de grande interesse, uma vez que fornece um registo desenhado da variação da resistência à perfuração. Desta forma é possível identificar variações de densidade ao longo das secções dos elementos, anéis de crescimento, zonas de degradação, fendas de secagem e vazios, normalmente não visíveis por inspeção visual. (Dias, 2008)

Apresenta-se como um método de inspeção não destrutivo com excecional utilidade para aplicação sobre estruturas em serviço, principalmente quando estas têm interesse patrimonial, pois as perfurações que realiza são quase impercetíveis e sem qualquer influência na resistência mecânica da peça. (Júnior *et al.*, 2006). A perfuração é realizada a velocidade constante, ajustável pelo utilizador, através de uma agulha de diâmetro de 1,5mm, sendo mais larga na extremidade (3mm). Normalmente as zonas de entrega de vigas e asnas são os locais preferenciais para o uso deste tipo de ensaio.

Os resultados provenientes do Resistograph são essencialmente qualitativos, uma vez que para atingir resultados quantitativos fiáveis devem ser executados no mínimo 30 ensaios por cada elemento. (Dias, 2008).

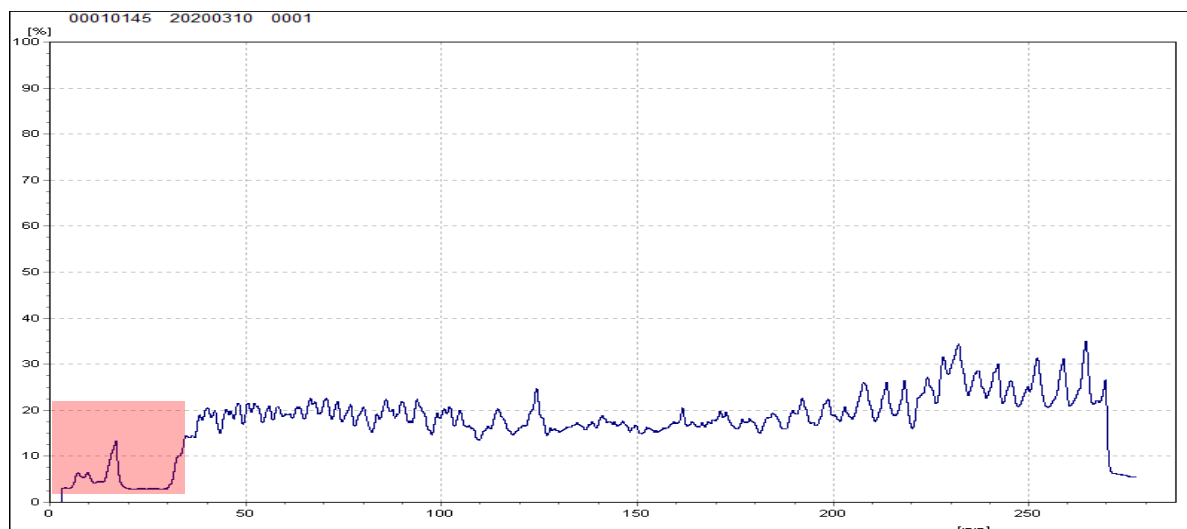


a) Equipamento e acessórios

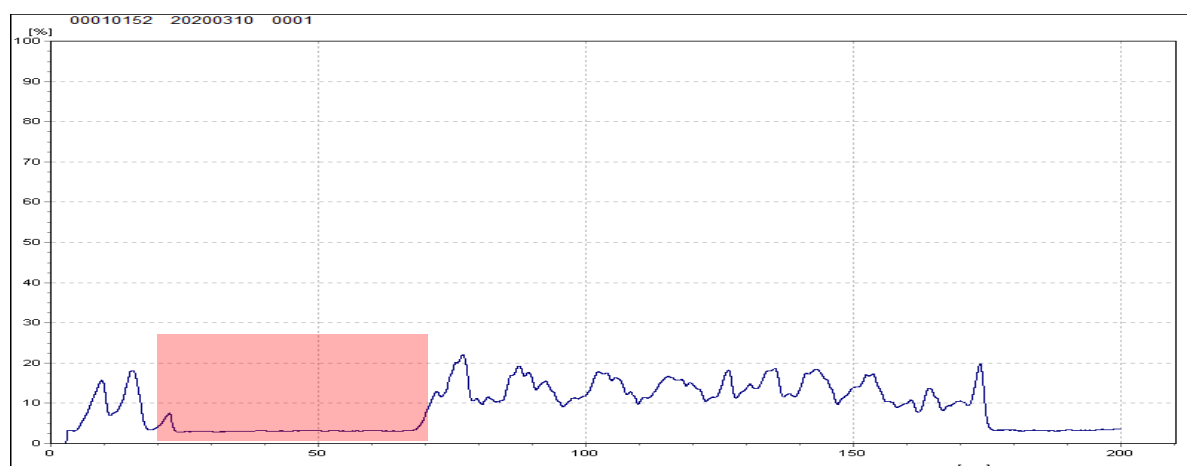


b) Utilização do Resistograph®

Figura 3.3 – Resistograph®



a) Degradação superficial



b) Degradação interna (vazio)

Figura 3.4 – Perfis de ensaios de *Resistograph*®

Na Figura 3.4 encontram-se dois perfis de leitura obtidos pelo *Resistograph*® relativos ao primeiro caso de estudo do presente relatório. Daqui destaca-se a potencialidade desta ferramenta, uma vez que permitiu avaliar o estado de degradação interna da peça de madeira, não observável pelo exterior.

3.3.5 Ultra-sons

Esta técnica de ensaio é baseada na geração de um impulso sonoro ou de um impulso ultra-sônico num ponto da estrutura, sendo o sinal captado por um recetor que pode estar posicionado em vários locais. O princípio consiste em medir o tempo que os impulsos levam a percorrer um dado material ao longo de distâncias conhecidas desde o gerador ao recetor permitindo, portanto, calcular a velocidade de propagação das ondas. Este fator está relacionado com propriedades mecânicas do material,

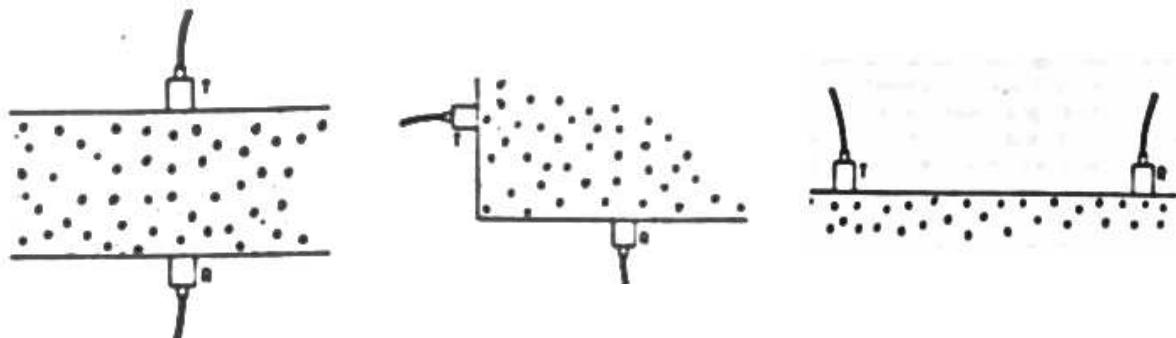
nomeadamente o módulo de elasticidade dinâmico. O valor obtido deste parâmetro pode então ser correlacionado com o módulo estático do elemento. (Dias, 2008) (Paupério *et al.*, 2011).

Através deste ensaio é possível aferir certas propriedades mecânicas dos materiais ensaiados, como:

- Estimativa do módulo de elasticidade e da resistência à compressão, a partir de correlações, quer mecânicas, quer empíricas, com a velocidade de propagação das ondas sónicas;
- Caracterização da homogeneidade das características dos materiais constituintes;
- Identificação da presença de fendas no material contínuo;
- Identificação da presença e efeitos de anteriores reforços (e.g. de argamassa).



Figura 3.5 – Ensaio NDT com recurso a ultra-som



a) Esquema representativo do método direto

b) Esquema representativo do método semi-indireto

c) Esquema representativo do método indireto

Figura 3.6 – Métodos para realização do ensaio de ultra-som

Existem três métodos possíveis para a realização deste tipo de ensaio (Figura 3.6), sendo eles: direto, semi-indireto e indireto. Os métodos, direto e semidirecto têm como finalidade a avaliação das características de resistência mecânica e de homogeneidade e deteção de descontinuidades no betão. O

método indireto aplica-se, fundamentalmente, na determinação da profundidade de fissuras. O método semidirecto aplica-se apenas na impossibilidade de colocação dos transdutores segundo o método direto. Não obstante, é importante a consideração de que existem alguns fatores que podem condicionar a velocidade de propagação das ondas ultra-sónicas, como o teor em água, a temperatura, o estado de tensão da peça, a direção da medição, as diferenças anatómicas entre lenho de Outono e de Primavera no caso de elementos em madeira, entre outros. (Júnior *et al.*, 2006)

3.3.6 Ferroskan

O Ferroskan PS200 (Hilti) (Figura 3.7), tratando-se de um instrumento NDT, permite identificar a posição, o espaçamento e estimar o diâmetro das armaduras, bem como a espessura da camada de recobrimento, em elementos de betão armado.

Este equipamento utiliza o princípio da indução magnética para detetar materiais condutores. Quando o equipamento está longe da armadura, instala-se um campo magnético perfeito. Contudo, na presença de armadura gera-se uma distorção deste campo, sendo esta distorção registada pelos sensores do equipamento. Combinando o registo dos vários sensores, e diferentes parâmetros de cada registo, o equipamento consegue determinar a posição e estimar o diâmetro e a profundidade da armadura. Como na maioria dos equipamentos NDT, e já referido anteriormente, as leituras obtidas são estimadas devendo os resultados ser interpretados com alguma precaução e validados com a realização de sondagens pontuais. Estas sondagens pontuais permitem avaliar, com precisão, o diâmetro dos varões através de medições com o paquímetro, e comparar com os fornecidos pelo aparelho. Outra vantagem deste equipamento surge da disponibilidade de um software específico do fabricante, que possibilita a análise e tratamento de dados adquiridos durante as campanhas de inspeção e armazenados na memória interna do equipamento.



a) Ferroskan PS200 da Hilti



b) Utilização do Ferroskan

Figura 3.7 – Ensaio NDT com recurso a ao Ferroskan

3.3.7 Identificação dinâmica

3.3.7.1 Noções gerais

Os ensaios de identificação dinâmica (ID) *in situ* constituem um tipo ensaio não-destrutivo bastante fiável, de grande utilidade e com crescente utilização para a verificação do comportamento estrutural e da integridade da construção, assim como para a calibração de parâmetros de comportamento global.

Através da equação de equilíbrio dinâmico (3.1), é sabido que todas as estruturas possuem características de rigidez, massa e amortecimento que determinam qual o seu comportamento dinâmico.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad (3.1)$$

em que M , C e K são, respetivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura; \ddot{u} , \dot{u} e u são, respetivamente, os vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos resultantes da ação de forças exteriores dinâmicas caracterizadas pelo vetor $f(t)$.

Segundo (Caetano, 1992), esta relação de propriedades mecânicas de uma estrutura com a ação de forças exteriores dinâmicas caracterizadas por $f(t)$, designa-se por relação excitação-resposta. Daqui advêm três tipos de problemas, sendo eles:

1. **Problema direto**, que se baseia em caracterizar a resposta, conhecendo as propriedades de excitação e do sistema;
2. **Problema inverso**, que se baseia em caracterizar a excitação, conhecendo as propriedades do sistema e da resposta;
3. **Problema de identificação de sistemas**, que consiste em caracterizar as propriedades do sistema, conhecendo a excitação e a resposta.

Uma vez que os trabalhos apresentados no Capítulo 6 do presente relatório consistiram na determinação das características mecânicas da estrutura em análise por via de ensaios de vibração ambiental, apenas será abordado o problema de identificação de sistemas.

A ideia básica do método consiste na medição das frequências próprias de vibração da estrutura e, eventualmente, no seu acompanhamento ao longo do tempo. Dado que tais frequências F dependem diretamente da rigidez K da estrutura e inversamente da massa M envolvida (3.2) (modo estático), facilmente se compreende que, mantendo-se a massa constante, então o controlo da frequência corresponde a fazer um controlo indireto da rigidez.

$$f * 2\pi = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.2)$$

Com,

f – frequência de vibração, em Hz;

k – rigidez, em kN/m;

m – massa, em toneladas.

Os ensaios de ID usualmente são realizados segundo três tipos de procedimentos:

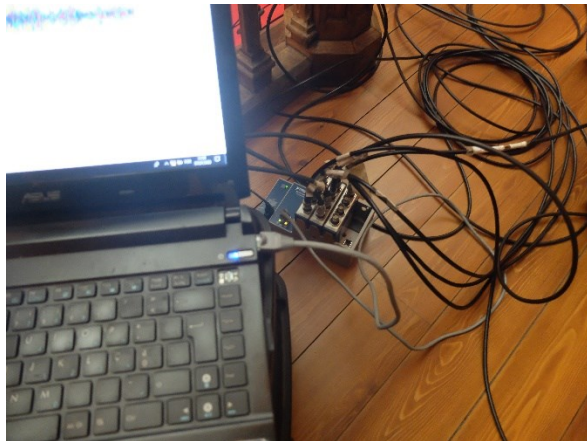
- I. Medições de vibração ambiental
- II. Medições de vibração forçada
- III. Medições de vibração livre

3.3.7.2 Técnica de vibração ambiental

A realização de ensaios dinâmicos com o objetivo de efetuar a identificação modal de uma dada estrutura pressupõe a escolha ponderada da técnica de excitação mais adequada aos resultados pretendidos. Embora os restantes sejam de utilidade em alguns casos específicos, no presente relatório apenas é descrito o método de vibração ambiental uma vez que foi o método utilizado durante os trabalhos aqui apresentados.

De facto, segundo Lopes (2009), o uso de excitadores mecânicos são economicamente mais dispendiosos, comparado com o recurso à vibração ambiental. Segundo o mesmo autor, o facto de estes últimos não provocarem quaisquer danos nas estruturas ensaiadas, apresenta uma vantagem preciosa no âmbito da conservação.

Assim, tal como o nome indica, neste método a excitação dinâmica imposta à estrutura é a que deriva de fatores ambientais, tais como o vento, o tráfego urbano, maquinarias etc. Com a colocação de sensores (acelerómetros) colocados em posições criteriosamente definidas é então registada a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações (Paupério *et al.*, 2011). De seguida os dados registados são numericamente tratados com recurso a técnicas de análise espectral, determinando assim características dinâmicas da estrutura como as suas frequências, modos de vibração fundamentais e deformadas modais.



a) Aquisição de dados



b) Colocação de três acelerómetros uniaxiais com recurso a cantoneiras

Figura 3.8 – Ensaio NDT de identificação dinâmica por vibração ambiental

3.3.7.3 Calibração de modelos numéricos

Perante estruturas simples onde o material é homogéneo, a origem da rigidez é conhecida e existem poucos graus de liberdade, a aplicação deste método é direta. No entanto, tal não sucede usualmente nas estruturas antigas, onde os materiais constituintes não apresentam na maioria dos casos características de homogeneidade por toda a estrutura. Nestes casos o esquema estrutural não é tão facilmente caracterizável e as condições de fronteira nem sempre são bem conhecidas.

Esta relação entre a frequência própria de uma estrutura e a sua rigidez é a premissa para a calibração de modelos numéricos de estruturas. O modelo estrutural deve então ser baseado num conjunto de hipóteses e de valores para os parâmetros de comportamento (e.g. módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, massa volúmica, etc.) que vão sendo calibrados de forma criteriosa, de modo a procurar ajustar as frequências de vibração calculadas através do modelo numérico com as frequências medidas *in situ*. (Paupério *et al.*, 2011).

Após construída a geometria do modelo numérico e a realização, recolha e tratamento dos resultados de ensaios dinâmicos de vibração ambiental, pode-se dar início à calibração das características mecânicas da estrutura em estudo. Segundo Lopes (2009), a calibração pode ser alcançada através de um processo iterativo, considerando como variáveis as propriedades mecânicas e geométricas dos materiais constituintes da estrutura, que contribuam para uma alteração da rigidez global. Este processo deve ser repetido até se alcançar uma convergência entre resultados experimentais e numéricos.

De forma a quantificar tal convergência, segundo o mesmo autor, podem-se comparar as deformadas modais experimentais e numéricas, com vista à obtenção de um grau de correlação. Tal grau é medido através do parâmetro MAC (*Modal Assurance Criterion*), que mede a aproximação de duas configurações

modais(3.3). Este parâmetro assume valores entre 0 e 1, sendo que um valor próximo da unidade significa que as duas configurações estão muito próximas.

$$MAC = \frac{(\varphi_j^T \varphi_k)^2}{(\varphi_j^T \varphi_j)(\varphi_k^T \varphi_k)} \quad (3.3)$$

Sendo:

φ_j – vetor da deformada modal experimental;

φ_k – vetor da deformada modal numérica.

3.4 INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS E DIAGNÓSTICO

3.4.1 Introdução

Após a realização de campanhas de inspeção descritas anteriormente, onde é feito o levantamento geométrico e material da estrutura, bem como o levantamento de danos e causas, é necessário efetuar uma análise que permita a correta avaliação do estado de conservação dos elementos, para que se defina o nível de intervenção necessário.

Desta feita, toda a informação recolhida na fase de inspeção deve ser combinada com os dados obtidos da análise dos materiais e sistemas estruturais, e com isso, alcançar um correto diagnóstico. Esta análise prende-se com a verificação de segurança aos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites Serviço (ELS) tendo em conta, como referido, as degradações materiais registadas na fase de inspeção.

Dos materiais estruturais envolvidos nos casos de estudo pretende-se, neste capítulo, abordar em especial a madeira, uma vez que apresenta um vasto conjunto de variáveis que influenciam as suas características mecânicas e consequentemente a resistência. No Caso de Estudo II – Edifício Vila Amélia, em que a madeira ocupa um papel estrutural no edifício, foram realizadas as verificações de segurança segundo as cláusulas diretamente relacionadas com a verificação para os estados limites definidos na regulamentação e nas recomendações internacionais, nomeadamente o Eurocódigo 5 (CEN, 2004), o Eurocódigo 1 (CEN, 2009 e 2010a) e o Eurocódigo 0 (CEN, 2009).

3.4.2 Propriedades dos materiais

Classe de serviço

Destinam-se fundamentalmente a definir as propriedades mecânicas dos materiais e a permitir o cálculo das deformações em determinadas condições ambientais. Segundo Costa (2015) as estruturas devem ser incluídas numa das classes de serviço abaixo indicadas:

- **Classe de serviço 1:** elementos em ambiente interior protegido, caracterizada por um teor de água dos materiais correspondentes ao teor de água de equilíbrio para um ambiente caracterizado por uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa do ar ambiente excedendo 65% somente durante algumas semanas por ano (locais cobertos e fechados);
- **Classe de serviço 2:** elementos em ambiente interior não protegido ou exterior não sujeito à ação direta da água das chuvas e com contactos esporádicos com água líquida. Caracterizada por um teor de água dos materiais correspondentes ao teor de água de equilíbrio para um ambiente caracterizado por uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa do ar ambiente excedendo 85% somente durante algumas semanas por ano (locais cobertos e piscinas);
- **Classe de serviço 3;** elementos em ambiente exterior com contactos frequentes com água das chuvas, muitas vezes em períodos longos. Caracterizada por condições climáticas conduzindo a valores do teor de água dos materiais superiores aos que se verificam na classe de serviço 2 (locais ao ar livre).

As classes de duração das ações são caracterizadas pelo efeito de uma ação constante atuando durante um certo período de tempo ao longo da vida da estrutura. Para uma ação variável deve determinar-se a classe apropriada com base numa estimativa da variação típica da ação com o tempo. Para efeitos de cálculo deve fazer-se corresponder às ações a uma das classes de duração indicadas pelo EC5, presentes na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Classes de duração das ações

Classe de duração das ações	Ordem de grandeza da duração acumulada do valor característico da ação
Permanente	Superior a 10 anos
Longa duração	6 meses – 10 anos
Média duração	1 semana – 6 meses
Curta duração	Inferior a uma semana
Instantânea	

Nas verificações efetuadas às coberturas dos casos de estudo, foi considerada a classe de serviço 2 devido às condições de humidade associadas ao uso dos edifícios em questão e aos sistemas construtivos das coberturas. Já nas verificações para pavimentos madeira foi adotada a classe de serviço 1, tratando-se de elementos interiores protegidos, sem altos valores de teor em água. Relativamente à duração das ações, foi considerada ação de média duração para as sobrecargas (Q) e permanente para as cargas permanentes (G).

O efeito de fluência da madeira e o ambiente de serviço levam a uma diminuição da resistência mecânica dos elementos em função do tempo de atuação das ações. Daqui resulta o coeficiente k_{mod} (Tabela 3.2), que tem em consideração este efeito na majoração da capacidade resistente do material (3.4). De realçar que nos casos em que uma combinação de ações for composta por ações pertencentes a diferentes classes de duração, o valor de k_{mod} deverá ser escolhido como o correspondente à ação de mais curta duração. No entanto, no dimensionamento de alguns sistemas estruturais como coberturas, muitas vezes as ações permanentes e o associado valor de k_{mod} são condicionantes no dimensionamento, devido ao reduzido valor da ação de curta duração (Costa, 2015).

Tendo em consideração este fator k_{mod} , o valor de cálculo de uma determinada propriedade do material obtém-se pela expressão:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.4)$$

Em que:

γ_m – coeficiente parcial de segurança para a propriedade do material. Sendo $\gamma_m = 1,3$ para madeira maciça; $\gamma_m = 1,25$ para madeira lamelada colada.

Tabela 3.2 – Valores de k_{mod}

Material	Classe de serviço	Classe de duração das ações				
		Permanente	Longa duração	Média duração	Curta duração	Instantânea
Madeira maciça	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
Madeira lamelada colada	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90

Quanto maior o volume de uma secção de madeira maior é a possibilidade de existência de um defeito não visível. A probabilidade de ocorrência desses defeitos é representada, em função da altura h da peça, pelo coeficiente efeito de volume k_h (Costa, 2015). Assim, este coeficiente deverá ser considerado na análise em peças sujeitas a esforço de tração ou flexão, onde a presença de defeitos influencia significativamente a resistência. Este coeficiente é diferenciado em função do tipo de madeira utilizada: madeira maciça (3.5) e madeira lamelada colada (3.6).

$$k_h = \min \left[\left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} ; 1,3 \right], h \leq 150mm \quad (3.5)$$

$$k_h = \min \left[\left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right], h \leq 600mm \quad (3.6)$$

3.4.3 Avaliação de segurança das estruturas de madeira

Verificação à tração (ELU)

A verificação da segurança para tração paralela ao fio é dada por:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (3.7)$$

Onde:

$\sigma_{t,0,d}$ – valor de cálculo da tensão atuante de tração paralela ao fio;

$f_{t,0,d}$ – valor de cálculo da tensão resistente de tração paralela ao fio.

Verificação à compressão perpendicular ao fio

A verificação para elementos comprimidos perpendicularmente ao fio depende essencialmente da área de contacto de esforço e da configuração do carregamento, sendo dada por:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c90} f_{c,90,d} \quad (3.8)$$

Onde:

$\sigma_{c,90,d}$ – valor de cálculo da tensão atuante de compressão perpendicular ao fio;

k_{c90} – fator que tem em conta a configuração do carregamento, a possibilidade de fendimento e o grau de deformação por compressão;

$f_{c,90,d}$ – valor de cálculo da tensão resistente de compressão perpendicular ao fio;

Verificação à compressão paralela ao fio

A verificação da segurança para compressão paralela ao fio é dada por:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (3.9)$$

Onde:

$\sigma_{c,0,d}$ – valor de cálculo da tensão atuante de compressão paralela ao fio;

$f_{c,0,d}$ – valor de cálculo da tensão resistente de compressão paralela ao fio.

3.4.3.1 Flexão

Verificação à flexão simples (ELU)

Devem ser satisfeitas as seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.10)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.11)$$

Em que:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ – valores de cálculo das tensões atuantes de flexão em relação aos eixos principais;

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ – valores de cálculo das correspondentes tensões resistentes de flexão.

k_m – coeficiente que traduz uma margem para uma redistribuição de tensões, assim como o efeito da heterogeneidade do material numa secção (Costa, 2015).

O valor de k_m deverá ser considerado igual a:

- para secções retangulares: $k_m = 0,7$
- para outras secções: $k_m = 1,0$

Flexão composta com tração

Traduz-se num efeito direto e linear no cálculo das tensões atuantes, resultantes do assumido comportamento linear elástico da madeira. Devem ser satisfeitas as seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.12)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.13)$$

Flexão composta com compressão

Existe uma relação marcadamente não-linear, expressa através de uma relação quadrática, traduzindo-se num aumento de resistência de cálculo da secção. Devem ser satisfeitas as seguintes expressões:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.14)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.15)$$

Instabilidade por encurvadura

A instabilidade à encurvadura pode ser desprezada para valores de esbelteza relativa inferior a 0,3 segundo as duas direções principais. Essa verificação é dada por:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} \quad (3.16)$$

Onde:

$f_{c,0,k}$ – valor da tensão resistente à compressão paralela ao fio;

$\sigma_{c,crit}$ – tensão crítica de Euler, dada em (3.17)

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda^2} \quad (3.17)$$

Em que:

$E_{0,05}$ – valor característico do módulo de elasticidade na direção paralela ao fio;

λ - esbelteza da peça na direção pretendida, sendo o rácio entre o comprimento de encurvadura do elemento e o raio de giração no plano de encurvadura.

No caso de existência de encurvadura, a interação entre momentos e esforço axial de compressão já não é quadrático como no caso de peças compactas, pois não será possível atingir o patamar plástico por instabilidade do elemento. Desta forma, a verificação à encurvadura é realizada considerando uma interação linear, resultando nas seguintes verificações:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.18)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.19)$$

Onde:

$k_{c,y}$ e $k_{c,z}$ – coeficientes de encurvadura, determinados de acordo com (3.20)

$$k_{c,i} = \frac{1}{k_i + \sqrt{k_i^2 - \lambda_{rel,i}^2}} \quad (3.20)$$

$$k_i = 0,5(\beta_c(\lambda_{rel,i} - 0.3) + \lambda_{rel,i}^2) \quad (3.21)$$

Com:

$\beta_c = 0,2$ (madeira maciça) e $\beta_c = 0,1$ (madeira lamelada coldada)

Instabilidade lateral-torsional (bambeamento)

A verificação da resistência ao bambeamento deverá ser verificada quer nos casos de flexão simples em relação ao eixo de maior resistência, quer nos casos em que a peça esteja sujeita a flexão segundo o eixo de maior inércia e esforços axiais de compressão.

Esta verificação consiste na limitação da tensão resistente de cálculo em função das tensões atuantes críticas para uma determinada peça de madeira. Esta limitação é realizada através do parâmetro k_{crit} que é calculado em função da esbelteza relativa da peça:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (3.22)$$

Onde:

$f_{m,k}$ – valor característico da resistência à flexão;

$\sigma_{m,crit}$ – tensão crítica de flexão.

Já o cálculo da tensão crítica é dado por;

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{h m l} E_{0,05} \quad (3.23)$$

Onde:

b e h – base e altura da peça de madeira;

m – fator de momento uniforme equivalente;

l – comprimento da peça;

$E_{0,05}$ – valor correspondente ao quantilho de 5% do modulo de elasticidade paralelo ao fio.

O valor de k_{crit} , sendo influenciado pela esbelteza relativa, é dado por:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & , \quad \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & , \quad \text{para } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & , \quad \text{para } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (3.24)$$

No caso em que existe apenas flexão simples em relação ao eixo de maior resistência, as tensões deverão satisfazer a seguinte expressão:

$$\sigma_{m,d} = k_{crit} f_{m,d} \quad (3.25)$$

Por sua vez, no caso onde a peça esteja sujeita a flexão segundo o eixo de maior inercia e esforços axiais de compressão, as tensões deverão satisfazer a seguinte expressão:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (3.26)$$

Verificação ao corte

Segundo (Costa, 2015), na pratica admite-se que a rotura pelo esmagamento das fibras devido ao esforço de corte solicitado na direção transversal à peça é a forma de rutura considerada na verificação de segurança ao corte, realizando uma verificação semelhante à de outros materiais, mas com o valor da resistência ao corte da madeira associado ao valor obtido para escorregamento dos planos longitudinais. Nos elementos submetidos, simultaneamente, à flexão e corte, a solicitação desenvolve tensões tangenciais de deslizamento e de corte. A rotura ocorre segundo o plano mais fraco, ou seja, pelo deslizamento entre planos longitudinais.

Sendo assim, o máximo valor de corte desenvolvido é dado pela tensão a meia altura da secção:

- Para secções retangulares:

$$\tau_{sd} = \frac{3 V_{sd}}{2 A} \quad (3.27)$$

- Para secções circulares:

$$\tau_{sd} = \frac{4 V_{sd}}{3 A} \quad (3.28)$$

Em que:

A – área da secção;

V_{sd} – esforço transversal atuante.

Segundo o Eurocódigo 5, a verificação de segurança ao corte é realizada a partir de:

$$\tau_{sd} \leq f_{v,d} \quad (3.29)$$

Em que:

τ_{sd} – valor de cálculo da tensão de corte;

$f_{v,d}$ – valor de cálculo da resistência ao corte.

No caso de peças à flexão, deve ser considerada uma largura reduzida da secção b_{ef} na verificação ao corte, considerando o efeito das fendas. Essa largura, que corresponde a diminuir a resistência ao corte a partir de um fator k_{cr} , é definido como:

$$b_{ef} = k_{cr}b \quad (3.30)$$

Em que k_{cr} adota:

- 0,67 para madeira maciça ou lamelada colada;
- 1,00 para outros derivados e madeira.

Verificação da deformação (ELS)

A deformação final do elemento em madeira é dada pelo somatório das deformações provocadas pelas ações e combinações a considerar, tendo em conta o coeficiente de fluência k_{def} que é apresentado na Tabela 3.3, tendo em conta o tipo de material e classe de serviço.

Tabela 3.3 – Valores de k_{def}

Madeira	Classe de serviço		
	1	2	3
Madeira maciça	0.60	0.80	2.00
Madeira lamelada colada	0.60	0.80	2.00

Devido ao seu comportamento visco elástico, a madeira apresenta uma fluência apreciável, podendo a sua deformação final atingir valores muito superiores aos valores expectáveis para a deformação instantânea. Por essa razão, os critérios de estados limite de utilização limitam frequentemente o dimensionamento dos elementos horizontais de madeira.

Para estruturas constituídas por elementos, componentes e ligações com as mesmas características de fluência, e na hipótese de uma relação linear entre as ações e as deformações correspondentes, como simplificação, a deformação final u_{fin} , poderá ser considerada igual a:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + u_{fin,Qi} \quad (3.31)$$

com:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) \quad (3.32)$$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1}(1 + \psi_{2,1}k_{def}) \quad (3.33)$$

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i}(\psi_{0,i} + \psi_{2,i}k_{def}) \quad (3.34)$$

Em que:

$u_{inst,G}$, $u_{inst,Q,1}$, $u_{inst,Q,i}$ – deformações instantâneas respetivamente para as ações G , Q_1 e Q_i ;

$\psi_{0,i}$ – coeficientes para o valor de combinação das ações variáveis;

$\psi_{2,1}$ e $\psi_{2,i}$ – coeficientes para o valor quase-permanente das ações variáveis.

O Eurocódigo 5 prevê ainda a possibilidade de uma peça possuir contra flecha w_c . O cálculo da flecha final w_{fin} é obtido através da soma das deformações devidas às cargas permanentes, cargas variáveis e deformações de contra flecha (3.35).

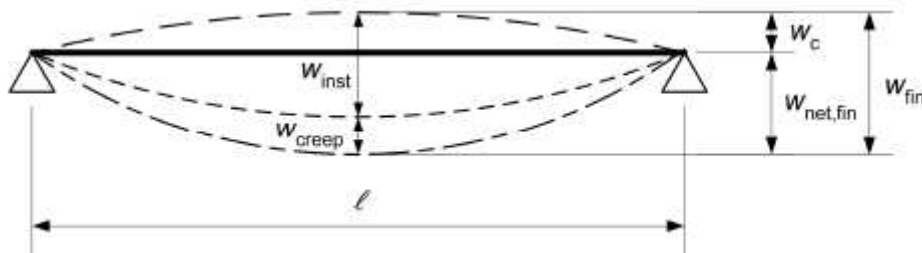


Figura 3.9 – Comportamento da flecha (EC5)

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (3.35)$$

Relativamente à definição dos valores máximos de flecha admissíveis para elementos de madeira, o EC5 apresenta:

Tabela 3.4 – Valores limites para as flechas de vigas segundo o EC5

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Viga sobre dois apoios	$l/500$ a $l/500$	$l/250$ a $l/350$	$l/150$ a $l/300$
Viga em consola	$l/150$ a $l/250$	$l/125$ a $l/175$	$l/75$ a $l/150$

3.5 QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

Nesta secção são apresentadas as considerações relativas à quantificação e combinação de ações associadas ao caso de estudo apresentado no Capítulo 5. A determinação e combinação das ações para a avaliação estrutural têm por base a regulamentação vigente, nomeadamente:

- Eurocódigo 0 (EC 0) – Bases para o projeto de estruturas, NP ENV 1990, IPQ, 2009;
- Eurocódigo 1 (EC 1) – Bases para o projeto e ações em estruturas, Parte 1: Bases de projeto, NP ENV 1991-1-4, IPQ, 2009.

A quantificação das ações permanentes inclui o peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais, considerando as dimensões nominais, os pesos volúmicos dos materiais e as disposições previstas no Eurocódigo 1, (CEN, 2009a) e na norma EN338, (CEN, 2003).

Por sua vez, para as ações variáveis foram consideradas as ações de sobrecarga, e ações do vento em coberturas, presentes no Eurocódigo 1, (CEN, 2009a).

As combinações de ações utilizadas são as preconizadas no Eurocódigo 0, (CEN, 2009b), sendo consideradas combinações de ações para os Estados Limites Últimos (ELU) e os Estados Limites de Serviço (ELS) apresentadas, respetivamente, em (3.36) e (3.37):

$$Comb_{ELU} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (3.36)$$

$$Comb_{ELS} = G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{1,i} * Q_{k,i} \quad (3.37)$$

Com:

$G_{k,j}$ – valor característico das ações permanentes e peso próprio;

$Q_{k,1}$ – valor característico da ação variável base;

$Q_{k,i}$ – valores característicos das ações variáveis que não a ação base;

$\gamma_{G,j}$ - coeficientes parciais de segurança relativos às ações permanentes (1.35);

$\gamma_{Q,i}$ – coeficientes parciais de segurança relativos às ações variáveis (1.50);

ψ_0 e ψ_1 – coeficientes de combinação de ação variável.

CAPÍTULO 4

CASO DE ESTUDO I – IGREJA

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os trabalhos de inspeção e diagnóstico elaborados em colaboração com a equipa do NCREP em quatro elementos distintos de uma igreja situada na região do Porto (Figura 4.1), sendo estes caracterizados por: dois corpos laterais, um corpo posterior e auditório (Figura 4.2).

No decorrer do trabalho foram efetuadas visitas técnicas aos quatro elementos do edifício referidos que permitiram a realização da inspeção visual da estrutura, de sondagens auxiliares, do levantamento estrutural e de ensaios *in situ* com o objetivo de avaliar com maior rigor a constituição e o estado de conservação da estrutura existente.



Figura 4.1 – Localização da igreja (azul) e do edifício do auditório (verde) em estudo

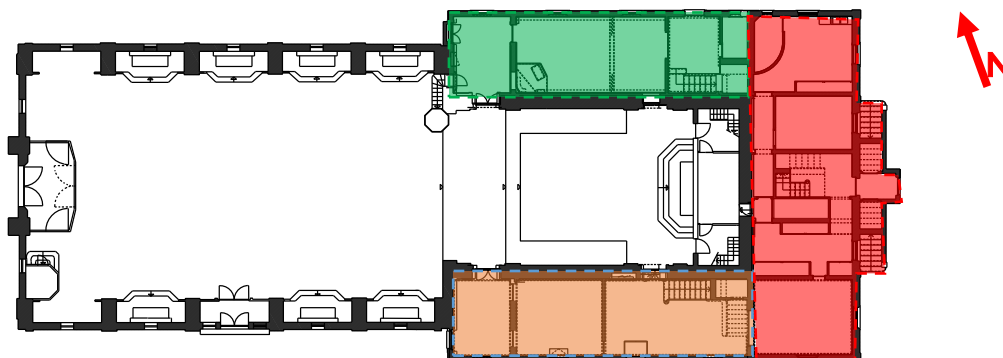


Figura 4.2 – Planta de levantamento arquitetónico da igreja (sem escala), com identificação dos corpos laterais nordeste (verde) e sudoeste (laranja), bem como o corpo posterior (vermelho)

A apresentação deste caso de estudo é composta por dois módulos, sendo eles:

- Caracterização construtiva e estrutural;
- Caracterização de danos estruturais;

Complementarmente, no Anexo I é apresentada a avaliação do estado de conservação dos elementos estruturais de madeira através de ensaios não destrutivos, bem como as peças desenhadas, nomeadamente o levantamento estrutural, o mapeamento de danos estruturais e os mapas com a sugestão de intervenção.

4.2 CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL

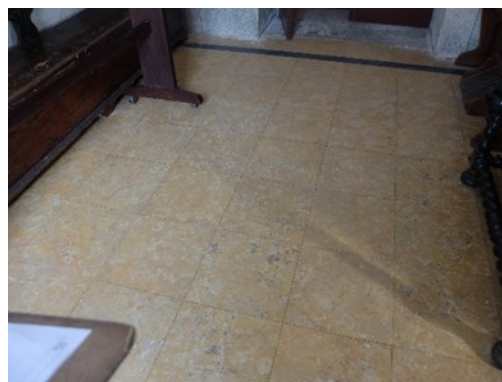
4.2.1 Descrição geral do edifício

Relativamente à tipologia construtiva, os corpos laterais e posterior da Igreja enquadram-se numa construção tradicional, com paredes portantes em alvenaria de pedra de granito de folha simples e dupla, e com algumas paredes interiores em tabique desempenhando funções estruturais, servindo para apoio das vigas de pavimento e suporte dos lanços e patamares das várias escadas em madeira existentes.

Os pavimentos do piso 0, piso 1 e piso 2 são em madeira maciça resinosa com vigas de secção retangular (Figura 4.3a). De realçar que o pavimento do piso 0 possui alguns espaços em laje térrea com lajeado de pedra/cerâmico (Figura 4.3b). As diferentes coberturas em madeira dos corpos são materializadas por telhados de duas e de quatro águas. Note-se que não foi possível aceder às coberturas dos corpos laterais e posterior, sendo por isso a informação aqui apresentada resultado de uma estimativa. A inspeção destes elementos construtivos será executada em fase de projeto.



a) Vigas de madeira do piso 0, situadas na zona de caixa de ar

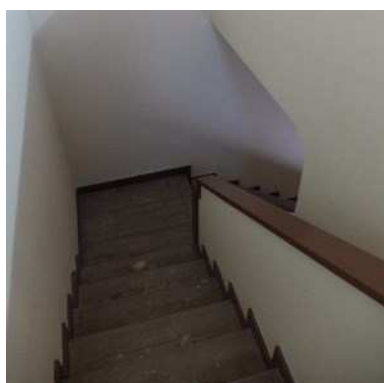


b) Pavimento térreo em placagem de pedra

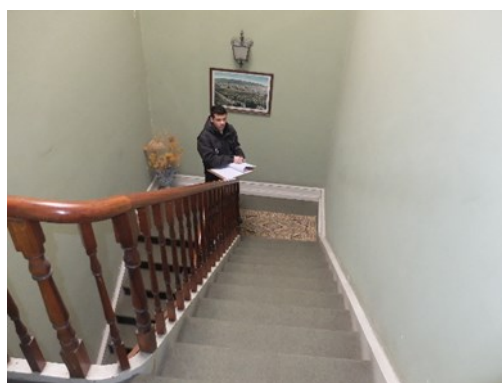
Figura 4.3 – Detalhes de pavimentos do piso 0

Os dois corpos laterais apresentam uma planta aproximadamente retangular com uma área total de cerca de 325m², distribuídos por 2 pisos (piso 0 e piso 1), com um pé-direito útil entre os 2,97m e os 3,70m. Já o corpo posterior, na zona sudoeste da igreja, apresenta de igual modo uma planta aproximadamente retangular com uma área total de cerca de 408m², distribuídos por 3 pisos (piso 0, piso 1 e piso 2) e um pé-direito útil entre 3,45m e os 3,75m.

A comunicação vertical entre pisos é realizada através de lanços de escada existentes em cada corpo lateral (Figura 4.4a) e por uma caixa de escada central existente no corpo posterior (Figura 4.4b), todas em estrutura de madeira. No corpo posterior existe um acesso através de uma escada exterior em cantaria de pedra.



a) Lanço de escadas do corpo lateral nordeste



b) Caixa de escadas central do corpo posterior

Figura 4.4 – Tipos de escada do edifício

Relativamente ao auditório, este corpo apresenta uma cobertura em madeira de quatro águas, com planta retangular de área total à volta de 250m². A cobertura é composta por uma estrutura principal de asnas do tipo simples, apoiadas nas paredes laterais do edifício (Figura 4.5a). Com base na inspeção realizada, observou-se que a estrutura vertical do auditório se enquadra numa tipologia construtiva

bastante mais recente do que a construção tradicional encontrada nos corpos laterais da Igreja, sendo presumivelmente composta por um sistema porticado de betão armado preenchido por alvenaria de blocos cerâmicos ou de betão. Realça-se que foram observadas linhas de asnas de cobertura em madeira com degradação intensa, entretanto já escoradas (Figura 4.5b).



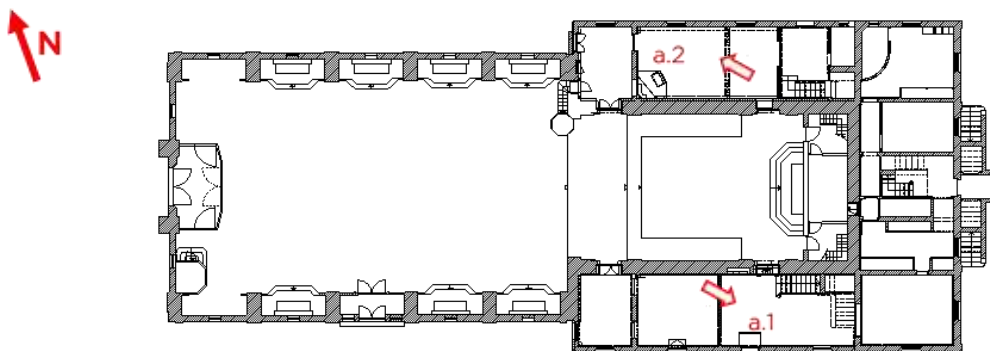
a) Asnas da cobertura em madeira



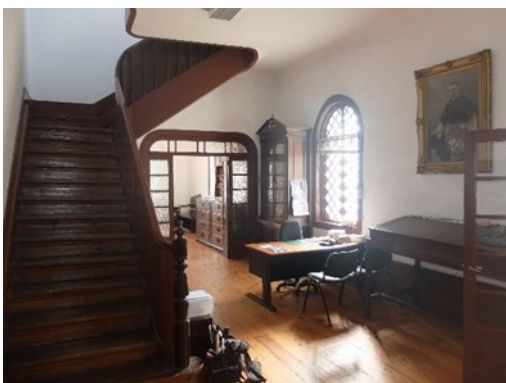
b) pormenor da ligação da asna com a parede lateral (linha escorada)

Figura 4.5 – Cobertura do auditório em madeira

Na Figura 4.6, apresentam-se as plantas fornecidas de levantamento arquitetónico (sem escala) e as fotografias gerais de alguns compartimentos dos corpos laterais e do corpo posterior do edifício, assinalando-se a localização das fotografias apresentadas.



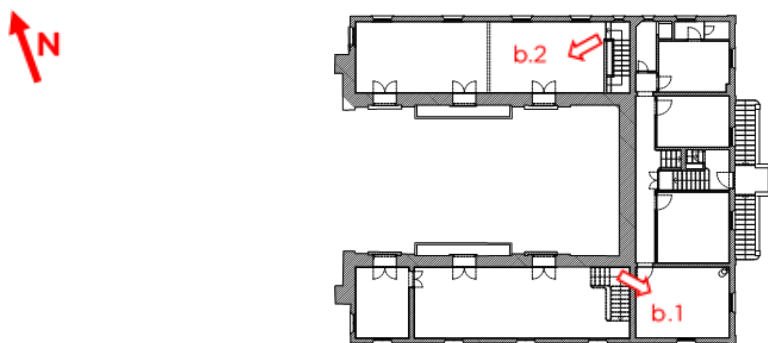
a) Planta arquitetónica do piso 0



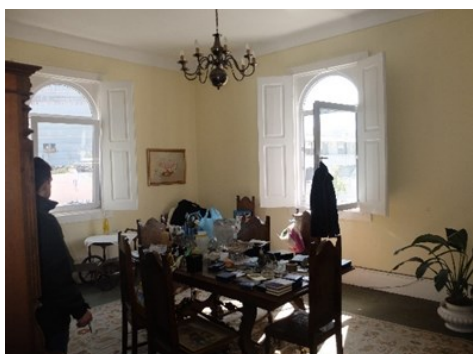
a.1)



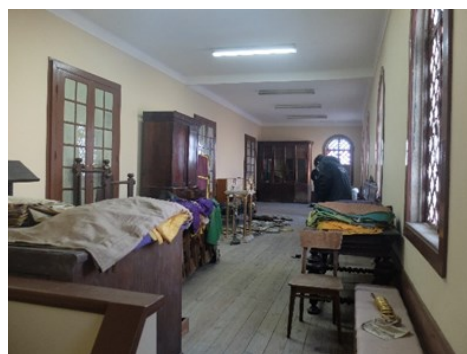
a.2)



b) Planta arquitetónica do piso 1



b.1)



b.2)



c) Planta arquitetónica do piso 2



c.1)



c.2)

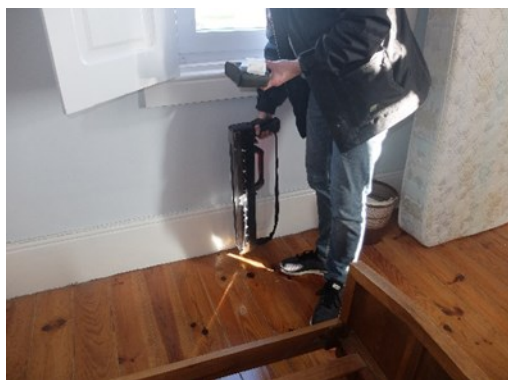
Figura 4.6 – Plantas (sem escala) de levantamentos arquitetónico fornecido e fotografias gerais de alguns compartimentos

4.2.2 Ensaios no local e janelas de sondagem

A inspeção visual para caracterização geométrica, material e do estado de conservação dos elementos estruturais do edifício e cobertura do auditório foi complementada e validada através da realização de ensaios tendencialmente não destrutivos, utilizados como ferramentas auxiliares de inspeção e diagnóstico.

Para além das ações de inspeção e diagnóstico da estrutura dos pavimentos, escadas e cobertura foram complementadas com medidas adicionais que permitiram caracterizar, de forma não destrutiva, os elementos estruturais existentes, nomeadamente a geometria, os materiais, o estado de conservação e, nalguns casos, as características mecânicas. Para este efeito foram executados os seguintes ensaios:

- Martelo, que forneceu indicações acerca do estado de conservação da madeira através da apreciação do som da resposta produzido pelo seu impacto;
- Formão, que permitiu avaliar de uma forma relativa a dureza da madeira e a existência de degradações superficiais nos elementos;
- Higrómetro, para a avaliação do teor em água dos elementos, dando indicações acerca de eventuais entradas de água no interior do edifício e do potencial de ataque de agentes bióticos.
- *Resistograph*[®] para a avaliação do estado de conservação interno e superficial da madeira, estando os elementos onde foi realizado este ensaio identificados nas peças desenhadas com o código ERi;
- Detetor de metais para identificar o alinhamento das vigas (através da deteção dos pregos de fixação do soalho às vigas), não sendo assim necessário remover os soalhos e/ou tetos para inspeção direta dos pavimentos de madeira.



a) Ensaio com *Resistograph*[®]



b) Ensaio com detetor de metais

Figura 4.7 – Exemplos de instrumentos utilizados nas campanhas de inspeção

Como uma parte dos espaços do edifício se encontravam em utilização, e uma vez que se pretende maximizar o aproveitamento dos soalhos e dos tetos, situação que inviabilizava a inspeção direta da estrutura dos pavimentos e escadas de madeira, recorreu-se à ação conjunta de dois instrumentos de ensaio não destrutivo para analisar as vigas de madeira: detetor de metais e o *Resistograph*®.

No total foram realizados 41 ensaios em elementos de madeira através de *Resistograph*® em zonas especificamente escolhidas e representativas das estruturas em madeira do edifício corpos laterais e posterior da Igreja. Na cobertura do auditório foram realizados 16 ensaios em elementos de madeira através de *Resistograph*® em zonas tendencialmente mais críticas, nomeadamente as zonas de apoios das asnas na parede. Os resultados dos ensaios destes ensaios são apresentados no Anexo I.

Foi ainda possível complementar os resultados dos ensaios aos pavimentos com a informação recolhida através de duas janelas de sondagem em aberturas já existentes no pavimento (no piso 0 e no piso 1), auxiliando assim o levantamento mais rigoroso das dimensões e das características destes elementos estruturais (Figura 4.8).

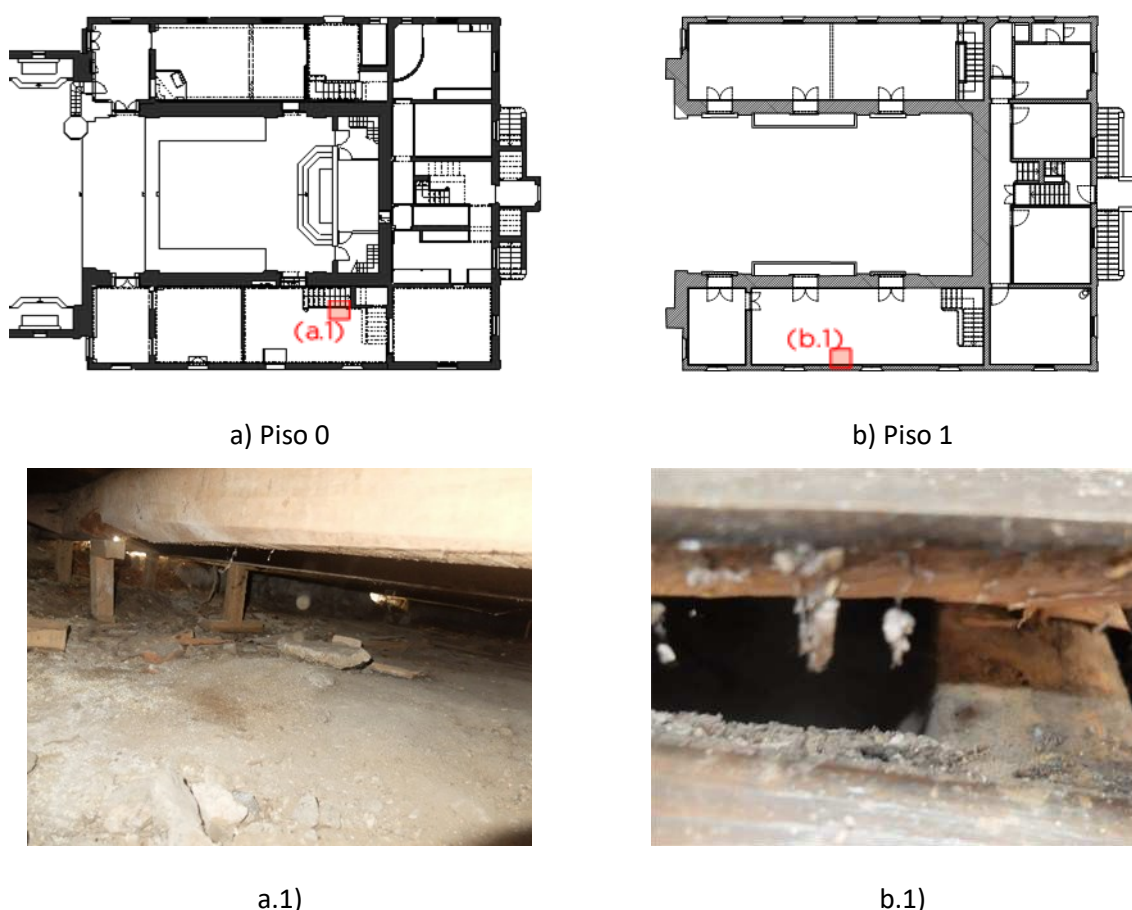


Figura 4.8 – Localização das janelas de sondagem em aberturas já existentes nos pavimentos de madeira

Os resultados obtidos na inspeção visual, nas sondagens e nos ensaios realizados permitiram a caracterização construtiva, a identificação e a interpretação dos danos existentes e a avaliação da

intensidade e extensão de danos estruturais. Nos pontos seguintes faz-se a caracterização construtiva e estrutural do edifício e no ponto 4.3) descrevem-se, com maior rigor, os danos nos elementos estruturais.

4.2.3 Caracterização dos elementos estruturais

A caracterização dos elementos estruturais do edifício e cobertura do auditório em estudo é apresentada de seguida de modo sumário, e complementada pelas peças desenhadas que se encontram em anexo a este relatório, com base nos levantamentos efetuados e em sondagens por amostragem.

4.2.3.1 Paredes em alvenaria de pedra

As paredes exteriores das fachadas dos corpos laterais e posterior, bem como algumas paredes interiores, são constituídas por alvenaria de pedra de granito com blocos de grande dimensão e bem aparelhada. Por análise do levantamento arquitetónico constata-se que, em geral, a espessura destas paredes se mantém constante nos pisos superiores (piso 1 e 2), podendo ser ligeiramente mais espessas no piso 0. Note-se que este tipo de alvenaria é típico das paredes resistentes encontradas na construção tradicional dos edifícios do Porto (Figura 4.9).



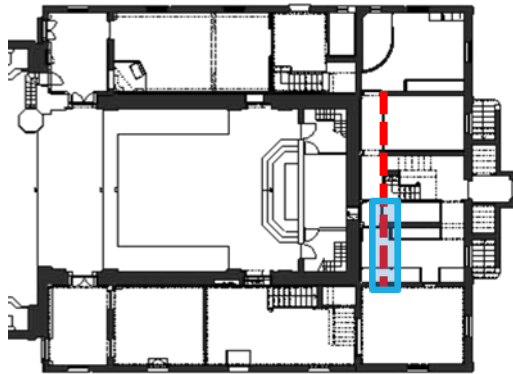
Figura 4.9 – Representação da alvenaria de pedra interior, junto à cobertura

As paredes de fachada possuem uma espessura entre 0,30 metros a 0,43 metros na base. Quanto às paredes interiores, possuem uma espessura que varia entre os 0,22 metros e os 0,33 metros, entre a base e a cota da cobertura.

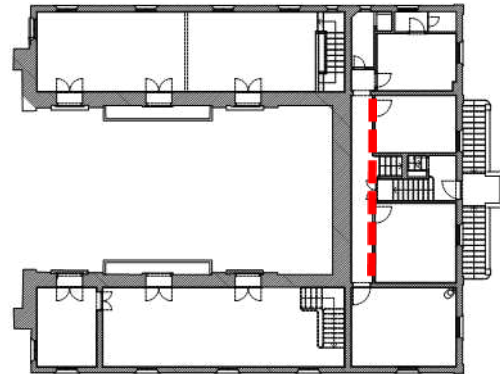
4.2.3.2 Paredes em tabique

Durante a inspeção realizada ao edifício dos corpos laterais e posterior da Igreja foi detetada a existência de paredes interiores em tabique (Figura 4.10). Na generalidade, as paredes interiores de compartimentação têm continuidade vertical entre os diferentes pisos até à fundação e apresentam funções estruturais de suporte das vigas de pavimento (transversais ao alinhamento da parede de tabique). Note-se que, em particular as paredes de tabique perpendiculares às vigas de pavimentos do

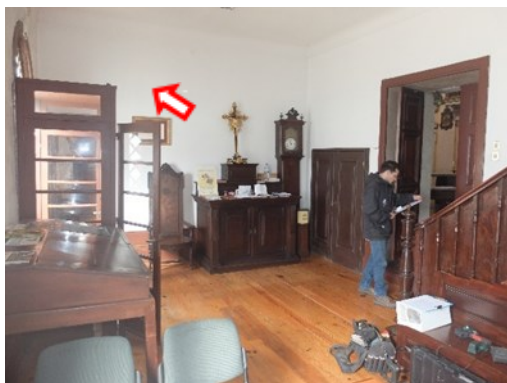
corpo posterior, e assinaladas no alinhamento da Figura 4.10a e Figura 4.10b, desempenham funções estruturais de suporte dos pavimentos do piso 1 e piso 2.



a) Planta do piso 0 (sem escala), parede em tabique (vermelho) com função estrutural de suporte das vigas em madeira do piso 1 e 2; zona com falta de continuidade em altura (azul)



b) Planta do piso 1 (sem escala), parede em tabique (vermelho) com função estrutural de suporte das vigas em madeira do pavimento dos pisos 1 e 2.



c) Parede de compartimentação (piso 0)



d) Parede de suporte dos vários lanços de escadas (piso 2)

Figura 4.10 – Paredes de tabique existentes no edifício

Estas paredes, com espessura média de 0,10m a 0,14m (tabique simples ou duplo), são constituídas por tábuas costaneiras verticais e por um fasquiado de madeira horizontal em ambas as faces da parede, sobre o qual é aplicado o reboco e materializado o acabamento final da parede.

Durante a campanha de inspeção constatou-se que a parede em tabique estrutural do corpo posterior não tem continuidade em altura, entre o piso 0 e o piso 1, conforme a zona assinalada azul na planta do piso 0 da Figura 4.10a.

4.2.3.3 Pavimentos de madeira

Os pavimentos dos pisos 0, piso 1 e piso 2 são constituídos por vigas de madeira maciça com secções transversais retangulares de $7 \times 22 \text{ cm}^2$ e $8 \times 22 \text{ cm}^2$, com espaçamentos médios de 0,50m a 0,65m, de acordo com o que se apresenta nas peças desenhadas anexas. Existem, no entanto, compartimentos com vigas

espaçadas de 0.70m. Estas vigas de madeira apoiam nas paredes de alvenaria e de tabique, vencendo vãos de cerca de 4,40m, enquanto que nas zonas de circulação vencem um vão de cerca de 1,25m. Note-se que as vigas servem também de suporte aos tetos existentes.

A solução estrutural das vigas dos pavimentos em dúvida, por exemplo nas zonas húmidas com camada de betonilha (cozinha/casa de banho) foi estimada. Em fase de intervenção, esta informação deverá ser validada.

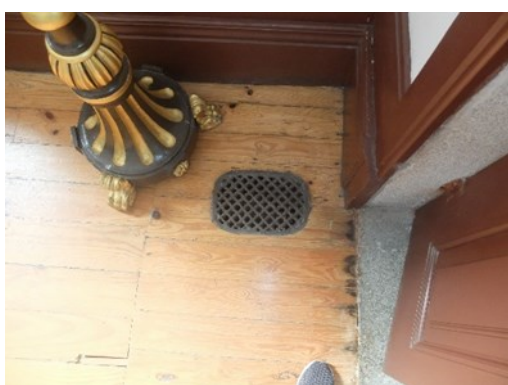
No piso 0 os pavimentos materializados por vigas de madeira desenvolvem-se sobre uma caixa-de-ar, apoiando-se nas fundações das paredes de alvenaria de pedra e vencendo um vão de cerca de 4,40m. A caixa-de-ar existente apresenta uma altura média de cerca de 0,55m (entre o soalho e o solo), altura obtida através da janela de sondagem existente no pavimento do piso 0 (Figura 4.11a). De realçar que a caixa-de-ar dos pavimentos em madeira do piso 0 é ventilada pelas aberturas existentes na base das fachadas (Figura 4.11b) e pelas grelhas existentes no interior dos pavimentos (Figura 4.11c).



a) Caixa-de-ar existente no pavimento em madeira com altura média de 0.55m



b) Gateiras existentes na base da alvenaria da fachada do corpo sudoeste



c) Grelhas metálicas interiores existentes no piso 0

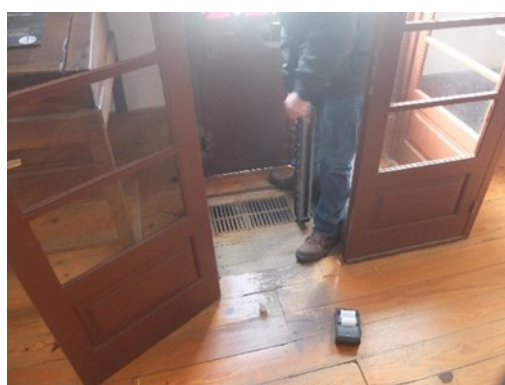


Figura 4.11 – Detalhes do pavimento em madeira do piso 0

As secções das vigas que foi possível medir diretamente ou estimar através das leituras do *Resistograph*[®] são indicadas nas plantas estruturais apresentadas em anexo a este relatório. Nestas plantas indica-se também a distribuição das vigas e os afastamentos entre alinhamentos. Note-se que os pavimentos são

representados juntamente com os elementos da estrutura vertical (paredes) que os suportam e que, portanto, se encontram a uma cota inferior. Por exemplo, as vigas de pavimento do piso 1 (planta estrutural do piso 1) encontram-se representadas sobre as paredes estruturais do piso 0 (planta arquitetónica do piso 0).

4.2.3.4 Tetos

Relativamente aos tetos existentes (estucados, gesso cartonado e forro de madeira), conclui-se que estão ligados às vigas dos pavimentos e de cobertura e que, de modo genérico, se apresentam bastantes fissurados (Figura 4.12a). Pontualmente observou-se a existência de tetos com destacamento de material (Figura 4.12c).



a) Teto existente no corpo posterior



b) Teto em forro de madeira, no corpo lateral nordeste

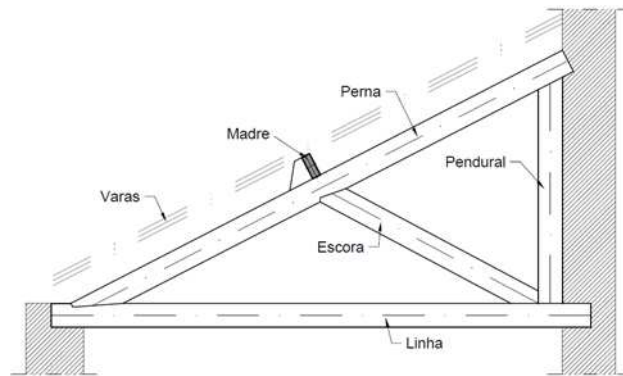


c) pormenor de falta de material no teto (corpo lateral sudoeste)

Figura 4.12 – Pormenores dos tetos existentes

4.2.3.5 Escadas de madeira

Os lanços de escadas interiores apresentam-se em estrutura de madeira (Figura 4.13). Presume-se que os lanços são compostos por 2 ou 3 pernas de secção retangular entre $8 \times 12 \text{cm}^2$ a $8 \times 16 \text{cm}^2$. As pernas apoiam-se em cadeias, ao nível dos pavimentos e dos patamares intermédios que, por sua vez, se apoiam em paredes de tabiques e de alvenaria de pedra.



b) Alçado esquemático de meia asna simples, de uma água (sem escala)

Figura 4.14 – Representação esquemática das asnas existentes na cobertura

As diferentes vigas de madeira que compõem as asnas, madres, rincões e cumeeira serão compostas por peças semelhantes às encontradas nas vigas dos pavimentos, ou seja, madeira maciça com secções transversais retangulares de 7x22cm² e 8x22cm².

As varas em madeira maciça apresentarão uma secção transversal aproximada de 6x6cm² com espaçamento médio de 0,35m-0,45m, apoiando nas madres, cumeeira, rincão e nas paredes de alvenaria de pedra através de frechais com secção idêntica (Figura 4.15). O revestimento exterior é efetuado com telha cerâmica, apoiado sobre as ripas de madeira. Numa zona da cobertura de corpo lateral Sudoeste detetou-se a existência de dois níveis de varas (Figura 4.15).



Figura 4.15 – Pormenores dos elementos da cobertura de duas águas: madre, varas, ripas e telha cerâmica

4.2.3.7 Espécies de madeira

As campanhas de inspeção e os ensaios *in-situ* permitiram identificar, com alguma incerteza, a espécie dos elementos de madeira existentes. No entanto, tendo em conta os resultados obtidos e a observação visual das peças, no pavimento encontram-se vigas de madeira resinosa (provavelmente pinho nacional, *Pinus Pinaster*, ou Pinho nórdico, *Pinus silvestris*) nas peças de secção retangular. Relativamente à cobertura dos corpos laterais e posterior da igreja, as peças de secção retangular são de madeira maciça, aparentando ser de folhosa.

4.2.3.8 Elementos de betão armado dos corpos laterais e posterior

Durante as campanhas de inspeção visual observaram-se elementos singulares nos pavimentos do corpo posterior (Figura 4.16) em estrutura de betão armado. Estes elementos situam-se no patamar da escada exterior (Figura 4.16a) e numa casa de banho, (Figura 4.16b).



a) Patamar da escada exterior em laje de betão armado



b) Vista geral da casa de banho do piso 1, com possível existência de elementos de betão armado (lajes e vigas) ao nível do piso 2

Figura 4.16 – Elementos existentes em betão armado

4.2.3.9 Cobertura em madeira do auditório

O auditório apresenta uma cobertura de 4 águas em estrutura resistente de madeira, composta por um conjunto de 5 asnas apoiadas nas paredes laterais (Figura 4.17a). As asnas da cobertura vencem um vão de aproximadamente 11,05m e são constituídas por uma linha, pendural, duas escoras e duas pernas, com secção retangular de aproximadamente 10x25cm².

Sobre as asnas apoiam os outros elementos estruturais de madeira, nomeadamente os rincões, madres e cumeeira, que se encontravam revestidos por um forro de madeira (Figura 4.17c). Não sendo possível identificar as peças de madeira destes elementos, estima-se a existência de peças semelhantes às dos elementos das asnas, ou seja, de madeira maciça de secção retangular de aproximadamente 10x25cm².

Sobre a estrutura principal apoiam os elementos secundários da cobertura, nomeadamente as varas, ripado e telha. Note-se que o já referido teto em forro de madeira, oculta também estes elementos secundários. As medidas e secções dos elementos que compõem a cobertura são representadas nas peças desenhadas em anexo.



a) Asnas existentes, com forro de madeira nas faces das peças



b) Asna existente, sem forro de madeira



c) Pormenor dos elementos principais das asnas



Figura 4.17 – Detalhes da estrutura de madeira da cobertura do auditório

4.2.4 Análise dos Resultado dos Ensaios com resistógrafo em elementos de madeira

No Anexo I do presente relatório apresentam-se as fichas referentes aos ensaios efetuados, com a identificação dos elementos testados e um resumo dos resultados obtidos, acompanhadas por um comentário sobre o resultado da avaliação do estado de conservação

Os ensaios realizados com o *Resistograph*® nas vigas de madeira revelaram um razoável a bom estado de conservação geral dos elementos estruturais dos pavimentos do piso 1 e 2, e um razoável/mau estado de conservação na estrutura em madeira do pavimento do piso 0.

No caso da estrutura em madeira da cobertura do Auditório identificaram-se zonas de apoio das linhas das asnas na parede em razoável a mau estado de conservação.

Os valores obtidos com o Higrómetro nas peças da zona da janela de sondagem no piso 0 indicam a existência de um teor em água acima do valor de referência para estruturas de madeira, em média cerca de 17%. Note-se que o teor de humidade revelado se situa ligeiramente acima do valor ótimo para estruturas de madeira (entre 10% e 15%), pelo que se considera haver uma maior vulnerabilidade das peças de madeira face a ataques de agentes bióticos (insetos e fungos).

4.3 CARACTERIZAÇÃO DE DANOS ESTRUTURAIIS

A inspeção visual, sondagens e ensaios referidos anteriormente permitiram analisar o estado de conservação dos elementos estruturais das construções existentes. Nos pontos seguintes é realizada uma descrição das anomalias/danos estruturais identificados. A complementar a informação recolhida, faz-se uma referência breve aos danos não estruturais encontrados nos tetos dos compartimentos. Nas peças desenhadas em anexo encontram-se representados os danos estruturais.

4.3.1 Estado de conservação atual

De uma forma geral, os elementos estruturais do edifício apresentam um razoável a bom estado de conservação, embora se tenham detetado alguns danos estruturais pontuais, nomeadamente nos pavimentos. A exceção é o conjunto dos pavimentos de madeira do piso 0, que apresenta um estado de conservação mais precário, com degradações e deformações acentuadas. Como danos principais encontrados na construção existente, destacam-se os seguintes:

- I. Degradação acentuada e deformação significativa em elementos de madeira dos pavimentos do piso 0;
- II. Presença de manchas de humidade em pavimentos, tetos e paredes;
- III. Fissuração em elementos verticais (paredes de alvenaria de pedra e paredes de tabique) e em tetos estucados.

A cobertura do auditório apresenta um razoável estado de conservação geral, embora os apoios das linhas das asnas de madeira apresentem danos estruturais graves, existindo linhas de asna em rotura na zona de apoio (entretanto já escoradas). Como já referido, grande parte da estrutura principal desta cobertura (asnas, madres, cumeeira e rincões) encontra-se oculta, não sendo possível avaliar com rigor o estado de conservação dos elementos em toda a sua extensão. A inspeção incidu sobre as zonas tendencialmente mais críticas, correspondentes às zonas de apoio das asnas nas paredes. Desde modo, como danos observados nas linhas de asna da cobertura, destacam-se:

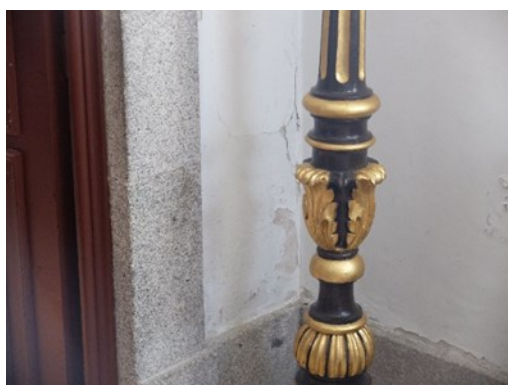
- I. Rotura de linhas de asna na zona de apoio. Estes elementos em rotura encontram-se escorados com uma peça metálica vertical;
- II. Apoios de linha de asna com indícios de fratura.

Em seguida, serão apresentados sucintamente os principais danos observados em cada tipo de elemento estrutural. Com o objetivo de sistematizar as anomalias encontradas nas construções existentes, apresenta-se uma lista de anomalias/danos que, juntamente com o mapeamento de danos apresentado nas peças desenhadas, permitirá avaliar exaustiva e graficamente a localização e extensão das anomalias/danos observados.

4.3.2 Danos e elementos estruturais em alvenaria de pedra

As paredes de alvenaria com função resistente apresentam, de forma geral, um razoável /bom estado de conservação, tendo-se detetados alguns danos (Figura 4.18), nomeadamente:

- I. Humidade ascensional nas paredes ao nível do piso 0 (Figura 4.18a);
- II. Manchas de humidade em alguns pontos localizados nas paredes de alvenaria das fachadas devido à entrada de água no interior do edifício através da cobertura e das próprias fachadas (Figura 4.18b);
- III. Fissuras em paredes de alvenaria de pedra (Figura 4.18c a Figura 4.18g);
- IV. Ligeira deformação fora-do-plano na parede de alvenaria da fachada do corpo sudoeste.



a) humidade ascensional na parede de alvenaria de pedra (piso 0, corpo lateral sudoeste)



b) Manchas de humidade na parede de fachada (piso 1, corpo posterior)



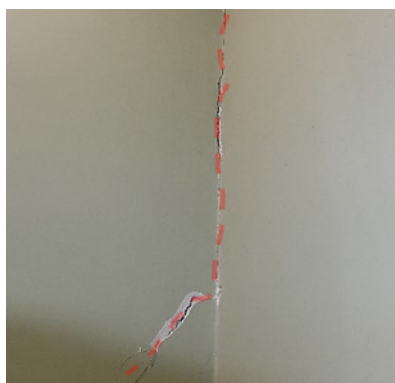
c) Fissuração na parede de fachada (corpo lateral Sudoeste)



d) (Fissuração na parede de alvenaria interior (pisso 1, corpo posterior)



e) Fissuração no topo da parede da fachada exterior (pisso 1, corpo lateral Sudoeste)



f) Fissuração entre parede da fachada posterior e parede de tabique (pisso 2, corpo posterior)



g) Fissuração entre paredes de alvenaria de pedra (pisso 2, corpo posterior)

Figura 4.18 – Exemplos de danos detetados nas paredes em alvenaria de pedra

Os danos associados à presença de água nas paredes de alvenaria de pedra poderão ser resolvidos com trabalhos de correção e reparação dos sistemas construtivos, nomeadamente ao nível da cobertura, revestimentos das fachadas e caixilharias.

Relativamente aos paramentos de alvenaria em contacto com o solo, em particular zonas pontuais com humidade ascensional, a solução poderá passar pela criação de um sistema de ventilação natural na base de parede, pela face exterior da fachada. Caso haja intervenção nos pavimentos térreos com revestimentos cerâmicos, poderá ser instalado uma nova laje térrea com caixa de brita e sistema de drenagem.

Considera-se que a maioria da fissuração observada é ligeira, não apresentando consequências em termos de comportamento estrutural do edifício. No entanto, há zonas da alvenaria de pedra com fissuração e aberturas mais significativas, existindo ainda a já referida deformação ligeira para fora-do-plano observada da fachada do corpo lateral Sudoeste. No caso destas zonas, o projeto de intervenção poderá prever o travamento horizontal das fachadas, com a ligação eficaz das alvenarias das fachadas à estrutura de madeira dos pavimentos e coberturas.

4.3.3 Danos observados nos elementos estruturais em madeira

4.3.3.1 Pavimentos, escadas e cobertura

Os pavimentos do piso 1, piso 2 e lanços de escadas em madeira encontram-se em razoável a bom estado de conservação. Contudo, existem compartimentos onde é notória alguma deformação. Por sua vez, no pavimento do piso 0, as vigas observadas através da janela de sondagem encontram-se em razoável/mau estado de conservação material, tal como o soalho (Figura 4.19a e Figura 4.19b). Através desta observação e da análise dos resultados dos ensaios realizados, estima-se que a generalidade do pavimento do piso 0 se encontre com degradação acentuada, exibindo também uma deformação significativa

Os vários lanços e patamares de escadas de madeira que permitem a comunicação entre os pavimentos do piso 0 ao piso 2 encontram-se, de uma forma geral, em bom estado de conservação. Foi observada uma deformação bastante notória do lanço de escadas no corpo lateral e o pavimento em consola ao nível do piso 1, Figura 4.19d.

Em relação à estrutura das várias coberturas dos corpos laterais e posterior que, como se referiu anteriormente, não foram inspecionadas, considera-se que possam exibir danos relacionados com entradas de águas, nomeadamente junto às paredes de fachada, com existência de degradação material (que se estima que seja ligeira) nas peças de madeira da estrutura principal (asnas, madres, cumeeira) e uma degradação mais significativa nos frechais e nos apoios das linhas de asnas. Relativamente aos elementos secundários das varas e ripado, sendo normalmente mais expostos, poderá ser necessário proceder a uma maior percentagem de substituição. Como já referido, as várias coberturas serão inspecionadas na fase de projeto, altura em que serão preconizadas as soluções de reabilitação/reforço estrutural, em concordância com o projeto de arquitetura.



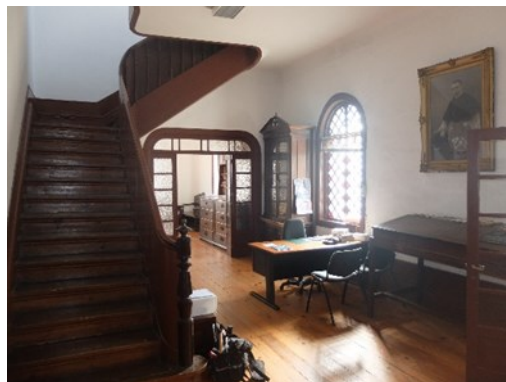
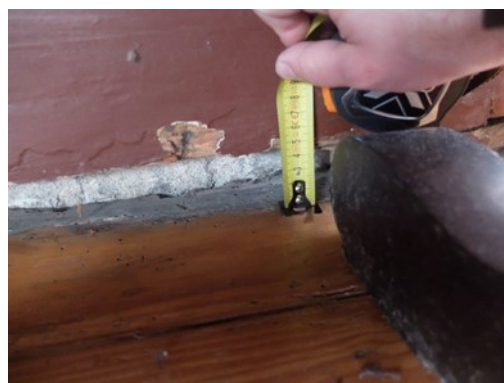
a) Degradação significativa do soalho em madeira do piso 0 (corpo lateral sudoeste)



b) Degradação significativa nas vigas de madeira do piso 0 (corpo lateral sudoeste)



c) Deformação significativa detetada no pavimento em madeira do piso 0 (corpo posterior)



e) Deformação notória do lanço de escada e pavimento em consola do piso 1, do corpo lateral sudoeste

Figura 4.19 – Danos estruturais nos pavimentos de madeira

4.3.3.2 Paredes de tabique

Em suma, as paredes de tabique existentes no edifício encontram-se em bom estado de conservação, tendo-se, no entanto, observado fissuração em grande parte dos rebocos das paredes (Figura 4.20). Durante as ações de inspeção foram detetados alguns pontos com manchas de humidade.



a) Parede da caixa de escada



b) Parede interior do piso 2 (corpo posterior)

Figura 4.20 – Detalhes de fissuração observada em paredes de tabique da caixa de escada

4.3.4 Danos não estruturais em tetos

Os elementos dos tetos nos diferentes pisos encontram-se em razoável estado de conservação, apresentando alguma fissuração (Figura 4.21a). Foi também detetada a presença de humidade em alguns compartimentos (Figura 4.21b) e uma zona pontual com falta material (Figura 4.21d).



a) Fissuração generalizada no teto (corpo posterior)



b) Mancha de humidade e presença de fungos no teto (zona de casa de banho do corpo posterior)



c) Presença de fissuração e manchas de humidade no teto do piso 2 (corpo posterior)



d) Teto existente com falta de material e manchas de humidade (corpo lateral)

Figura 4.21 – Danos não estruturais nos tetos

4.3.5 Danos em elementos de betão armado

A laje de betão armado (do patamar de escada exterior) encontra-se em razoável estado de conservação, tendo-se, no entanto, observado um ponto localizado com destacamento do recobrimento e corrosão da armadura (Figura 4.22).



Figura 4.22 – Zona pontual da laje de patamar de escada exterior com destacamento do recobrimento e corrosão da armadura

4.3.6 Danos observados na cobertura em madeira do auditório

As linhas das asnas da cobertura do auditório encontram-se em mau estado de conservação, tendo sido identificado alguns apoios em rotura (Figura 4.23) e outros com indícios de fratura. O mau estado geral destes elementos deve-se ao eventual sub-dimensionamento estrutural, a uma configuração construtiva deficiente (com o apoio perna-linha demasiado afastado da parede) e, em particular, à entrada de água no interior do edifício, que potenciou a degradação observada causada por ataque de agentes bióticos, nomeadamente fungos xilófagos.

No que diz respeito aos restantes elementos estruturais, estima-se que apresentem um melhor estado de conservação, embora com alguma degradação por ataques de agentes bióticos, particularmente caruncho.



Figura 4.23 – Danos severos encontrados nas asnas da cobertura do auditório, com linhas em rotura e escordas

4.3.7 Mapeamento dos danos observados

Os danos estruturais observados nos elementos estruturais objeto de estudo no presente relatório, apresentados nas subsecções anteriores, foram mapeados e documentados nas peças desenhadas em anexo. Os danos observados foram divididos nos seguintes grupos:

- Alvenaria, em paredes;
- Madeira, em pavimentos, escadas, coberturas e paredes de tabique,
- Betão armado, em elementos pontuais de lajes;

Para além dos danos estruturais, foram mapeados danos não estruturais observados em tetos existentes no edifício dos corpos laterais e posterior da Igreja, associados à fissuração e presença de manchas de humidade.

Para uma adequada caracterização e localização, foi elaborada uma lista de danos (Tabela 4.1 e Tabela 4.2), sendo a sua representação feita espacialmente nas peças desenhadas.

Tabela 4.1 – Lista de danos observados nos corpos da igreja

DANOS ESTRUTURAIS		DANOS NÃO ESTRUTURAIS	
ALVNARIA/TABIQUE		TETOS	
Humidade ascensional	A1	Fissuração	T1
Fissuração	A2	Presença de humidade	T2
Humidade	A3	Falta de material	T3
MADEIRA			
Deformação	M1		
Degradação por agentes bióticos	M2		
Humidade	M3		
BETÃO ARMADO			
Degradação do betão com destacamento do recobrimento e corrosão de armadura	B1		

Tabela 4.2 – Lista de danos observados na cobertura do auditório

DANOS ESTRUTURAIS	
MADEIRA	
Rotura de elemento estrutural	M1
Apoio com indício de fratura	M2

Nas tabelas seguintes serão ilustrados exemplos de diferentes danos registados por cada grupo de elemento estrutural.

Tabela 4.3 – Danos registados nos corpos da igreja

DANOS EM ELEMENTOS VERTICAIS DE ALVENARIA	
Dano	Registo Fotográfico
A1 – Humidade ascensional	
A2 – Fissuração	

A3 – Humidade



DANOS EM ELEMENTOS DE MADEIRA

Dano

Registo fotográfico

M1 – Deformação significativa



M2 – Degradação significativa



DANOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Dano

Registo fotográfico



B1 – Degradação do betão com destacamento do recobrimento e corrosão da armadura



DANOS EM TETOS

Dano	Registo fotográfico
T1 – Fissuração	A photograph showing a single, thin, irregular crack running across a white ceiling. The crack starts near a corner and extends towards the center of the frame.
T2 – Presença de humidade	A photograph of a ceiling with a light-colored, textured surface. There are several large, irregular, brownish stains spread across the ceiling, indicating water damage. A small light fixture is visible in the lower right corner.
T3 – Queda de teto	A photograph of a room with white walls and a white ceiling. A large, dark, rectangular piece of material, likely a ceiling panel, is suspended in the air, having just fallen from the ceiling. The ceiling shows some signs of wear and discoloration. A window with a decorative glass pattern is visible on the right wall.

Tabela 4.4 – Danos registados em elementos de madeira da cobertura do auditório

Danos	Registo fotográfico
M1 – Rotura do elemento estrutural	 A photograph showing a wooden beam that has broken or split significantly. The beam is supported by a metal bracket or post. The wood is dark and shows signs of decay or damage. The background shows a white wall and a corrugated metal ceiling.
M2 – Apoio com indícios de fratura	 A photograph showing a wooden support structure, possibly a beam or joist, that is heavily damaged. The wood is dark, splintered, and shows signs of decay. There are some wires or cables visible in the background. The structure is supported by a white wall.

CAPÍTULO 5

CASO DE ESTUDO II – EDIFÍCIO VILA AMÉLIA

5.1 INTRODUÇÃO

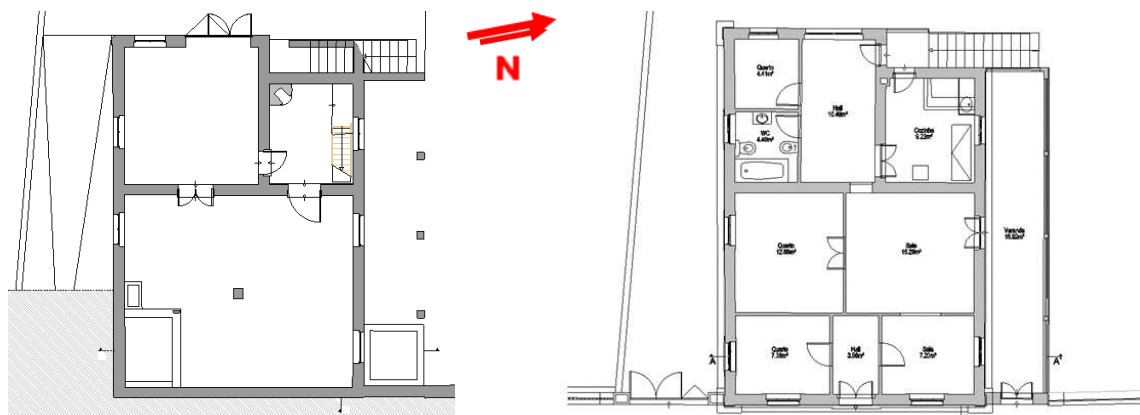
Da campanha de trabalhos desenvolvidos durante o período de estágio realizaram-se atividades de caracterização geométrica e identificação de danos observados na cobertura e nos pavimentos existentes de um edifício aqui designado por “edifício Vila Amélia”.

Nas secções seguintes são apresentados os trabalhos de inspeção e diagnóstico, bem como uma caracterização dos elementos estruturais constituintes do edifício. Após a exposição das verificações de segurança efetuadas, são por fim apresentadas sugestões de intervenção com base no cruzamento de toda a informação recolhida.

Informação essa, como peças desenhadas com plantas estruturais, localização de ensaios realizados e mapa dos danos encontram-se em anexo.

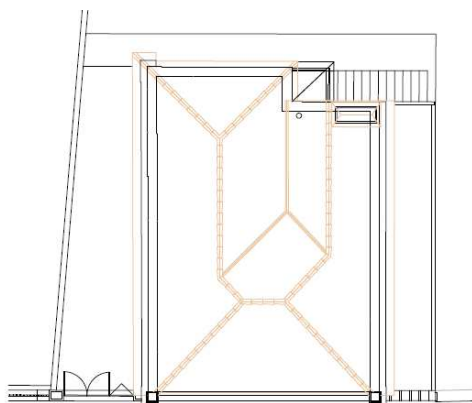
5.2 DESCRIÇÃO GERAL

O Edifício Vila Amélia (Figura 5.2), com planta quadrangular de aproximadamente 185m² de área de implantação, é composto por cave (piso térreo), rés-do-chão e uma cobertura em asnas de madeira composta por 7 águas. Ambos os pisos possuem acesso direto pelo exterior, sendo que existe comunicação interior por um lanço de escadas.



a) Planta arquitetónica da cave

b) Planta arquitetónica do rés-do-chão



c) Planta arquitetónica da cobertura

Figura 5.1 – Plantas arquitetónicas do edifício



a) fachada do edifício, virada para este



b) vista das traseiras do edifício, virada para oeste

Figura 5.2 – Vistas do edifício em estudo

Em suma, a estrutura do edifício enquadra-se numa tipologia tradicional, composta por paredes exteriores resistentes em alvenaria de granito, paredes interiores em tabique e cobertura com estruturas

resistentes em madeira (asnas) apoiadas nas paredes exteriores. O piso -1 é composto por um pavimento térreo, e por sua vez, o piso 0 é formado por um pavimento em madeira.

5.3 CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL E CONSTRUTIVA DO CASO DE ESTUDO II

Nas posteriores secções serão apresentados os aspetos mais relevantes acerca dos trabalhos de inspeção e diagnóstico do caso de estudo II, nomeadamente a caracterização dos elementos estruturais, a caracterização de danos, a avaliação de segurança e sugestões de medidas de intervenção.

5.3.1 Caracterização dos elementos estruturais

A caracterização estrutural do edifício foi efetuada com o propósito de aferir as propriedades dos elementos e o seu funcionamento integrado. Durante a campanha de reconhecimento foram realizados ensaios de identificação e caracterização da estrutura, os quais envolveram a caracterização da geometria da secção dos vários elementos estruturais. Nesta fase destaca-se a identificação visual do sistema construtivo e do funcionamento estrutural dos vários elementos, bem como as medições gerais para a determinação da geometria das secções.

De grosso modo, o edifício é constituído por uma estrutura vertical resistente em paredes de alvenaria em pedra, que suportam as estruturas de madeira do pavimento do piso de rés-do-chão e da cobertura.

5.3.1.1 Caracterização dos elementos estruturais verticais

As paredes exteriores do edifício, bem como algumas no interior, são constituídas por blocos de granito em média com 33 cm de espessura (folha simples). Estas paredes possuem continuidade desde as fundações até à cobertura do edifício, suportando assim as cargas provenientes do pavimento do rés-do-chão e da cobertura.

Quanto às paredes interiores, são maioritariamente em tabique, com 10 cm de espessura média (tabique simples), arrancando do rés-do-chão até à cobertura. De salientar que algumas delas servem de suporte a elementos da cobertura.

5.3.1.2 Caracterização dos elementos estruturais horizontais

O edifício apresenta um pavimento térreo na cave, composto por um lajeado de betão, e um pavimento em madeira ao nível do rés-do-chão apoiado nas paredes de alvenaria existentes. Atendendo ao facto de que este pavimento apresenta diferentes secções ao longo dos vários compartimentos, e de modo a facilitar a caracterização do mesmo, o edifício foi dividido em três áreas distintas (Figura 5.3).

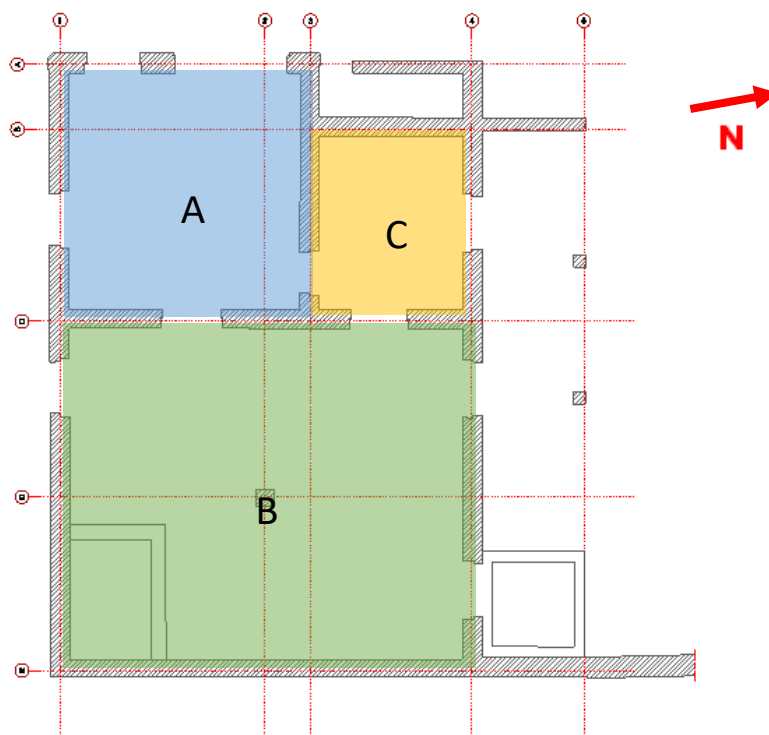


Figura 5.3 – Divisão de pavimentos em madeira do rés-do-chão

O pavimento da zona A é assim constituído por uma viga principal com $9 \times 22 \text{ cm}^2$ de dimensão, que juntamente com as paredes exteriores de alvenaria suporta um conjunto de vigas secundárias na sua maioria de $8 \times 22 \text{ cm}^2 // 0.61 \text{ m}$ de secção. Também foi possível observar vigas secundárias com secção semicircular.

A zona B é composta por uma viga principal com $0.16 \times 0.24 \text{ m}^2$ de secção, que se apresenta apoiada nas extremidades pelas paredes de alvenaria, e a meio vão por um escoramento em madeira. Esta viga, juntamente com as paredes exteriores e duas vigas secundárias de $8 \times 22 \text{ cm}^2$, alinhadas na mesma direção, suportam um conjunto de vigas terciárias com secção média igual a $7.5 \times 17 \text{ cm}^2 // 0.62 \text{ m}$.

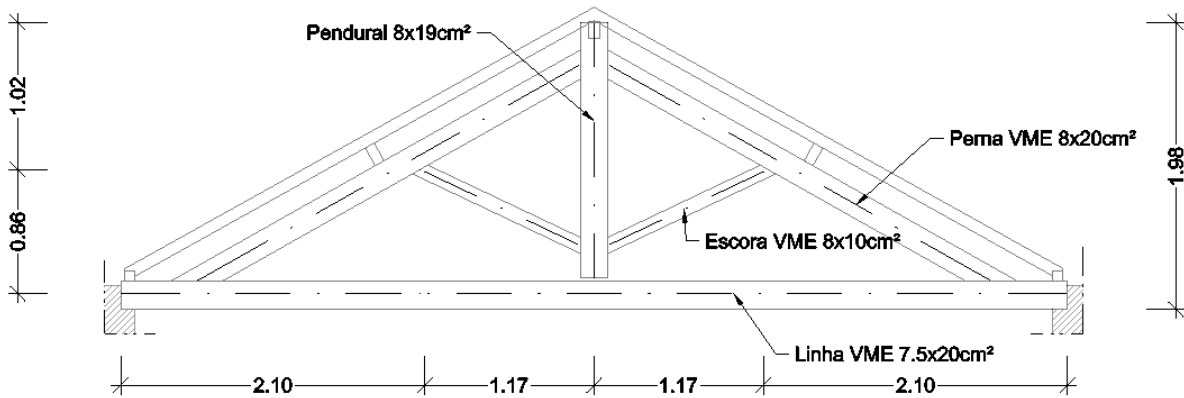
Por sua vez, a zona C é ocupada por um pavimento localizado num compartimento onde antes terá existido uma cozinha na cave, pelo que a deterioração do mesmo é bastante evidente nos trabalhos de inspeção visual. Como tal, não foi realizado um levantamento geométrico do pavimento, pois o mesmo será alvo de substituição integral. Não obstante, foi possível observar uma viga principal, que mais uma vez em conjunto com as paredes de alvenaria suportam um conjunto de vigas secundárias.

5.3.2 Caracterização dos elementos estruturais da cobertura

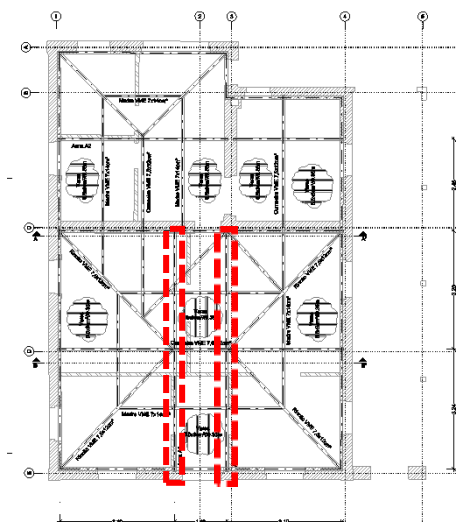
O Edifício Vila Amélia apresenta uma cobertura composta por um conjunto de seis asnas, totalizando sete águas. Das sete asnas, apenas duas apresentam geometria idêntica (asna A1), sendo que as restantes são distintas entre si, e são identificadas por cortes presentes nas plantas estruturais.

Estrutura de asna do tipo A1

As estruturas das asnas do tipo A1 encontram-se localizadas nos alinhamentos 2 e 3 na zona C apresentada na Figura 5.3. As asnas encontram-se apoiadas entre as paredes de alvenaria coincidentes com os alinhamentos C e E vencendo um vão nédio de 6.35 metros, tendo uma altura de aproximadamente 1.98 metros. As asnas são materializadas por uma linha, pendural, duas pernas e duas escoras como visível na Figura 5.4.



a) Esquema estrutura da asna tipo A1



b) Localização e extensão das asnas tipo A1



c) Vista parcial da asna tipo A1



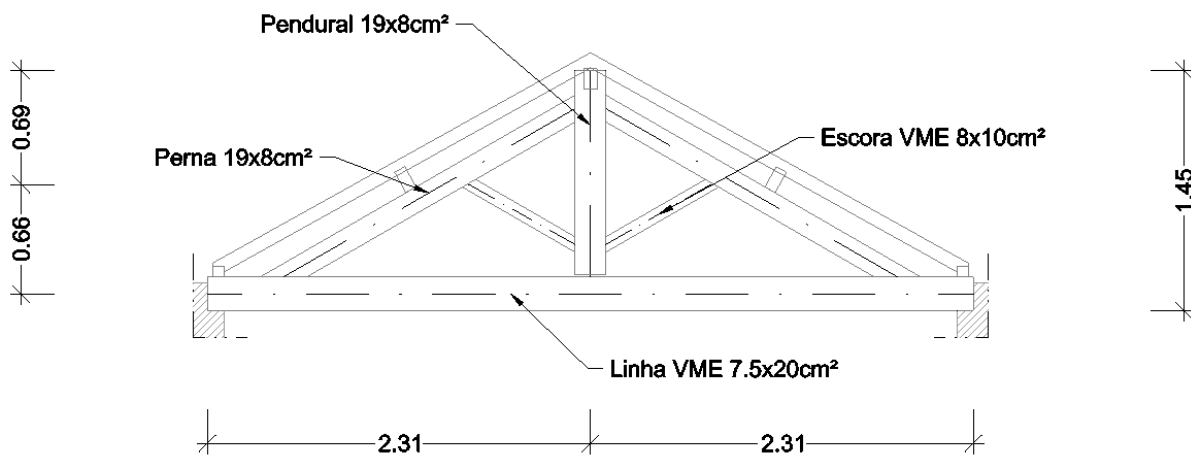
d) Vista parcial da asna tipo A1

e) Apoios da asna tipo A1 na parede de alvenaria do alinhamento C

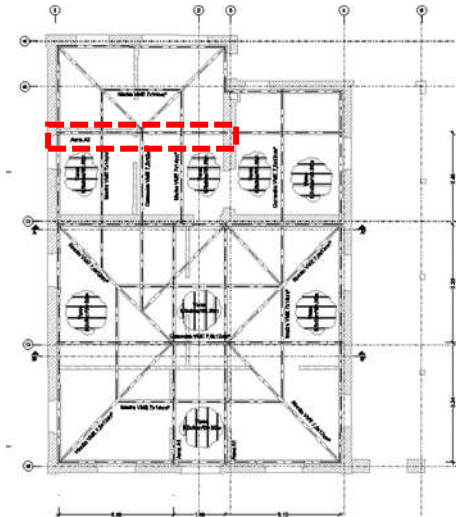
Figura 5.4 – Estrutura em madeira da cobertura existente (asna A1)

Estrutura asna A2

Na zona entre os alinhamentos A e B encontra-se a asna A2, que segue a tipologia da asna A1, porém com diferentes dimensões. Apoio nas paredes de alvenaria dos alinhamentos 1 e 3, vencendo um vão de aproximadamente 4.60 metros, com cerca de 1.45 metros de altura. Conforme referido, são materializadas de igual forma à asna A1, ou seja: uma linha, pendural, duas pernas e duas escoras (Figura 5.5).



a) Esquema estrutural da asna A2 (sem escala)



b) Localização e extensão da asna A2

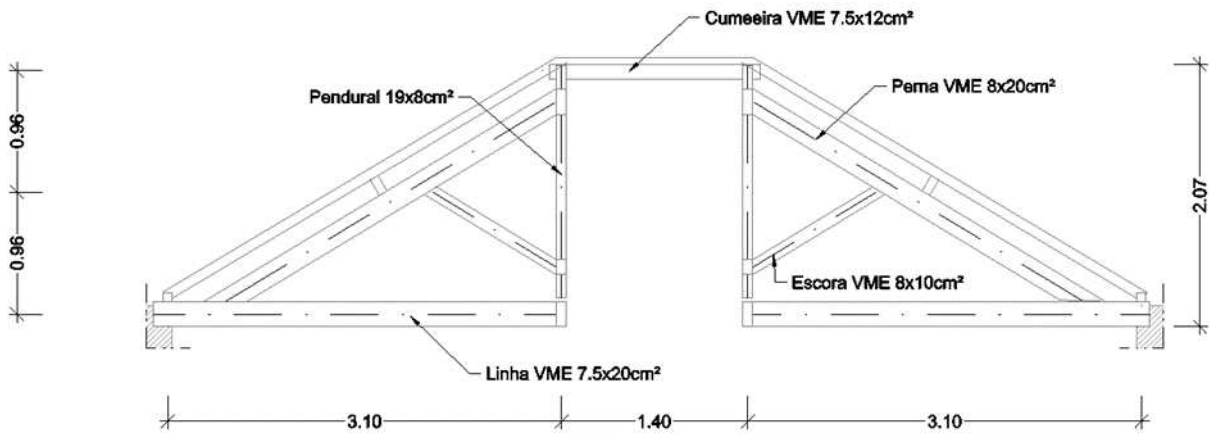


c) Vista geral da asna A2

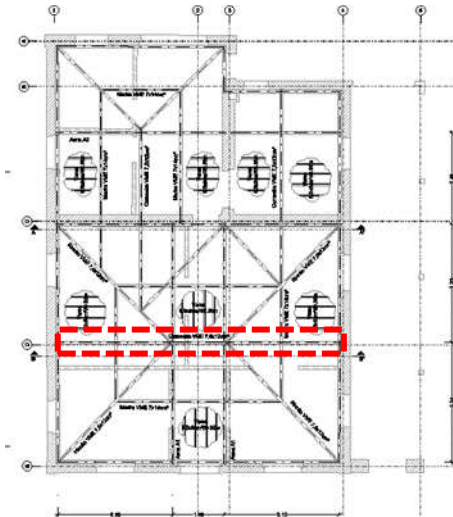
Figura 5.5 – Estrutura em madeira da cobertura existente (asna A2)

Estrutura de asna no corte B-B´

Situada no alinhamento D, e intersecando perpendicularmente as asnas A1, encontra-se uma asna composta, que pode ser dividida em duas semi-asnas de *Palladio* ligadas pela cumeeira. Esta asna apoia-se nas paredes de alvenaria coincidentes com os alinhamentos 1 e 4, superando desta forma dois vãos de aproximadamente 3.10 metros cada. A asna é assim composta por duas linhas, dois pendurais, duas pernas, duas escoras e ligada pela cumeeira.



a) Esquema estrutural da asna no corte B-B´



b) Localização e extensão da asna

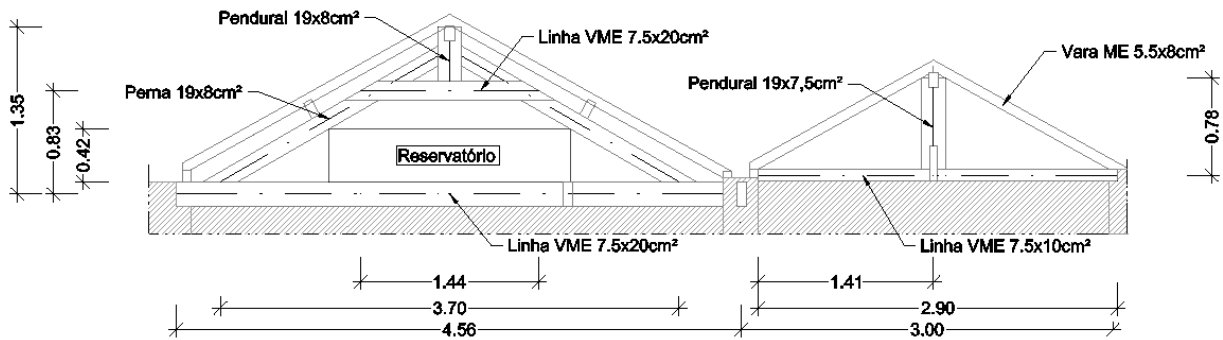


c) Pormenor de uma das semi-asnas, intercetando perpendicularmente à esquerda a asna A1

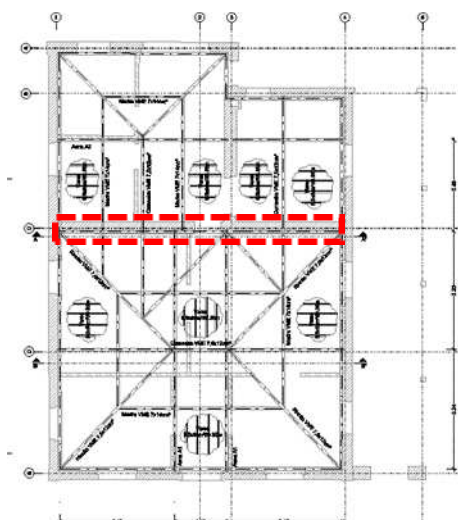
Figura 5.6 – Estrutura em madeira da cobertura existente (corte B-B')

Estrutura das asnas no corte A-A'

No corte A-A', colinear ao alinhamento C, estão localizadas duas asnas e um reservatório elevado. Devido a este, a asna que o envolve possui dupla linha (Figura 5.7c)) de modo a compatibilizar-se com a geometria do reservatório. Esta asna, compreendida entre os alinhamentos 1 e 3, vence um vão com cerca de 4.56 metros e tem uma altura de 1.35 metros. Já a asna secundária é apenas composta por duas pernas, linha e pendural, sendo estes últimos ligados por chapa metálica. Encontra-se entre os alinhamentos 3 e 4, supera um vão de 3 metros, tendo 0.76 metros de altura.



a) Esquema estrutural das asnas no corte A-A'



b) Localização e extensão das asnas



c) Vista geral da asna envolvente ao reservatório



d) Detalhe das ligações perna-pendural



e) Vista geral da asna secundária

Figura 5.7 – Estrutura em madeira da cobertura existente (corte A-A')

5.3.3 Caracterização dos danos estruturais observados

A inspeção visual ao edifício foi realizada com o intuito de verificar a existência de danos nos elementos horizontais (pavimentos) e cobertura, avaliando a sua intensidade e extensão de modo a compreender qual o estado de conservação geral das estruturas existentes.

Os danos estruturais observados no edifício, apresentados de seguida, serviram de base para a determinação do estado de conservação dos elementos, que juntamente com os dados da análise estrutural descrita no capítulo seguinte, conduziram a sugestões de intervenção no edifício.

A inspeção para a caracterização geométrica, material e do estado de conservação dos elementos estruturais foi complementada e validada através da realização de ensaios tendencialmente não destrutivos, entre os quais:

- Martelo, que forneceu indicações acerca do estado de conservação da madeira através da apreciação do som da resposta produzido por impactos;
- Formão, que permitiu avaliar de forma qualitativa a dureza da madeira e a existência de degradação superficial nos elementos;
- *Resistograph*[®], para avaliação do estado de conservação interno e superficial da madeira;
- Higrómetro, para avaliação do teor em água dos elementos, dando indicações sobre eventuais entradas de água no interior do edifício e do potencial de ataque de agentes bióticos.



a) Higrómetro



b) *Resistograph*[®]

Figura 5.8 – Instrumentos utilizados na campanha de inspeção

No total foram realizados 6 ensaios em vigas de pavimento com recurso ao *Resistograph*[®], nos elementos de madeira, em zonas especificamente escolhidas e representativas da estrutura de madeira do pavimento.

Com recurso ao higrómetro foram efetuadas leituras nos elementos da cobertura em madeira (asnas). Para este efeito foram selecionadas as zonas de apoio das mesmas com as paredes de alvenaria de pedra, por se tratar de uma zona crítica da estrutura.

5.3.3.1 Pavimentos de madeira

Para além da degradação material observada, foram registados outros danos estruturais associados a uma deficiente conceção estrutural, que levaram a deformações localizadas. Foi registada uma deformação em algumas pares da estrutura do pavimento da zona B. Esta deformação é observável nas vigas secundárias desse pavimento (Figura 5.9)



a)

b)

Figura 5.9 – Deformação do pavimento da zona B

O pavimento da zona C apresenta visíveis sinais de desgaste superficial, provavelmente derivado à utilização do espaço no passado (cozinha), que terá danificado a estrutura existente pela emancipação de fumos (Figura 5.10b). De realçar ainda a existência de um alçapão que garante uma conexão interior entre pisos (Figura 5.10a).



a) Pormenor do alçapão existente



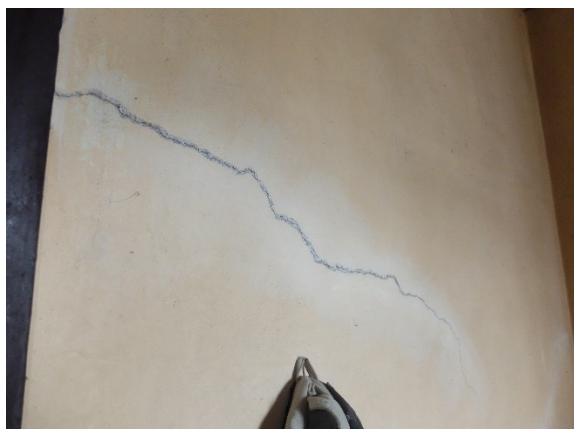
b) Pormenor

Figura 5.10 – Pavimento da zona C

5.3.3.2 Elementos resistentes verticais

As paredes de alvenaria de pedra do edifício, que suportam a estrutura da cobertura e do teto apresentam, de uma forma geral, um bom estado de conservação.

Todavia, as paredes de tabique presente no interior, apresentam fissuração diagonal de forma generalizada (Figura 5.11) que será reflexo da deformação existente nos pavimentos.



a)



b)



c)

Figura 5.11 – Danos nas paredes de tabique (fissuração)

5.3.3.3 Cobertura

A estrutura em madeira da cobertura apresenta-se, na generalidade, num estado de conservação razoável, salientando-se que a estrutura existente apresenta sobretudo danos nas zonas de apoio (humidade). Nos ensaios de higrómetro foi detetado um teor em água de 23% nestas secções, o que indica presença de entradas de água na estrutura da cobertura. Para além disso, este valor de teor em água indica um potencial de ataque de fungos de podridão.

5.4 AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA ESTRUTURAL

5.4.1 Pavimentos em madeira

A verificação de segurança estrutural expedida dos pavimentos, tanto em termos de resistência (Estado Limite Último – ELU), como em termos de deformação/vibração (Estado Limite de Serviço – ELS) e que se apresenta de seguida, procurou avaliar a sua adequabilidade às cargas atuantes, tendo em conta a legislação vigente. Realça-se que a avaliação de segurança estrutural foi realizada tendo em conta o atual estado da estrutura. Como referido anteriormente, será necessário contabilizar, em fase de projeto, as cargas efetivamente existentes tendo em consideração as soluções construtivas definidas no projeto de arquitetura.

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação de segurança para ELU e ELS realizada para as vigas dos pavimentos, considerando os diferentes vãos existentes. Note-se que quando o valor de rácio de segurança (valores atuantes/valores resistentes) é inferior ao valor unitário (<1,0), conclui-se que são verificadas as condições de segurança estrutural dos regulamentos aplicados.

Uma vez que existe a intenção de transformar o edifício existente numa “sala de chá”, enquadrou-se o tipo de ocupação como sendo C1 ao abrigo do Quadro 6.1 presente na NP EN 1991-1-1 2009. Obedecendo à mesma norma foi então considerada uma sobrecarga com a magnitude de 3.0kN/m².

Tabela 5.1 – Verificação de segurança ao ELU e ELS dos pavimentos de madeira existentes, com rácios de segurança (valores actantes/valores resistentes)

Piso	Elemento	Vão (m)	Largura pavimento (m)	Espaçamento Vigas (m)	Carregamento		Características e propriedades das vigas				E.L.U. Flexão (sem bambeamento)			E.L.U. Com bambeamento	E.L.U. Corte		E.L.U. Esmag. apoio		E.L.S. - Deformação			
					gk (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	psd, ELU (kN/m)	tipo de madeira	Madeira	b (mm)	h ou ø (mm)	M _{Ed} (kNm), G+Q	Rácio (G+Q)	M _{Ed} (kNm), S	Rácio (G)	Rácio	V _{Ed}	Rácio	Rácio	U _{inst} total (mm)	U _{in} total (mm)	
Avaliação de segurança dos elementos existentes																						
Pavimentos																						
A	a1	Viga	4	4,5	0,61	0,4	3	3,11	Madeira	C24	80	220	7,5	0,72	0,9	0,11	0,72	7	0,57	0,43	13,6	19,0
A	a1 - reforçado	Viga	4	4,5	0,61	0,6	3	3,21	Madeira	C24	160	220	7,8	0,37	1,1	0,07	0,37	7	0,29	0,22	7,0	9,9
B	a3	Viga	4	6,3	0,62	0,4	3	3,13	Madeira	C24	75	170	5,5	0,94	0,6	0,14	0,94	6	0,67	0,39	16,6	23,1
B	a3 - reforçado	Viga	4	6,3	0,62	0,5	3	3,20	Madeira	C24	150	170	5,6	0,48	0,7	0,08	0,48	6	0,34	0,20	8,5	11,9
A		Vigas Princ.	3	7,5	3,75	0,4	3	18,73	Madeira	C24	160	240	25,5	1,02	2,5	0,13	1,02	31	1,17	0,97	10,4	14,4
B		Vigas Princ.	3	7,5	3,75	0,4	3	18,78	Madeira	C24	160	300	25,6	0,66	2,6	0,09	0,66	31	0,94	0,97	5,6	7,7

A partir da Tabela 5.1, relativamente aos pavimentos é possível concluir:

- Na avaliação do Estado Limite Último (ELU), conclui-se que os pavimentos sujeitos a uma sobrecarga de utilização de $3,0\text{kN/m}^2$ cumprem os requisitos regulamentares, com a exceção da viga principal do pavimento A, apresentando um rácio de 1,07.
- Na avaliação do Estado Limite de Serviço (ELS), conclui-se que os pavimentos sujeitos a uma sobrecarga de utilização de $3,0\text{kN/m}^2$ não cumprem os requisitos regulamentares para a deformação e a vibração.
- Foram calculadas duas possíveis soluções de reforço para as vigas secundarias das zonas A e B, passando ambas nas verificações ao Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). Tais soluções passam pela colocação de vigas com as mesmas dimensões das existentes, a cada dois espaçamentos da estrutura atual.

5.4.2 Asnas da cobertura

Foi realizada a verificação estrutural dos diferentes elementos estruturais da cobertura tendo em consideração a regulamentação em vigor, tanto em termos de resistência (Estados-Limite Últimos – ELU) como em termos de deformação (Estados-Limite de Serviço – ELS).

Foi estimada uma carga permanente de 0.7kN/m^2 proveniente dos elementos existentes (telha cerâmica, ripado e forro de madeira). Procedeu-se à elaboração um modelo numérico 2D das asnas da cobertura recorrendo ao software de análise estrutural Dlubal-RSTAB (Figura 5.12). As ações introduzidas em cada sistema estrutural foram quantificadas através da área de influência da cobertura sobre cada asna.

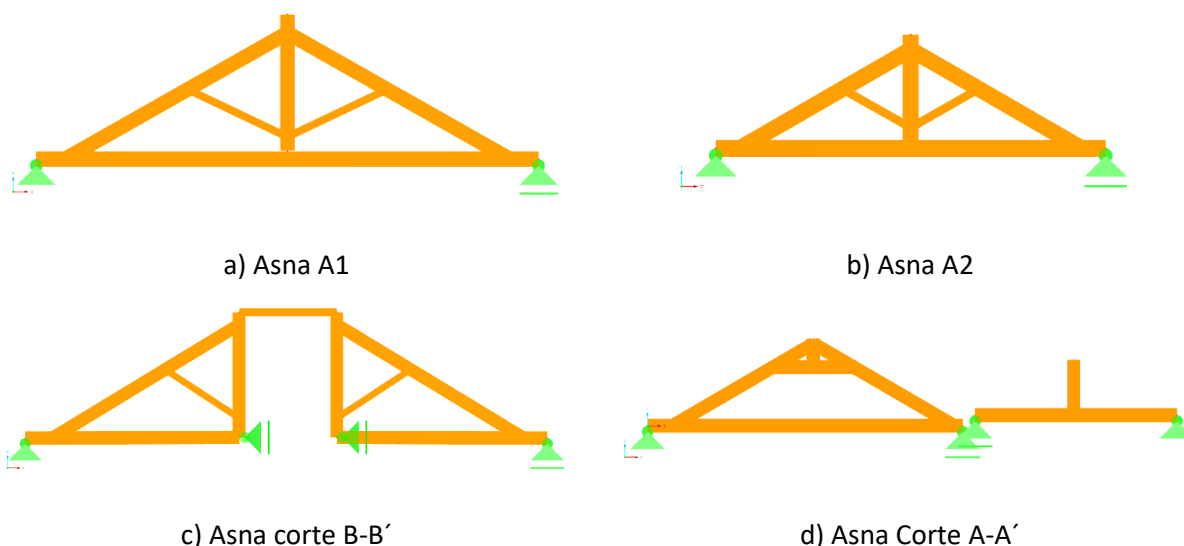


Figura 5.12 – Modelo número das asnas existentes na cobertura do edifício

Tabela 5.2 – Verificação para ELU e ELS das asnas, para os elementos mais condicionantes pelas ações

			Secção	ELU ELS	Verificação
Asna tipo A1	Linha	C24	7.5x20cm ²	0.43 0.29	OK
	Pernas		8x20cm ²	0.39 0.16	OK
	Pendural		8x19cm ²	0.04	OK
	Escoras		8x10cm ²	0.14	OK
Asna tipo A2	Linha	C24	7.5x20cm ²	0.44 0.19	OK
	Pernas		8x19cm ²	0.29 0.10	OK
	Pendural		8x19cm ²	0.32	OK
	Escoras		8x10cm ²	0.12	OK
Asna corte B-B'	Cumeeira	C24	7.5x12cm ²	0.25 0.10	OK
	Linhas		7.5x20cm ²	0.60 0.12	OK
	Pernas		8x20cm ²	0.36 0.15	OK
	Pendural		8x19cm ²	0.74	OK
	Escoras		8x10cm ²	0.13	OK
Asna corte A-A'	Linhas	C24	7.5x20cm ²	0.50 0.19	OK
	Pernas		8x19cm ²	0.30 0.13	OK
	Pendural		7.5x19cm ²	0.03	OK

Nos elementos com apenas um rácio, o mesmo representa a verificação ao ELU, sendo o rácio ELS desprezável (próximo de 0.00).

Conclui-se por análise da Tabela 5.2 que os elementos constituintes das asnas da cobertura verificam a estabilidade quer ao Estado Limite Último (ELU) quer ao Estado Limite de Serviço (ELS).

5.5 SUGESTÃO DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

5.5.1 Introdução

Tendo por base o resultado do levantamento dos elementos estruturais e do seu estado de conservação, bem como a avaliação da segurança estrutural para as condições existentes, serve a presente secção para sugerir, de forma sucinta, medidas de intervenção globais a prever com maior detalhe no projeto de reforço estrutural que será desenvolvido no âmbito da intervenção de reabilitação do edifício.

Uma vez que os trabalhos desenvolvidos têm como objetivo a caracterização do estado de conservação atual dos elementos estruturais do edifício, ainda não existindo um projeto específico de arquitetura que

trace a sua tipologia futura, as sugestões aqui apresentadas baseiam-se na permanência do esquema estrutural tal como ele existe.

De forma a uma perceção otimizada do que aqui é sugerido, tais medidas encontram-se representadas nas peças desenhadas em anexo.

5.5.2 Proposta de intervenção

Pavimentos em madeira

Relativamente aos pavimentos em madeira, face aos resultados de análise estrutural obtidos que revelam um sub-dimensionamento, recomendam-se soluções de intervenção de reforço nas zonas A e B. Tal intervenção passa por colocação de vigas paralelas à parede de fachada, de forma intercalada entre espaçamentos com as vigas existentes, com a mesma secção destas. Deste modo são garantidas as características necessárias para que esta zona do pavimento cumpra as disposições regulamentares.

Sugere-se ainda a substituição integral do pavimento da zona C, atendendo ao seu mau estado de conservação aferido nas campanhas de inspeção e diagnóstico.

Cobertura

Uma vez que os elementos estruturais apresentam um estado de conservação global bom, sugere-se a manutenção das asnas atuais. No entanto, devido aos elevados valores de teor em água detetados nas zonas de apoio, recomenda-se um reforço estrutural nestas zonas, complementado com tratamento antifúngico para a madeira.

Paredes de alvenaria e tabique

De um modo geral, as paredes de alvenaria apresentam um bom estado de conservação. Como tal, considera-se que as mesmas podem ser mantidas, devendo ser alvo de ações de consolidação.

As paredes de tabique com função estrutural apresentam fissuração, pelo que devem ser alvo de reforço estrutural e da substituição de alguns panos de reboco, desta forma podem ser mantidas.

Por último, todos os elementos de madeira a manter dos pavimentos, escadas e coberturas, deverão receber ações gerais de limpeza e de tratamento contra ataques de insetos e fungos xilófagos.

CAPÍTULO 6

CASO DE ESTUDO III – ESCADARIA LIVRARIA LELLO

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são abordados os trabalhos de inspeção e diagnóstico realizados na icônica escadaria central da Livraria Lello. Ao contrário de outras partes da estrutura do edifício da Livraria Lello que no passado foram alvos de ações de reforço estrutural, este elemento, datado em mais de um século de existência, carece de uma análise acerca do seu estado de conservação atual. Uma vez que a estrutura foi recentemente alvo de uma ação de restauro, os possíveis danos da estrutura foram ocultos, pelo que a caracterização do estado de conservação atual da escadaria se torna inviável apenas com recurso a trabalhos de inspeção visual. Somando a isso o relevo histórico deste objeto, este caso de estudo envolveu sobretudo a caracterização da escadaria através de ensaios de identificação dinâmica por vibração ambiental, de modo a obter uma caracterização estrutural o menos invasiva possível.

Assim, os trabalhos contaram com duas campanhas de inspeção. Na primeira foram executados trabalhos de inspeção visual, o que juntamente com ensaios auxiliares NDT permitiu a caracterização geométrica e estrutural da escadaria, bem como o reconhecimento dos materiais constituintes.

Na segunda campanha de inspeção, foi realizado um ensaio de identificação dinâmica, com o intuito de calibrar um modelo numérico em elementos finitos capaz de representar a estrutura da escadaria. Tal modelo torna-se num instrumento valioso para aferir possíveis danos existentes ocultos pela ação de restauro já referida.

Desta forma, este capítulo encontra-se dividido em dois módulos, refletindo assim os diferentes trabalhos executados nas duas campanhas de inspeção.

6.2 CARACTERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL

6.2.1 Pesquisa histórica

A informação contida neste capítulo é o resultado da pesquisa efetuada no portal do Arquivo Histórico Municipal do Porto (fonte; “gisaweb.cm-porto.pt/”), no portal SIPA (sistema de Informação para o património arquitetónico, fonte: “monumentos.gov.pt/”) bem como outras fontes.

O edifício atual da Livraria Lello foi construído entre 1904 e 1906 e inaugurado a 13 de janeiro de 1906, sendo o projeto da responsabilidade do Eng.º Francisco Xavier Esteves. A obra foi pioneira no uso de betão como elemento estrutural em alguns dos seus elementos, como é exemplo a escadaria em análise.

Foi possível aceder a quatro páginas da memória descritiva do projeto original (Figura 2.1), não se sabendo com certeza se se trata de uma versão integral ou parcial. Contudo, segue-se em suma as informações pertinentes extraídas do documento:

- Fachada com 7 metros de largura e 24,5 metros de profundidade;
- Paredes laterais exteriores recebem as cargas dos vigamentos do 1º piso assim como da cobertura;
- Paredes laterais em perpianho de 30cm, com contrafortes de 60cm para o interior;
- Fundações a 1,5m abaixo do solo original e realizadas em alvenaria ordinária;
- Pé direito do rés-do-chão de 5 metros e do 1º piso de 4,40 metros.
- Vigamentos de madeira de castanho e soalhos em pinho nacional, com exceção da metade dianteira da loja que será em parquet;
- Cobertura em estrutura de madeira (asnas).

- Em 1995 ocorrem obras de restauro e remodelação;
- Em 2016 e 2017 ocorrem obras de restauro na fachada, cobertura e interior do edifício, com remoção do vitral do interior e respetiva limpeza e restauro.

6.2.2 Descrição geral da escadaria

Concebida no início do século XX, a Livraria Lello constitui um dos mais emblemáticos edifícios da cidade do Porto, sendo constituída por cave, R/C (piso 0), piso 1 (parcial) e cobertura.

O amplo espaço interior da livraria é marcado ao centro pela escadaria bifurcada (Figura 6.2 e Figura 6.3), que permite a ligação do piso 0 à galeria do piso 1.



Figura 6.2 – Escadaria central da Livraria Lello

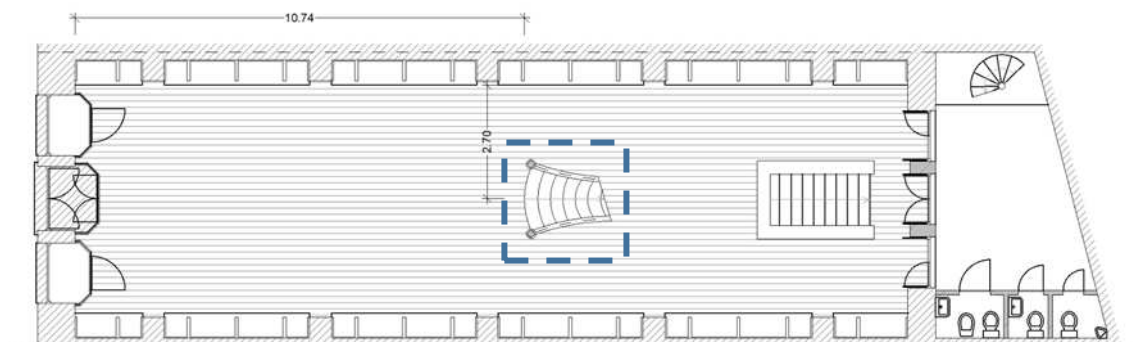
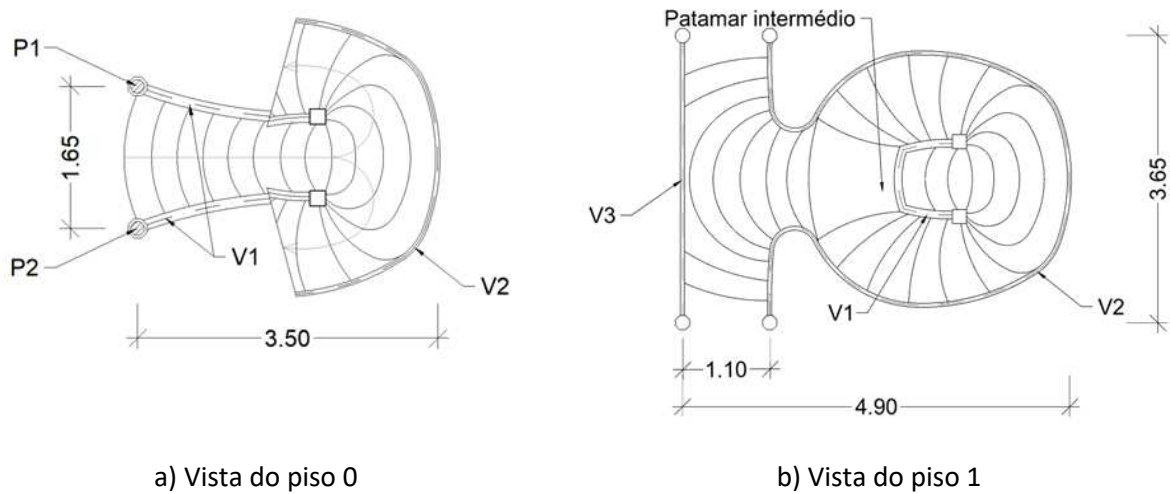


Figura 6.3 – Planta do piso 0 com a localização da escadaria.

A estrutura da escadaria (Figura 6.4) destaca-se dos restantes elementos do edifício tendo em conta o uso de betão armado como material estrutural dos seus elementos, algo incomum na época. A estrutura é assim composta por três vigas que seguem a forma geométrica da escada, responsáveis em parte pela transmissão dos esforços atuantes na laje de escada para os apoios no piso 0 e piso 1, além do funcionamento em casca dos patins e espelhos. Existem ainda dois pilares alinhados com o arranque da escadaria que suportam parte das cargas existentes nas vigas superiores. Para além destes, a estrutura da escadaria é suportada em mais três apoios, podendo os mesmos ser categorizados em dois elementos distintos. O apoio do piso 0 é assegurado por paredes de alvenaria situadas na cave e alinhadas com o arranque da escada (Figura 6.5). Já no piso 1, a escadaria apresenta duas zonas de entrega nas vigas existentes no pavimento da galeria (Figura 6.6).



a) Vista do piso 0

b) Vista do piso 1

Figura 6.4 – Vistas em planta da escadaria (unidades em metros).



Figura 6.5 – Apoio alinhado com o arranque da escadaria situado na cave

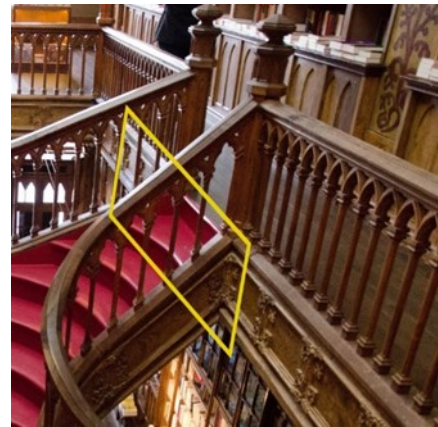


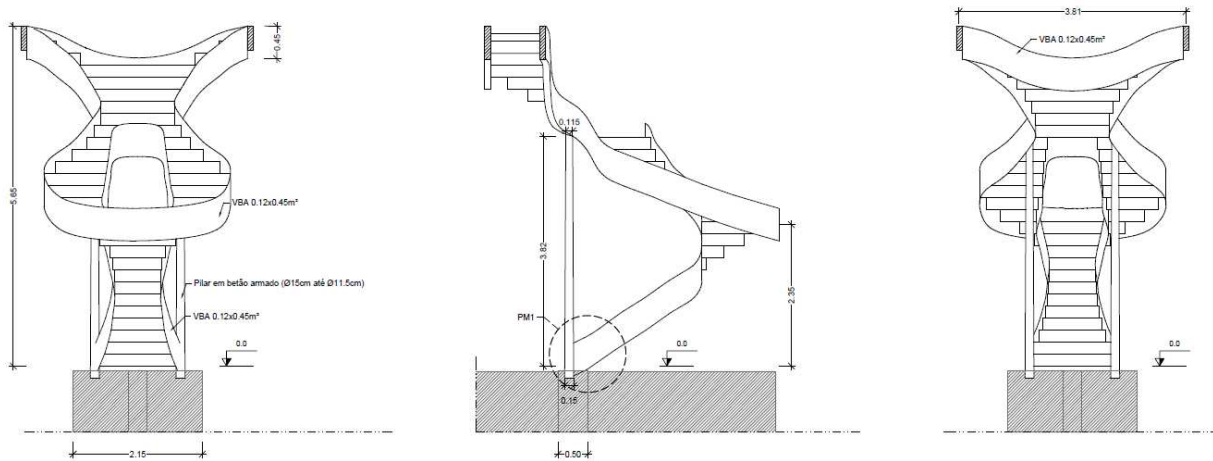
Figura 6.6 – Entrega na viga do pavimento do piso 1

1

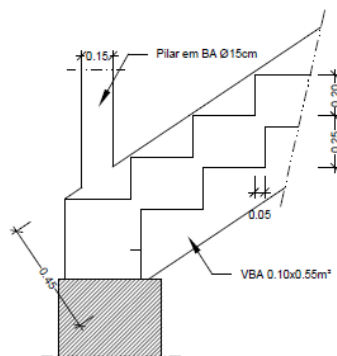
No que à geometria diz respeito (Figura 6.7), a escadaria vence o pé-direito de cerca de 5,65m, através de 28 degraus. É de realçar a geometria peculiar da escadaria que se desenvolve numa bifurcação a meia

altura, voltado a unir-se no patamar intermédio. Os espelhos apresentam uma altura regular com cerca de 20 cm, e os patins uma profundidade irregular que varia consoante a cota da estrutura.

As vigas laterais V1 possuem uma dimensão aproximada de $0.12 \times 0.45 \text{ m}^2$, sendo revestidas por elementos decorativos trabalhados em gesso e pintados, garantindo também o suporte das guardas em madeira. Já os pilares apresentam uma secção variável, com 15cm de diâmetro na sua base e cerca de 11,5cm de diâmetro no capitel.



a) Vistas em alçado da escadaria (sem escala)



b) Pormenor 1, arranque da escadaria (sem escala)

Figura 6.7 – Vistas da escadaria (unidades em metros)

6.3 ATIVIDADES DE INSPEÇÃO E ENSAIOS COMPLEMENTARES DE DIAGNÓSTICO

6.3.1 Descrição geral das ações de inspeção

A caracterização dos elementos existentes e atividades de inspeção e diagnóstico foram realizadas com a escada já restaurada, não sendo possível a realização de ensaios destrutivos para validar alguns dos pressupostos acima apresentados. Além disso, a geometria final dos elementos estruturais, com particular

relevância nas vigas de betão armado, foi acertada com base nos levantamentos realizados no local e posterior calibração de modelo numérico com base em medições efetuadas no local. Onde foi possível, o levantamento geométrico foi realizado com medição direta (por exemplo, pilares e degraus). Os resultados obtidos na caracterização efetuada encontram-se resumidos nas peças desenhadas em anexo.

A inspeção visual teve como objetivo identificar também potenciais danos existente na estrutura da escada e seus apoios. Note-se que na altura da inspeção estavam a ser concluídos os trabalhos de conservação e restauro e como tal, eventuais pequenos danos não eram visíveis pois já teriam sido reparados. O único dano observável encontrou-se no piso -1 na zona de apoio da escada e pilar P2 nas paredes de alvenaria que a suportam (Figura 6.8), com existência de fissuras na argamassa na zona de ligação. No entanto, estas fissuras são de pequena expressão e pouca relevância para o estado de conservação global da escada.



a)

b)

Figura 6.8 – Fissura existente no apoio da escada

A inspeção visual para caracterização geométrica, material e do estado de conservação dos elementos estruturais em betão da escadaria foi complementada e/ou validada através da realização de ensaios não destrutivos, utilizados como ferramentas auxiliares de inspeção e diagnóstico. De uma forma resumida, efetuaram-se as seguintes ações de inspeção, para além da inspeção visual, apresentados em maior detalhe na subsecção seguinte:

- Ensaio não destrutivo para localização e caracterização de armaduras, com recurso ao HILTI Ferrosan® PS200;
- Ensaio não destrutivo de ultra-som, para estimativa de propriedades do betão e avaliação da homogeneidade do mesmo;
- Câmara termográfica, para a deteção de possíveis anomalias e armaduras através da análise dos padrões de temperatura obtidos.

6.3.2 Ensaios complementares de diagnóstico

6.3.2.1 Detecção de armaduras

O Ferroskan® PS200 foi usado nos dois pilares da escadaria, bem como no patamar intermédio da escada (Figura 6.9). Nos primeiros, foram realizados ensaios unidirecionais para definição da posição das armaduras longitudinais e posicionamento das cintas, enquanto no patamar foi realizado um ensaio bidirecional para identificação das armaduras e orientação das mesmas. Os resultados do processamento de cada um destes ensaios são apresentados na Tabela 6.1.



a) Ensaio NDT em pilar

b) Ensaio NDT no patamar intermédio

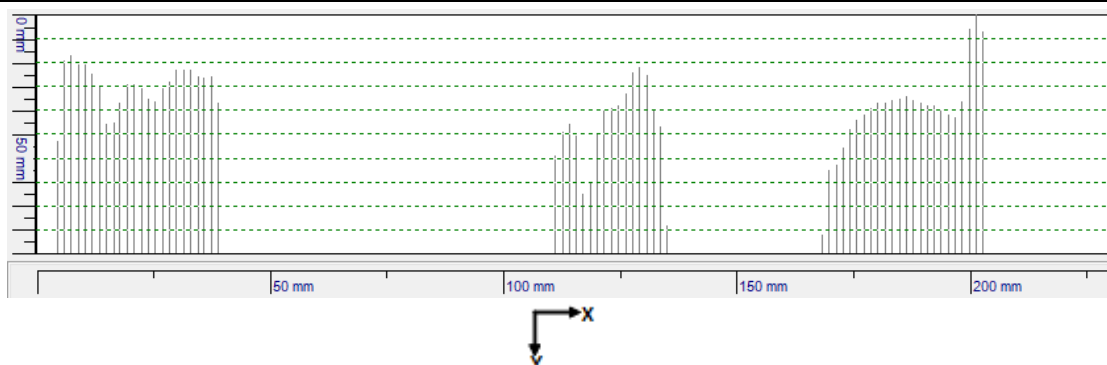
Figura 6.9 – Ensaios não destrutivos com recurso ao Ferroskan® PS200

Tabela 6.1 – Resultados dos ensaios de deteção de armaduras com recurso ao Ferroskan® PS200

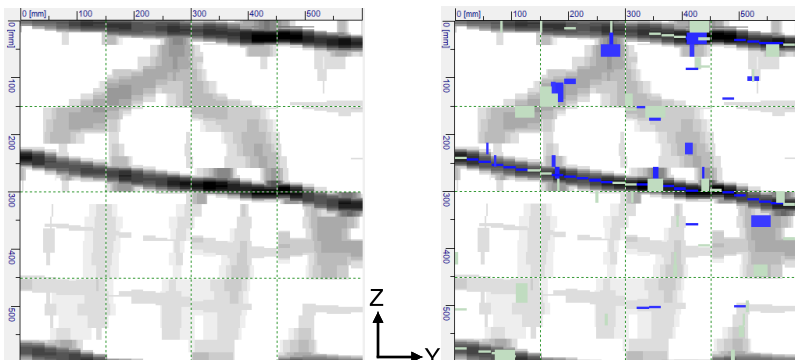
Ensaio:	EF1	(2070)	Planta estrutural:	Piso 0
Elemento:	Pilar P1			
A, longitud. (z):	3 varões			
A, transv. (y):	-			
Recobrimento:	10 a 20mm			
Secção:	Ø15cm a Ø11,5cm			

Observações:

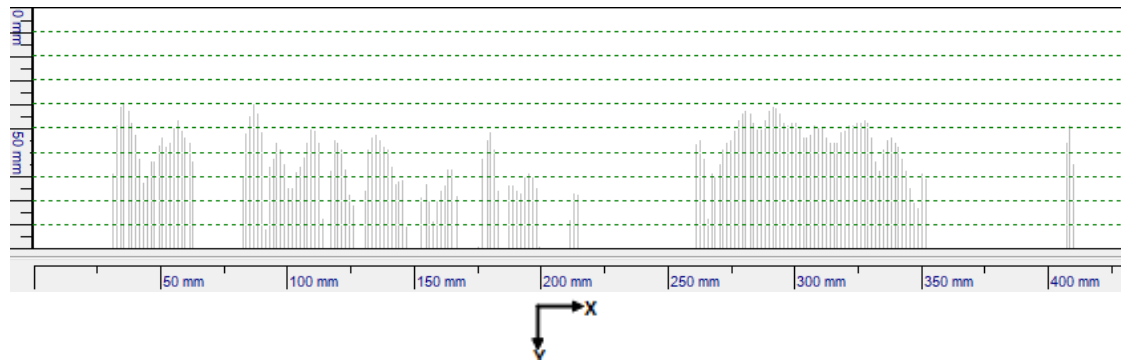
- Identificação da existência de 3 varões longitudinais (ensaio parcial)



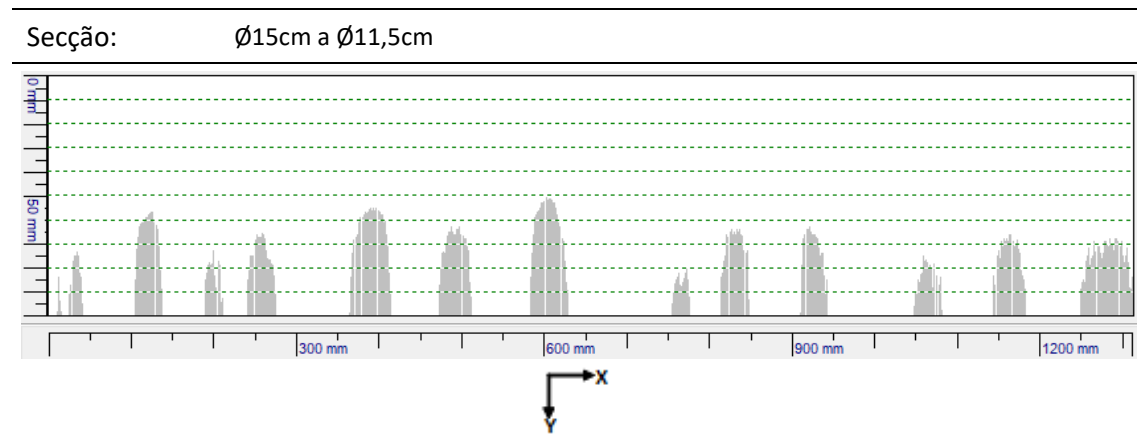
Ensaio:	EF2 (2073)	Planta estrutural:	Piso 0
Elemento:	Patamar intermédio	Observações:	
A,longitud. (z):	-	<ul style="list-style-type: none"> 1ª camada entre 15mm a 40mm de profundidade, com afastamento aproximado de 250mm; 2ª camada com varões diagonais, entre 50mm a 80mm de profundidade; 3ª camada em malha quadrada com 10cm de espaçamento e cerca de 100mm de profundidade. 	
A,transv. (y):	-		
Recobrimento:	Entre 10 a 20mm		
Secção:			



Ensaio:	EF3 (2071)	Planta estrutural:	Piso 0
Elemento:	Pilar P2	Observações:	
A,longitud. (z):	4 varões	<ul style="list-style-type: none"> Não foi possível determinar o recobrimento; Não foi possível estimar o diâmetro dos varões longitudinais; 	
A,transv. (y):	-		
Recobrimento:	-		
Secção:	Ø15cm a Ø11,5cm		



Ensaio:	EF4 (2072)	Planta estrutural:	Piso 0
Elemento:	Pilar P2	Observações:	
A,longitud. (z):	4 varões	<ul style="list-style-type: none"> Identificou-se a presença de cintas no pilar com afastamento médio de 10cm Complementarmente, noutro ensaio não gravado, identificaram-se 4 varões longitudinais (ensaio na totalidade do perímetro do pilar) 	
A,transv. (y):	//0.10m		
Recobrimento:	-		



Estes ensaios permitiram confirmar a existência de armaduras nos elementos em betão armado. No patamar intermédio o ensaio (EF2) permitiu observar 3 camadas principais de armadura:

- I. 1ª camada entre os 15mm e 40mm de profundidade e armaduras de diâmetro elevado com afastamento aproximadamente de 250mm, com orientação paralela à fachada;
- II. 2ª camada com varões em direção diagonal (possivelmente continuidade das armaduras das vigas ou dos degraus da parte inferior da escada) entre os 50mm e 80mm de profundidade;
- III. 3ª camada em malha quadrada com 10cm de espaçamento e profundidade próxima dos 100mm (no limite de análise do aparelho de medição).

Relativamente aos ensaios nos pilares, foi possível identificar 3 varões longitudinais no pilar P1, enquanto que no pilar P2, os ensaios de Ferroskan® permitiram concluir a existência de 4 varões longitudinais bem como armadura transversal (cintas) com afastamento de 0,10m.

6.3.2.2 Ensaio de ultra-som

Os ensaios recorrendo ao aparelho de ultra-som tiveram como objetivo avaliar a homogeneidade do betão e estimar propriedades do material. Este ensaio foi utilizado nos pilares, realizando-se o ensaio direto, onde é colocado um emissor de ondas ultra-sónicas e um recetor na posição diametralmente oposta, registando o tempo que a onda demora a percorrer o material. Em função da velocidade de propagação da onda no meio, é possível avaliar se existem algumas deficiências no material e estimar propriedades para o material, quando combinados com outros ensaios. A Figura 6.10 apresenta a realização do ensaio no pilar P1.



Figura 6.10 – Ensaio NDT de ultra-som

Este ensaio foi realizado nos pilares e em 3 pontos apenas, pois os trabalhos de manutenção e restauro das escadas já estavam terminados e para a realização deste ensaio é necessária a aplicação de um gel na superfície, garantindo o perfeito contacto entre as sondas e o material. Realça-se que devido à forma circular dos pilares, não foi possível ter um contacto perfeito entre as sondas e o betão, mas obtiveram-se valores consistentes com os normalmente obtidos para estruturas em betão, tal como apresentado na Tabela 3.1. Apesar da diferença observada entre os valores no pilar P1 e P2, não será relevante do ponto de vista estrutural e de estado de conservação, pois poderá estar influenciado também por erros nas próprias medições e/ou presença de armaduras junto ao ensaio ES_3.

Tabela 6.2 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de ultra-sons

Ensaio	Elemento	Tempo (μ s)	Distância (m)	Velocidade (m/s)
ES_1	Pilar P1	48.6	0.135	2778
ES_2		44.5	0.135	3033
ES_3	Pilar P2	40.6	0.15	3694

Após os primeiros ensaios entendeu-se que o gel poderia danificar as pinturas da escada, por esse motivo não foram realizados mais ensaios.

6.3.2.3 Ensaio de termografia

O ensaio de termografia baseia-se no facto de os materiais emitirem calor na gama de radiação infravermelha do espectro eletromagnético, com diferentes materiais a contrastarem na radiação emitida. A partir da medição da temperatura superficial dos elementos e da diferente taxa de libertação

de calor, como efetuado pela câmara termográfica, é possível distinguir diferentes elementos estruturais, como por exemplo, armaduras presentes em elementos de betão armado.

Contudo, estes ensaios estão muito dependentes da temperatura que os materiais estão sujeitos e da profundidade a que se encontram os elementos diferenciadores (neste caso, armaduras). Foi utilizado um projetor incandescente na tentativa de aquecer os elementos de betão armado da escada, com posterior arrefecimento ao ar, procurando-se detetar a presença de armaduras. Efetuaram-se na escadaria um total de 6 ensaios com câmara termográfica. O seu mapeamento nas plantas estruturais encontra-se designados com o código TERi.

No entanto, os ensaios não possibilitaram a deteção de armaduras e não se identificaram também pontos singulares ao longo de toda a escada. A Figura 6.11 apresenta imagens representativas dos resultados obtidos nos ensaios realizados.

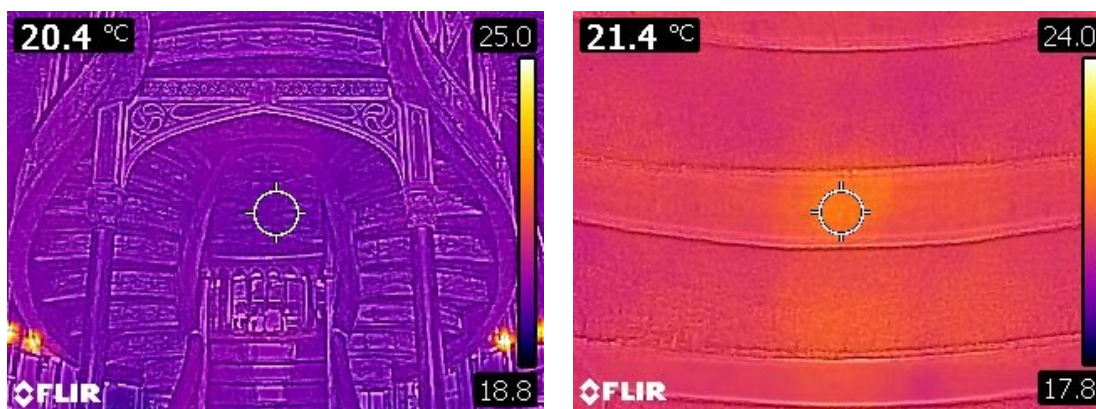


Figura 6.11 – Imagens infravermelhos de elementos da escadaria

6.3.2.4 Ensaios dinâmicos preliminares

Com vista a uma futura análise de identificação dinâmica, e elaboração de um modelo numérico da estrutura da escadaria devidamente calibrado, foi realizado um ensaio dinâmico simples, com recurso ao acelerómetro tri-axial de um *smartphone* (Figura 6.12). Tal necessidade advém de a geometria especial da escadaria dificultar o cálculo através de metodologias simplificadas, tornando-se o uso de *software* com recurso a análise de elementos finitos uma metodologia com maior fiabilidade no que ao cálculo estrutural diz respeito.

Outra das potencialidades do modelo numérico passa pela sua relevância e contributo para uma fase de manutenção da estrutura existente durante a fase de exploração da mesma.

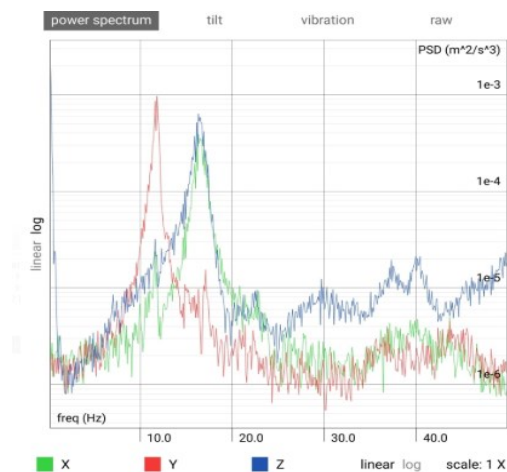
Como se trata de um ensaio preliminar, com recurso exclusivo a um acelerómetro, apenas foi efetuada uma leitura pontual, que reflete a vibração local e não global da estrutura. No entanto, tais dados possuem utilidade aferir a viabilidade de um modelo numérico. Caso exista uma relação aceitável entre

as frequências obtidas pelo smartphone e o modelo numérico não calibrado, então pode-se desde logo considerar plausível o recurso ao cálculo numérico. Tal facto fortalece a viabilidade de avançar com o estudo dinâmico da estrutura, de modo a obter um modelo numérico calibrado.

O ponto escolhido para a leitura de frequências foi o degrau 12, situado no início da bifurcação da escadaria (Figura 6.12 a)).



a) Localização do ensaio



b) Leitura obtido no smartphone

Figura 6.12 – Ensaio com smartphone para recolha de frequências de vibração

Tabela 6.3 – Frequências detetadas pelo acelerómetro do smartphone

Modos de vibração	Deformada modal	Frequências de vibração natural
		Valor experimental (ensaio com smartphone) [Hz]
Modo 1	Translação y	12.00
Modo 2	Translação x	16.00
Modo 3	Translação em z	16.00

Os valores retirados do *smartphone* (Tabela 6.3) foram então comparados com o modelo numérico não calibrado, e foram encontradas relações aceitáveis, isto é, as opções adotadas na modelação (módulos de elasticidade, condições de apoio, etc.) numa primeira fase permitiram detetar três modos de vibração com deformada modal e frequências idênticas aos resultados empíricos. Daqui surgiu a necessidade da realização de ensaios de identificação dinâmica precisos, o que será apresentado de seguida.

6.4 ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

6.4.1 Ensaios de identificação dinâmica

Através dos dados recolhidos no ensaio de identificação dinâmica, cujo procedimento se encontra exposto em 3.3.7.1, é possível efetuar a validação de um modelo numérico da estrutura. Tal necessidade advém de a geometria especial da escadaria dificultar o cálculo através de metodologias simplificadas, tornando-se o uso de software com recurso a análise de elementos finitos uma ferramenta bastante poderosa.



a) Preparação do ensaio de ID



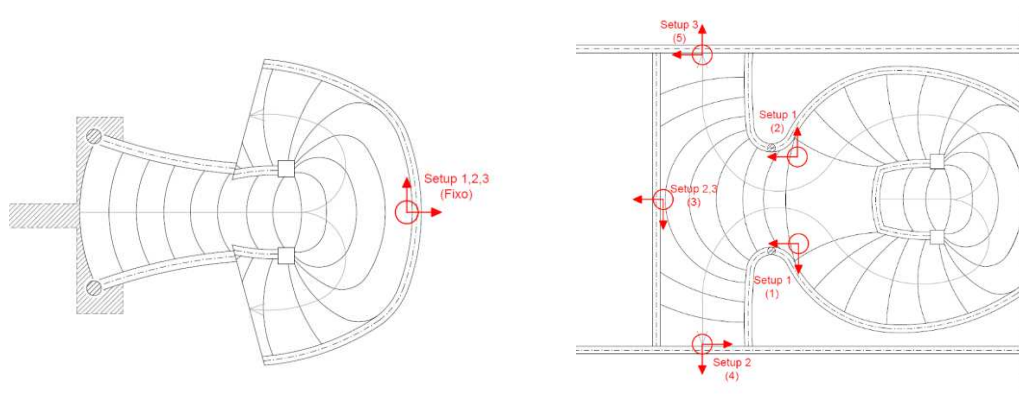
b) Acelerómetros

Figura 6.13 – Ensaio de identificação dinâmica

6.4.2 Setup do ensaio

Os ensaios de identificação dinâmica, através de vibração ambiental descritos anteriormente, obrigaram a uma escolha criteriosa da localização dos pontos de leitura. Estes foram escolhidos com base numa análise do levantamento estrutural, bem como no modelo numérico desenvolvido e baseado nos valores obtidos nas ações de inspeção realizadas. Assim, elegeram-se os pontos mais representativos e caracterizadores do comportamento dinâmico a escada. Foram utilizados um total de 9 acelerómetros, agrupados 3 a 3 para medição das 3 direções principais (x , y e z) e um total de 3 setups diferentes.

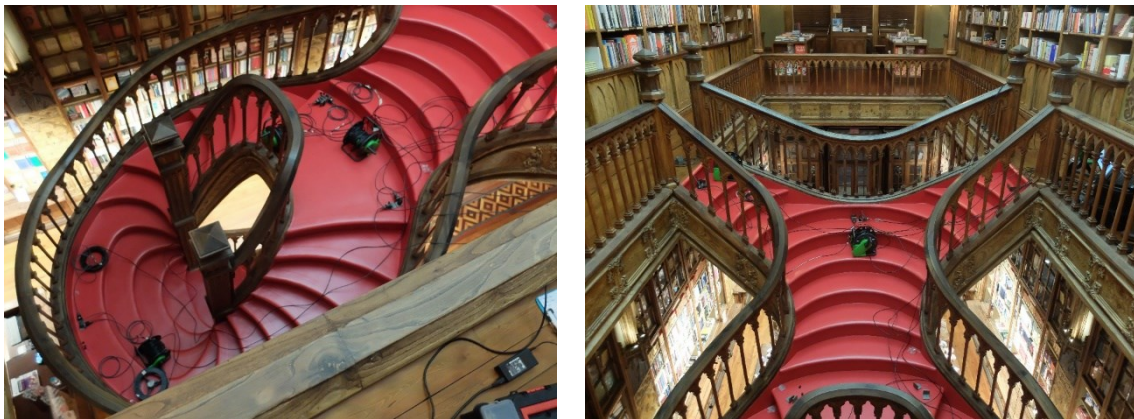
Cada *setup* foi constituído por 3 posições e 9 direções de leitura, sendo definido como ponto fixo e presente em todos os setups o degrau da extremidade da consola (Figura 4.2). Tal ponto foi identificado através do modelo numérico como o local onde existem deslocamentos não nulos nos principais modos de vibração da estrutura. O ponto 1 e 2 foram definidos no patamar intermédio sobre o alinhamento dos pilares, o ponto 3 situa-se na extremidade superior da escadaria junto à viga de ligação aos corredores laterais, e os pontos 4 e 5 localizam-se nas duas zonas de entrega da escadaria no piso superior, como é apresentado na Figura 4.2 e Figura 4.3.



a) Planta do piso 0

b) Planta do piso 1

Figura 6.14 – Plantas com localização dos setups do ensaio de ID



a) Setup 1

b) Setup 2

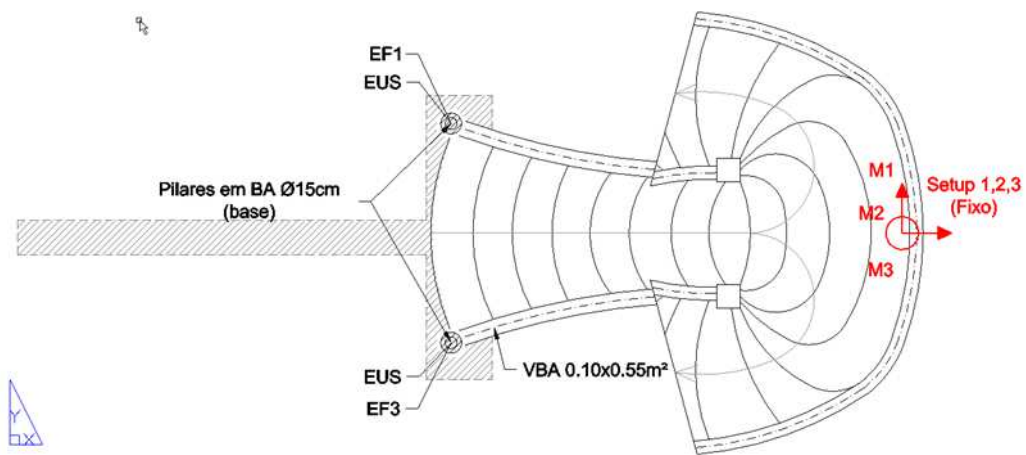
Figura 6.15 – Ensaio de ID

Foram realizados registos com 2 minutos de duração e taxa de aquisição 2048Hz, sendo posteriormente filtrados (filtro *Butterworth 8th order passband*) e utilizado um *resample* para reduzir o tamanho da amostra com frequência de 200Hz.

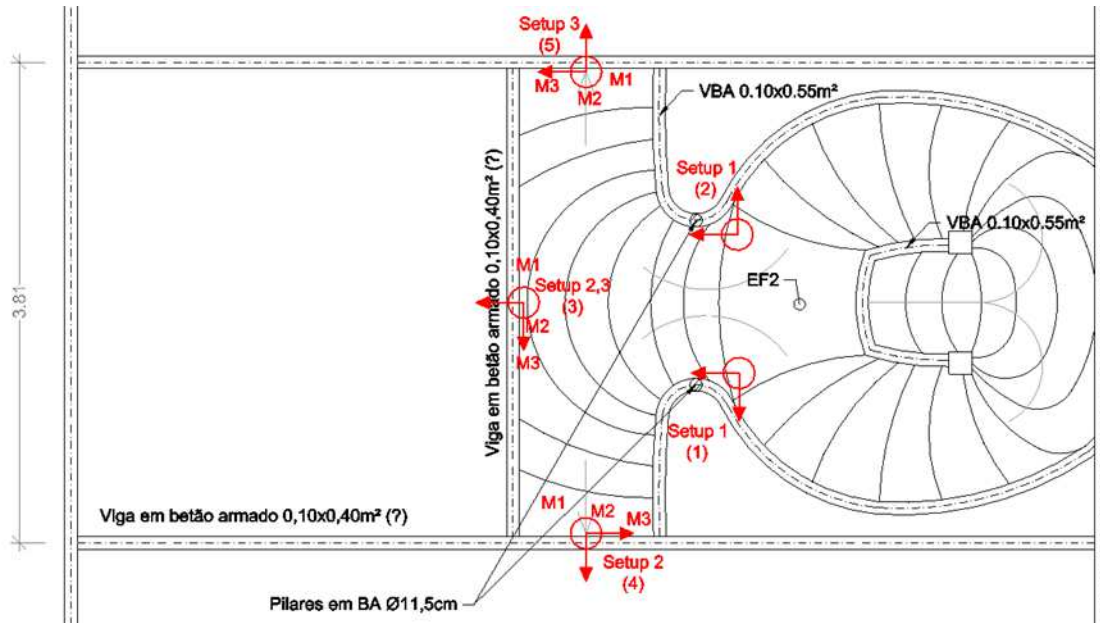
Tabela 6.4 – Caracterização dos Setups

Ponto	Setup 1	Setup 2	Setup 3
Fixo	X	X	X
1	X		
2	X		
3		X	X
4		X	
5			X

Estes ensaios foram realizados com o objetivo de identificar as frequências principais e modos de vibração da escada, para calibração do modelo numérico de análise estrutural. Complementarmente, e com o objetivo de avaliar a possível influência de pequenos aumentos de massa nas frequências principais, foram realizados também ensaios com massa concentrada em diferentes posições na escada, com o objetivo de simular a massa de pessoas ao longo da escada. Esta massa foi simulada com a massa de 3 técnicos do NCREP, totalizando uma massa de 235kg. As posições encontram-se apresentadas na Figura 6.16, sendo as massas dos três técnicos representada por M1, M2 e M3.



a)



b)

Figura 6.16 – Setups de ensaio com massa concentrada

Foram 4 os Setups que foram realizados com a contribuição de massa:

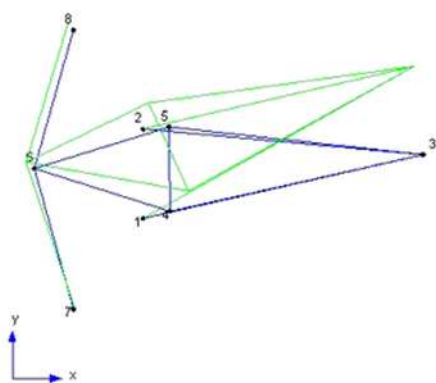
- S2.2 – Configuração do Setup 2, com M1, M2 e M3 colocadas no ponto de leitura fixo;
- S2.3 – Configuração do Setup 2, com M1, M2 e M3 colocadas no ponto de leitura 3;
- S2.4 – Configuração do Setup 2, com M1, M2 e M3 colocadas no ponto de leitura 4;
- S3.2 – Configuração do Setup 3, com M1, M2 e M3 colocadas no ponto de leitura 5.

6.4.3 Resultados dos ensaios

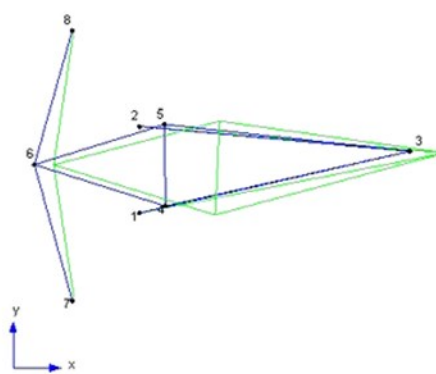
Apresentam-se em seguida os principais resultados obtidos com os ensaios de identificação dinâmica, nomeadamente as principais frequências de vibração obtidas (Tabela 6.5) a partir dos picos identificados no domínio da frequência e as respetivas deformadas modais (Figura 6.17).

Tabela 6.5 – Principais frequências de vibração identificadas

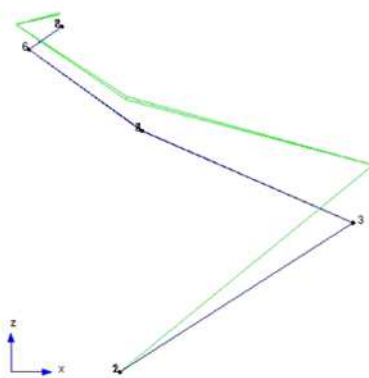
Modo	Frequência [Hz]	Comentário
1	11.37	Modo principal Y (translação)
2	16.81	Modo principal X (translação)
3	22.58	Modo principal Z (translação)



a) Translação em Y



b) Translação em X



c) Translação em Z

Figura 6.17 – Deformadas modais obtidas para os 3 modos de vibração através dos ensaios de identificação dinâmica

Relativamente aos resultados com as massas nas diferentes posições, obtiveram-se os valores apresentados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Resultados de identificação dinâmica com introdução de massa

Modo	Setup	Frequência [Hz]	Variação	Comentário
1		11.07	2.64%	Modo principal Y (translação)
2	S1+S2.2+S3.2	16.65	1.55%	Modo principal X (translação)
3		22.58	0.00%	Modo principal Z (translação)
Modo	Setup	Frequência [Hz]	Variação	Comentário
1		11.20	1.50%	Modo principal Y (translação)
2	S1+S2.3+S3.2	16.80	0.06%	Modo principal X (translação)
3		22.58	0.00%	Modo principal Z (translação)
Modo	Setup	Frequência [Hz]	Variação	Comentário
1		11.17	1.76%	Modo principal Y (translação)
2	S1+S2.4+S3.2	16.84	0.18%	Modo principal X (translação)
3		22.58	0.00%	Modo principal Z (translação)

A massa adicional introduzida na escada foi de 235kg, em comparação com a massa total da escada de 15670kg, estimada através do modelo numérico, representando 1.5% da massa da escada. Conforme é possível visualizar, a pequena variação de massa tem uma influência reduzida no valor das frequências, representando variações dentro da mesma ordem de grandeza da expressão percentual na totalidade da massa da estrutura.

6.4.4 Modelo numérico

A avaliação da segurança estrutural de elementos existentes é uma tarefa exigente, especialmente daqueles que envolvem vários tipos de soluções estruturais, diversidade de materiais e/ou irregularidade geométrica. Este último fator está particularmente presente no objeto de estudo (escadaria).

Devido a essa complexidade inerente a este tipo de estrutura, desenvolveu-se um modelo numérico da estrutura da escadaria (Figura 6.18), tendo como objetivos:

- I. compreensão e avaliação do comportamento local da escadaria;

- II. Simulação de cenários de dano que indiquem possíveis padrões na resposta da estrutura;
- III. monitorização da estrutura face a possíveis danos que possam surgir no futuro.

Dada a peculiar geometria da estrutura, o modelo numérico foi desenvolvido em duas fases, com recurso a diferentes ferramentas. Numa primeira instância, foi criado um modelo tridimensional da estrutura com recurso ao software CAD *DraftSight*®. Posteriormente foi exportado para o programa de cálculo automático de análise estrutural *SAP2000*, dando início à segunda fase de modelação, tendo-se feito as seguintes considerações:

- Modelação das vigas de suporte e laje de escada através de elementos finitos do tipo “casca”;
- Modelação dos pilares resistentes através de elementos finitos do tipo “barra”;
- Todos os elementos da estrutura foram definidos a partir das coordenadas geométricas características do seu eixo longitudinal baricêntrico;
- Malha gerada em facetas triangulares, devido à complexidade da geometria da escada.

Geometricamente, foram inicialmente consideradas as dimensões constantes nas plantas fornecidas, em combinação com medições realizadas nas campanhas de inspeção, já referidas anteriormente.

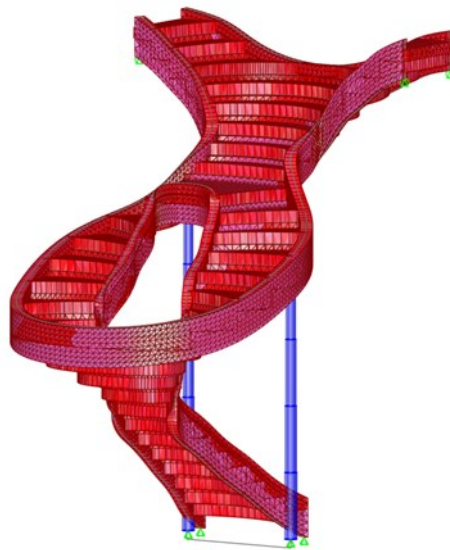


Figura 6.18 – Vista geral do modelo numérico da escadaria

6.4.5 Calibração do modo numérico

Uma vez elaborado o modelo numérico, procedeu-se ao processo de calibração das suas propriedades materiais e mecânicas. Essencialmente, este processo consiste na determinação das características desconhecidas, ou seja, dos valores da massa e da rigidez de cada tipo de material/elemento estrutural.

A determinação destas grandezas é feita de uma forma indireta, seguindo-se um processo iterativo de tentativa e erro até à convergência, englobando as seguintes fases:

1. São adotadas características de massa e rigidez para cada material e/ou elemento estrutural envolvido, assumindo valores plausíveis, de acordo com a bibliografia especializada;
2. Com recurso ao modelo numérico desenvolvido e considerando as características adotadas, é feita uma análise modal da estrutura, determinando-se as frequências próprias e as respetivas deformadas modais;
3. Os resultados numéricos são comparados com os respetivos resultados experimentais (ensaio de identificação dinâmica), ajustando-se os valores necessários para que os resultados se aproximem;
4. O processo é repetido a partir do ponto 2 até se atingirem resultados que satisfaçam as exigências de convergência entre os resultados numéricos e experimentais.

Deste modo, a primeira fase do processo envolveu a adoção de propriedades materiais para que fosse possível uma primeira abordagem numérica à resposta dinâmica do edifício. Os valores adotados para o módulo de elasticidade do betão foram iguais para todos os elementos, assumindo que toda a estrutura foi fabricada com o mesmo tipo de betão. Esse valor foi de 29GPa. Os valores adotados para o coeficiente de Poisson (ν) de todos os materiais foram igualmente assumidos como constantes em todas as iterações, pois não só o seu valor é pouco variável, como a sua variação não tem expressão significativa nos resultados.

Tabela 6.7 – Comparação entre os valores de frequências de vibração natural experimentais e numéricos

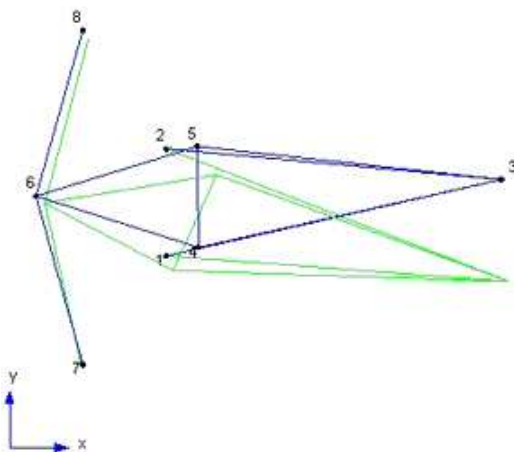
Modos de vibração	Deformada modal	Frequências de vibração natural		
		Valor experimental (ensaio de identificação dinâmica) [Hz]	Valor numérico (modelo) [Hz]	Diferença
Modo 1	Translação y	11.37	11.58	1.89%
Modo 2	Translação x	16.81	16.28	3.13%
Modo 3	Translação em z	22.58	23.45	3.85%

Em relação às deformadas modais, procedeu-se ao cálculo do critério MAC – *Modal Assurance Criterion* que mede o grau de correlação entre a deformada modal experimental e numérica, resultando num valor entre zero e um, sendo os modos tão mais próximos quanto mais próximo da unidade for o valor MAC. Na Tabela 6.8 apresentam-se os valores MAC para cada modo de vibração, considerando cada uma das

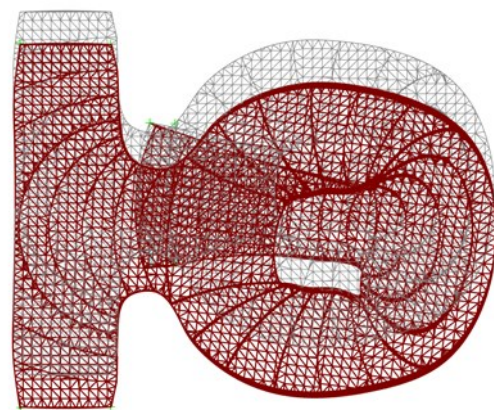
direções independentemente ou em conjunto. Foi possível concluir que para os 3 modos de vibração já apresentados, os valores MAC são válidos, visto que todos eles são superiores a 0.75. Os pontos considerados para avaliação do MAC foram os pontos onde se colocaram os acelerômetros nos ensaios de identificação dinâmica.

Tabela 6.8 – Critério MAC entre valores de deformada modal experimental e numérica

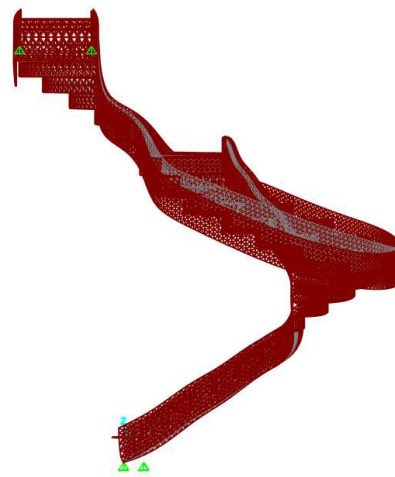
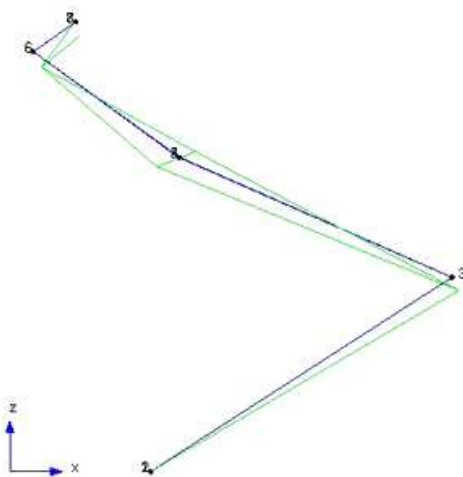
Modos de vibração	Frequências de vibração natural		MAC			
	Experimental [Hz]	Numérico [Hz]	Direção x	Direção y	Direção z	Resultante
Modo 1	11.37	11.58	0.85	0,66	0,14	0.87
Modo 2	16.81	16.28	0.99	0.29	0.88	0.99
Modo 3	22.58	23.45	0.82	0.25	0.62	0.79



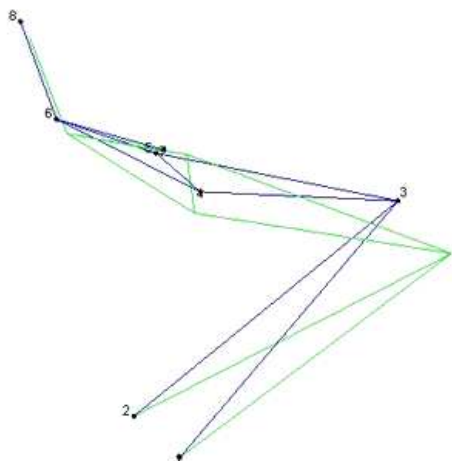
a) Deformada experimental – planta



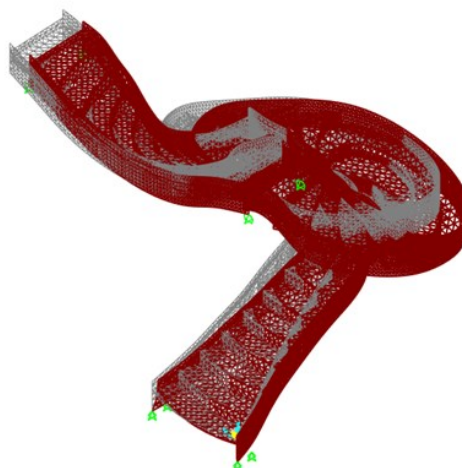
b) Deformada numérica – planta



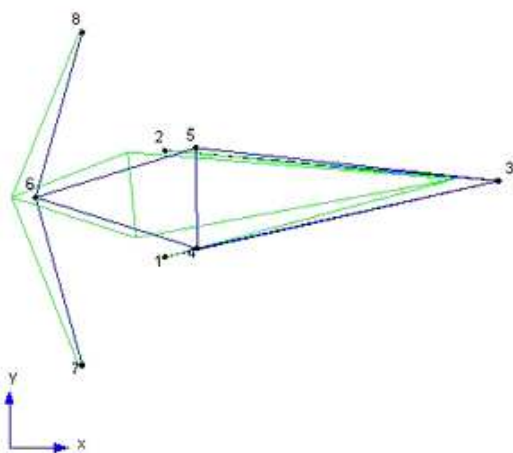
c) Deformada experimental – alçado



d) Deformada numérica – alçado



e) Deformada experimental – 3D



f) Deformada numérica – 3D

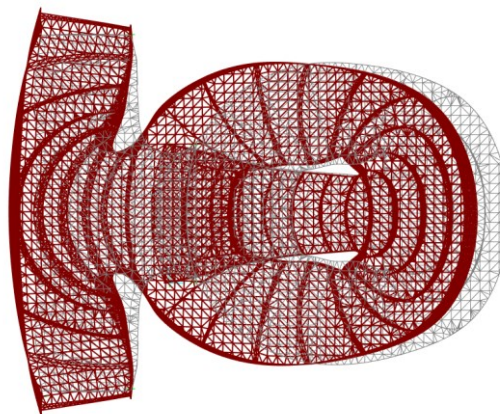
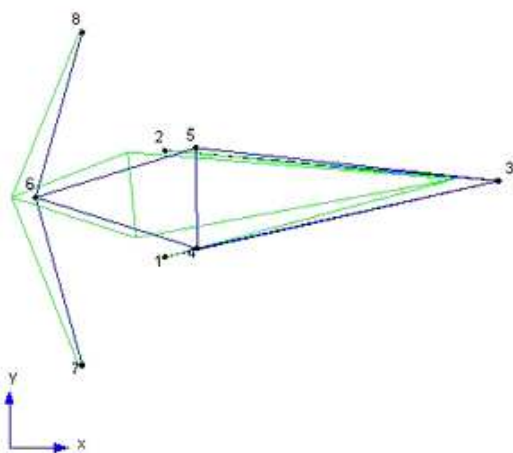
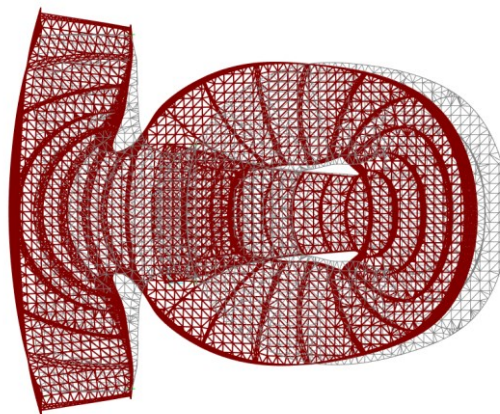


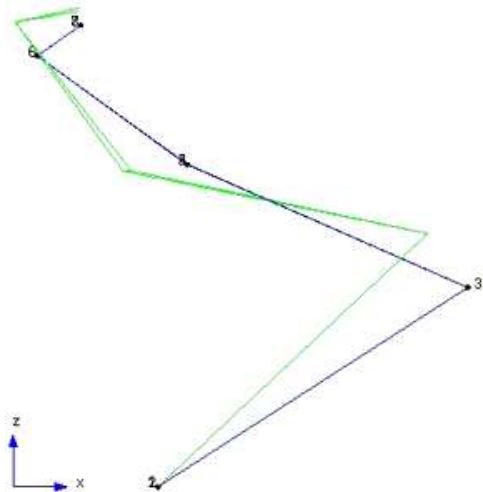
Figura 6.19 – Comparação entre as deformadas modais experimental e numérica para o 1º modo de vibração

a) Deformada experimental – planta

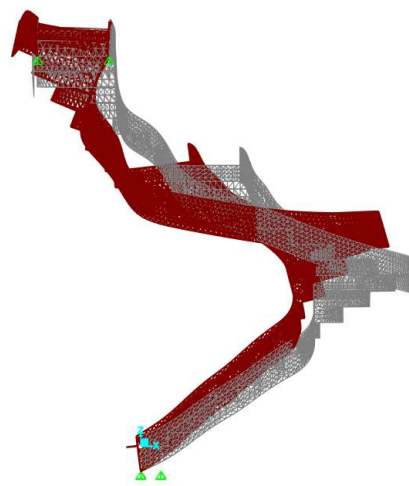


b) Deformada numérica – planta

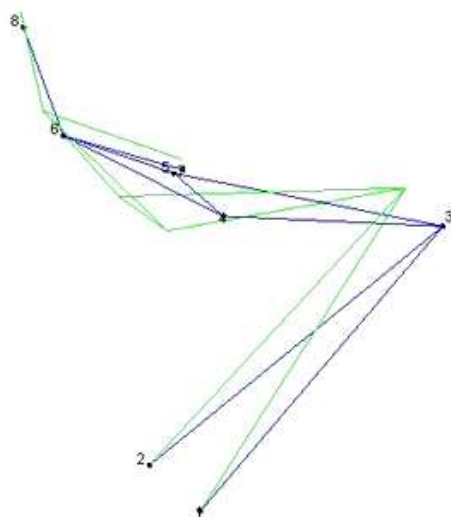




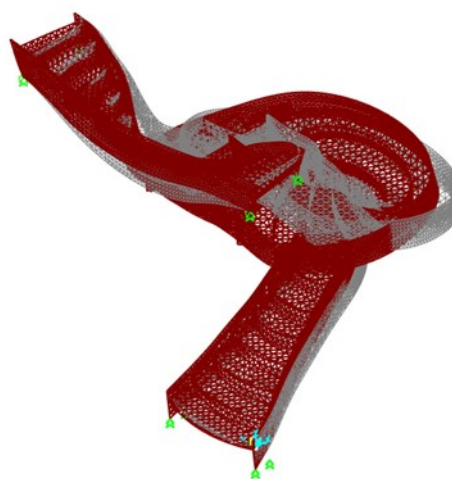
c) Deformada experimental – alçado



d) Deformada numérica – alçado

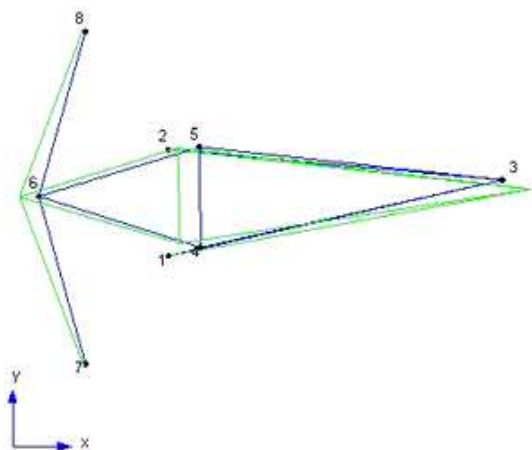


e) Deformada experimental – 3D

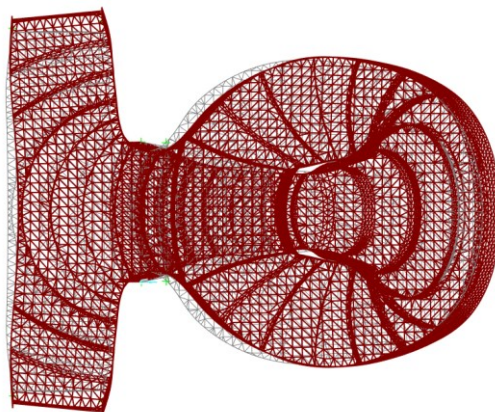


f) Deformada numérica – 3D

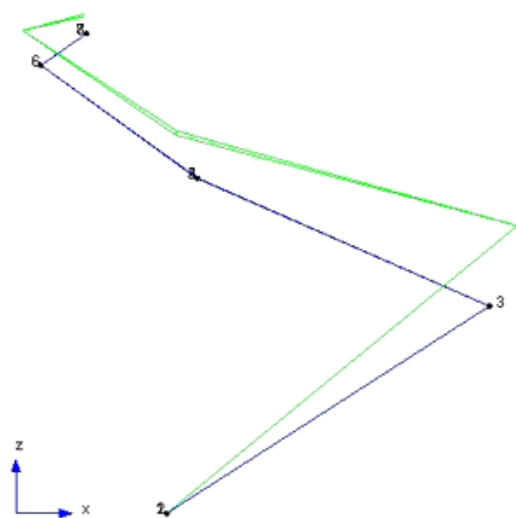
Figura 6.20 – Comparação entre as deformadas modais experimental e numérica para o 2º modo de vibração



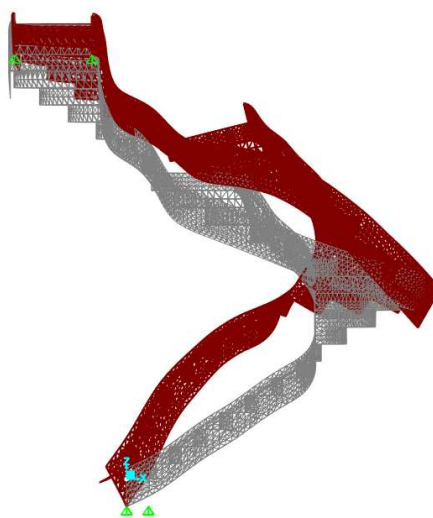
a) Deformada experimental – planta



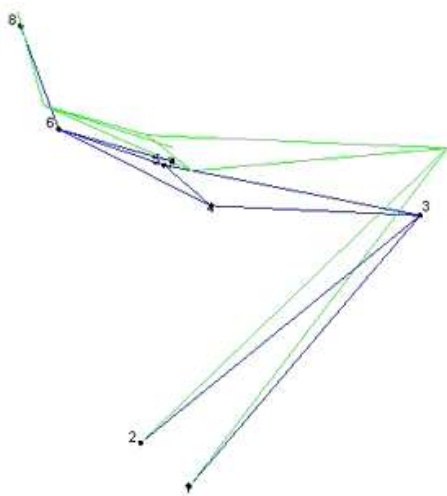
b) Deformada numérica – planta



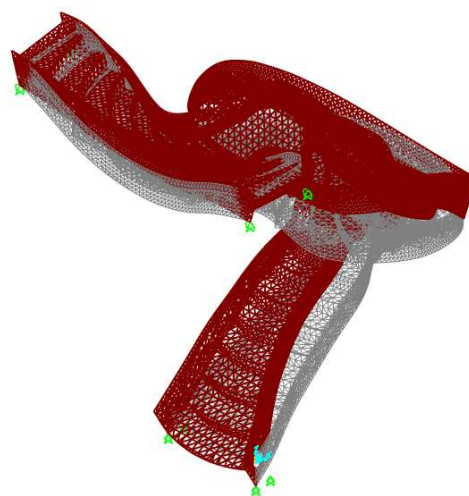
c) Deformada experimental – alçado



d) Deformada numérica – alçado



e) Deformada experimental – 3D



f) Deformada numérica – 3D

Figura 6.21 – Comparação entre as deformadas modais experimental e numérica para o 3º modo de vibração

6.4.6 Análise estrutural e cenários de dano

Um dos propósitos do estudo da escadaria através de um modelo numérico consiste na previsão da resposta estrutural inerente a alterações na condição da estrutura. Para tal, foram simulados eventuais danos associados a possíveis deteriorações nos elementos estruturais de betão armado. Estas simulações consistem principalmente em representar fendilhações em pontos críticos da estrutura, tais como pontos de maior deformação e ligações entre elementos.

Para a determinação de zonas críticas por deformações, foram efetuadas análises estáticas considerando a ação do peso próprio da estrutura. As ações de sobrecarga não foram consideradas nesta fase uma vez que na prática não se apresentam como ações estáticas (movimento de pessoas). Na Figura 6.22 apresenta-se a deformada da escadaria face à ação do peso próprio, com identificação de duas zonas críticas. A deformada máxima nestes locais situa-se nos 0.75 mm.

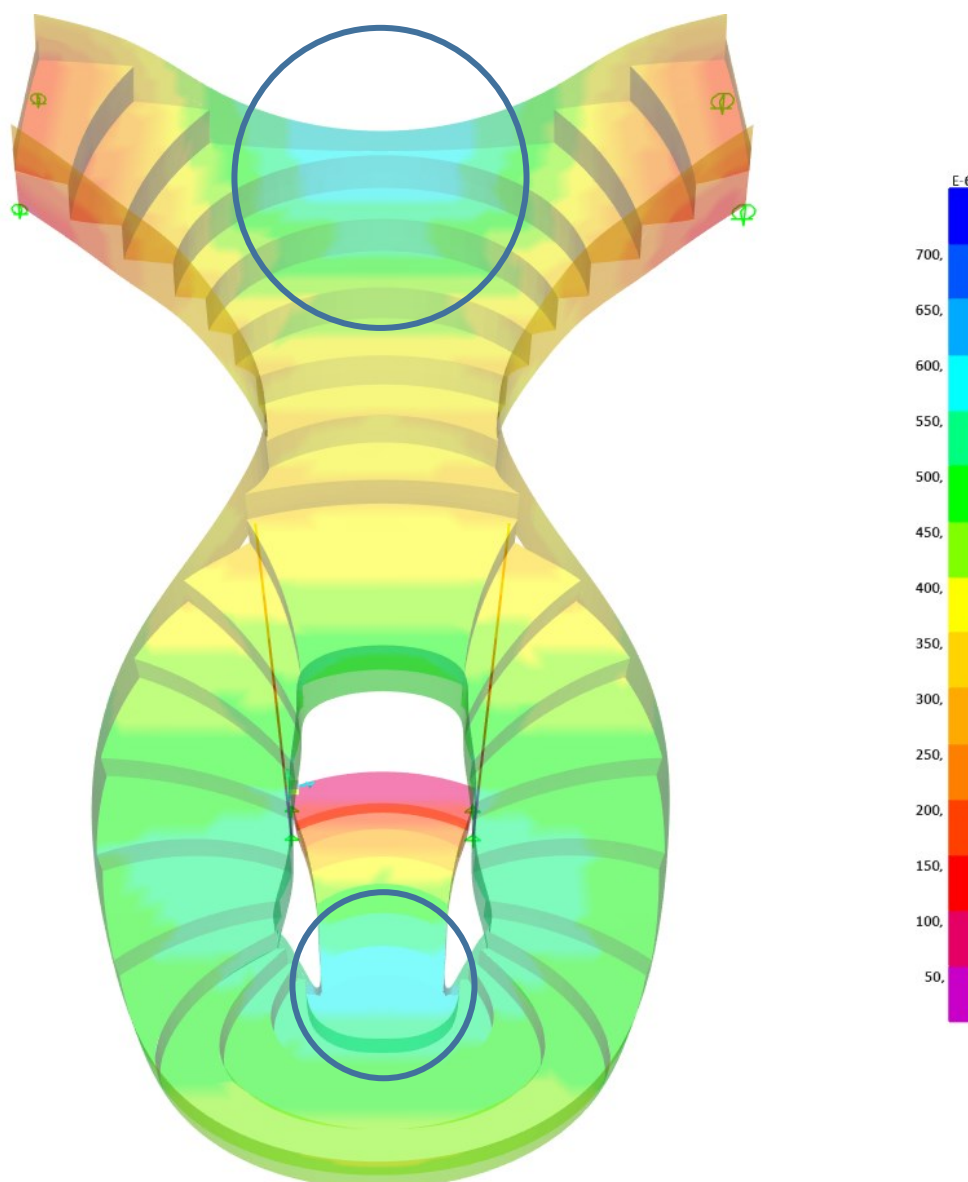


Figura 6.22 – Resultante da deformada da estrutura face à ação do peso próprio

Outra análise estática realizada passou pela determinação das tensões máximas instaladas nos elementos da escadaria. Foram então calculados os valores para tensões normais à secção das vigas, o que resulta no diagrama da Figura 6.23. Através da apreciação do mesmo detetou-se que a zona de ligação entre o patamar intermédio e a bifurcação superior apresenta tensões elevadas, o que levou a uma classificação de zona crítica.

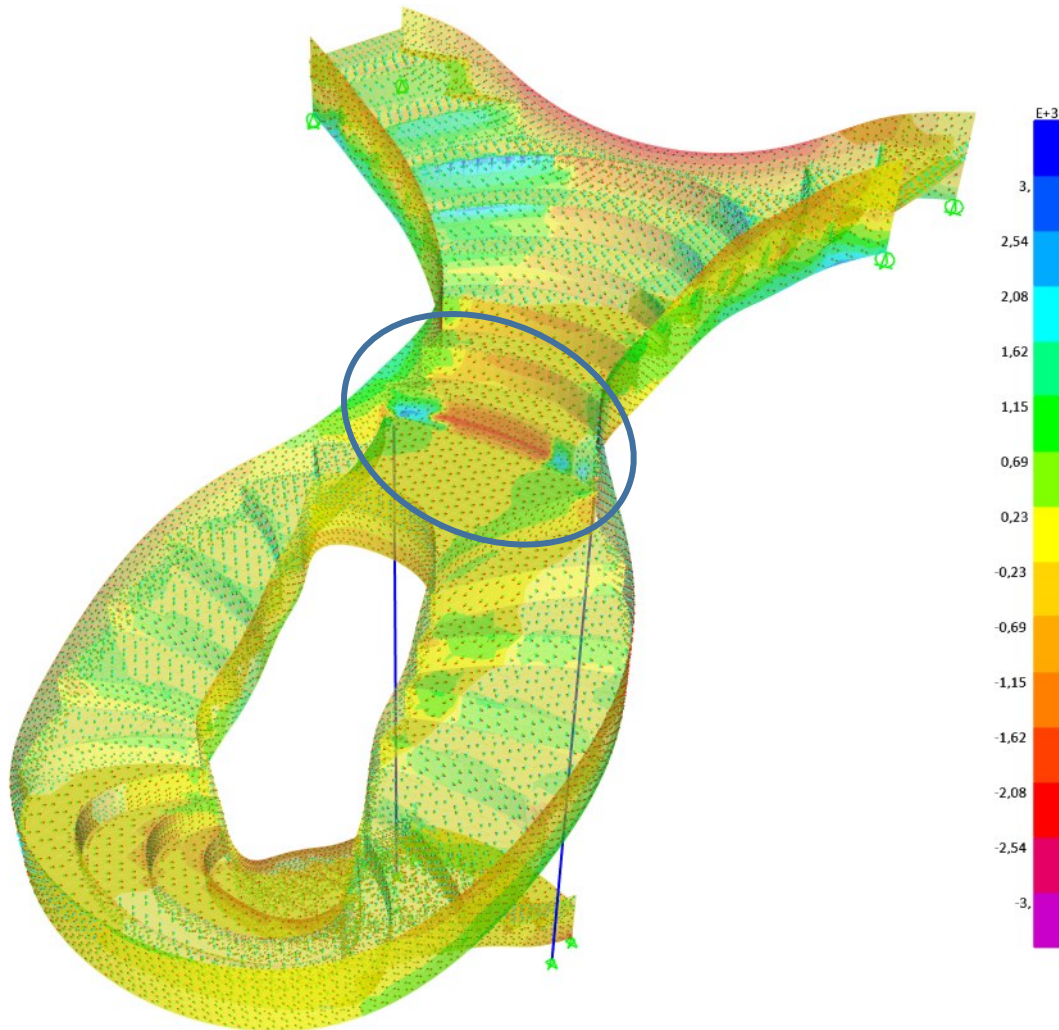


Figura 6.23 – Diagrama de tensões (kPa) máximas instaladas na escadaria face à ação do peso próprio

Outros fenómenos passíveis de ocorrerem na estrutura, como o decréscimo do módulo de elasticidade do betão de forma generalizada, e forças internas provocadas por variações térmicas, foram também alvo de simulação. Na Tabela 6.9 estão descritas de forma sumária as simulações analisadas no modelo numérico já descrito, e na Tabela 6.9 encontra-se o mapeamento das mesmas.

Tabela 6.9 – Casos de dano simulados

Caso de dano (DNi)	Descrição				
1	Deterioração na zona de apoios entre escada e piso 1				
2	Fendilhação na viga V3				
3	Fendilhação entre patamar intermédio e bifurcação superior				
4	Fendilhação no topo dos pilares				
5	Fendilhação em zona de deformação				
6	Fendilhação na base dos pilares	7	Decaimento do módulo de elasticidade (E) (global)	8	Variações térmicas (global)
7	Decaimento do módulo de elasticidade (E) (global)				
8	Variações térmicas (global)				

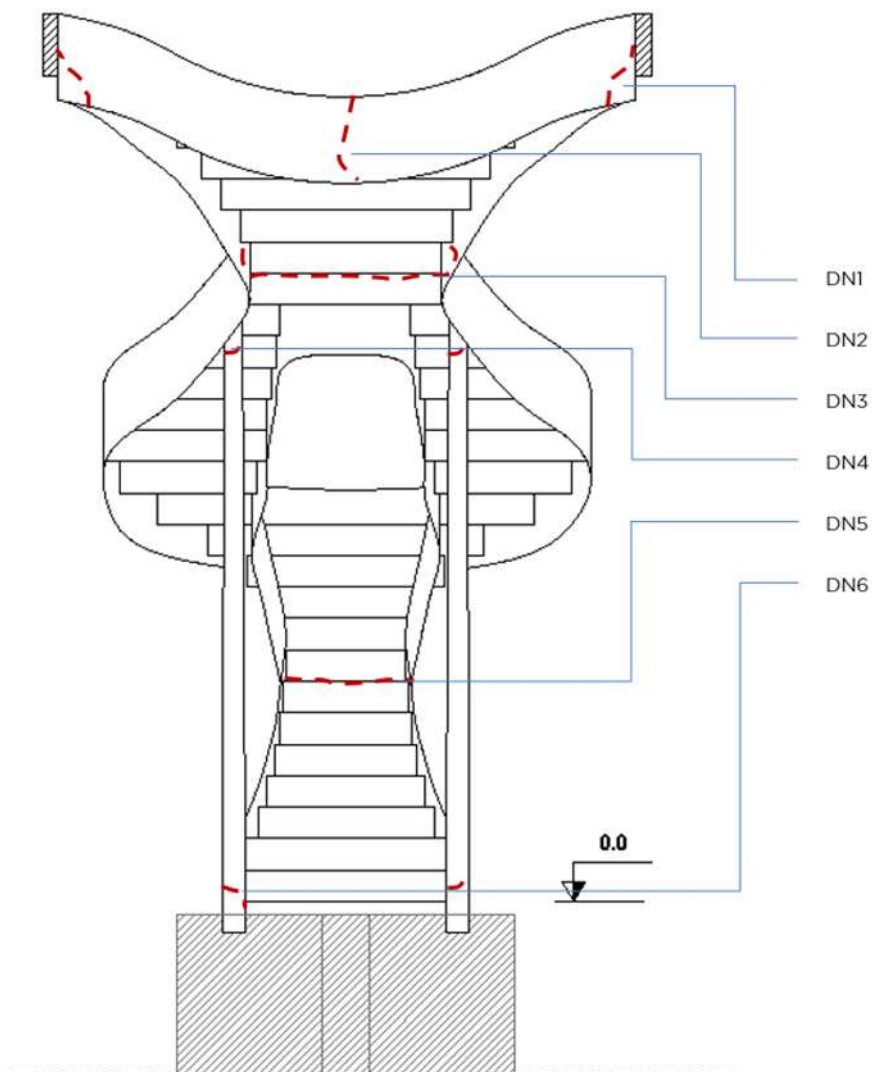


Figura 6.24 – Mapeamento de danos simulados

Para a simulação de fendilhação, foi alterado o módulo de elasticidade local, com reduções para um intervalo de 5% ou 10% do parâmetro E (módulo de elasticidade) inicial.

A avaliação da influência dos danos foi realizada através da observação de variação nas frequências principais da escada, bem como do indicador MAC (comparação entre o numérico calibrado e o numérico com dano simulado). Na Tabela 6.9 são apresentados os resultados para diferentes combinações de danos, que tentam simular possíveis respostas da estrutura.

Foram identificados os danos com maior influência no comportamento global quando simulados isoladamente, fazendo-se depois cenários de danos combinados com o objetivo de avaliar se vários danos com pequena influência individual, poderiam influenciar significativamente o comportamento global da escada.

Identificou-se o dano DN3 e DN6 como os de maior influência quando considerados individualmente, juntamente com o DN4 quando associado com o DN6 (fendilhação no topo e base dos pilares), sendo este último (DN6) o que provoca maior variação no indicador MAC na direção Z. As variações do módulo de elasticidade provocam uma modificação global (frequências) mas mantendo o indicador MAC próximo da unidade, reforçando que o modelo se encontra calibrado com o valor do módulo de elasticidade correto.

Na Tabela 6.10 são apresentados os resultados para diferentes combinações de danos, que tentam simular possíveis respostas da estrutura.

Tabela 6.10 – Comparativo de frequências (sem/com dano) dos três principais modos de vibração

DN1+DN2				DN3			
Frequências [Hz]				Frequências [Hz]			
S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC	S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC
11,59	10,59	8.55%	0.999	11,59	11,65	0.57%	1,000
16,28	15.13	7.12%	1,000	16,28	16,36	0,46%	1,000
23,45	23.27	0.76%	0,998	23,45	23,43	0.07%	1.000

DN6				DN4+DN6			
Frequências [Hz]				Frequências [Hz]			
S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC	S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC
11,59	11,46	1.07%	1,000	11,59	11,32	2.27%	1,000
16,28	16,18	0.64%	1.000	16,28	16,08	1.28%	0.998
23,45	22.31	4.84%	0,984	23,45	21.54	8.15%	0,949

DN1+DN3+DN4+DN5+DN6 E=5%			
Frequências [Hz]			
S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC
11,59	10.63	8.23%	1,000
16,28	13.82	15.12%	0.998
23,45	18.82	19.75%	0,966

DN1+DN2+DN3+DN4+DN5+DN6 E=5%			
Frequências [Hz]			
S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC
11,59	10.63	8.23%	1,000
16,28	13.71	15.80%	0.997
23,45	18.65	20.48%	0,962

DN7 E=27GPa			
Frequências [Hz]			
S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC
11,59	11.31	2.39%	1,000
16,28	15.80	2.96%	1,000
23,45	22.69	3.23%	1.000

DN7 E=25GPa			
Frequências [Hz]			
S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC
11,59	11,0	5.01%	0.999
16,28	15.21	6.62%	1,000
23,45	21.84	6.86%	1.000

DN7 E=23GPa			
Frequências [Hz]			
S/Dano	C/Dano	Desvio	MAC
11,59	10.68	7.78%	0.998
16,28	14.59	10.42%	1,000
23,45	20.95	10.64%	1.000

DN8 Δ -10°C			
Frequências [Hz]			
T ₀	Δ -10°C	Desvio	MAC
11,59	11.91	2.83%	1.000
16.28	16.28	0.02%	0.998
23,45	24.81	5.79%	1.000

DN8 Δ +10°C			
Frequências [Hz]			
T ₀	Δ +10°C	Desvio	MAC
11,59	11.91	2.79%	1.000
16.28	17.50	7.48%	1.000
23,45	24.81	5.79%	1.000

Por último, refere-se que a análise da variação de temperatura permitirá, em fase de monitorização, corrigir variações às frequências observadas com este efeito, que influenciam as frequências, mas não no MAC.

Face aos resultados obtidos, identifica-se a ligação dos pilares como a mais crítica a ser observada nas futuras catividades de inspeção (fruto do plano de manutenção da Livraria), bem como da ligação do patamar às escadas (DN3). É fundamental que a futura monitorização dinâmica da escada seja complementada com a sua inspeção visual, incidindo sobre os vários danos aqui expostos.

Com base nessa informação combinada (inspeção visual + monitorização dinâmica), e por comparação com os resultados aqui expostos, a identificação de anomalias no funcionamento estrutural da escada será mais eficaz. Contudo, a já referida inalteração do parâmetro MAC, realça também a pouca sensibilidade da escada aos danos simulados (sobretudo em danos isolados). quando comparados com a sensibilidade dos resultados dos ensaios dinâmicos, não sendo de fácil leitura e interpretação os danos ocorridos devido unicamente à variação de frequências e modos de vibração.

CAPÍTULO 7

FOLHA DE CÁLCULO DE ANÁLISE SÍSMICA

7.1 ÂMBITO

Desde o início do estágio curricular ficou estipulado que este iria incluir o desenvolvimento ou melhoria de uma qualquer ferramenta de cálculo de caráter prático, que fosse ao encontro das necessidades inerentes aos projetos desenvolvidos pelo NCREP. Nesse sentido, foi desenvolvida uma folha de cálculo capaz de agilizar a verificação à segurança sísmica de edifícios de betão armado existentes, de acordo com os métodos expeditos I e II desenvolvidos pelo LNEC e SPES.

7.2 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO

A avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes tem como quadro de referência o Eurocódigo 8 – Parte 3 (NP EN 1998-3; 2017), que apresenta procedimentos de avaliação com âmbito de aplicação geral (Sousa, Costa e Costa, 2019). No entanto, a complexidade destes procedimentos aliada ao reconhecimento de que grande parte do território nacional apresenta uma sismicidade moderada/baixa, faz com que a aplicação dos procedimentos definidos seja demasiado complexa para a maioria dos edifícios existentes de pequeno a médio porte, que cumpram certos requisitos de regularidade estrutural.

Neste contexto, foram desenvolvidos pelo LNEC dois métodos expeditos que permitem avaliar a resistência sísmica de edifícios de betão armado sem recurso a modelos numéricos, apenas com base nas propriedades geométricas (Método I) e também mecânicas (Método II) dos pilares dos edifícios.

7.3 CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE

Segundo os autores, a escolha dos métodos de avaliação admissíveis depende de 5 critérios, abaixo enumerados:

1. Classe de importância;
2. Número de pisos;

3. Regularidade estrutural;
4. Interação com edifícios adjacentes;
5. Condições geotécnicas locais.

Tais critérios são aprofundados nos capítulos seguintes, tendo como base o “*Guião de avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado*” (Sousa, Costa e Costa, 2019).

7.3.1 Classe de importância

Como estabelecido na NP EN 1998-1 (2010), um edifício pode ser classificado com uma classe de importância que varia entre I e IV (Tabela 7.1). O critério da classe de importância categoriza os edifícios de acordo com a sua relevância tendo em conta as consequências do colapso em termos de vidas humanas, da importância para a segurança pública e para a proteção civil em situações de socorro e emergência após um sismo. Assim, são propostas avaliações por metodologias mais sofisticadas em função dessa relevância. Naturalmente, os métodos de avaliação mais sofisticados podem também ser usados para avaliar edifícios de classes de importância inferiores de forma a obter uma avaliação mais precisa e detalhada.

Tabela 7.1 – classes de importância para edifícios

Classe de importância	Edifícios	Métodos propostos
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	Todos
II	Edifícios correntes não pertencentes às outras categorias	
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante atendendo às potenciais consequências associadas ao seu colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	Método III e IV
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	

7.3.2 Número de pisos

Piso é definido como cada um dos planos sobrepostos, acima da cota do terreno, nos quais se divide um edifício e que se destinam a satisfazer exigências funcionais ligadas à sua utilização (Sousa, Costa e Costa, 2019). No contexto de aplicação das presentes metodologias simplificadas (Método I e II), caves ou

subcaves totalmente enterradas não são consideradas como pisos uma vez que não interferem no comportamento sísmico da estrutura.

A aplicabilidade dos Métodos I e II restringe-se apenas a edifícios que não excedam 4 pisos e com área de implantação igual ou inferior a 400 m². A limitação do número de pisos pretende garantir que os métodos expeditos são usados apenas em edifícios que apresentem um comportamento dinâmico que não seja condicionado pela contribuição de modos de vibração de ordem superior, cujos efeitos são difíceis de ter em conta através de métodos de análise expeditos (Sousa, Costa e Costa, 2019).

7.3.3 Critérios de regularidade

Para ser considerado regular, um edifício tem de verificar os critérios de regularidade em planta e em altura especificados na NP EN1998-1 (2010). Ainda assim, para aplicabilidade das metodologias expeditas, estão excluídos da verificação destes critérios de regularidade os edifícios de habitação com 1 ou 2 pisos, uma vez que são considerados de pequeno porte devido à reduzida esbelteza e elevada compacidade que os caracteriza.

7.3.4 Interação com edifícios adjacentes

Os critérios relativos à interação com edifícios adjacentes não se aplicam a edifícios isolados ou a edifícios em que a presença de juntas estruturais permitam uma deformação lateral, sem restrições, correspondente a um deslocamento igual ou superior a 2.2 % da altura do mais baixo de entre o edifício em avaliação e o adjacente.

Em edifícios em banda ou de gaveto, em que as juntas de dilatação não garantam um comportamento dinâmico do edifício independente relativamente a qualquer dos edifícios que lhe sejam adjacentes, os Métodos I e II podem ser aplicados apenas se o edifício satisfizer os limites definidos de acordo com os seguintes aspetos construtivos:

- Alinhamento entre lajes de edifícios adjacentes: considera-se que o(s) edifício(s) adjacente(s) pode(m) interferir com o comportamento sísmico se a sua altura for igual ou inferior a 50 % da altura do edifício a ser avaliado;
- Diferença de altura entre edifícios adjacentes: os efeitos da interação não podem ser desprezados quando a(s) laje(s) do(s) edifício(s) adjacente(s) apresentam um desnível superior aos limites definidos na Figura 7.1.

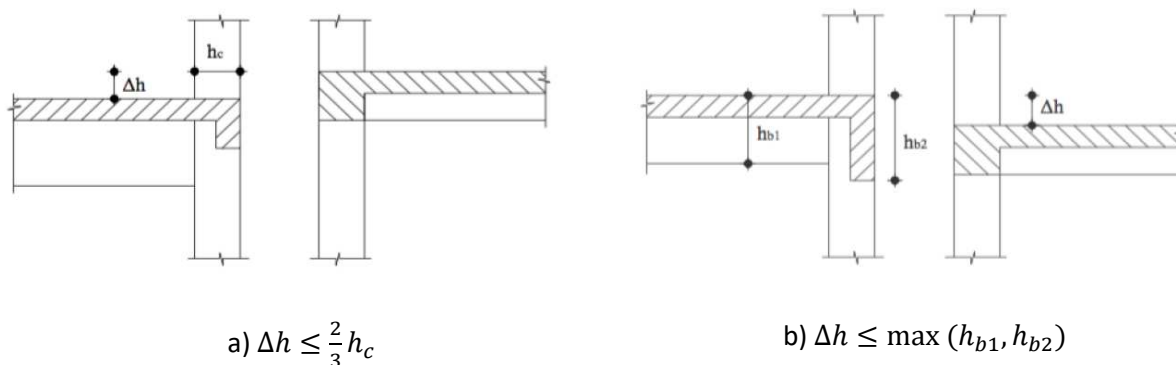


Figura 7.1 – Disposições para avaliar a interação com edifícios adjacentes (Sousa, Costa e Costa, 2019 adaptado de ECPFE/EPPO; 2013)

7.3.5 Condições geotécnicas locais

Os métodos expeditos I e II são aplicáveis apenas a edifícios situados em terrenos do Tipo A, B ou C, conforme definido na NP EN 1998-1 (2010). Esta regra tem como objetivo limitar o uso dos métodos expeditos em estruturas fundadas em terrenos moles ou especiais. Nestes casos é aconselhável a realização de análises adicionais no sentido de avaliar potenciais vulnerabilidades ao nível do solo e de quantificar os efeitos de interação solo-estrutura.

7.4 RESUMO

Em síntese, o organograma da Figura 7.2 identifica as etapas a seguir para a verificação à segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado em função do número de pisos do edifício. De realçar que, no limite, o edifício pode atingir uma classe de importância II, com um tipo de solo A, B ou C. Caso estas exigências não sejam satisfeitas, os métodos expeditos aqui retratados não podem ser aplicados.

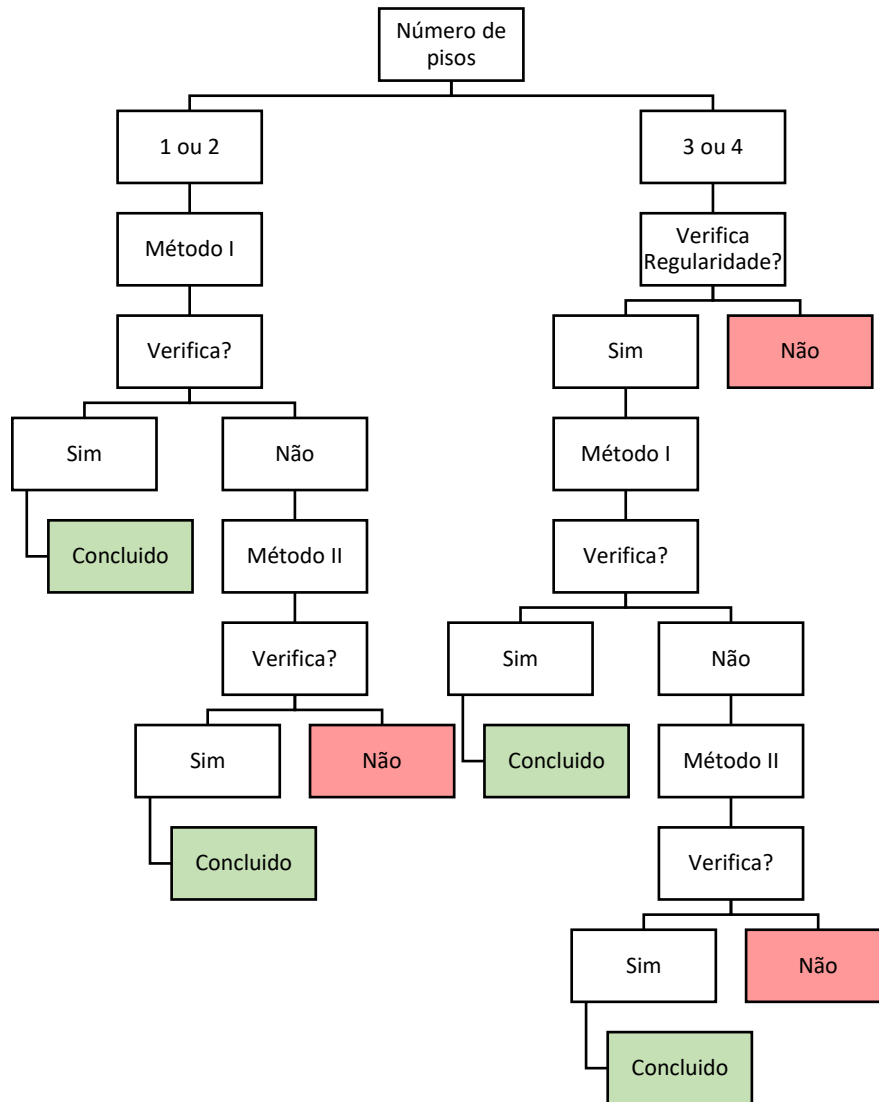


Figura 7.2 – Organograma do funcionamento da folha de cálculo em função do número de pisos

7.5 FUNDAMENTOS TEÓRICOS DOS MÉTODOS EXPEDITOS I E II

7.5.1 Método I

De acordo com o Método I, a segurança estrutural à ação sísmica é avaliada em termos de percentagem de área de pilares por piso em relação à área do piso referente.

De modo a verificar a segurança relativamente à ação sísmica, um edifício existente tem de, ao nível de cada piso j , apresentar uma percentagem de área de pilares existentes $(A_{PC,j})$, relativamente à área do piso igual ou superior à percentagem de área de pilares exigida $(A_{PE,j})$

$$A_{PC,j} \geq A_{PE,j} \tag{7.1}$$

Os valores da percentagem de área de pilares exigida (A_{PE}) são apresentados na Tabela 7.2, em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o mesmo se encontra implantado.

Tabela 7.2 – Valores exigidos de área de pilares, em percentagem da área de implantação dos edifícios por zona sísmica e tipo de terreno

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	
1.1	0.9	1.2	1.5	1.6	2.1	2.6	2.2	2.9	3.5	2.9	3.6	4.3	Sismo afastado Continente
1.2	0.6	0.9	1.2	1.2	1.7	2.0	1.7	2.3	2.8	2.2	2.9	3.5	
1.3	0.4	0.6	0.8	0.8	1.2	1.5	1.1	1.6	2.0	1.5	2.1	2.5	
1.4	0.2	0.3	0.5	0.4	0.7	0.9	0.6	1.0	1.2	0.8	1.3	1.6	
1.5	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.4	0.3	0.5	0.6	0.4	0.6	0.8	
1.6	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	0.2	0.3	0.1	0.3	0.4	
2.1	0.5	0.7	0.9	0.8	1.1	1.3	1.0	1.3	1.5	1.0	1.3	1.6	Sismo próximo Açores
2.2	0.3	0.5	0.6	0.5	0.8	1.0	0.6	0.9	1.2	0.7	1.0	1.2	
2.3	0.2	0.3	0.4	0.3	0.5	0.7	0.4	0.7	0.8	0.5	0.7	0.9	Sismo próximo Continente
2.4	0.1	0.1	0.2	0.1	0.3	0.4	0.2	0.3	0.5	0.2	0.4	0.5	
2.5	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	

Através da expressão (7.2), onde se multiplica o valor de (A_{PE}) pelo valor do coeficiente η_j definido na Tabela 7.4 obtêm-se os valores exigidos da percentagem de área de pilares a considerar para cada piso ($A_{PE,j}$).

$$A_{PE,j} = \eta_j A_{PE} \tag{7.2}$$

7.5.2 Método II

De acordo com o Método II, a segurança estrutural relativamente à ação sísmica é avaliada em termos do coeficiente sísmico. Um edifício existente verifica a segurança relativamente à ação sísmica se, ao nível de cada piso j e em cada uma das duas direções principais do edifício, for respeitada a seguinte condição:

$$CS_{C,j} \geq CS_{E,j} \tag{7.3}$$

Onde:

$CS_{C,j}$ – capacidade resistente do edifício estimada em termos do coeficiente sísmico;

$CS_{E,j}$ – coeficiente sísmico exigido.

Os valores do coeficiente sísmico global exigido (CS_E) são apresentados na Tabela 7.3, em função do número de pisos do edifício, zona sísmica e tipo de terreno onde o edifício se encontra implantado.

Tabela 7.3 – Valores dos coeficientes sísmicos exigidos (CS_E) para edifícios de 1 a 4 pisos localizados em cada zona sísmica e nos tipos de terreno A, B e C, definidos de acordo com a NP EN 1998 – 1 (2010)

Zona Sísmica	1 piso			2 pisos			3 pisos			4 pisos			
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	
1.1	0.26	0.37	0.45	0.24	0.32	0.39	0.22	0.29	0.35	0.22	0.27	0.32	Sismo afastado Continente
1.2	0.19	0.28	0.35	0.18	0.25	0.31	0.17	0.23	0.28	0.16	0.22	0.26	
1.3	0.12	0.19	0.24	0.12	0.18	0.22	0.11	0.17	0.20	0.11	0.16	0.19	
1.4	0.06	0.11	0.14	0.07	0.10	0.13	0.06	0.10	0.12	0.06	0.09	0.12	
1.5	0.02	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	
1.6	0.01	0.02	0.02	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03	
2.1	0.14	0.22	0.26	0.12	0.16	0.19	0.10	0.13	0.15	0.08	0.10	0.12	Sismo próximo Açores
2.2	0.09	0.15	0.19	0.08	0.12	0.15	0.06	0.10	0.12	0.05	0.07	0.09	
2.3	0.05	0.09	0.12	0.05	0.08	0.10	0.04	0.07	0.08	0.04	0.05	0.07	Sismo próximo Continente
2.4	0.02	0.04	0.06	0.02	0.04	0.06	0.02	0.03	0.05	0.01	0.03	0.04	
2.5	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.04	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.02	

Os valores de coeficiente sísmico exigido a considerar ao nível de cada piso j são obtidos através da expressão:

$$CS_{E,j} = \eta_j CS_E \tag{7.4}$$

Onde:

η_j – coeficiente relacionado ao piso j ;

CS_E – coeficiente sísmico global.

Tabela 7.4 – Valores do coeficiente η_j em função do número de pisos do edifício e do piso em análise

Piso	Número de pisos do edifício			
	4	3	2	1
4	0.40	-	-	-
3	0.70	0.50	-	-
2	0.90	0.83	0.67	-
1	1.00	1.00	1.00	1.00

Por sua vez, a capacidade resistente do edifício estimada em termos do coeficiente sísmico tem em conta a possibilidade dos elementos estruturais desenvolverem mecanismos de flexão ou de corte. Deste modo, tal parâmetro pode ser definido como o rácio entre a resistência para forças horizontais de um piso $V_{H,j}$ e o peso correspondente à combinação sísmica de ações W_E .

$$CS_{C,j} = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^n \min(V_{F,i} V_{C,i})}{W_E} \tag{7.5}$$

onde:

$V_{F,i} V_{C,i}$ – resistência à flexão e ao corte, respetivamente, de cada pilar i de um dado piso j , de um total de n pilares do edifício;

W_E – peso total do edifício, dado pela expressão (7.8).

A resistência dos pilares devido a mecanismos de flexão e corte pode ser determinada através das expressões (7.6) e (7.7), respetivamente:

$$V_{F,i} = 1.24 \left(\frac{b_i h_i^2 \rho_{l,i} f_{yl}}{L_{v,i}} \right)^{0.72} \quad (7.6)$$

$$V_{C,i} = 0.87 A_{c,i} \left(\tau_c \left(1 - 0.16 \min \left(5, \frac{L_{v,i}}{h_i} \right) \right) + \rho_{w,i} f_{yw,i} \right) \quad (7.7)$$

Onde:

b_i – dimensão da secção transversal do pilar i perpendicular à direcção de carga em consideração;

h_i – dimensão da secção transversal do pilar i segundo a direcção de carga em consideração;

$\rho_{l,i}$ – taxa total da armadura longitudinal do pilar i ;

f_{yl} – valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais;

$L_{v,i}$ – distância entre a extremidade do pilar i e o ponto de inflexão. Pode considerar-se $L_{v,i}$ igual a metade da altura livre do pilar, quando bi-encastrado ou à altura livre do pilar, quando em consola;

$A_{c,i}$ – área da secção transversal do pilar i ;

τ_c – tensão transversal equivalente associada a mecanismos de corte dos pilares, conservativamente considerada igual a 0.24 MPa;

$\rho_{w,i}$ – taxa total da armadura transversal do pilar i ;

$f_{yw,i}$ – valor médio da tensão de cedência das armaduras transversais dividido por um fator de segurança de 1.55 (resultante da multiplicação do fator de segurança para o aço de 1.15 por um fator de conhecimento de 1.35).

De acordo com o disposto na cláusula 3.2.4 da NP EN 1998-1 (2010), os efeitos das forças inércia resultantes da ação sísmica devem ter em conta a presença, em cada piso j , das massas associadas a todas as forças gravíticas, expressas em forças por unidade de área que surgem na seguinte combinação de ações:

$$W_{E,j} = \sum G_{k,j} + \sum (\psi_{E,n} q_{k,m} + \sum 1/A_{s_j} (\psi_{E,n} Q_{k,n})_j) \quad (7.8)$$

7.6 APRESENTAÇÃO DA FOLHA DE CÁLCULO

A apresentação da folha de cálculo será feita de modo demonstrativo, com a resolução do caso exemplo contido no Anexo IV, reproduzindo o exemplo do documento de apresentação dos métodos pelo LNEC.

A folha de cálculo é constituída por três secções distintas, em que dependendo de condições iniciais chave, pode ou não ser necessário o uso de todas elas. Estas três secções são caracterizadas por: (1) Planta; (2) Regularidade; (3) Cálculo I e II. A apresentação da folha de cálculo seguirá a ordem de utilização da mesma.

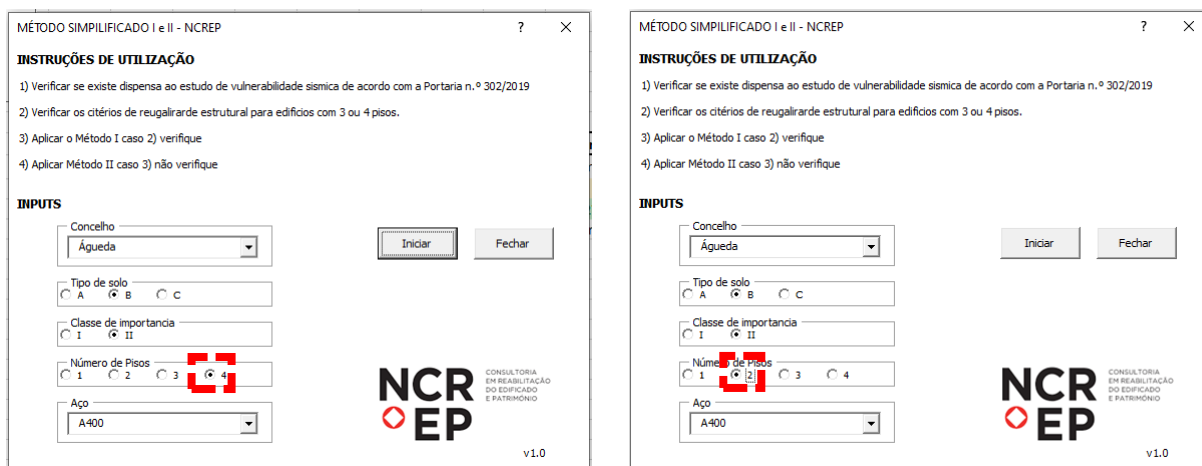
7.6.1 Dados iniciais

Conforme apresentado na Figura 7.3, a folha de cálculo quando aberta apresenta-se o mais expedita e direta possível. Assim, é apresentada uma caixa de diálogo para a introdução dos dados iniciais relativos ao edifício em estudo, nomeadamente:

- Seleção do concelho onde se localiza o edifício em estudo;
- Seleção do tipo de solo;
- Seleção da classe de importância do edifício;
- Seleção do número de pisos do edifício;
- Seleção da classe resistente dos elementos de aço presentes nos elementos verticais resistentes da estrutura (tal informação apenas se torna necessária para o cálculo do Método II).

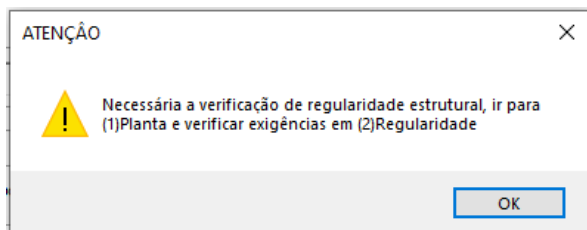
Figura 7.3 – Caixa de diálogo inicial da folha de cálculo

Esta caixa de diálogo permite assim uma rápida perceção de quais os elementos que devem ser verificados, como por exemplo, a necessidade da verificação dos requisitos de regularidade estrutural. Tomando como exemplo o preenchimento da caixa de diálogo com uma zona com um índice sísmico 1.6, para um tipo de solo B, classe de importância II, e elementos estruturais com aço classe A400, é apresentada uma mensagem (Figura 7.4) com indicações dos passos seguintes., que varia em função do numero de pisos.

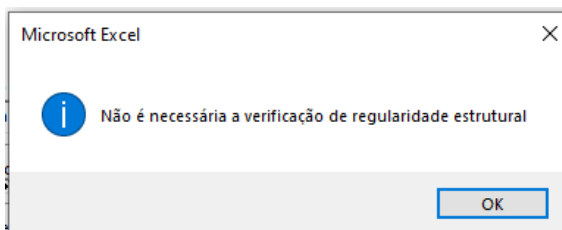


a) Caso para edifícios com 4 pisos

b) Caso para edifícios com 2 pisos



c) Alerta sobre verificações necessárias



d) Aviso sobre dispensa de verificação

Figura 7.4 – Outputs possíveis da caixa de diálogo

7.6.2 Edifícios com três ou quatro pisos

Caso o edifício em estudo apresente mais do que 2 pisos, como demonstrado na Figura 7.3 c), é necessário efetuar previamente a verificação dos critérios de regularidade estrutural. Caso os mesmos cumpram com as disposições regulamentares, os Métodos I e II podem ser aplicados, caso contrário, a simplificação e a folha de cálculo aqui apresentada não pode ser aplicada.

7.6.2.1 Critérios de regularidade estrutural

Tendo em conta a possível dificuldade em extrair de forma expedita de uma planta estrutural em suporte não digital informações como o centro de rigidez ou raio de torção, na secção “(1) Planta” encontra-se um método capaz de interpretar as propriedades necessárias à verificação de regularidade estrutural em

planta preconizada no EC8. De um modo sucinto, esta aba reproduz a planta do piso tipo (designada por piso 1) de um edifício através da representação dos seus pilares exteriores, e de seguida, com a introdução dos restantes pilares (interiores) e a definição da sua geometria, extrai os dados necessários para a verificação.

O primeiro passo consiste em definir os vários tipos de secções dos pilares que surgem nas plantas estruturais do piso tipo do edifício. Neste ponto, é necessário o conhecimento geométrico de todos os pilares do piso citado, de modo a categorizá-los em função de três critérios: base, altura (diâmetro em caso de pilares circulares) e comprimento. Neste exemplo, foi considerado o piso 1, efetuando-se um agrupamento da geometria dos pilares desse mesmo piso. Daqui resultaram 11 secções distintas, conforme apresentado na tabela seguinte:

Tabela 7.5 - Definição dimensional das secções

1									
Definir os pilares									
PX	11								
Secção	PX	L (m)	b/φ (cm)	h (cm)	A (m ²)	kN/m			G
						kx	ky	G	
Retangular	P1	3,3	20	50	0,1000	3339,177	20869,86	12500000	
Retangular	P2	3,3	40	40	0,1600	21370,73	21370,73	12500000	
Retangular	P3	3,3	30	60	0,1800	13523,67	54094,67	12500000	
Retangular	P4	3,3	30	70	0,2100	15777,61	85900,33	12500000	
Retangular	P5	3,3	20	40	0,0800	2671,342	10685,37	12500000	
Retangular	P6	3,3	30	40	0,1200	9015,778	16028,05	12500000	
Retangular	P7	3,3	20	35	0,0700	2337,424	7158,36	12500000	
Retangular	P8	3,3	20	70	0,1400	4674,848	57266,88	12500000	
Retangular	P9	3,3	30	50	0,1500	11269,72	31304,78	12500000	
Retangular	P10	3,3	20	85	0,1700	5676,601	102533,6	12500000	
Retangular	P11	3,3	20	60	0,1200	4007,012	36063,11	12500000	

Definidas as secções, devem ser inseridas as coordenadas dos pilares exteriores do edifício. O método encontrado para a correta reprodução da planta pressupõe certos requisitos na introdução das coordenadas, tais como:

1. Deve ser considerado um sistema de eixos xy sobre o pilar do canto inferior esquerdo da planta;
2. Esse pilar deve possuir como coordenadas os pontos x=0 e y=0 e deve ser o primeiro pilar a ser introduzido na folha;
3. Os restantes pilares devem ser introduzidos no sentido anti-horário em planta em relação ao primeiro pilar;

4. Caso existam varandas e as mesmas não possuam pilares nos seus cantos exteriores, devem ser criados pilares fictícios de modo a abranger essa mesma varanda para o cálculo de áreas.

Tabela 7.6 - Introdução das coordenadas dos pilares exteriores, e pilares fictícios que delimitam a área em planta

2								
Definir coordenadas dos Pilares EXTERIORES (extremidades)								
Pilares de CANTO		13						
Coordenadas Pilares Exteriores								
Secção	Pilar	x	y	derivada	dx	A parcial	Ac	A total
	P1e	0	0	0	6,6	0	0	277,11
	P2e	6,6	0	0	3,5	0	0	
	P3e	10,1	0	0	6,45	0	0	
	P4e	16,55	0	INF	0	0	0	
	P5e	16,55	1,55	0	3,25	-5,0375	0	
P11	P6e	19,8	1,55	INF	0	0	-5,0375	
P8	P7e	19,8	7,48	INF	0	0	-5,0375	
P11	P8e	19,8	12,15	INF	0	0	-5,0375	
	P9e	19,8	14,25	0	19,8	282,15	-5,0375	
	P10e	0	14,25	INF	0	0	277,1125	
P11	P11e	0	12,15	INF	0	0	277,1125	
P8	P12e	0	7,48	INF	0	0	277,1125	
P8	P13e	0	1,55	INF	0	0	277,1125	
	P1 (FECHO)e	0	0	INF		0	277,1125	
	e						277,1125	

Após a introdução das coordenadas dos pilares que delimitam a planta estrutural do piso tipo, deve ser associada uma das secções previamente criadas. Neste exemplo, os pilares P1 a P5, P9 e P10 são pilares fictícios, introduzidos nesta tabela com o propósito de representar esquematicamente a planta estrutural. Tratando-se de pilares fictícios, o campo “Secção” destes pilares terá obrigatoriamente de ser nulo.

Caso existam recuos ou avanços na planta, que quebrem a forma retangular ou quadrada da mesma, devem ser definidas as linhas poligonais convexas que delimitem a área em planta. Para isso devem ser indicados os pilares a serem unidos (Tabela 7.7) por uma linha fictícia, como representado na Figura 7.5 através do traço verde.

Tabela 7.7 - Seleção de pilares a serem conectados

Ligar ---->	Com
P4	P6

De seguida devem ser introduzidas as coordenadas dos pilares interiores em relação ao mesmo sistema de eixo já estabelecido. Neste passo a ordem de introdução de dados é irrelevante.

Tabela 7.8 – Introdução de coordenadas dos pilares interiores em metros

4									
Definir coordenadas dos Pilares INTERIORES									
Pilares INTERIORES		11							
secção	Pilar	coordenadas pilares int		K		G	di		r
		x	y	x	y		xi	yi	
P4	P1i	6,6	1,55	15777,61	85900,33	12500000	3,019679	5,403371	1243929
P5	P2i	10,1	1,55	2671,342	10685,37	12500000	0,480321	5,403371	80458,81
P6	P3i	13,25	1,55	9015,778	16028,05	12500000	3,630321	5,403371	474465,8
P5	P4i	6,6	4,1	2671,342	10685,37	12500000	3,019679	2,853371	119183,4
P5	P5i	10,1	4,1	2671,342	10685,37	12500000	0,480321	2,853371	24214,53
P3	P6i	6,6	7,48	13523,67	54094,67	12500000	3,019679	0,526629	497010,7
P1	P7i	10,1	7,48	3339,177	20869,86	12500000	0,480321	0,526629	5740,929
P3	P8i	13,25	7,48	13523,67	54094,67	12500000	3,630321	0,526629	716676,7
P3	P9i	13,25	12,15	13523,67	54094,67	12500000	3,630321	5,196629	1078132
P1	P10i	10,1	12,15	3339,177	20869,86	12500000	0,480321	5,196629	94989,16
P3	P11i	6,6	12,15	13523,67	54094,67	12500000	3,019679	5,196629	858466,1

Mais uma vez, após a inclusão das coordenadas de todos os pilares interiores, deve-se atribuir uma das secções previamente criadas.

Durante o processo de introdução de dados é possível observar a reprodução da planta na folha de cálculo, de modo a comparar a geometria da área criada com a planta estrutural original, bem como a localização do centro de massa e de rigidez.

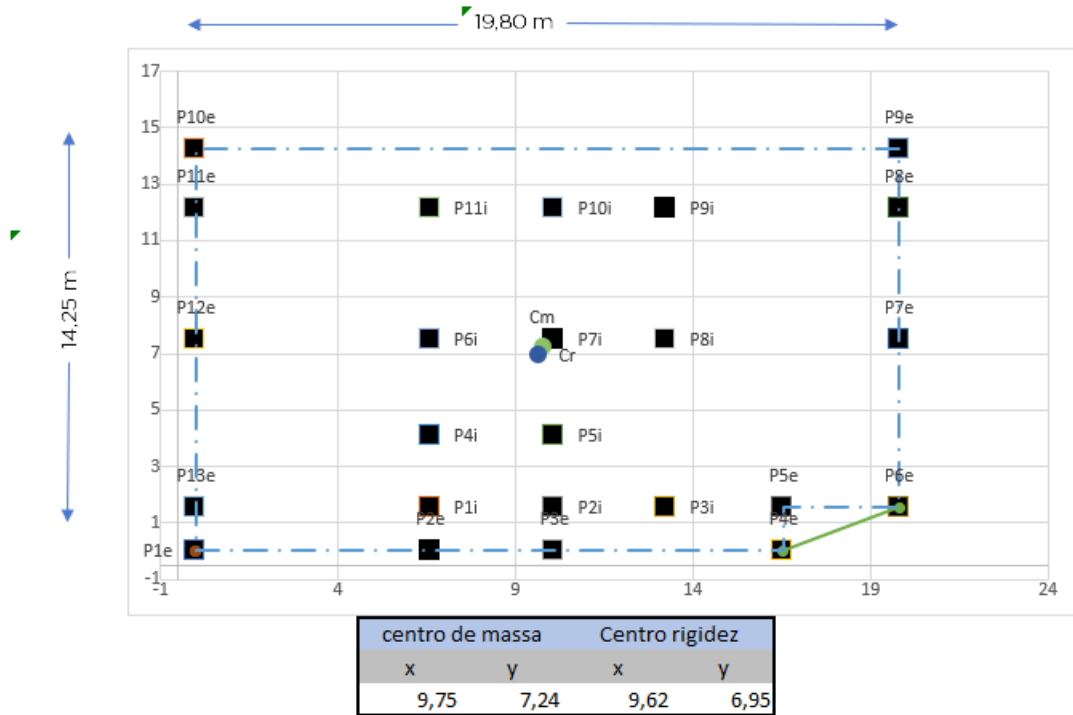


Figura 7.5 – Representação esquemática da planta inserida, com os valores do centro de massa e rigidez (área em planta a tracejado azul; linha poligonal convexa a verde)

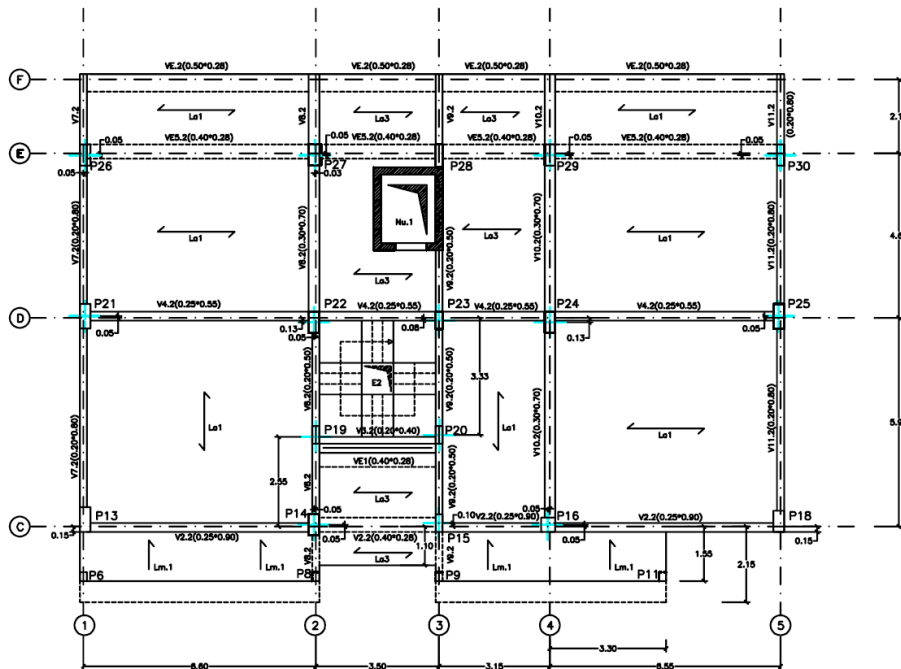


Figura 7.6 – Planta estrutural do piso tipo do edifício de exemplo

Após verificar se a planta gerada pela folha (Figura 7.5) é idêntica à planta original do piso tipo (Figura 7.6), prossegue-se para a aba “(2) Regularidade”. Aqui estão expostas as verificações aos critérios de regularidade estrutural, bem como as verificações de interação com edifícios adjacentes. Grande parte

das informações quantitativas necessárias à verificação da regularidade em planta são apresentadas de forma automática através do tratamento de dados presentes na aba “(1) Planta”. Quanto aos elementos qualitativos, deve ser escolhida nas referentes caixas de diálogo a resposta adequada.

Tabela 7.9 – Verificação dos critérios de regularidade em planta (a verde os dados automatizados, gerados na aba “(1) Planta”; a vermelho os campos a ser preenchidos manualmente)

Regularidade em planta		
1) Simetria entre centro de massa e rigidez em x e y	Sim	
2) Planta compacta (linha poligonal convexa)		
Área em planta	277,11 m ²	
Área poligonal convexa	7,56 m ²	
$A_{planta} * 0,05 \geq A_{pc}$	OK	
3) Formas não irregulares (L,C,H,I e X)	Sim	
4) Esbelteza em planta λ_p		
Maior dimensão em planta	19,80 m	
Menor dimensão em planta	10,60 m	
$\lambda_p \leq 4$	OK	
5) Verificações da excentricidade e raio de torção		
x-x	Is	6,48
	e _{0x}	0,13 m
y-y	rx	7,01
	Verificação	OK
	e _{0y}	0,29 m
	ry	16,61
	Verificação	OK
Verifica-se a regularidade em planta		

Nos critérios de regularidade em altura (Tabela 7.10) e interação com edifícios adjacentes (Tabela 7.11), uma vez que os dados necessários são de extração simples e direta, devem ser respondidos todos os critérios através das *check-lists* criadas compilando assim as informações necessárias à verificação.

Tabela 7.10 – Verificação dos critérios de regularidade em altura

Regularidade em altura	
1) Todos elementos verticais resistentes a ações laterais são contínuos	Sim
2) A rigidez lateral e massa por piso permanecem constantes	Sim
3) Relação entre resistência real e de calculo não é desproporcional	Sim
4) Recuos	
Tipo de recuo	Sem recuos
L (N.A)	50,00 m

L1 (N.A)	15,00 m
L2 (N.A)	
L3 (N.A)	
Verificação	OK

Verifica-se a regularidade em altura

Tabela 7.11 – Verificação dos critérios de interação com edifícios adjacentes

Interação Com Edifícios Adjacentes	
1) Edifício isolado	Não
2) Juntas estruturais	
Deslocamento permitido pela junta	266 mm
Altura do edifício adjacente mais baixo	12,00 m
Verificação	OK
STOP, VERIFICAÇÃO DISPENSADA	Sim
Altura do edifício	50,00 m
Altura do edifício adjacente mais baixo	26,00 m
Verificação	OK
Tipo de caso	(b)
dh	4,00 cm
hc	
hb1	
hb2	
Verificação	KO
OS MÉTODOS I E II PODEM SER APLICADOS	

Caso se verifiquem os critérios acima citados, estão criadas as condições para avançar com a análise à vulnerabilidade sísmica usando os Métodos expeditos I e II, presentes na aba “(3) Cálculo I e II”.

7.6.3 Edifícios com um ou dois pisos

Para edifícios com um número de pisos inferior a três, como já referido, está dispensada a verificação dos critérios de regularidade estrutural, pelo que apenas devem ser asseguradas as condições de interceção entre edifícios adjacentes.

Daqui em diante, todas as explicações sobre o funcionamento da folha de calculo são independentes do número de pisos, uma vez que os princípios das metodologias I e II são iguais para edifícios com n número de pisos, com $n < 5$.

7.6.4 Método I

Pressupondo o método I apenas o conhecimento das propriedades geométricas dos elementos estruturais verticais de um edifício em betão armado, o princípio usado na folha de cálculo passa por definir todos os tipos de secções dos elementos verticais, e categorizá-las em função das suas dimensões, à imagem do que acontece na aba “(1) Planta”.

Tabela 7.12 – Definição das diferentes secções dos elementos verticais resistentes

Definir as secções			
PX	11		
	b (cm)	h (cm)	A (m ²)
P1	20	85	0,1700
P2	20	35	0,0700
P3	30	70	0,2100
P4	30	60	0,1800
P5	20	70	0,1400
P6	30	50	0,1500
P7	20	50	0,1000
P8	40	40	0,1600
P9	20	40	0,0800
P10	30	40	0,1200
P11	35	60	0,2100

De seguida é introduzida a área de implantação de cada piso, bem como o número de secções criadas na Tabela 7.12 por cada piso. O método aplicado consiste no preenchimento de uma tabela, onde à medida que se extrai informação das plantas estruturais, são usados contadores para adicionar secções por piso. Por exemplo, no piso 1 existem 6 elementos verticais cuja secção é de 0,30x0,60m², isto é, a secção “P4” (Tabela 7.13).

Tabela 7.13 – Introdução das áreas de implantação a verde; introdução do número de secções por piso, com exemplo a vermelho.

Definir AI e secções por piso				
Área de Implantação (m ²)				
Secções	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
	250	274	274	274
Número de Pilares				
P1	0	1		
P2	0			
P3	3			0
P4	6	4		
P5		2	1	1
P6		1	5	5
P7	5	2	3	4
P8	1			
P9		3	4	5
P10		4	4	2
P11	2			

Após este passo, a folha possui todos os dados necessários para efetuar a verificação segundo o método I (7.1), sendo os resultados exibidos na seguinte tabela:

Tabela 7.14 – Resultados da análise simplificada pelo Método I

Resultados					
PISO	η_j	A_{pE}	$A_{pE,j}$	$A_{pC,j}$	Rácio
1	1	0,10	0,40	1,12	0,36
2	0,9	0,30	0,36	0,82	0,44
3	0,7	0,30	0,28	0,73	0,39
4	0,4	0,40	0,16	0,70	0,23
O EDIFÍCIO VERIFICA A SEGURANÇA À VULNERABILIDADE SÍSMICA					

Caso o rácio seja inferior a 1,00 em todos os pisos, pode-se concluir que segundo o método I o edifício verifica a segurança à vulnerabilidade sísmica, não sendo necessário o estudo pelo método II. Caso contrário, uma vez que o método I utiliza uma abordagem mais conservadora em relação o método II, este último deve ser aplicado ao edifício em estudo.

7.6.5 Método II

Sabendo que o método II tem como fundamento não só as propriedades geométricas das diferentes secções dos elementos estruturas verticais, mas também as propriedades mecânicas, torna-se necessário redefinir as secções criadas no método I.

Assim sendo, a definição das secções para este método segue o mesmo princípio que as criadas no método I, com a adição dos parâmetros mecânicos, isto é, o número e tipos de varões das armaduras longitudinais e transversais. Conforme indicado na tabela 7.8, a folha permite a introdução de secções com até dois tipos de varões longitudinais.

Tabela 7.15 – exemplo com oito secções de elementos estruturais verticais

PX	35					ARMADURAS								
	b (cm)	h (cm)	L (m)	A (m ²)	Tipo	Armadura longitudinal				Armadura transversal				
						Φ 1 (mm)	varões 1	Φ 2(mm)	varões 2	A _{s,L} (m ²)	Ramos, x	Ramos, y	Φ(mm)	S (m)
P1	20	85	3,3	0,1700	bi-encastr	12	8			0,000905	4	2	6	0,15
P2	20	35	3,3	0,0700	bi-encastr	12	4			0,000452	2	2	6	0,15
P3	20	35	3,3	0,0700	bi-encastr	20	4			0,001257	2	2	6	0,25
P4	20	50	3,3	0,1000	bi-encastr	16	8			0,001608	3	2	6	0,2
P5	40	40	3,3	0,1600	bi-encastr	20	6	16		2 0,002287	2	2	6	0,2
P6	30	60	3,3	0,1800	bi-encastr	16	4	12		4 0,001257	3	2	6	0,15
P7	20	50	3,3	0,1000	bi-encastr	12	8			0,000905	3	2	6	0,15
P8	30	70	3,3	0,2100	bi-encastr	16	12			0,002413	4	2	6	0,2

No exemplo aqui exibido, apenas são apresentadas 8 secções como demonstração (Tabela 7.16). No total para o caso em estudo, foram contabilizadas 35 secções diferentes. Após a definição das secções, tal como no Método I, segue-se a identificação do número de secções por cada piso.

Tabela 7.16 – Introdução do número de secções por piso, das 8 primeiras secções

Definir nº de secções por piso				
Secção	Número de secções			
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4
P1	3	0		
P2	1			
P3	1			
P4	1			
P5	1			
P6	1			
P7	1			
P8	3			

Posteriormente, resta efetuar uma quantificação do peso total do edifício. Para satisfazer essa necessidade, a folha disponibiliza tabelas para uma rápida quantificação de ações permanentes e de sobrecarga. Caso existam informações na memória descritiva ou noutra documento equivalente que possam indicar o valor de $G_{k,j}$, o mesmo pode ser inserido na folha de calculo selecionando a opção “Estimado” (Tabela 7.17).

Tabela 7.17 – Quantificação de $G_{k,j}$ pelos dados existentes no projeto

3
Quantificação do peso do edifício (W_e)
Gk -----> Estimado 8,17 kN/m ²

Caso se pretenda efetuar um cálculo do peso específico do edifício (W_e), baseado no peso próprio de cada elemento, a seleção da condição “Exato” remete para uma tabela onde é possível obter um valor por piso para as cargas permanentes em função do peso específico de cada elemento (Tabela 7.18).

Tabela 7.18 – Quantificação de $G_{k,j}$ em função do peso específico de cada elemento

3							
Quantificação do peso do edifício (W_e)							
Gk -----> Exato							
	g (kN/m ²)						
Pisos	Laje	Vigas e P. Paredes	Rev.	g	g médio		
1	3,5	2	1,5	1	8	8	
2	3,5	2	1,5	1	8		
3	3,5	2	1,5	1	8		
4	3,5	2	1,5	1	8		

A magnitude da sobrecarga é gerada automaticamente. Para isso basta introduzir a classe de categoria do edifício (categorias definidas na EN 1991-1-1:2002) e de tipo de ocupação (definido na NP EN 1998-1:2010). Na eventualidade de existência de varandas, estas devem ser definidas como apresentado na Tabela 7.19, para que se contabilize a variação de sobrecarga. A folha de cálculo possibilita a introdução máxima de 3 varandas.

Tabela 7.19 – Quantificação do peso do edifício (W_e)

Pisos	Categoria	ψ_2	q_k (kN/m ²)	Tipo de ocupação	ϕ	$W_{e,j}$	A (m ²)
1	A: habitação	0,3	2	2 Pisos com ocupações independentes	0,5	8,3	250
2	A: habitação	0,3	2	2 Pisos com ocupações independentes	0,5	8,3	274
3	A: habitação	0,3	2	2 Pisos com ocupações independentes	0,5	8,3	274
4	H: coberturas	0	0	Categorias D-F e arquivos	1	8	274

Pisos	VARANDA 1		VARANDA 2		VARANDA 3		q (kN)
	L (m)	B (m)	L (m)	B (m)	L (m)	B (m)	
1	19,8	2,1	16,55	1,55			109,05
2	19,8	2,1	16,55	1,55			109,05
3	19,8	2,1	16,55	1,55			109,05
4	19,8	2,1	16,55	1,55			181,75

Finalizada a contabilização do peso total do edifício, a folha de cálculo possui todos os dados para proceder à verificação da vulnerabilidade sísmica do edifício presente na equação (7.3).

Tabela 7.20 – Resultados da análise simplificada pelo método II

Resultados											
PISO	η_j	CSe	CSe,j	Vh,j,x	Vh,j,y	We	CSc,x	CS,y	CSc,j	Rácio	
1	1	0,04	0,03	699,61	1081,53	9613,74	0,07	0,11	0,07	✓	0,41
2	0,9	0,04	0,03	503,88	893,83	9613,74	0,05	0,09	0,05	✓	0,52
3	0,7	0,03	0,02	509,29	833,96	9613,74	0,05	0,09	0,05	✓	0,40
4	0,4	0,03	0,01	485,02	780,53	9613,74	0,05	0,08	0,05	✓	0,24

7.6.6 Relatório

A elaboração da folha de cálculo teve como objetivo inicial a simplicidade e objetividade do ponto de vista do utilizador. Uma vez que a compilação de resultados, e consequente exportação tem por hábito o consumo de tempo, foi criado um modelo que agiliza este processo, tornando-o rápido e eficiente.

Após a conclusão das verificações acima apresentadas, pode-se imprimir o relatório final (Figura 7.8) dos resultados obtidos de forma automatizada. Para tal, na aba “Imprimir” encontra-se um relatório com o *template* da empresa acolhedora, ajustado às características do edifício em estudo. É possível a personalização do mesmo através de macros, que permitem a escolha de quais métodos devem incorporar o relatório, e da introdução manual ou automática do parecer técnico (Figura 7.7).

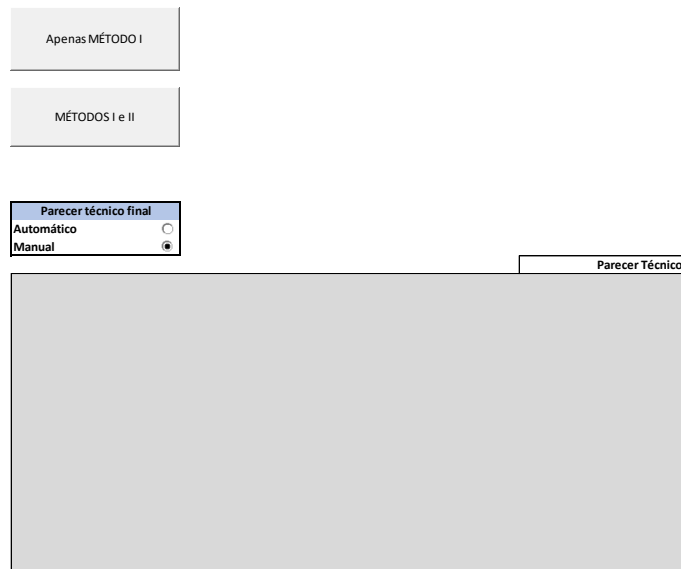


Figura 7.7 – Seleção de dados a incorporar no relatório

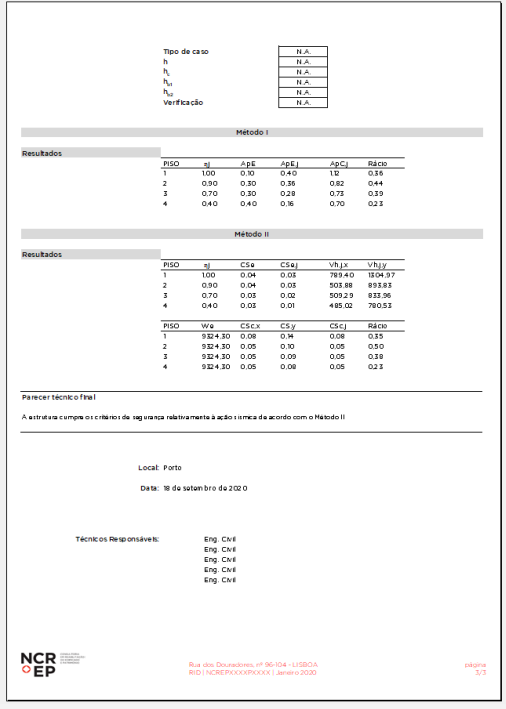
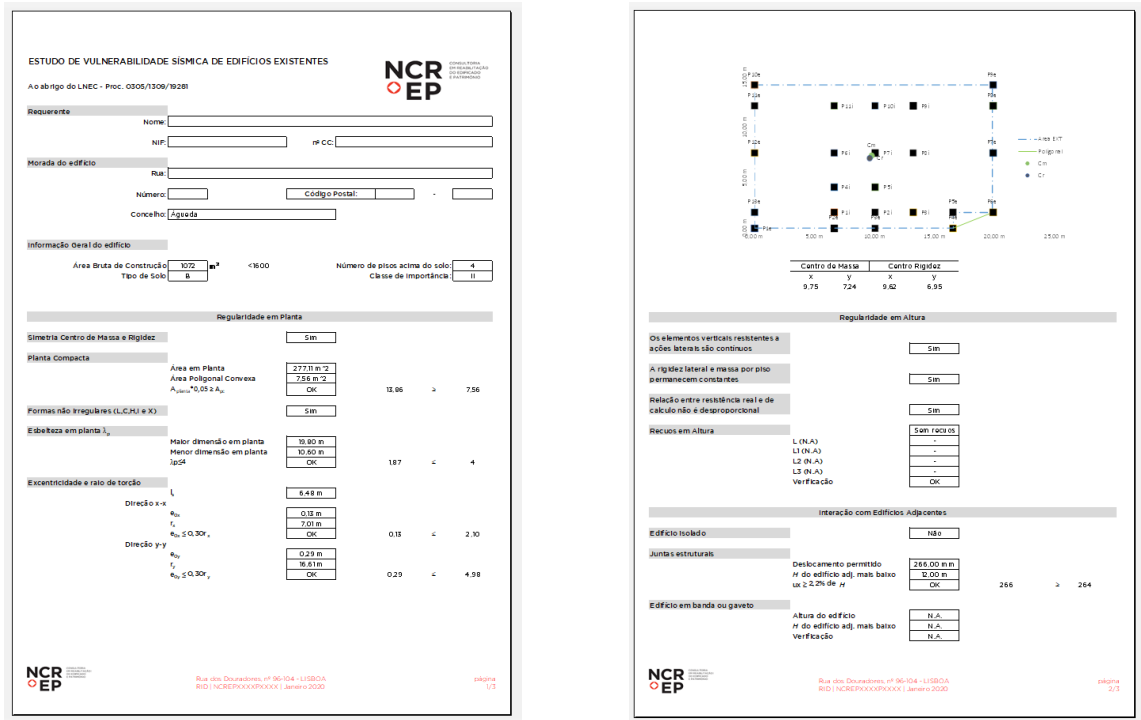


Figura 7.8 – Relatório final

No Anexo IV é apresentado o relatório final do caso de estudo usado neste capítulo que permitiu a exemplificação da folha de cálculo.

CAPÍTULO 8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 CONCLUSÕES

O presente documento tenta assim resumir as principais atividades desenvolvidas ao longo do período de estágio curricular em ambiente empresarial no NCREP. Aqui ficam registados de forma sumária os trabalhos realizados nos três casos de estudos distintos, bem como a explicação do funcionamento do processo de cálculo desenvolvido.

A variedade dos trabalhos desenvolvidos contribuiu de forma significativa para o ampliar de conhecimento nas áreas que dão título a este relatório: inspeção, diagnóstico e reabilitação estrutural. De facto, as atividades de I&D executadas nos três casos de estudo permitiram aferir a importância das várias fases constituintes, quer pelo contributo direto de cada uma delas, quer pelo cruzamento de informação das atividades. Daqui resultaram conclusões acerca do estado de conservação das estruturas apresentadas nos casos de estudo, que conduzem a diferentes propostas de intervenção com diferentes graus de intrusividade.

Surgem então, em síntese, as principais conclusões dos casos de estudo apresentados:

Caso de Estudo I – Igreja

Na sequência dos trabalhos de inspeção e diagnóstico efetuados com o objetivo de avaliar o estado de conservação estrutural do edifício, nomeadamente dos corpos laterais e posterior de uma igreja situada na região do Porto e da cobertura do auditório contíguo, apresentam-se como principais conclusões:

- O estado de conservação global da estrutura do edifício dos corpos laterais e posterior é razoável a bom, encontrando-se, contudo, alguns danos pontuais com relevância. Refere-se nomeadamente a degradação do piso 0 e a fissuração observada em paredes de alvenaria de pedra.

- A cobertura do auditório apresenta danos estruturais com gravidade, nomeadamente na zona de apoio das linhas das asnas nas paredes de alvenaria de pedra. Estes elementos deverão ser devidamente reforçados estruturalmente.

Como referido, durante a fase de projeto, a estrutura das várias coberturas do edifício dos corpos laterais e posterior será inspecionada, com objetivo de avaliar com rigor o estado de conservação e complementar o sistema estrutural esquematizado nas peças desenhadas em anexo.

Paralelamente, em fase de projeto serão definidas com pormenor, e devidamente compatibilizadas com a arquitetura, as soluções de reforço estrutural que permitirão mitigar as debilidades identificadas na inspeção.

Caso de Estudo II – Edifício Vila Amélia

Na prossecução das campanhas de inspeção e diagnóstico executadas com o objetivo de avaliar o estado de conservação estrutural de um edifício de tipologia tradicional, situada na cidade de Marco de Canaveses, é possível concluir que:

- O estado de conservação dos pavimentos de madeira é razoável, devendo os mesmos ser alvo de ações de reforço nas zonas A e B.
- Os elementos estruturais da cobertura apresentam um bom estado de conservação, podendo assim ser mantidos. No entanto as zonas de apoio das asnas devem ser reforçadas devido a altas percentagens de teor em água.
- De um modo geral, as paredes de alvenaria apresentam um bom estado de conservação, como tal, considera-se que as mesmas podem ser mantidas, devendo ser alvo de ações de consolidação.
- As paredes de tabique com função estrutural apresentam fissuração, pelo que devem ser alvo de reforço estrutural e da substituição de alguns panos de reboco.

Caso de Estudo III – Escadaria Livraria Lello

Os trabalhos exibidos relativamente a este caso de estudo pretendem servir como primeira análise ao comportamento estrutural da escada, identificando eventuais anomalias no seu funcionamento. Pretende ainda servir de base à monitorização dinâmica a implementar na estrutura, de modo a permitir ao longo do tempo identificar eventuais anomalias no seu funcionamento.

Como considerações finais, pode-se resumir o seguinte:

- Não foram identificados danos significativos na estrutura da escada que condicionem o seu comportamento estrutural atual;
- Foram efetuados ensaios dinâmicos de vibração ambiental que servirão de base e de termo de comparação à futura monitorização;
- Os ensaios dinâmicos realizados permitiram uma melhor definição dos pontos de leitura na monitorização a implementar;
- Foram simulados numericamente danos na escada e avaliadas as suas consequências no comportamento dinâmico da escada;
- identifica-se a ligação dos pilares como a mais crítica a ser observada nas futuras catividades de inspeção, bem como da ligação do patamar às escadas;

Os resultados da monitorização deverão ser comparados com os obtidos no presente relatório, devendo ainda ser complementados por uma inspeção visual rigorosa, em particular das zonas de maior probabilidade de concentração de dano. Caso de Estudo III – Escadaria Livraria Lello

Folha de Cálculo de Análise Sísmica

Por fim, no presente relatório foi apresentado o desenvolvimento da folha de cálculo de verificação à segurança sísmica de edifícios de betão armado existentes, de acordo com os métodos expeditos I e II desenvolvidos pelo LNEC e SPES, que procura ser uma mais-valia para o NCREP em trabalhos futuros que se enquadrem.

A folha apresenta as seguintes capacidades:

- Verificação de segurança sísmica pelo Método I e II segundo os padrões acima referidos;
- Verificação dos critérios de regularidade estrutural, com foco na regularidade em planta;
- *Template* de relatório de impressão automatizado;
- Interface simplificada com caixas de diálogo para correta introdução de dados.

8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

De forma a aproveitar as potencialidades do modelo numérico concebido para o caso de estudo apresentado no Capítulo 6, propõem-se;

- Alargar o estudo de cenários de dano, de modo a obter mais informação sobre o possível comportamento da estrutura;

CAPÍTULO 8

- Traçar linhas de influência, com o intuito de localizar zonas críticas da escadaria que sirvam de referência durante uma possível fase de monitorização.

Após a elaboração da folha de cálculo exposta no Capítulo 7 do presente relatório, foram detetados alguns aspetos passíveis de aperfeiçoamento, tais como:

- Alargar a capacidade de introdução de dados, isto é, aumentar o número de seções que possam ser introduzidas na folha de cálculo. À data existe a limitação de 35 secções distintas;
- Criar um sistema de deteção de erro dos dados introduzidos, uma vez que em edifícios com uma vasta gama de pilares a probabilidade de erro na introdução de dados aumenta;
- Automatizar totalmente a verificação dos critérios de regularidade estrutural preconizados no EC8.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERTOLINI, C. *et al.* - A non destructive diagnostic method on ancient timber structures: some practical application examples. 1998.

CAETANO, E. - Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1992. Tese de mestrado

CEN. Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas, NP EN 1990. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2009b.

CEN. Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, NP EN 1991-1-1. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2009a.

CEN. Eurocódigo 5 - Projeto de estruturas de Madeira – Parte 1-1: Regras gerais – Regras comuns e regras para edifícios, NP EN 1995-1-1. Norma Europeia. Portugal: IPQ, 2004.

COSTA, Alexandre A. - Apontamentos da disciplina de Estruturas de Madeira e Alvenaria, Versão 2.0. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 2015

DIAS, T. - Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural. Porto: Faculdade de Engenharia do Universidade do Porto, 2008. Tese de mestrado.

DIAS, T. *et al.* - Análise de pavimentos de madeira através de ensaios in situ. O caso dos edifícios antigos do Porto. 2008. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/67521>

FEIO, A. e LOURENÇO, P. - ENCONTRO SOBRE A MADEIRA E SUAS APLICAÇÕES NOBRES, 2005 – Bem Utilizar a Madeira. [Consult. 4 Ago. 2020]

FERREIRA, Miguel *et al.* - Estratégias e processos de inspeção para avaliação e diagnóstico do património edificado. Conservar Património Nº18 (2013). ARP - Associação Profissional de Conservadores-Restauradores de Portugal, 2013. ISSN 21829942.

GUEDES, João *et al.* - Reabilitação e Reforço de Estruturas Património Nacional; Experiência da FEUP. 2002. [Consult. 9 Ago. 2020]. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/312022526>

ICOMOS. - Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitetónico do ICOMOS. 2004

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

JÚNIOR, J. - Avaliação não destrutiva da capacidade resistente de estruturas de madeira de edifícios antigos. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006. Tese de mestrado

LOPES, V. - Identificação Mecânica e Avaliação do Comportamento Sísmico de Chaminés em Alvenaria. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009. Tese de mestrado

NCREP. - Atividades. [Consult. 24 Set. 2020]. Disponível em <https://ncrep.pt/investigacao-desenvolvimento/atividades/>

NCREP. - Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural - Edifício Vila Amélia. Porto, 2020a

NCREP. - Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural - Igreja. Porto, 2020b

NCREP. - Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural - Livraria Lello Porto, 2020c

PAUPÉRIO, E. *et al.* - Inspeção e diagnóstico de estruturas. Contributo para a sua preservação. 2011. [Consult. 6 Ago. 2020] Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/84524>

Revista da Conservação do Património Arquitectónico e da Reabilitação do Edificado: Reabilitação de Estruturas de Madeira. N.º 29 (Jan./Fev./Mar, 2006) - Lisboa: Pedra&Cal, 2006- . ISSN 1645-4863

SOUSA, R., COSTA, A. C. e COSTA, A. - Guião de avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado. 2019. Disponível em:

http://www.inec.pt/fotos/editor2/guiaoavaliacaosegurancasismicaedifs_ba_v1.0f.pdf

SOUSA, R., COSTA, A. C. e COSTA, A. - Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Relatório 81/2019.

ANEXOS

ANEXO I – CASO DE ESTUDO I

Nas páginas seguintes apresentam-se os resultados dos registos referentes aos ensaios efetuados, com identificação dos elementos ensaiados e com um comentário sobre o estado de conservação dos elementos estruturais.

No Quadro AI.1 apresenta-se, de forma sumária, o resultado da inspeção e dos ensaios realizados nos elementos de madeira, acompanhados pelo estado de conservação, nomeadamente bom estado de conservação (verde), mau estado de conservação (vermelho) ou razoável estado de conservação (amarelo).

No Quadro AI.2 e Quadro AI.3 são apresentados os registos dos ensaios acompanhados de comentários relativos ao seu estado de conservação.

Quadro AI.1 – Resumo dos ensaios experimentais, realizados nos elementos estruturais de madeira existentes

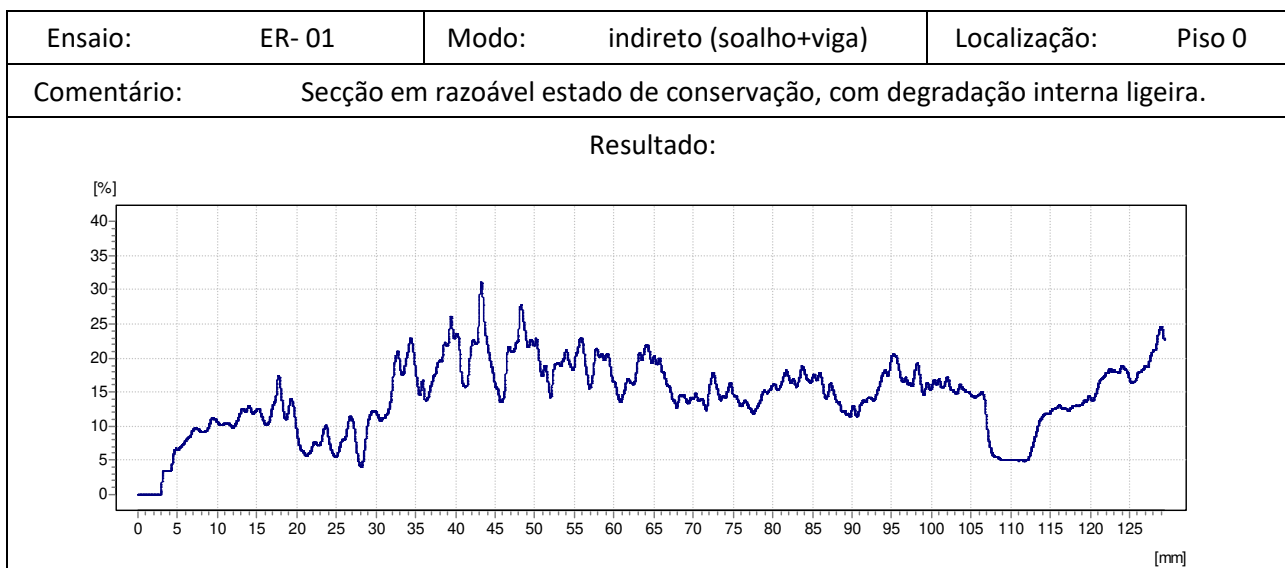
Localização	Elemento	Direcção do ensaio	Secção (cm ²)	Tipo de ensaio	Ensaio	Resultados dos ensaios		Estado	Comentário	
						Higrómetro (%)				
pisso 0	viga	vertical		indirecto	ER- 1	-		✓/✗	Razoável estado de conservação	
	viga	vertical		indirecto	ER- 2	-		✓		
	viga	vertical		indirecto	ER- 3	-		✓		
	nave lateral (Sudoeste)	viga	vertical		indirecto	ER- 4	-		✓	
		viga	vertical	7x22 a	indirecto	ER- 5	-		✗	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 6	-		✓	
		viga	vertical		indirecto	ER- 7	-		✓/✗	Razoável estado de conservação
		viga	vertical		indirecto	ER- 8	-		✓	
	viga	vertical		directo	ER- 9	17		✓/✗	Razoável estado de conservação	
	nave posterior	viga	vertical	7x22 a	indirecto	ER- 10	-		✗	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 11	-		✗	
	nave lateral (Nordeste)	viga	vertical		indirecto	ER- 12	-		✗	
		viga	vertical	7x22	indirecto	ER- 13	-		✓/✗	Razoável estado de conservação
		viga	vertical	a	indirecto	ER- 14	-		✗	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 15	-		✓/✗	Razoável estado de conservação

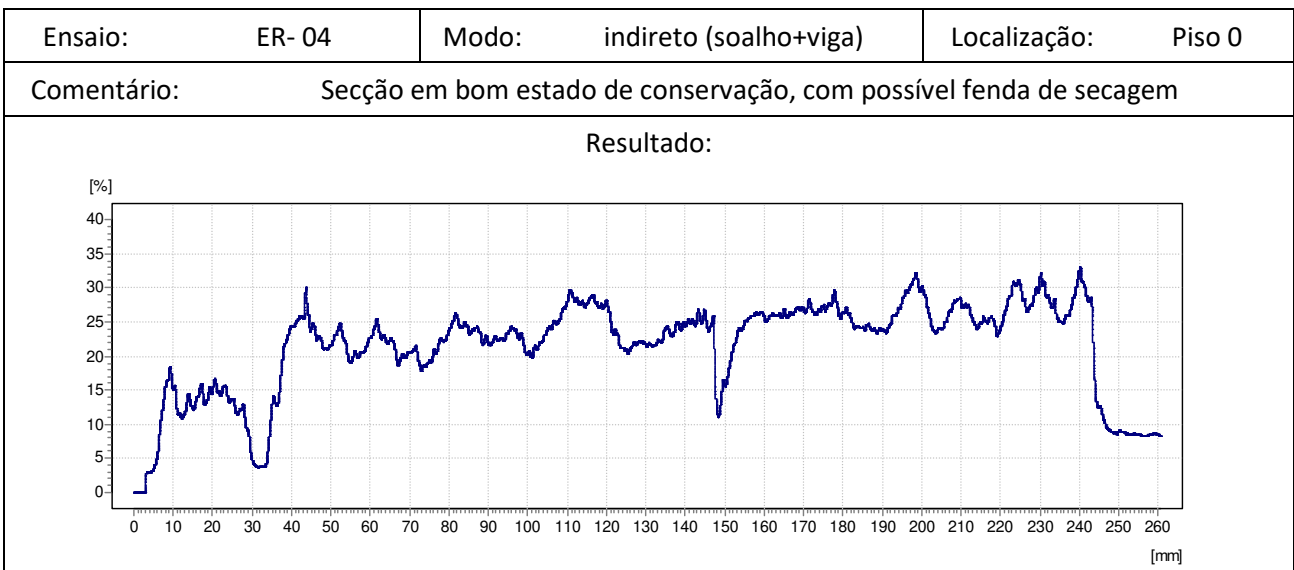
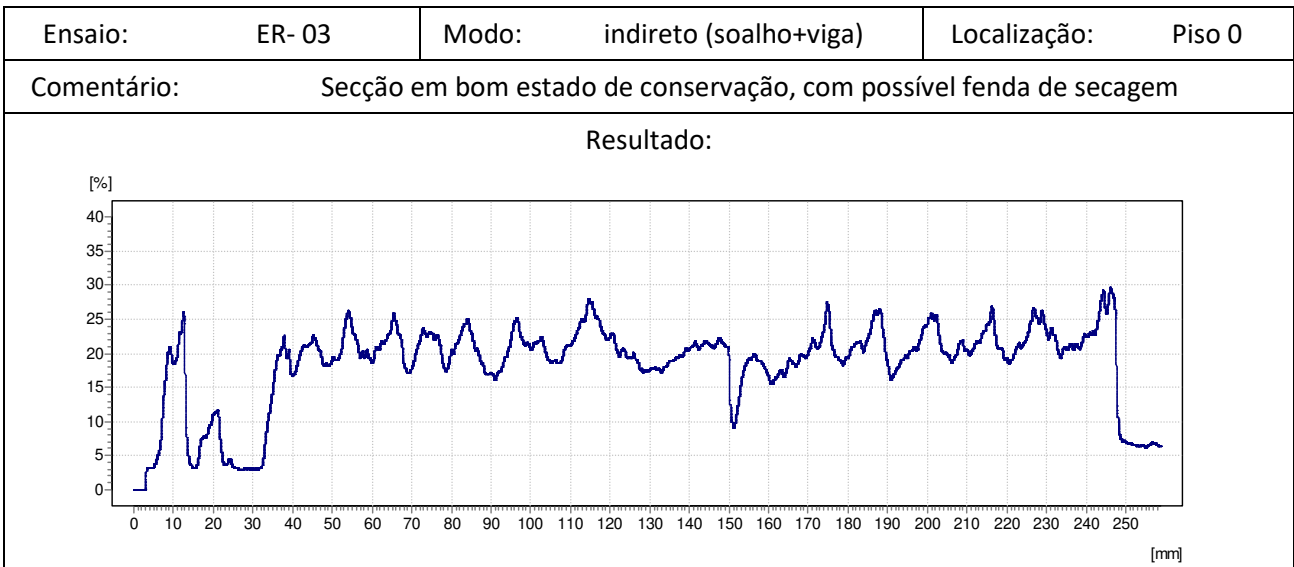
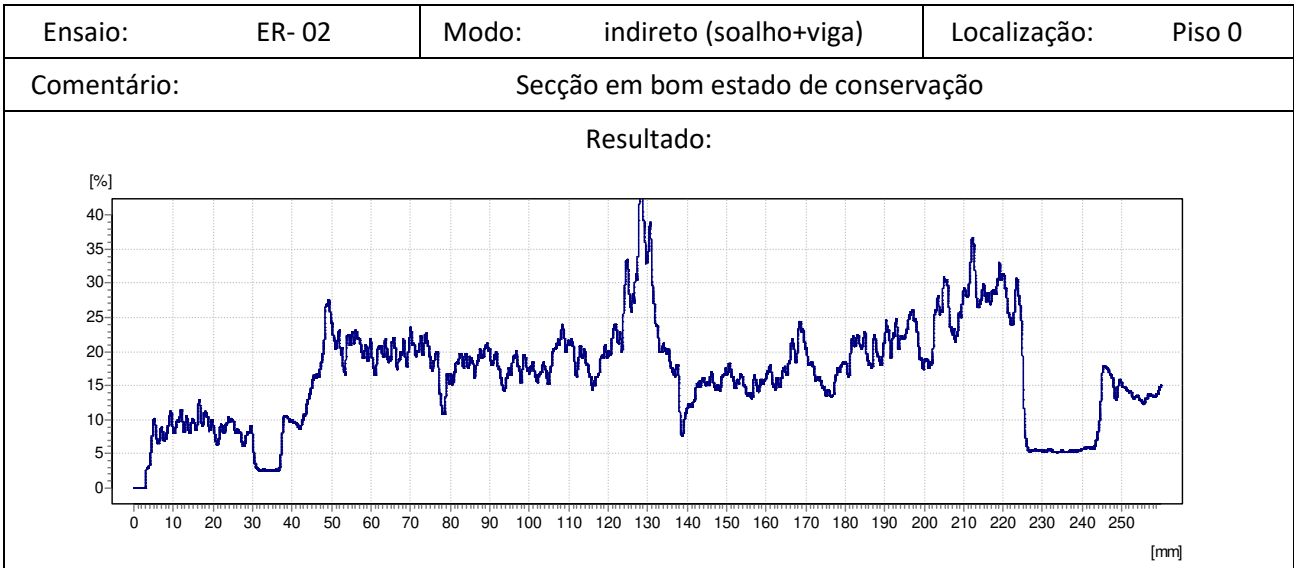
Localização	Elemento	Direcção do ensaio	Secção (cm ²)	Tipo de ensaio	Ensaio	Resultados dos ensaios		Estado	Comentário
						Higrómetro (%)			
pisso 1	nave lateral (Sudoeste)	viga	vertical		indirecto	ER- 16	-	✓	
		viga	vertical	7x22	indirecto	ER- 17	16	✓	
		viga	vertical	a	indirecto	ER- 18	-	✓	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 19	-	✓	
		viga	vertical		indirecto	ER- 20	-	✓	
	nave posterior	viga	vertical	7x22 a	indirecto	ER- 21	-	✓	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 22	-	✓	
		perna	vertical	8x12	indirecto	ER- 23	-	✓	
		viga	vertical		indirecto	ER- 24	-	✓/✗	Razoável estado de conservação
		viga	vertical	7x22 a	indirecto	ER- 25	-	✓/✗	Razoável/bom estado de conservação
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 26	-	✓/✗	Razoável/bom estado de conservação
		viga	vertical		indirecto	ER- 27	-	✓	
	nave lateral (Nordeste)	viga	vertical		indirecto	ER- 28	-	✓	
		viga	vertical		indirecto	ER- 29	-	✓	
		viga	vertical		indirecto	ER- 30	-	✓/✗	Razoável estado de conservação
		viga	vertical		indirecto	ER- 31	-	✓	
		viga	vertical	7x22	indirecto	ER- 32	-	✓/✗	Razoável estado de conservação
		viga	vertical	a	indirecto	ER- 33	-	✓/✗	Razoável estado de conservação
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 34	-	✓/✗	Razoável estado de conservação
viga		vertical		indirecto	ER- 35	-	✓		
viga		vertical		indirecto	ER- 36	-	✓/✗	Razoável estado de conservação	

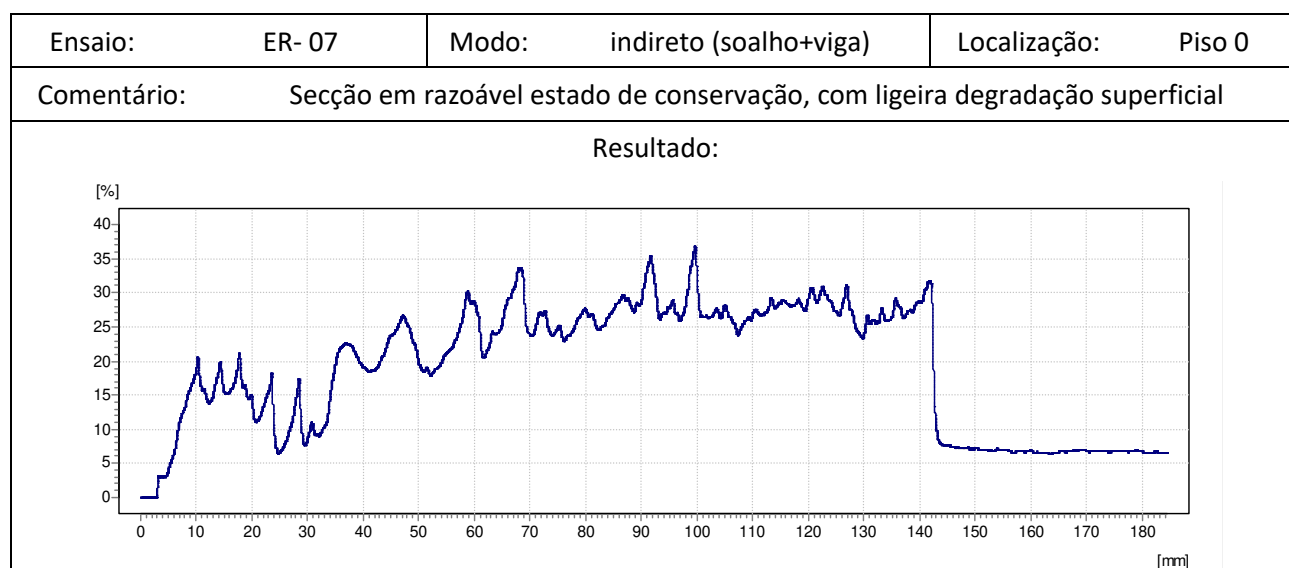
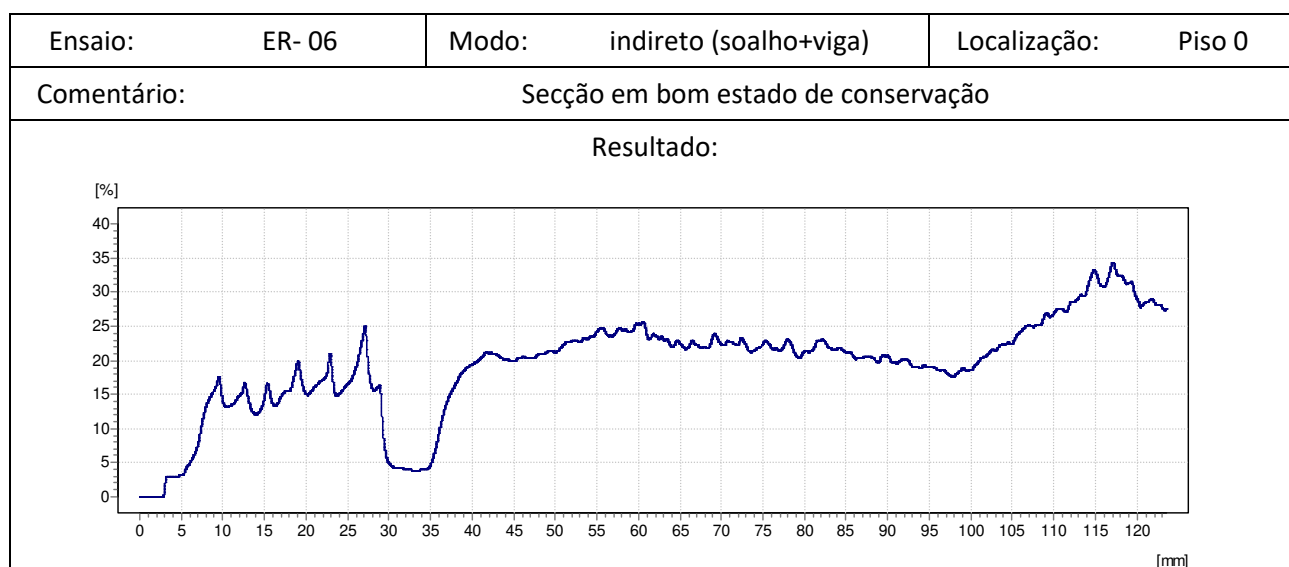
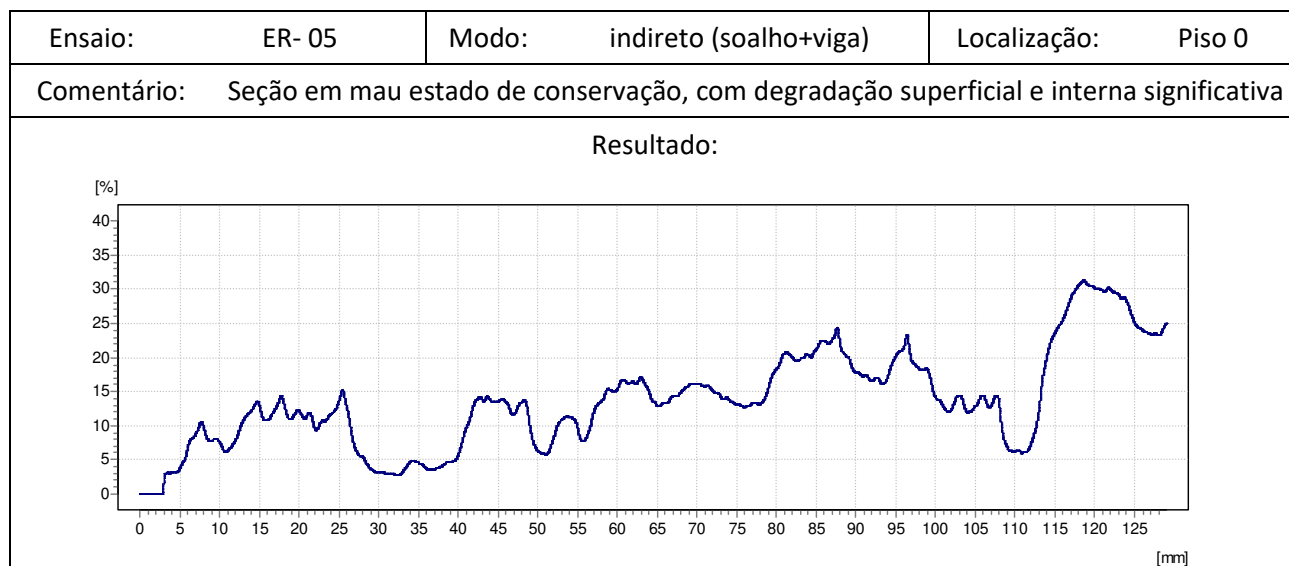
Localização	Elemento	Direcção do ensaio	Secção (cm ²)	Tipo de ensaio	Ensaio	Resultados dos ensaios		Estado	Comentário
						Higrómetro (%)			
pisso 2	nave posterior	viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 37	-	✓	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 38	-	✓	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 39	-	✓	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 40	-	✓	
		viga	vertical	8x22	indirecto	ER- 41	-	✓/✗	Razoável estado de conservação

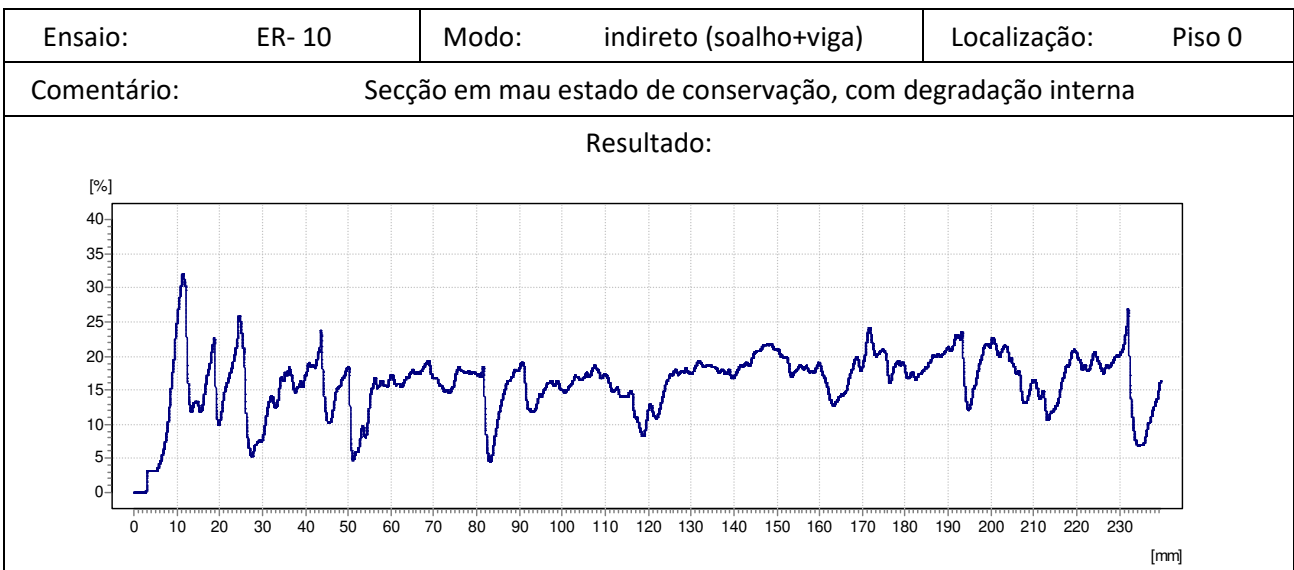
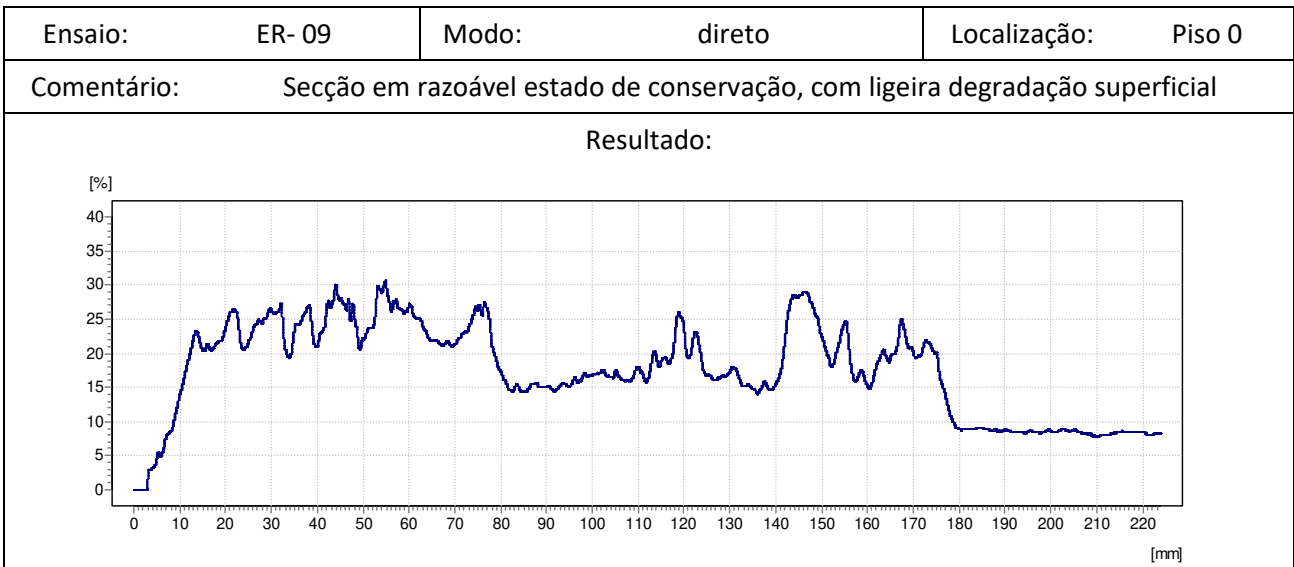
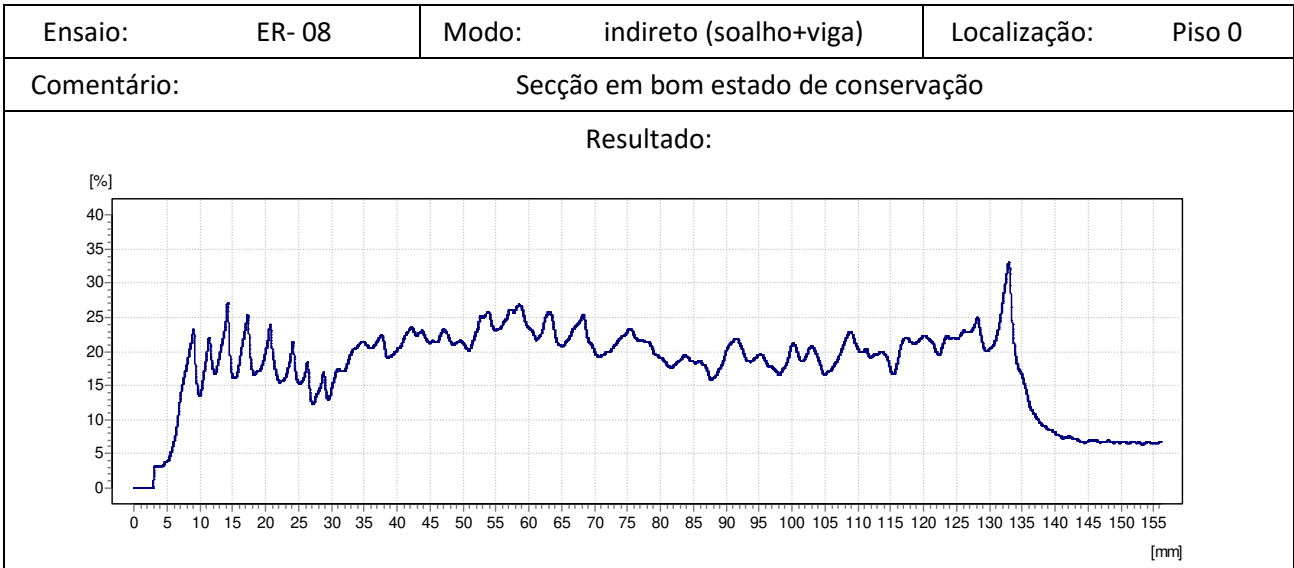
Localização	Elemento	Direcção do ensaio	Secção (cm ²)	Tipo de ensaio	Ensaio	Resultados dos ensaios		Estado	Comentário
						Higrómetro (%)			
Cobertura	Auditório	linha	vertical	10x25	directo	ER- 42	-	✓	Razoável estado de conservação
		perna	horizontal	10x25	directo	ER- 43	-	✓/✗	
		linha	vertical	10x25	indirecto	ER- 44	-	✓	
		perna	horizontal	10x25	directo	ER- 45	-	✓/✗	
		linha	vertical	10x25	indirecto	ER- 46	-	✓	
		perna	horizontal	10x25	indirecto	ER- 47	-	✓	
		linha	vertical	10x25	indirecto	ER- 48	-	✓	
		perna	horizontal	10x25	indirecto	ER- 49	-	✓/✗	
		perna	horizontal	10x25	indirecto	ER- 50	-	✗	
		linha	vertical	10x25	indirecto	ER- 51	-	✓	
		perna	horizontal	10x25	indirecto	ER- 52	-	✓/✗	
		linha	vertical	10x25	indirecto	ER- 53	-	✓/✗	
		perna	horizontal	10x25	indirecto	ER- 54	-	✓/✗	
		linha	vertical	10x25	indirecto	ER- 55	-	✓/✗	
		linha	vertical	10x25	indirecto	ER- 56	-	✗	
		perna	horizontal	10x25	indirecto	ER- 57	-	✓/✗	

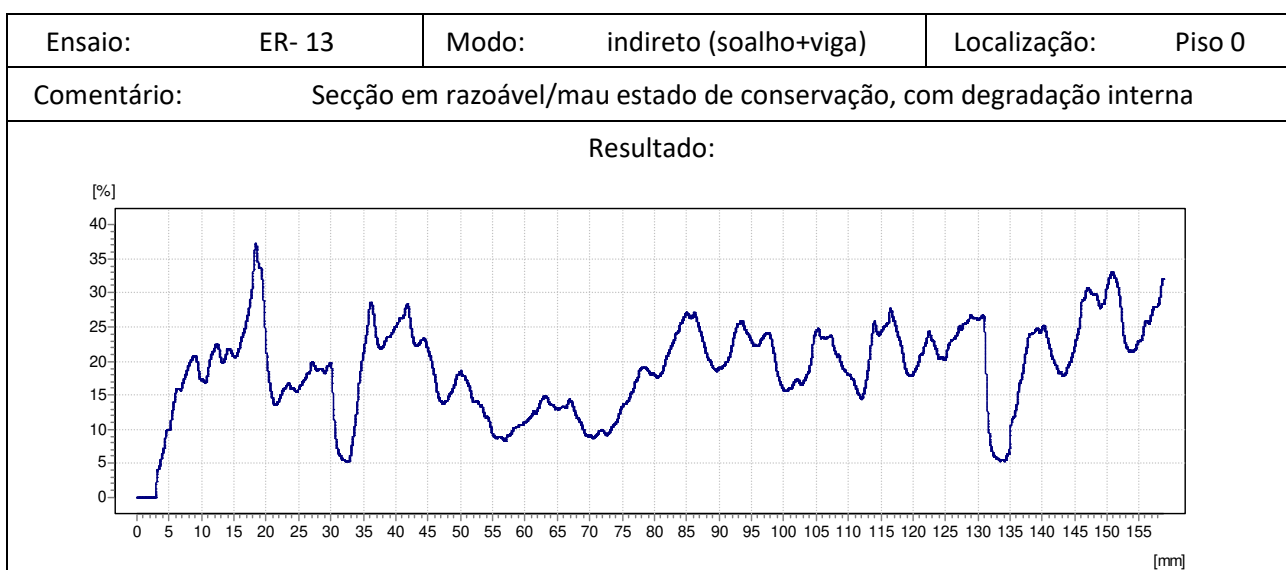
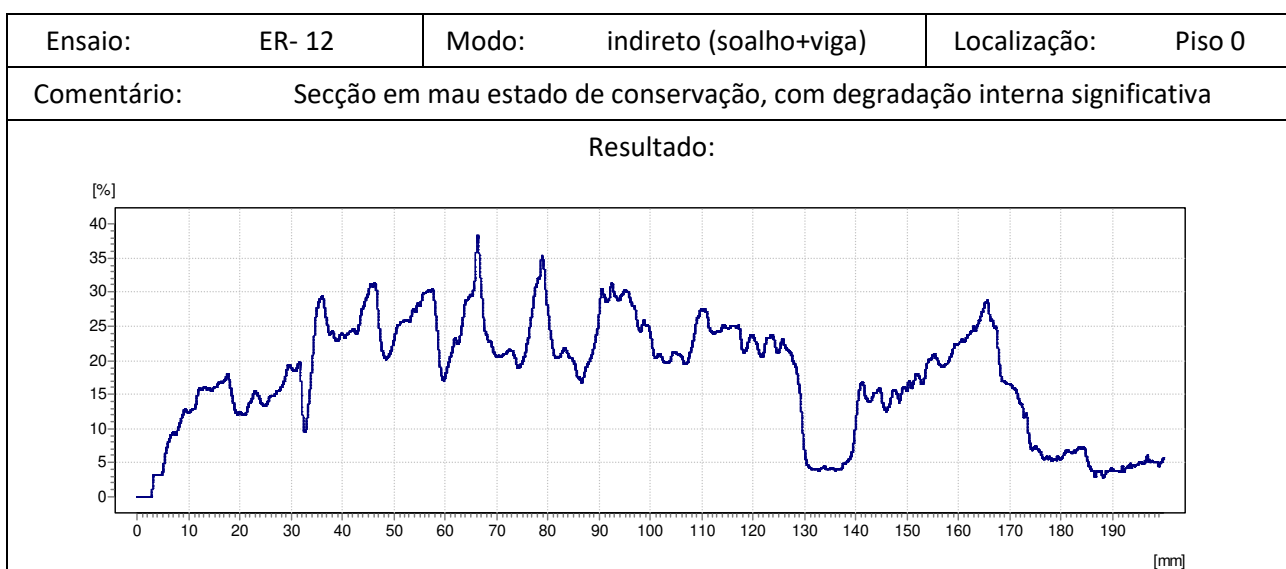
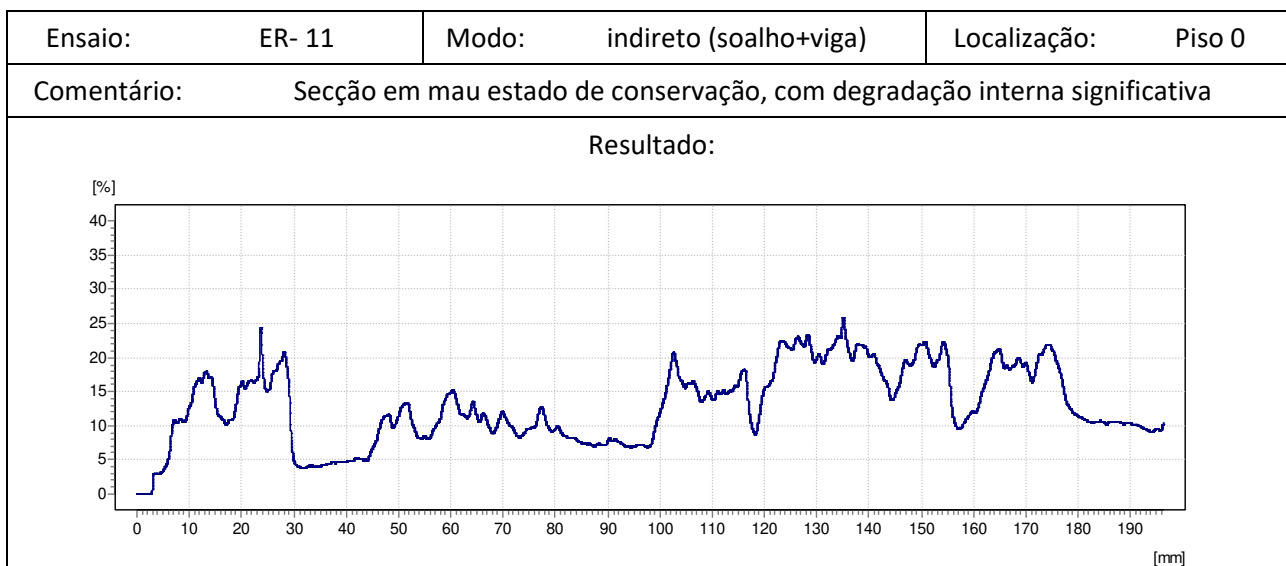
Quadro AI.2 – Resultado dos ensaios experimentais realizados nos elementos de madeira existentes dos pavimentos, escadas do edifício dos corpos laterais da Igreja

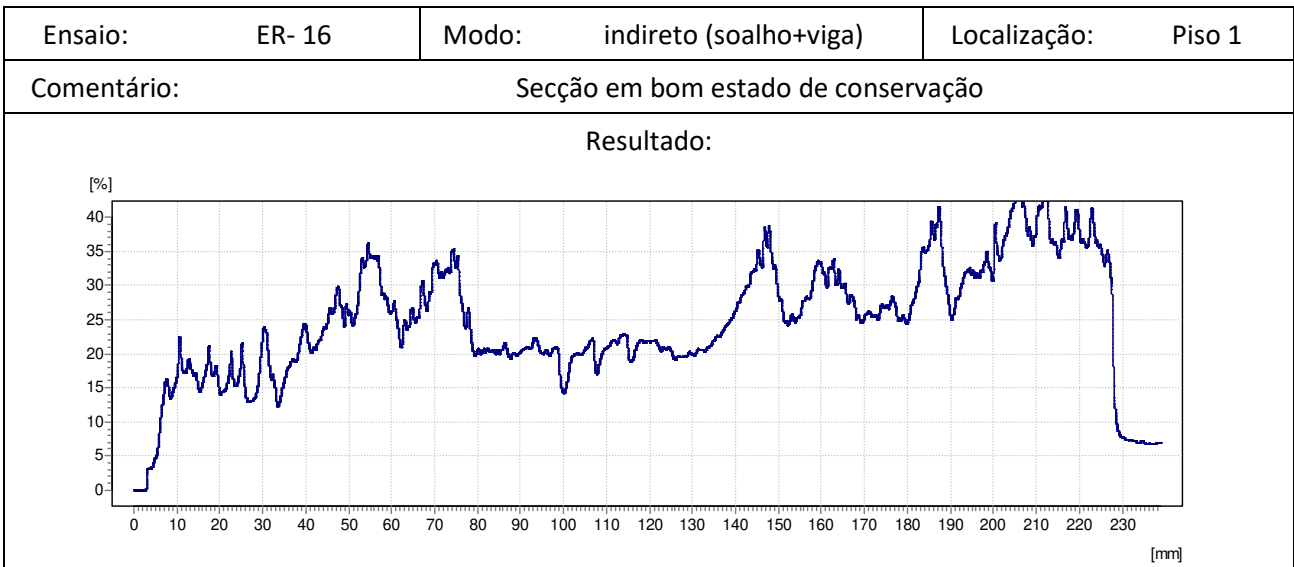
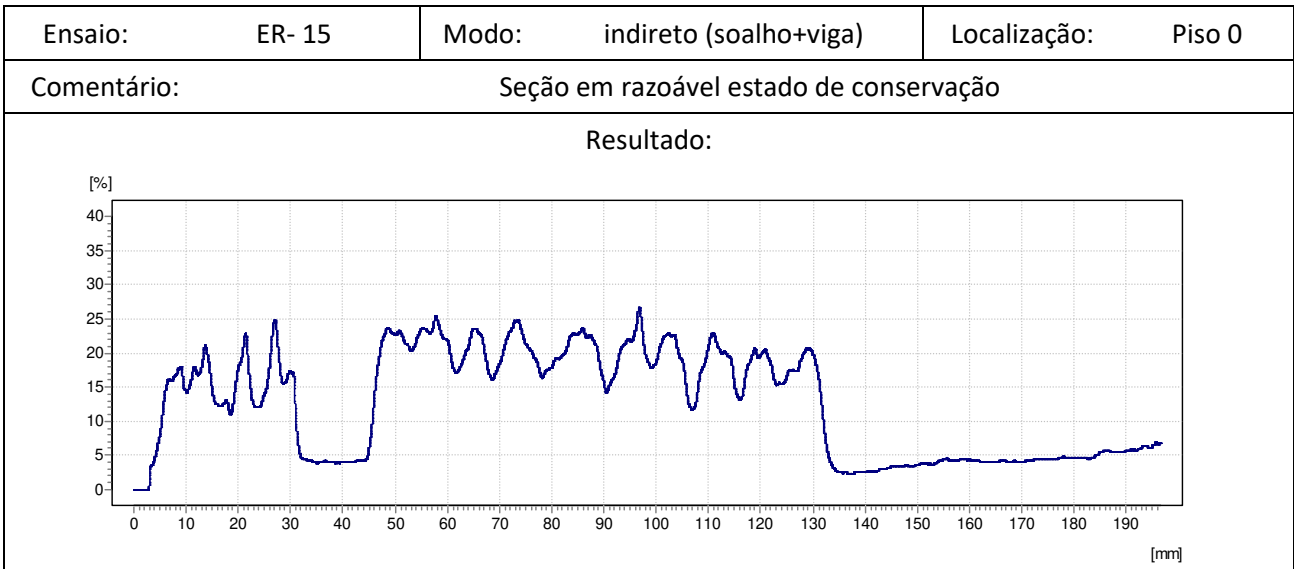
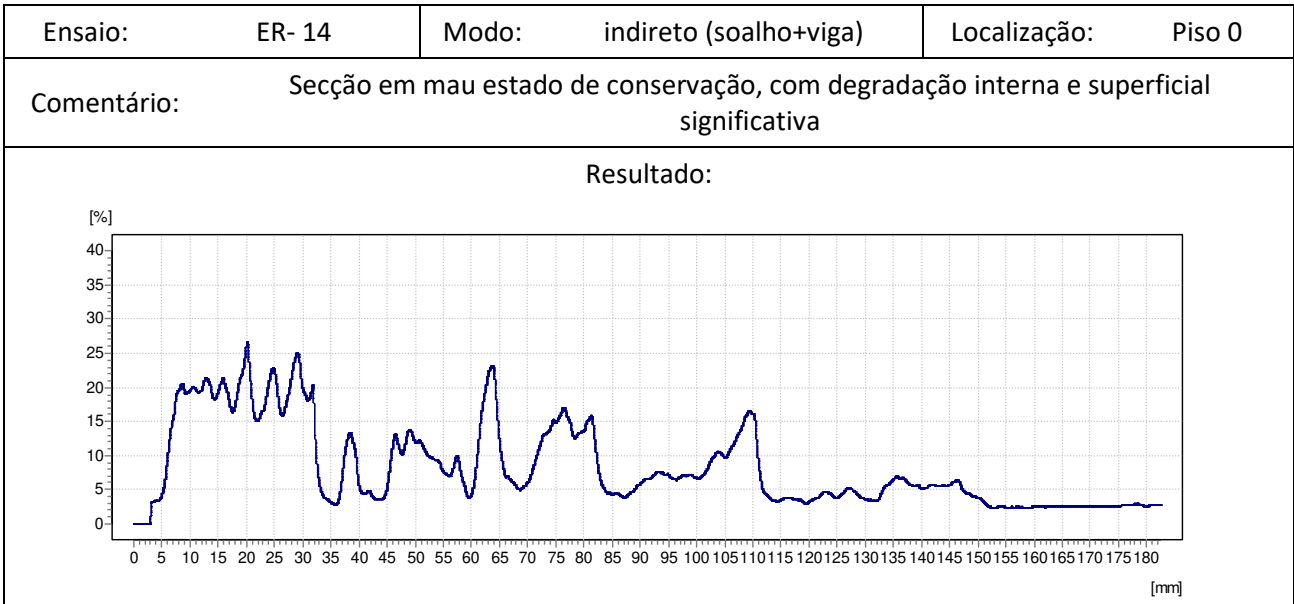


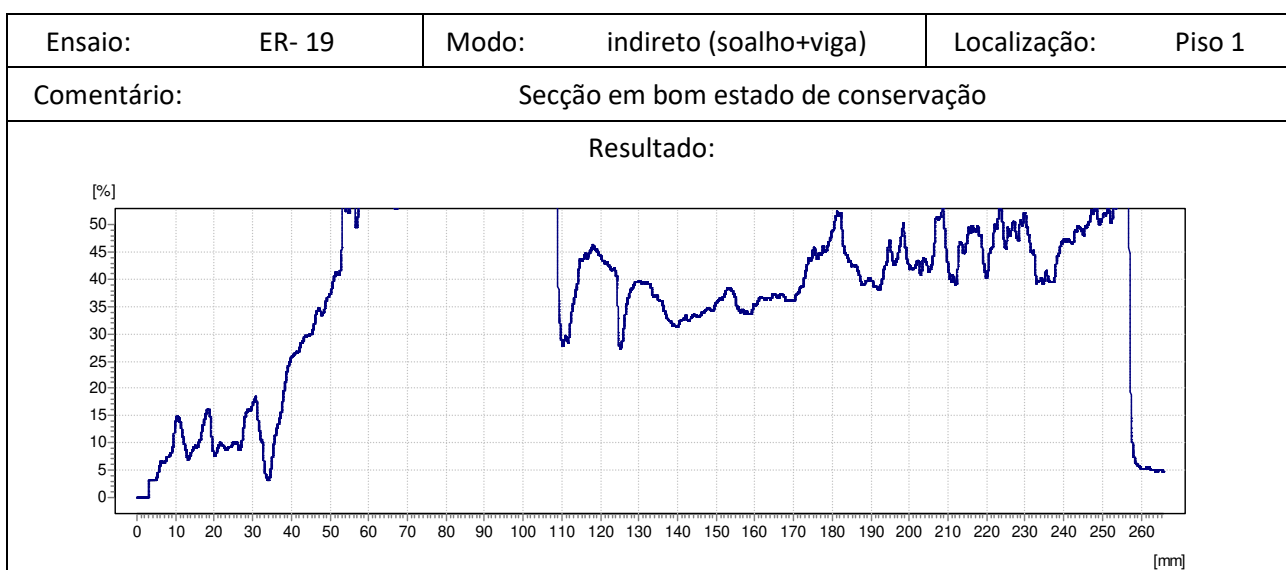
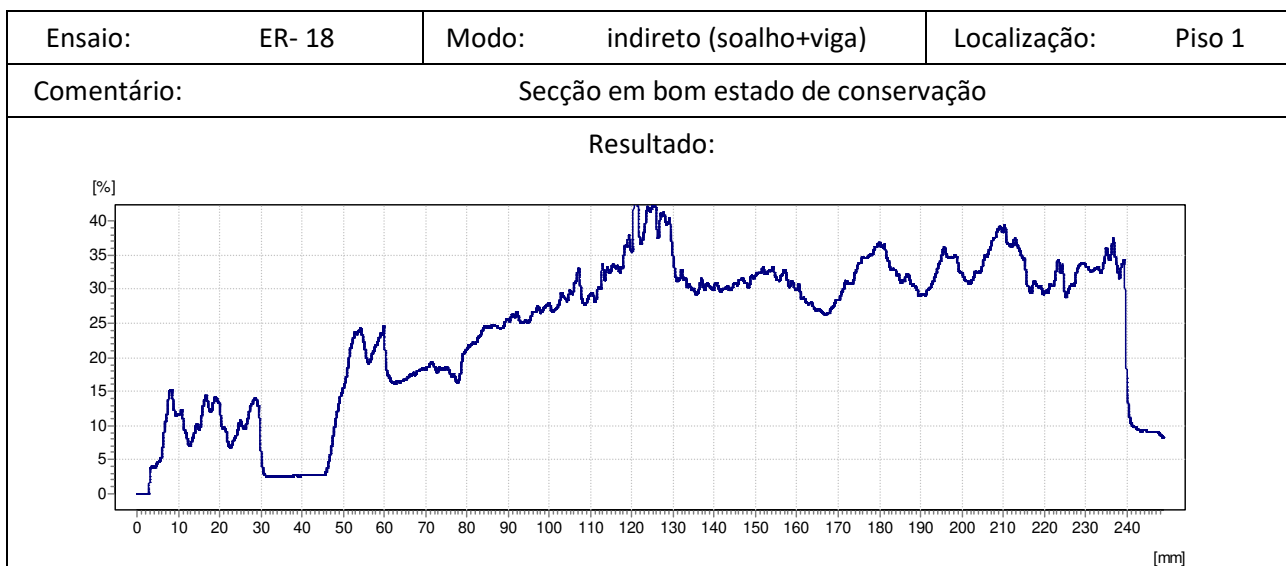
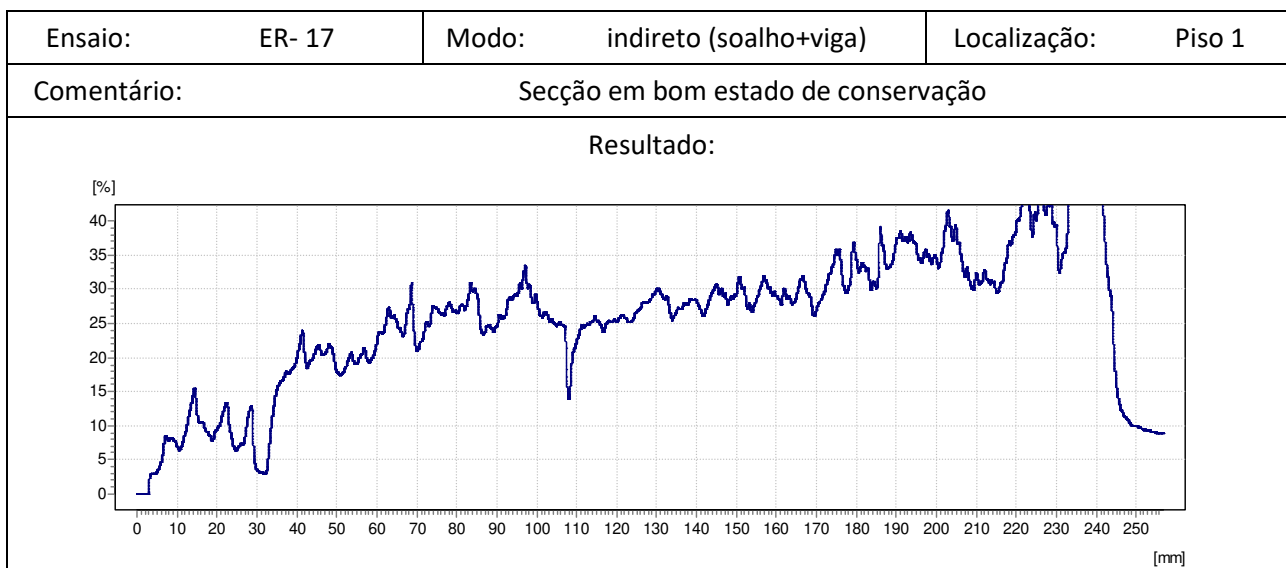


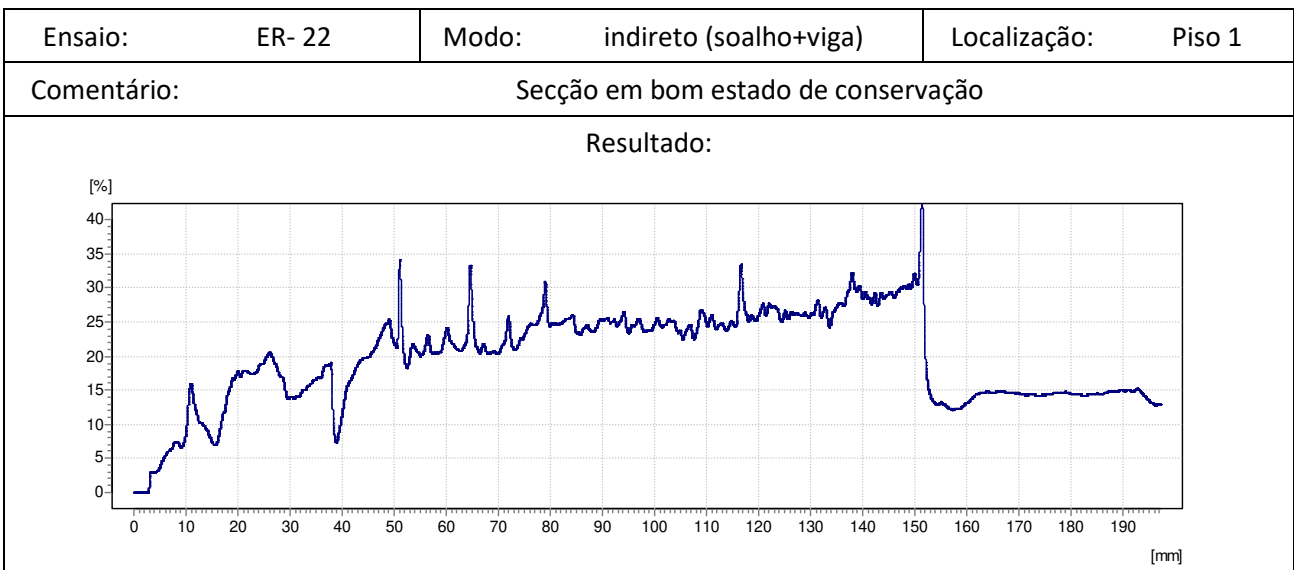
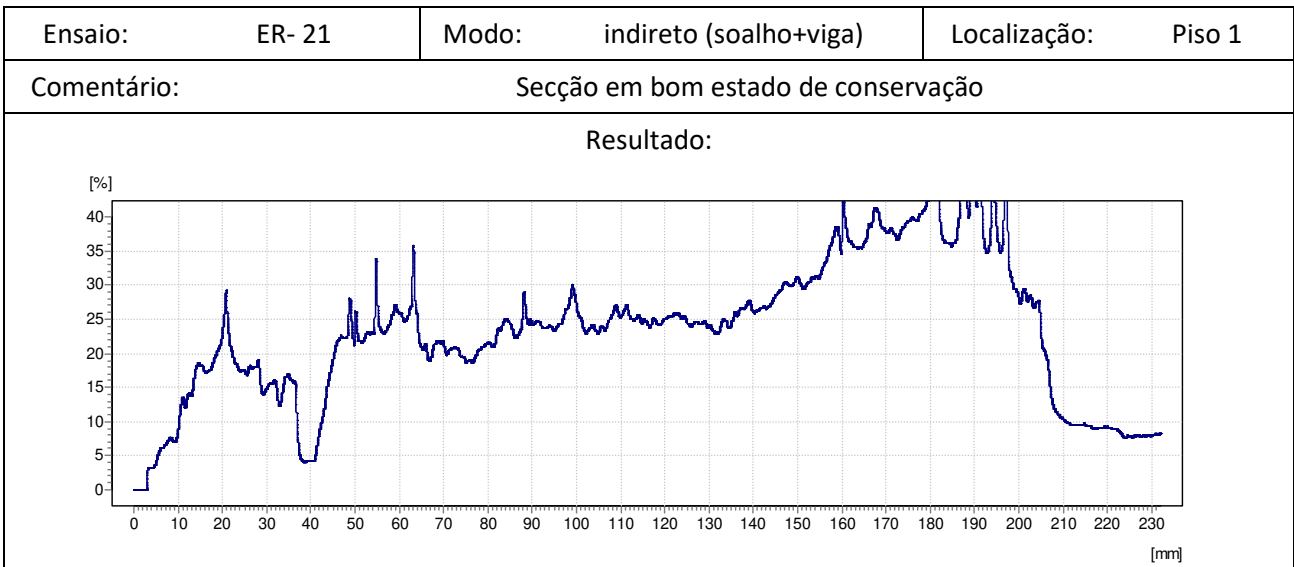
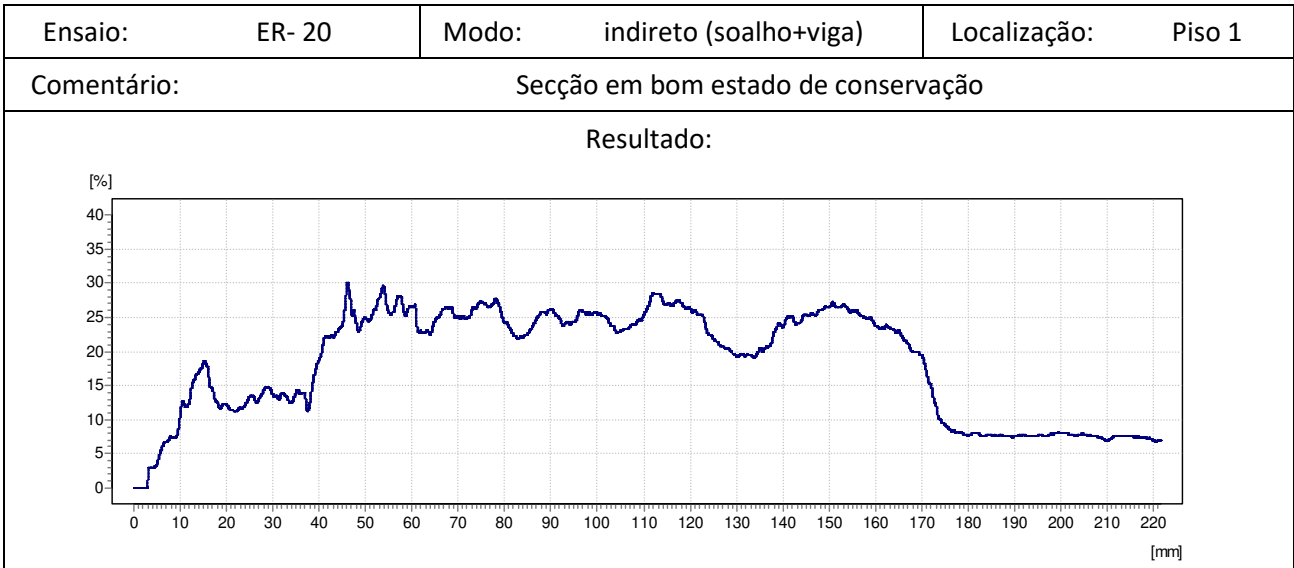


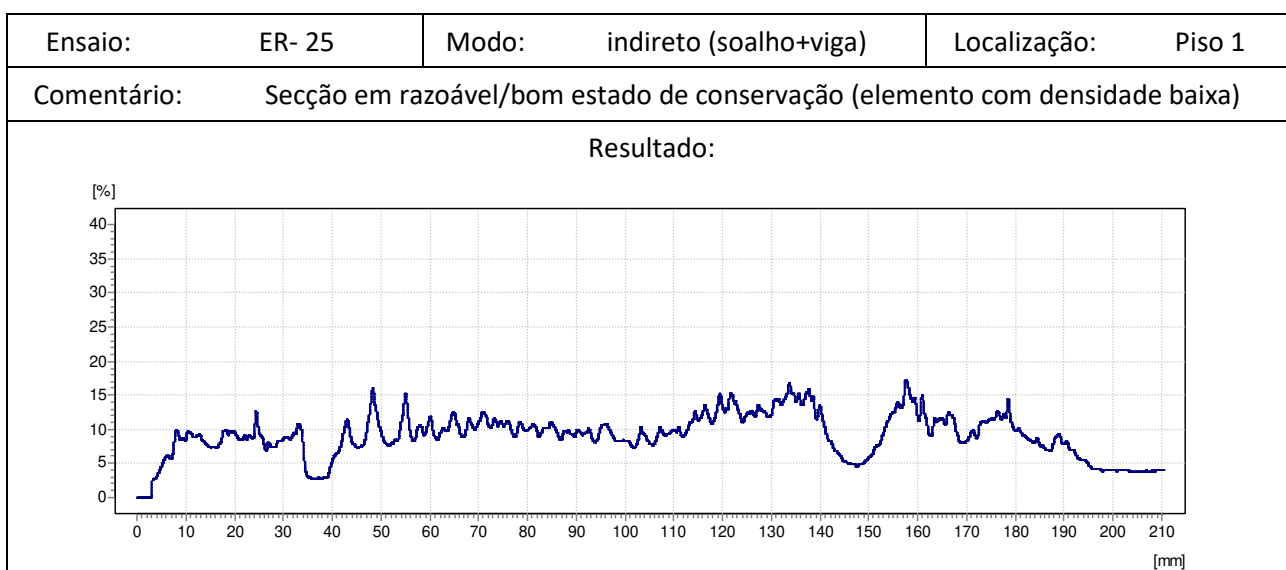
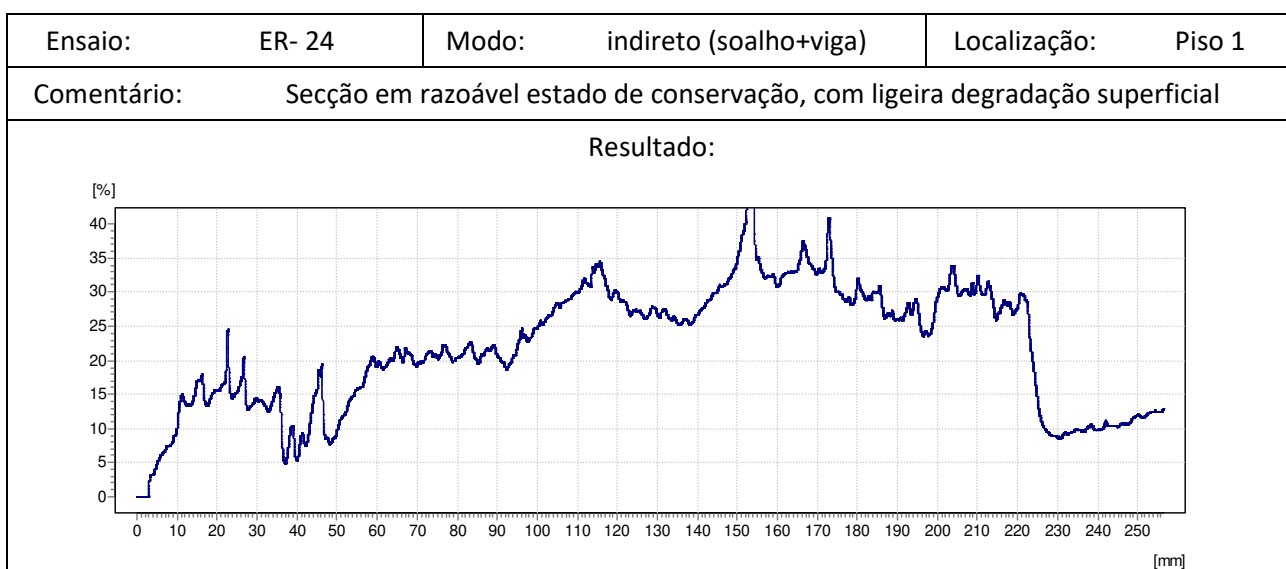
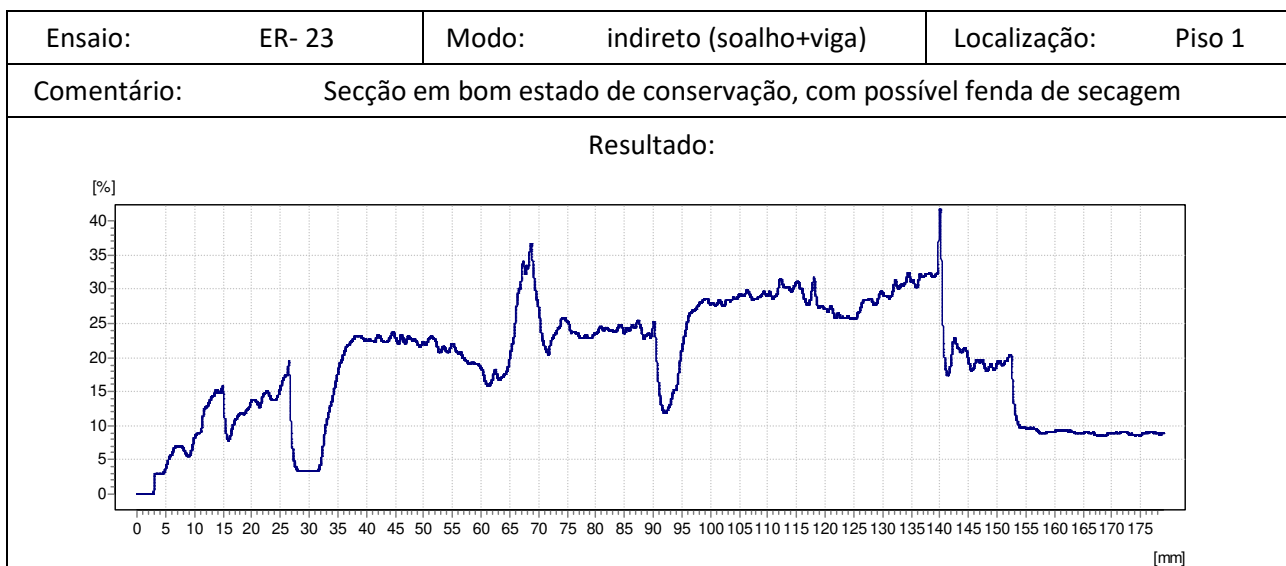


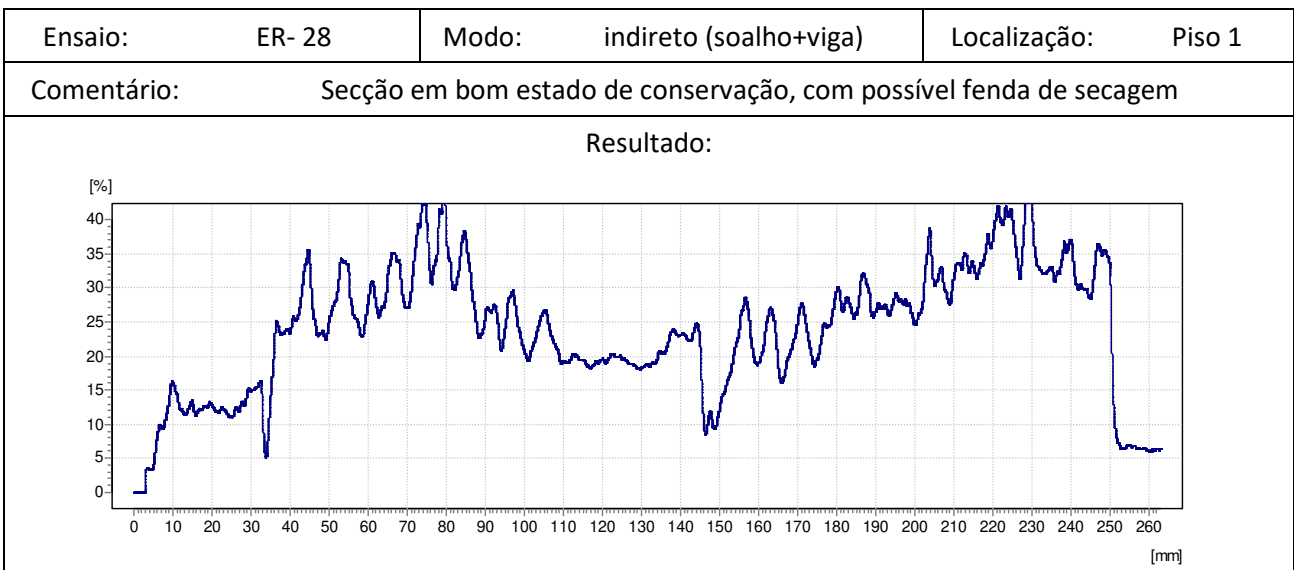
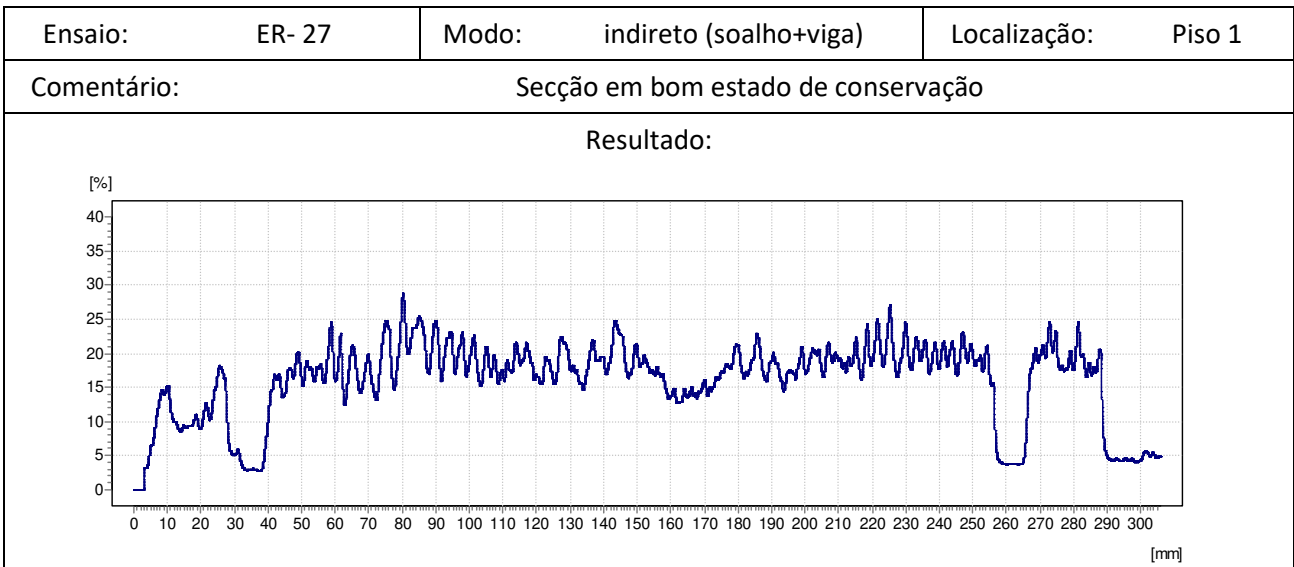
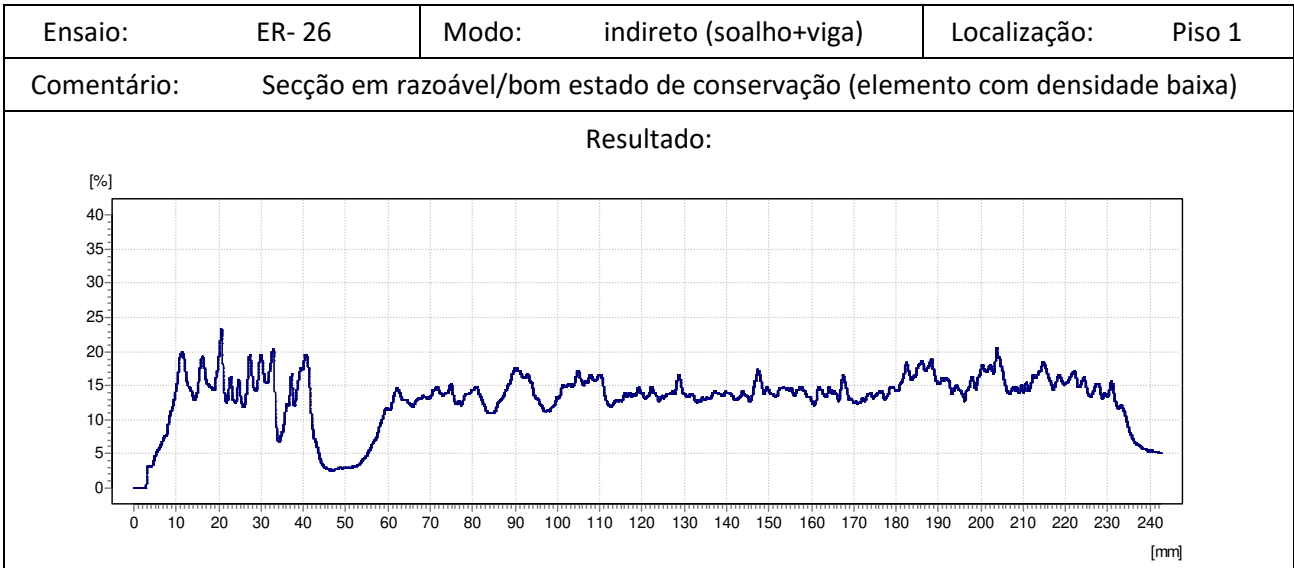


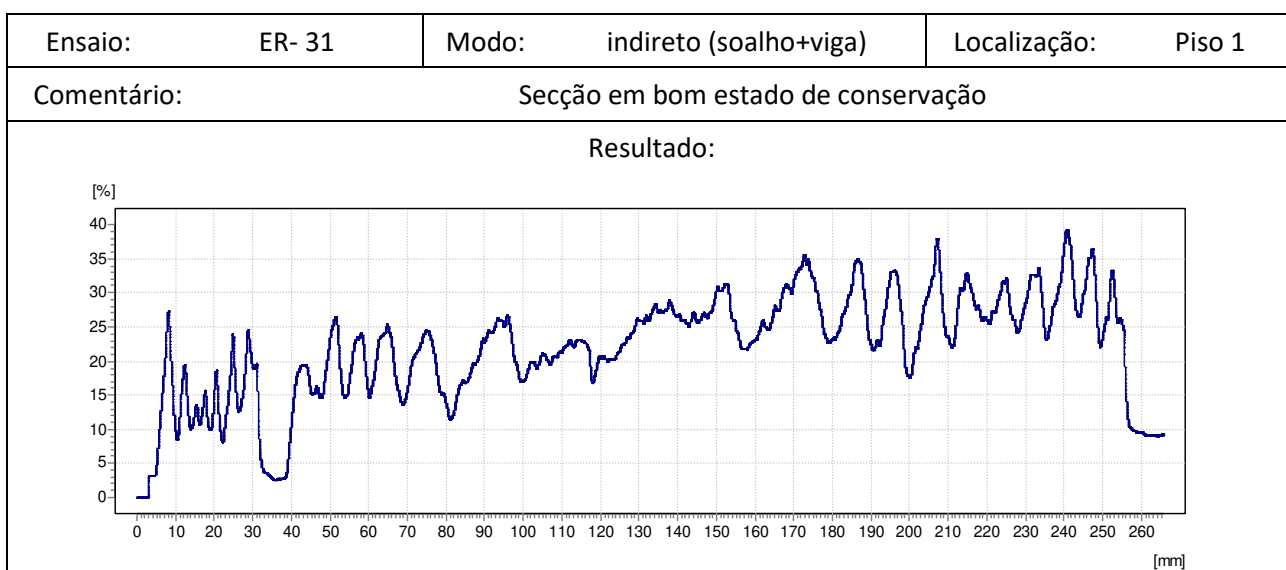
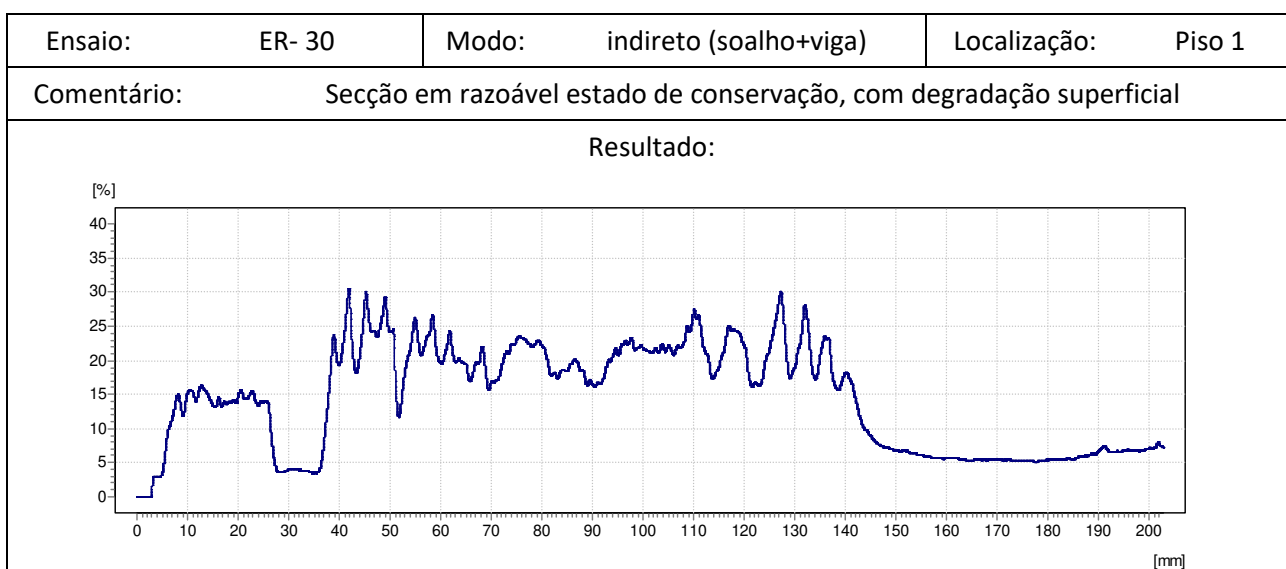
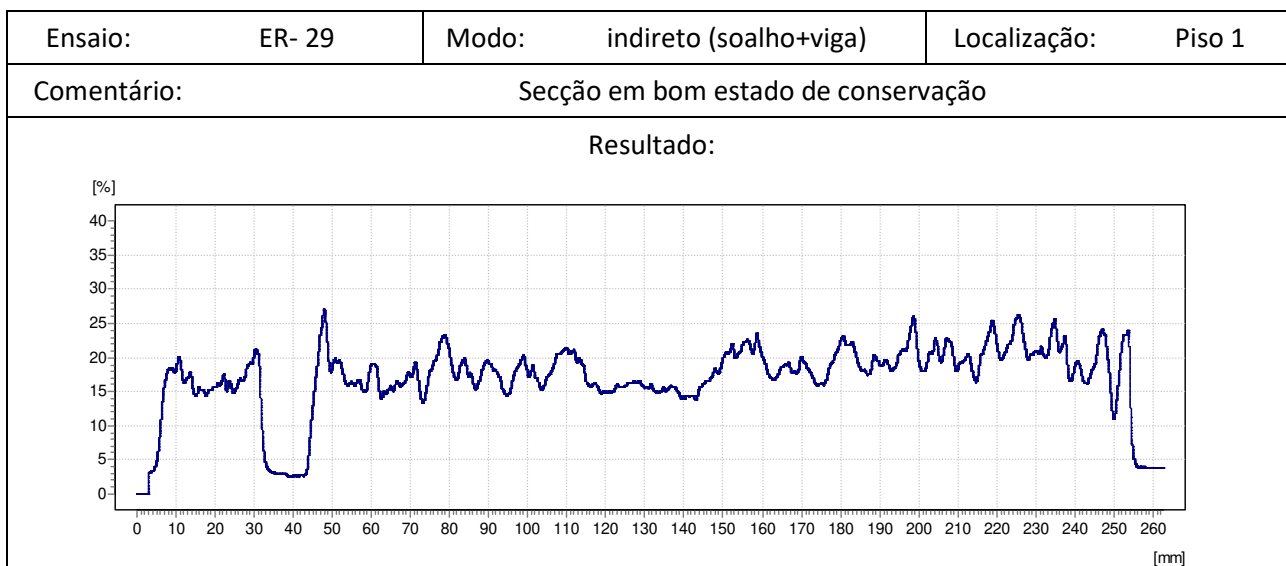


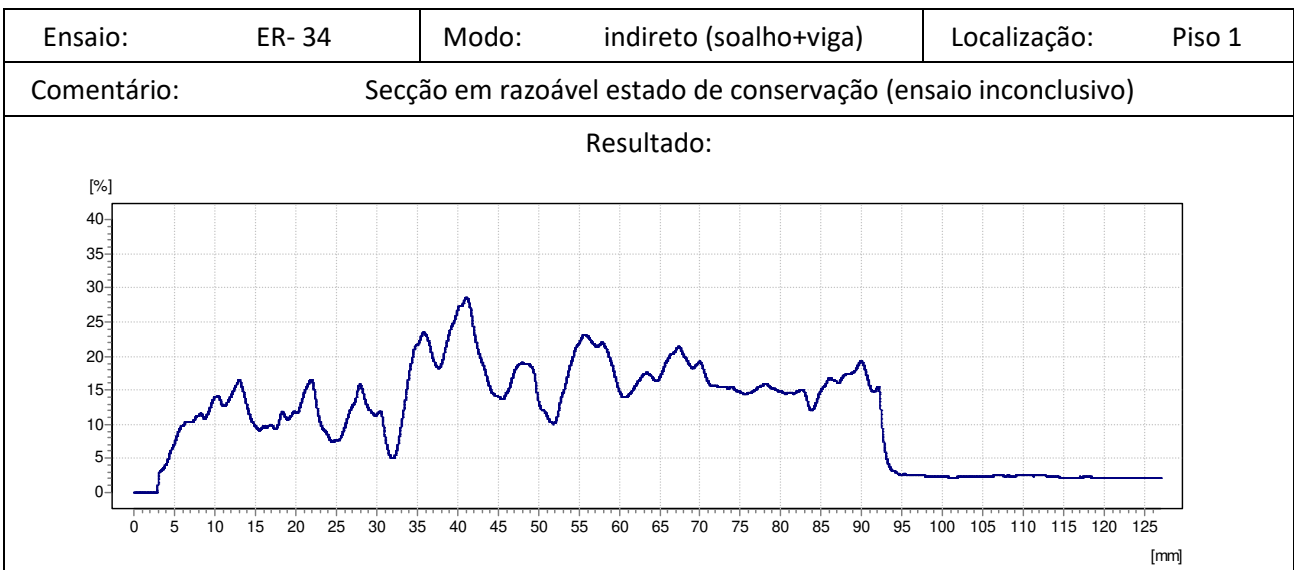
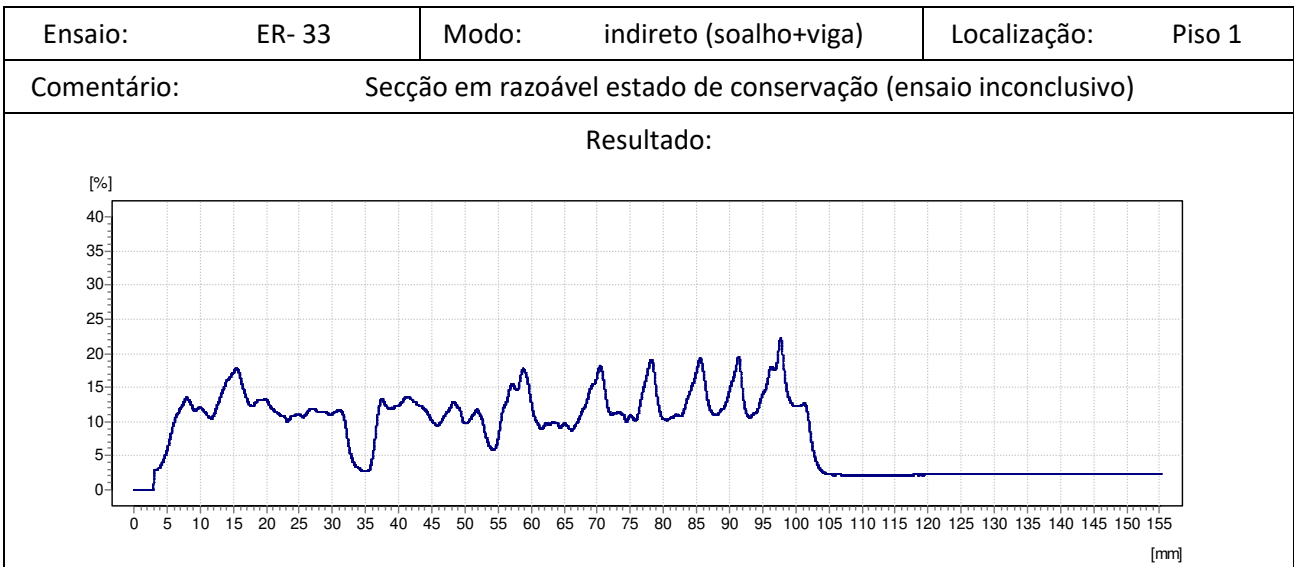
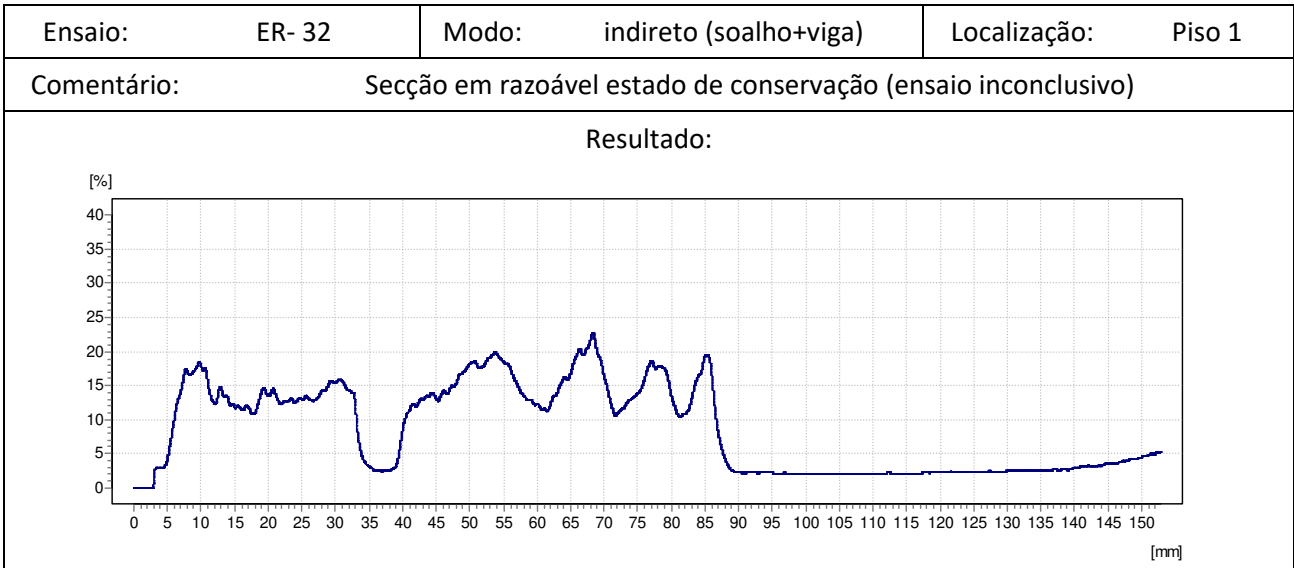


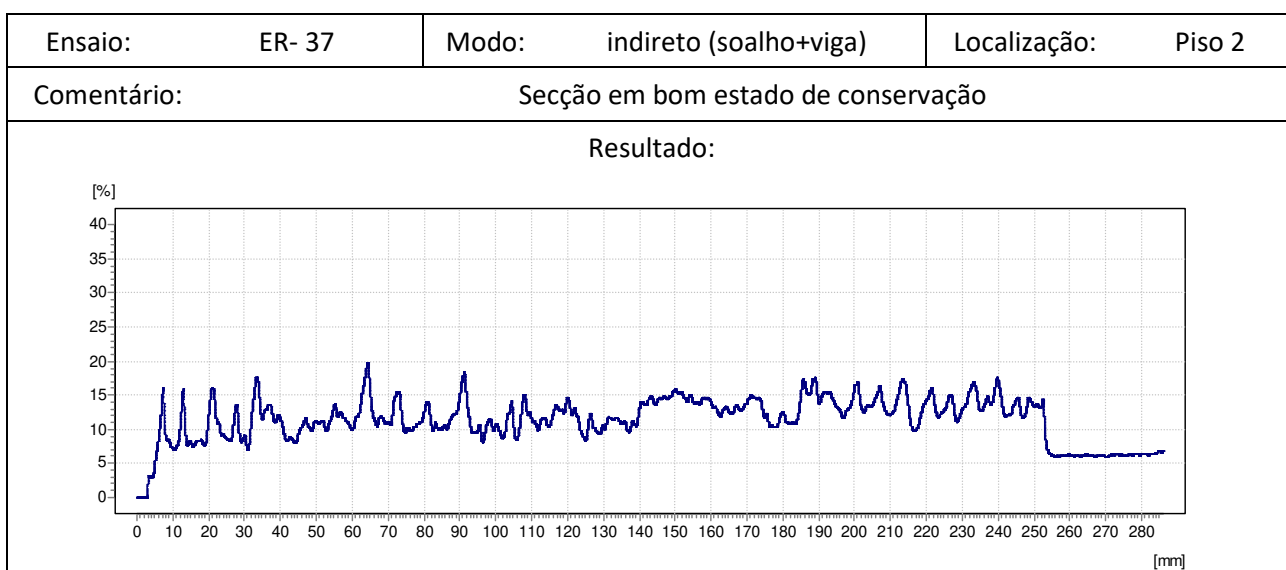
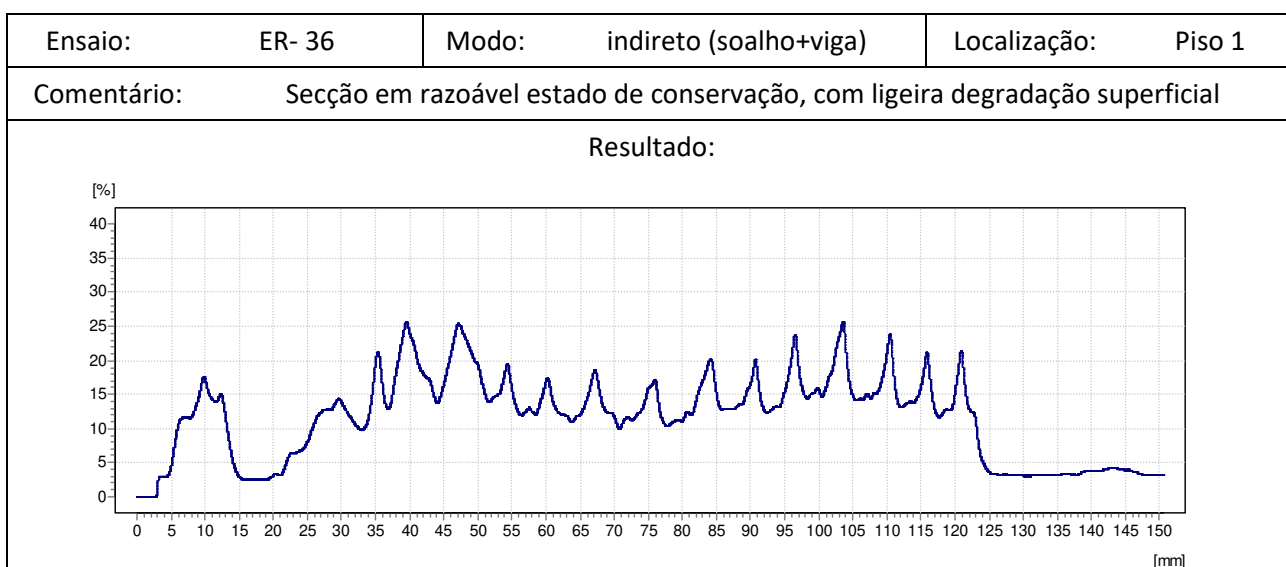
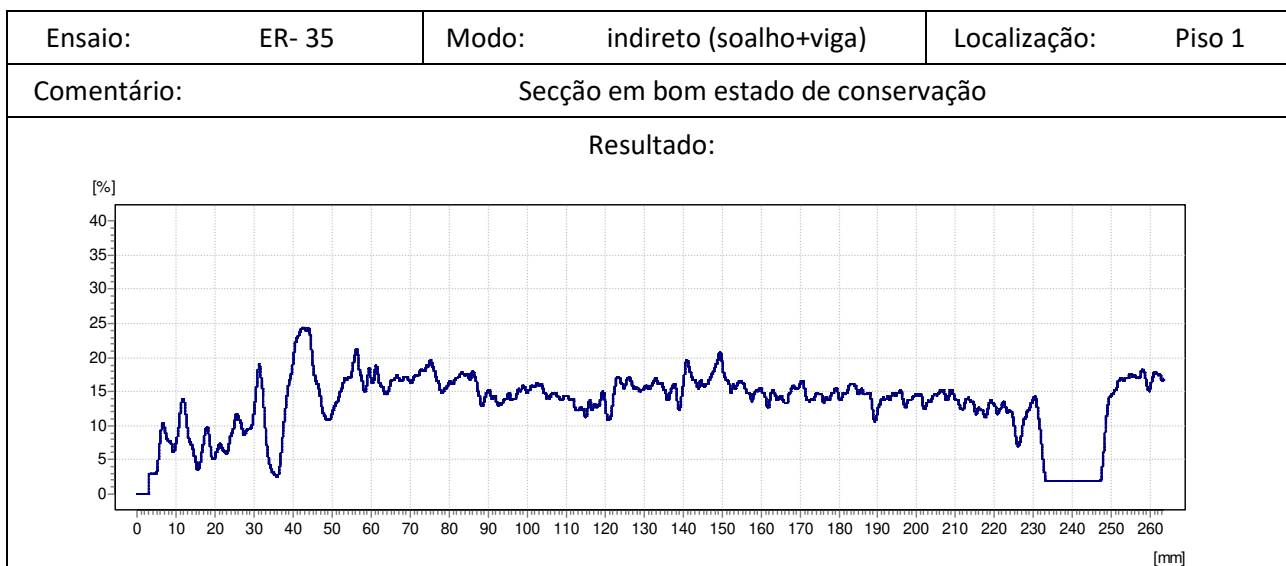


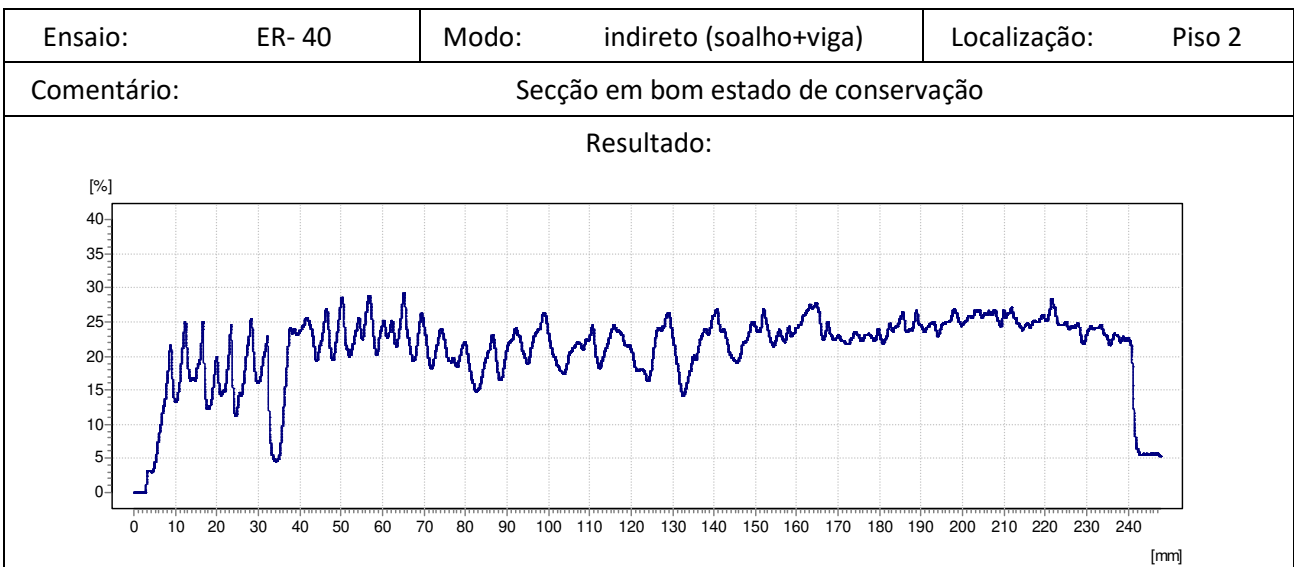
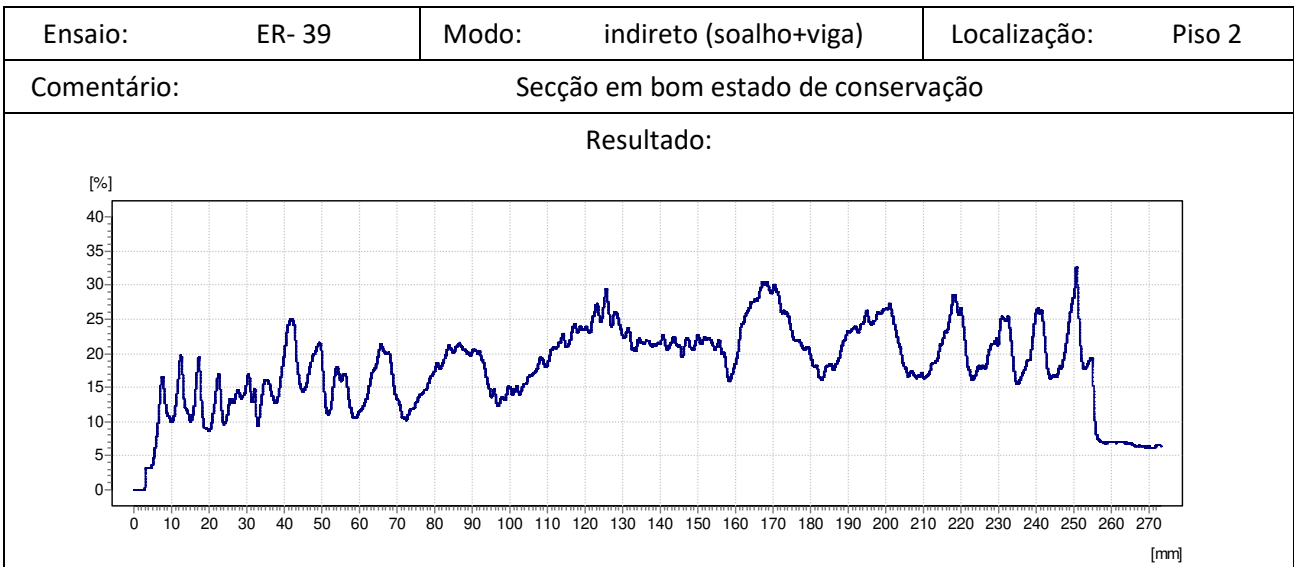
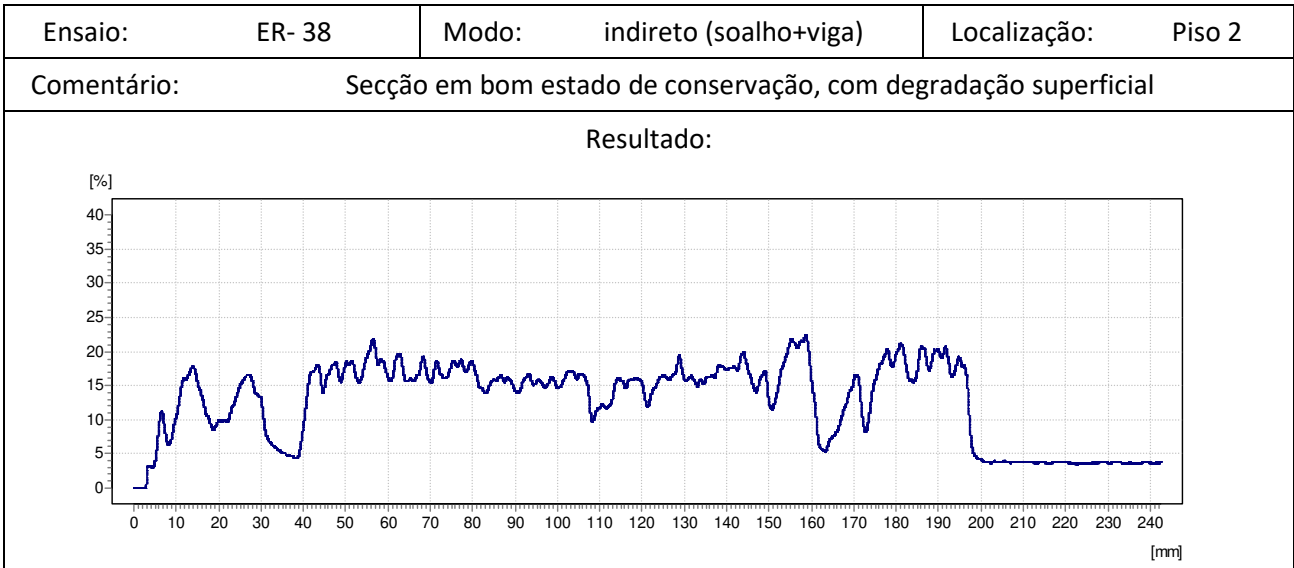


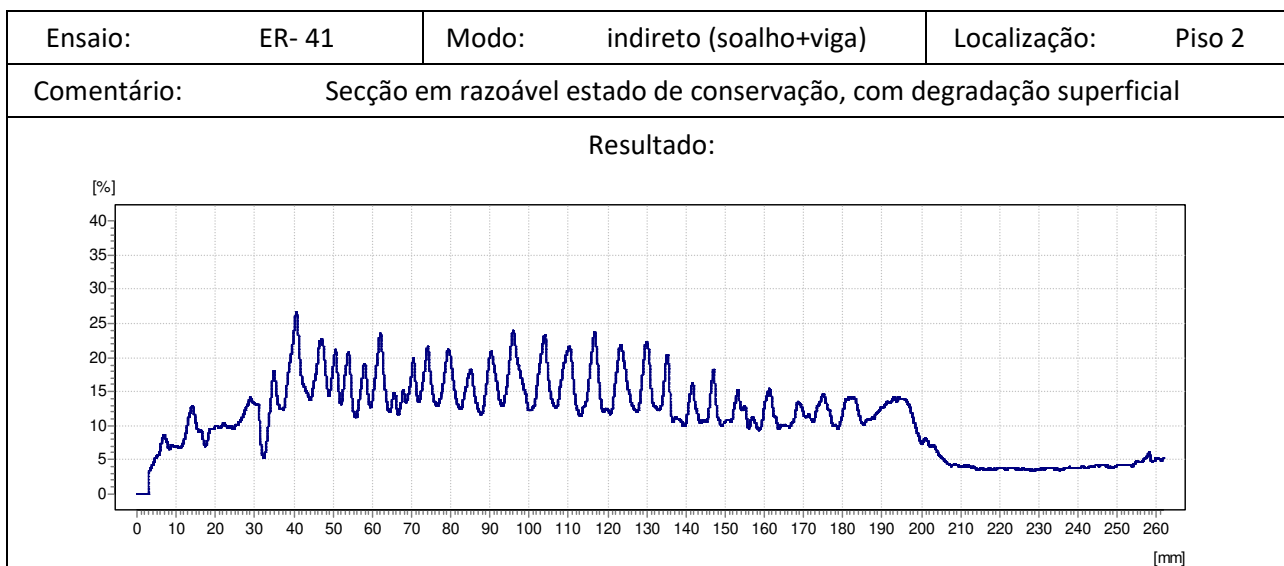




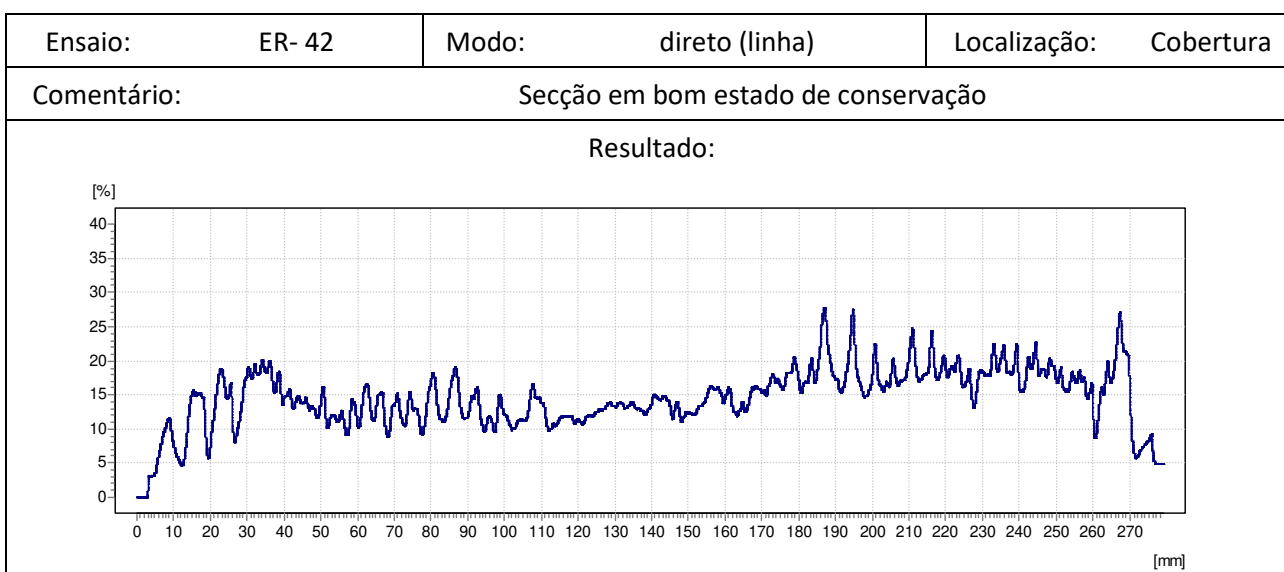


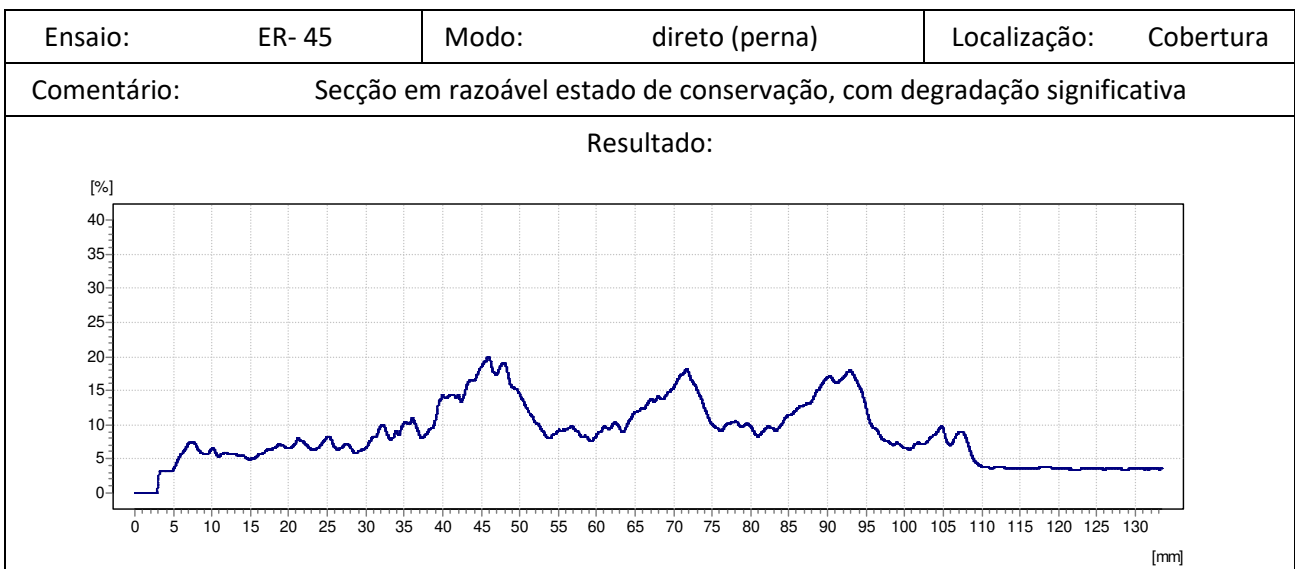
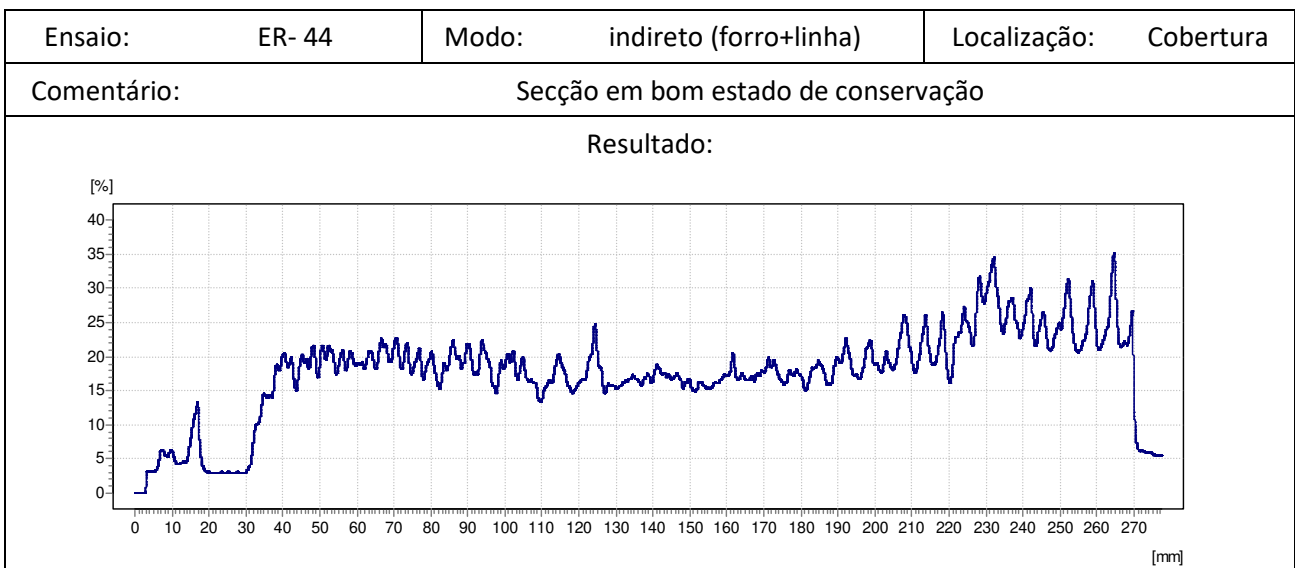
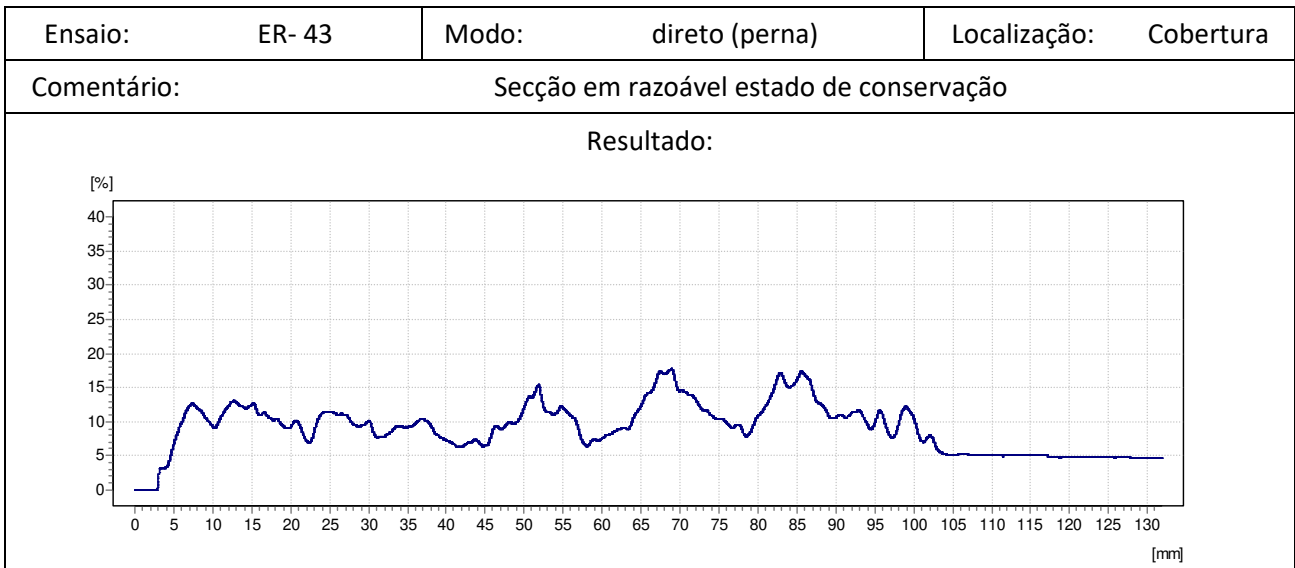


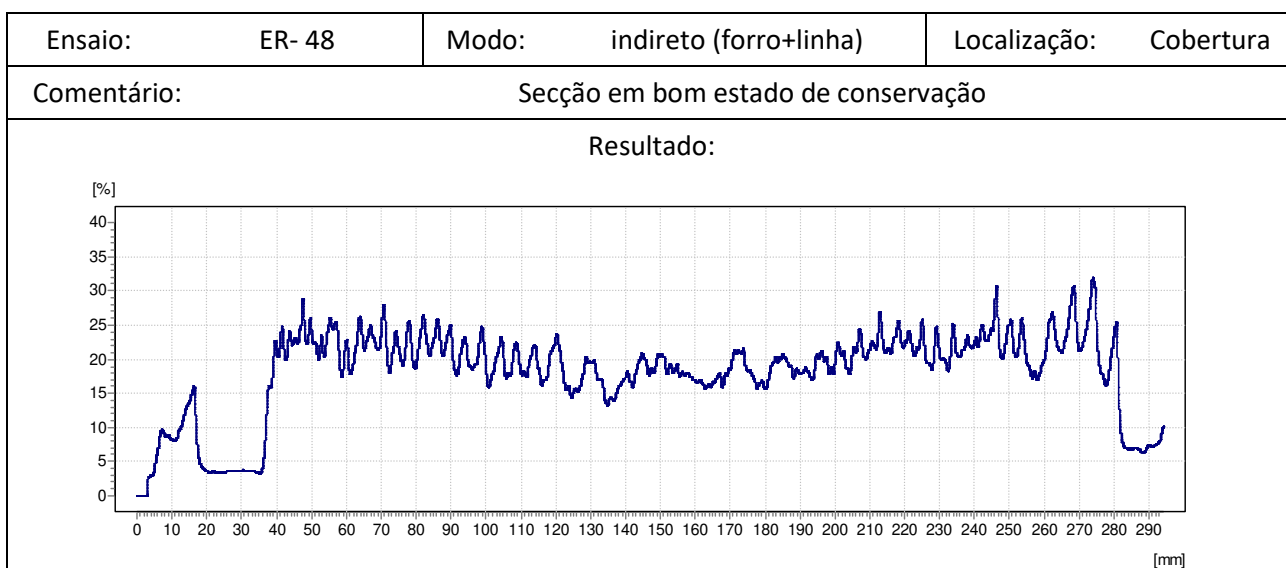
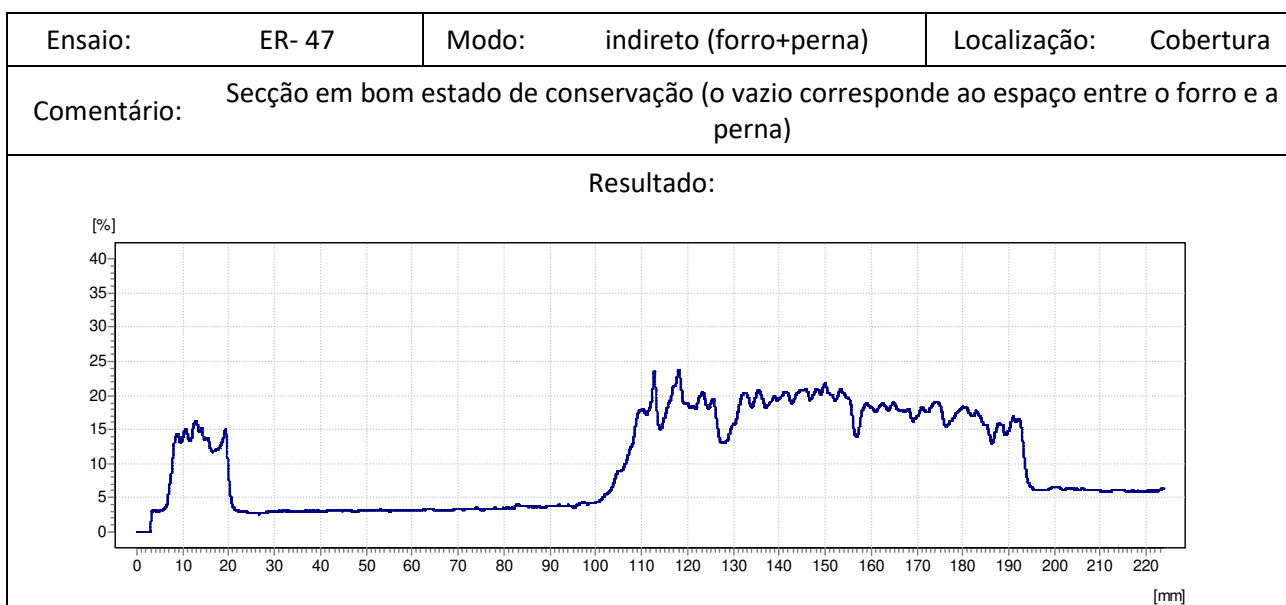
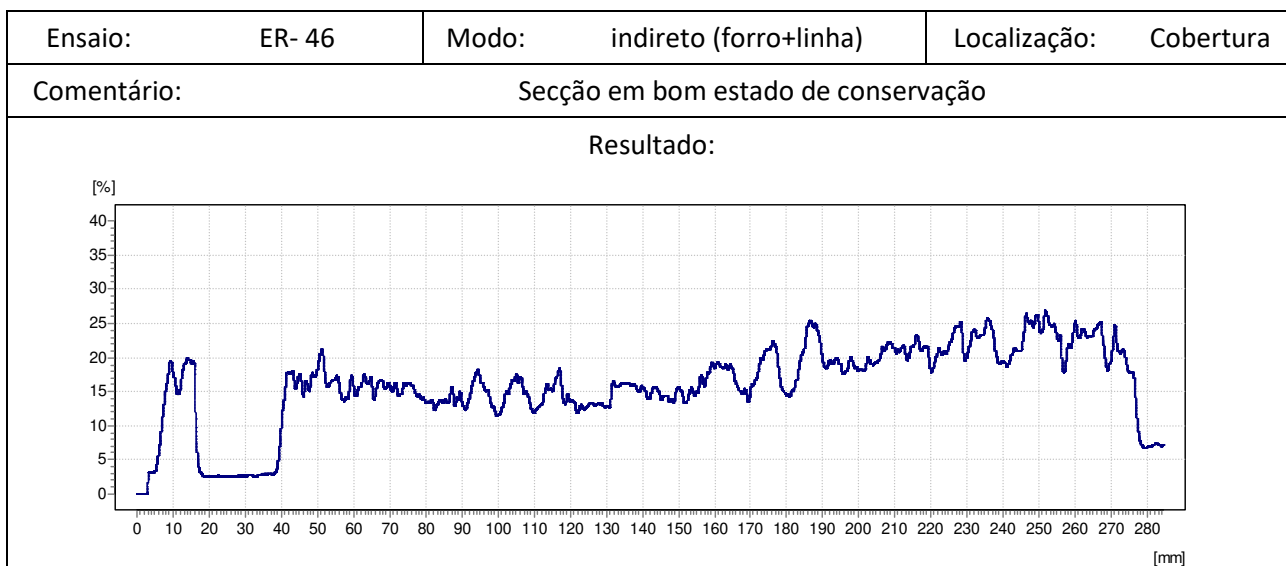




Quadro AI.3 – Resultado dos ensaios experimentais realizados nos elementos de madeira existentes dos pavimentos, escadas do edifício dos corpos laterais da Igreja



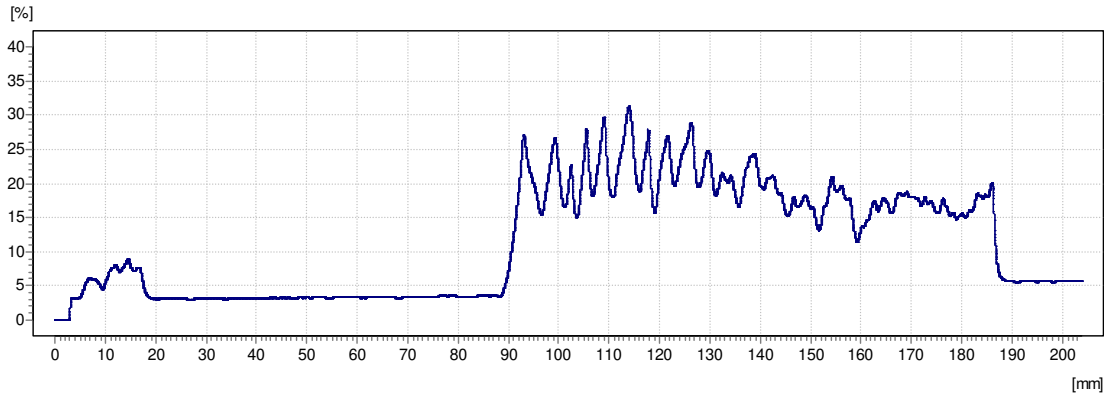




Ensaio: ER- 49	Modo: indireto (forro+perna)	Localização: Cobertura
----------------	------------------------------	------------------------

Comentário: Secção em razoável estado de conservação (o vazio corresponde ao espaço entre o forro e a perna)

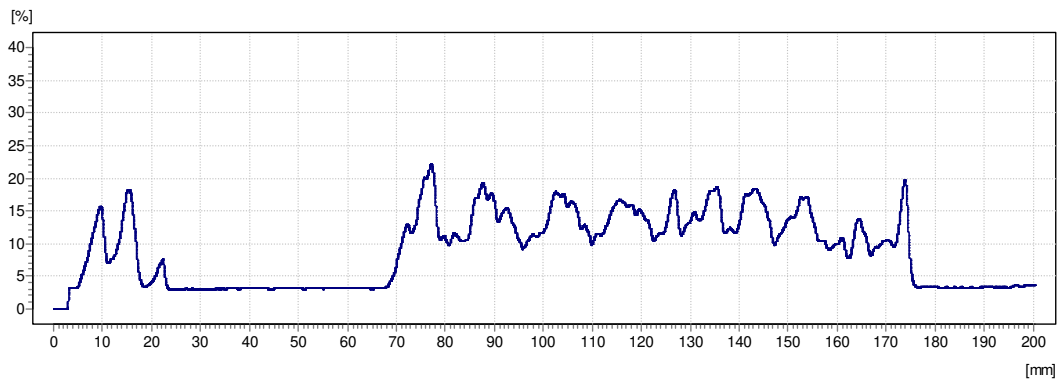
Resultado:

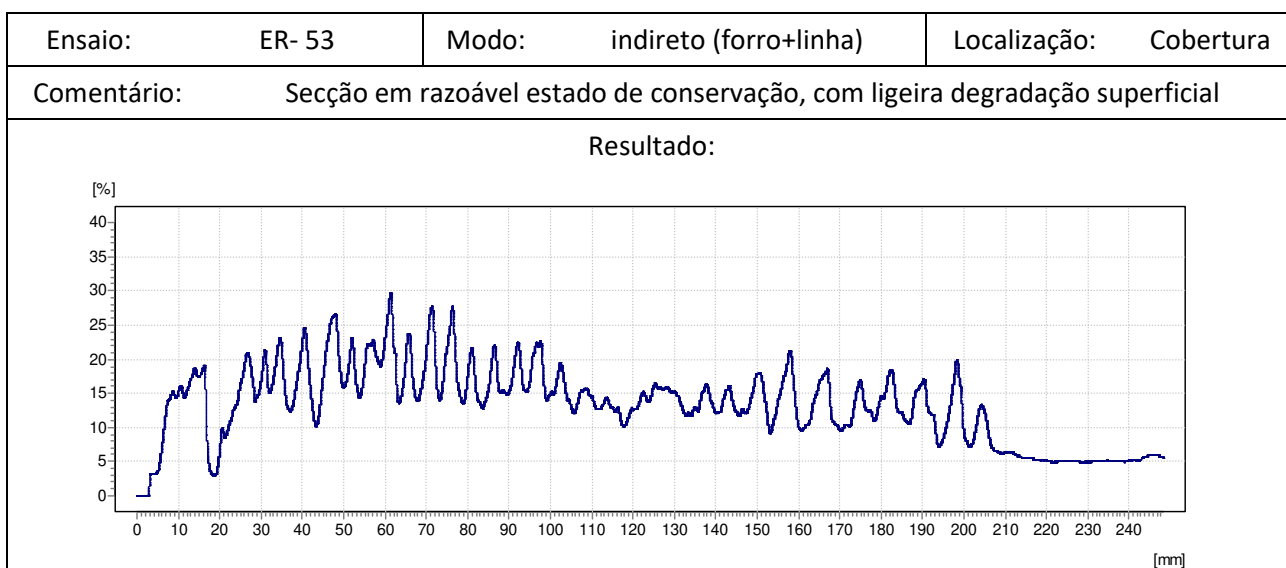
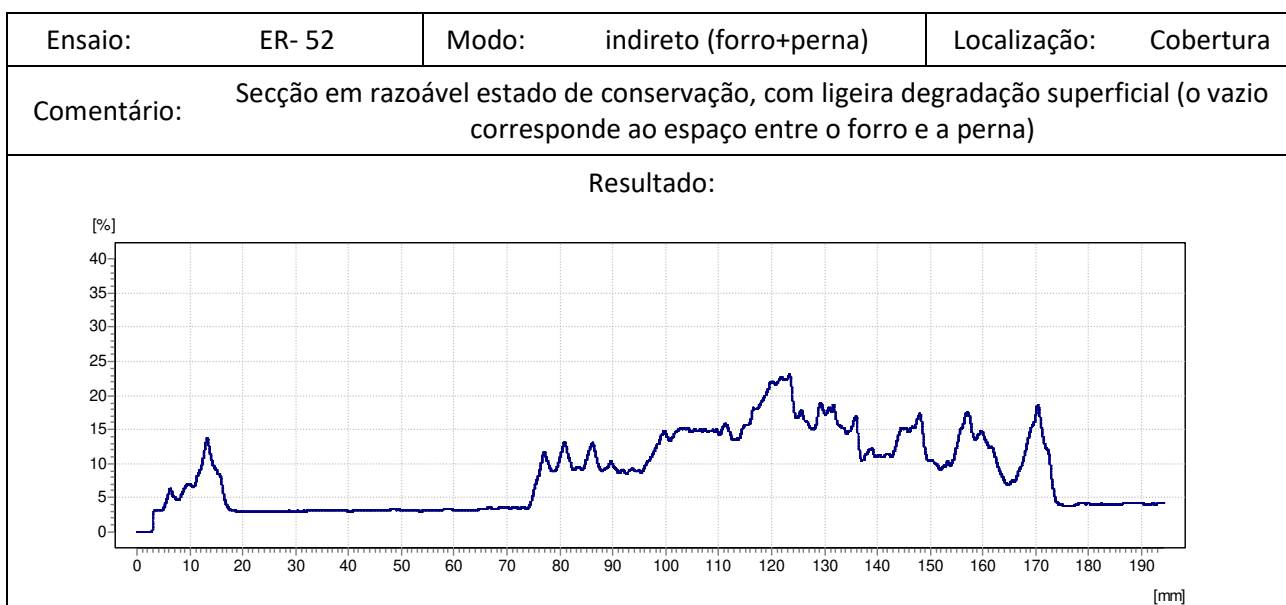
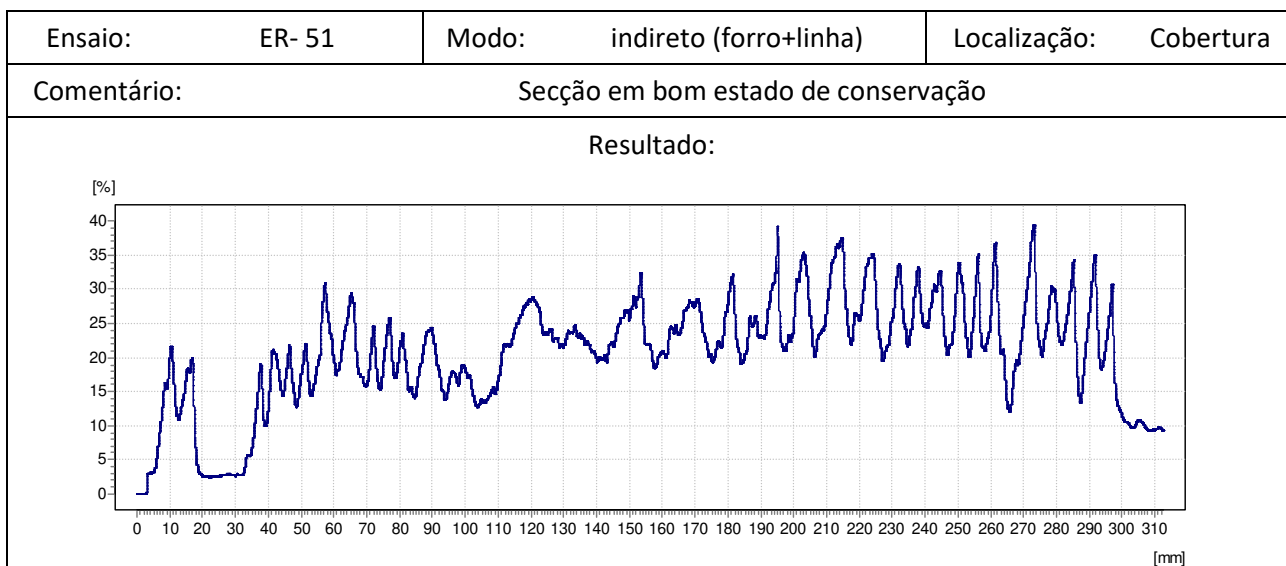


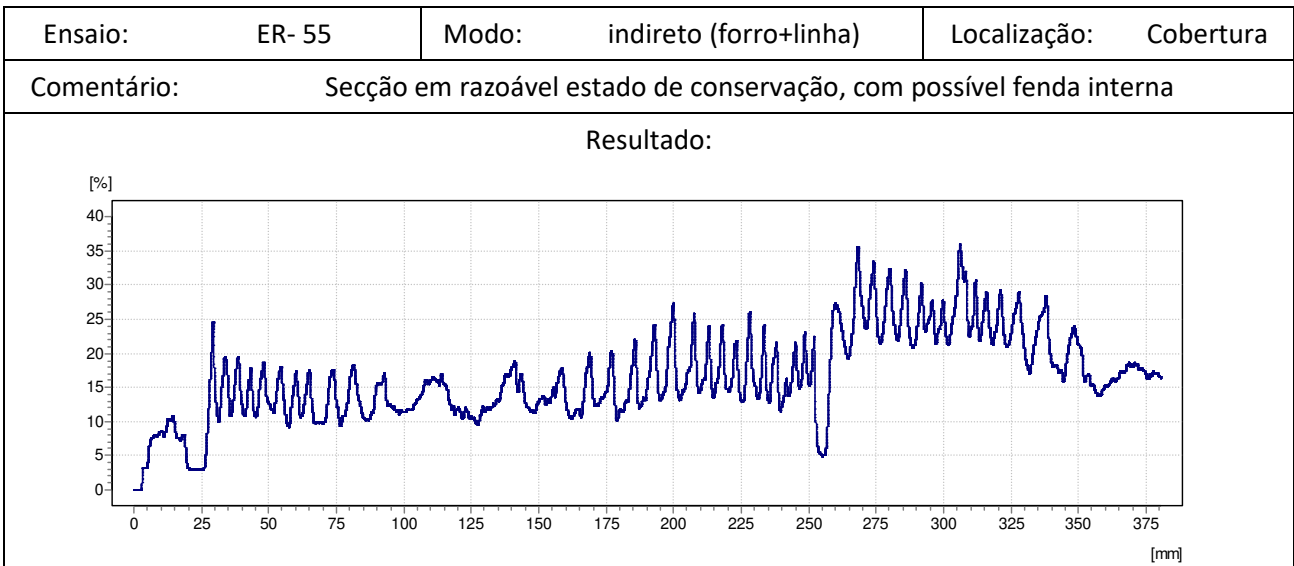
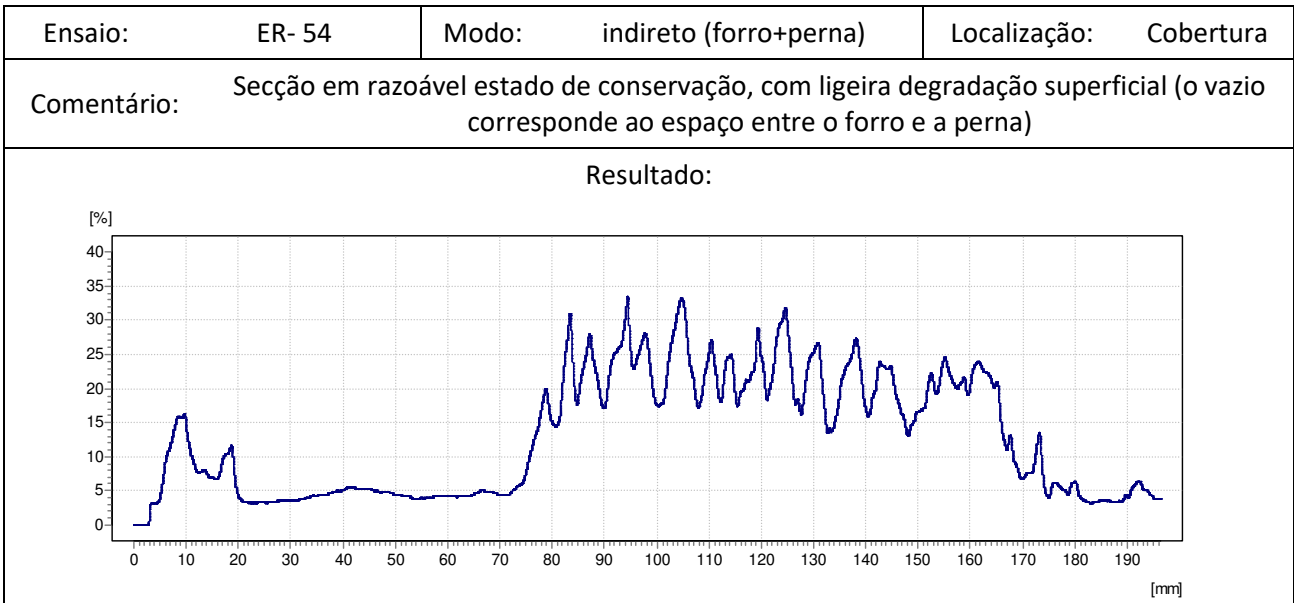
Ensaio: ER- 50	Modo: indireto (forro+perna)	Localização: Cobertura
----------------	------------------------------	------------------------

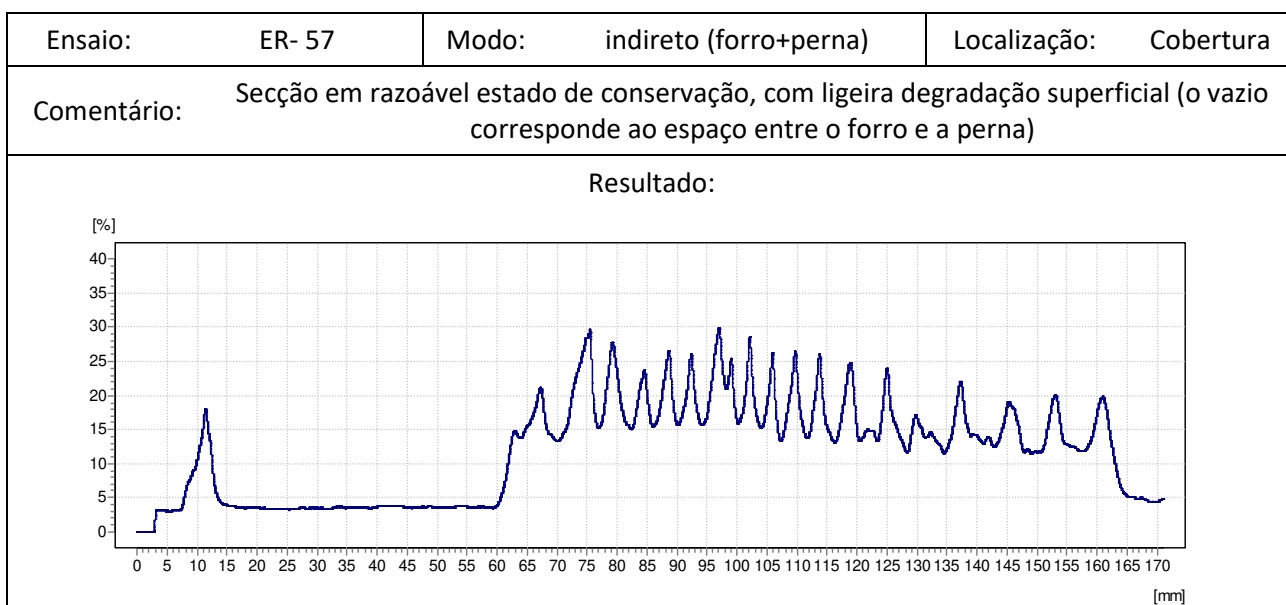
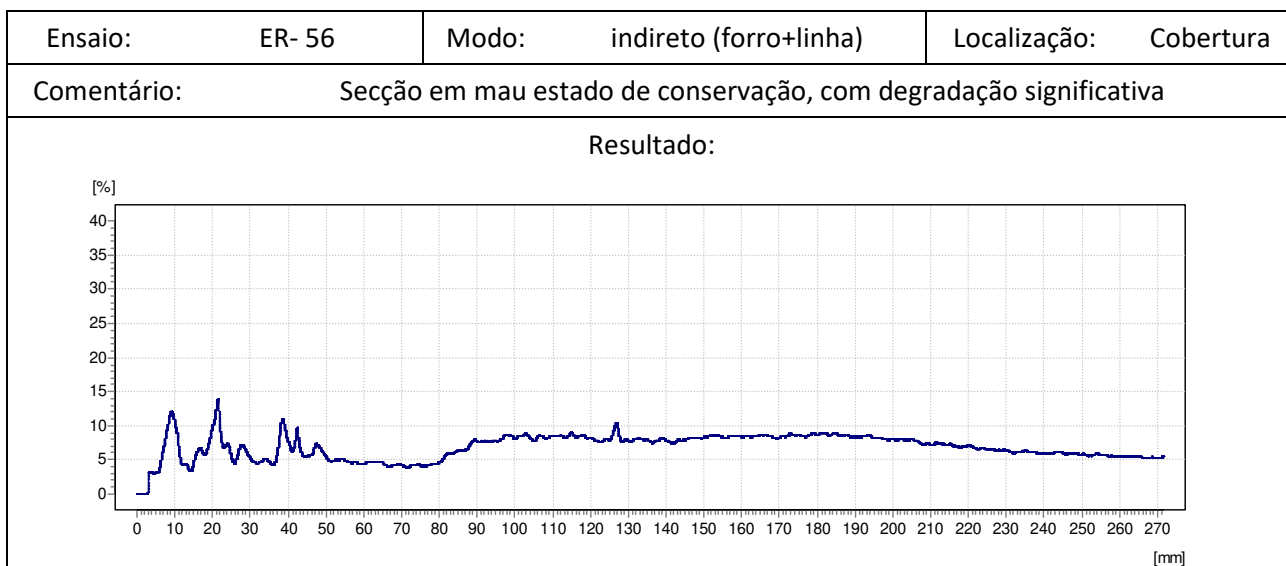
Comentário: Secção em mau estado de conservação (o vazio corresponde ao espaço entre o forro e a perna)

Resultado:









ANEXO I

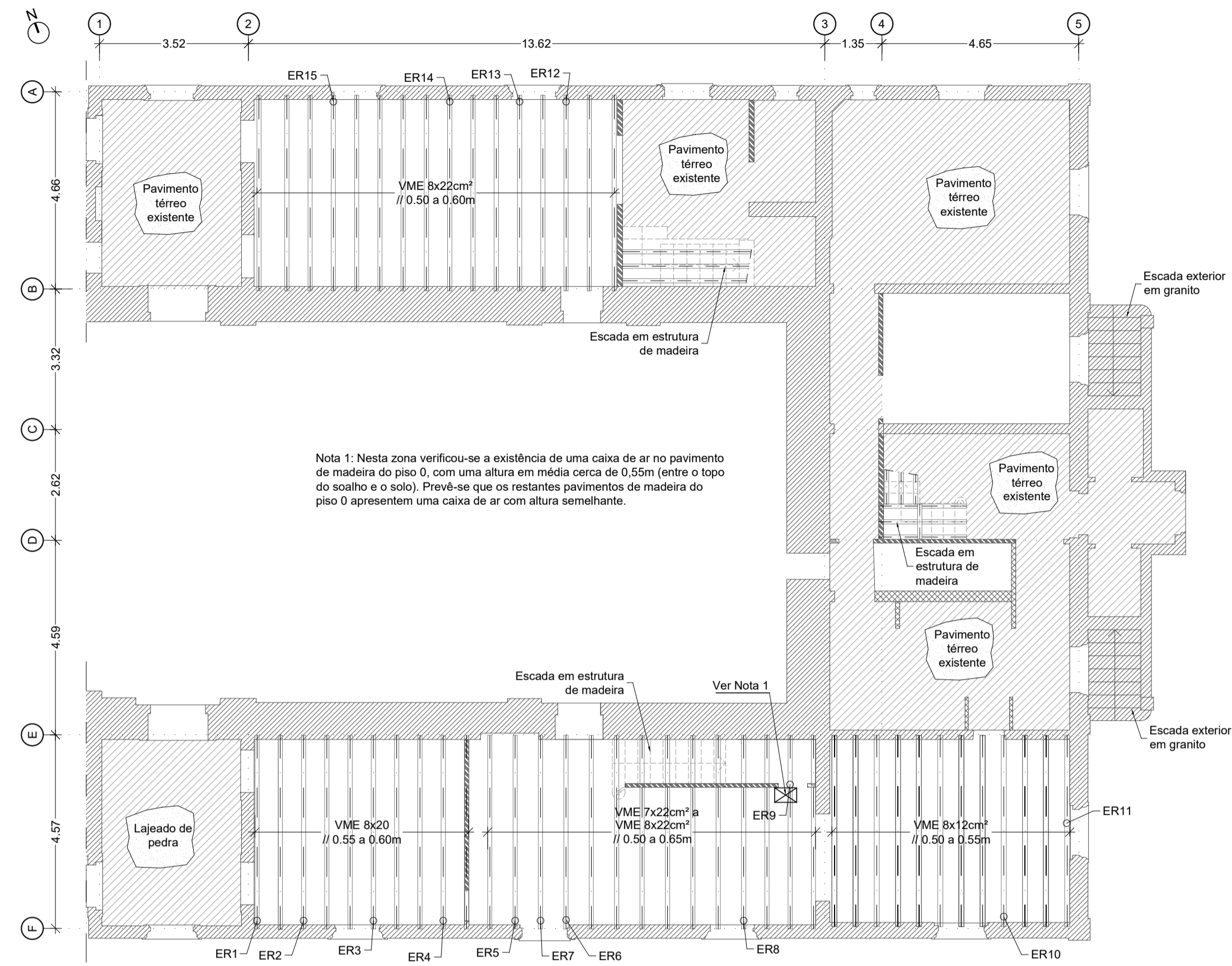
Nas peças desenhadas em anexo (Quadro AI.4) apresenta-se a planta estrutural dos pavimentos, escadas e da cobertura com a localização dos ensaios realizados. Os ensaios com Resistograph® são designados por ERI (Ensaio com Resistógrafo).

Quadro AI.4 – Lista de peças desenhadas

N.º	Descrição	Escala	Tipo de folha
01	Planta estrutural do piso 0: Levantamento estrutural, danos e sugestão de intervenção	1:100	A1
02	Planta estrutural do piso 1: Levantamento estrutural, danos e sugestão de intervenção	1:100	A1
03	Planta estrutural do piso 2: Levantamento estrutural, danos e sugestão de intervenção Planta esquemática da cobertura	1:100	A1
04	Planta estrutural da cobertura do auditório.: Levantamento estrutural, danos e sugestão de intervenção	Várias	A1

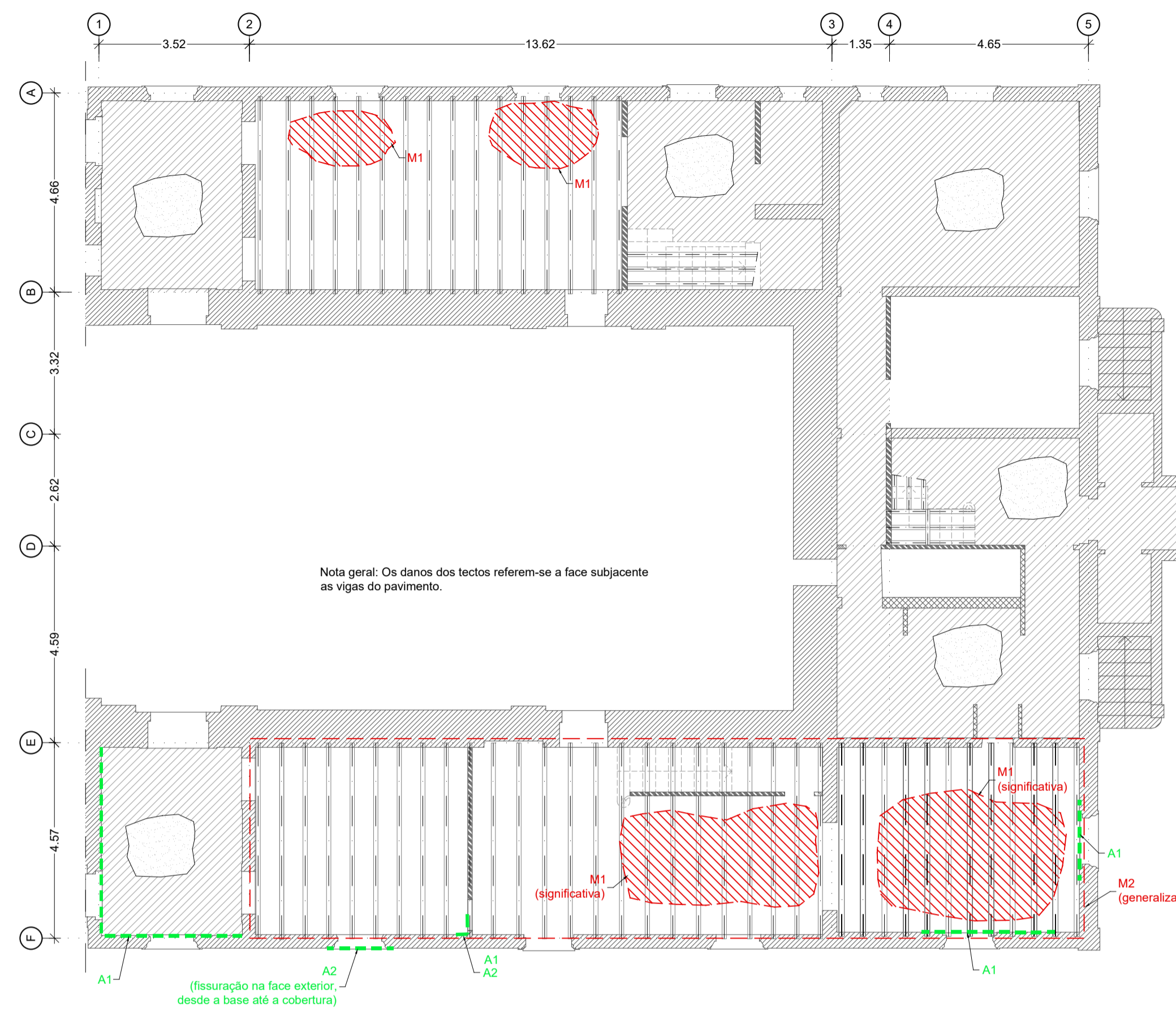
Planta estrutural do piso 0 - Levantamento estrutural e mapeamento de ensaios

Esc. 1:100



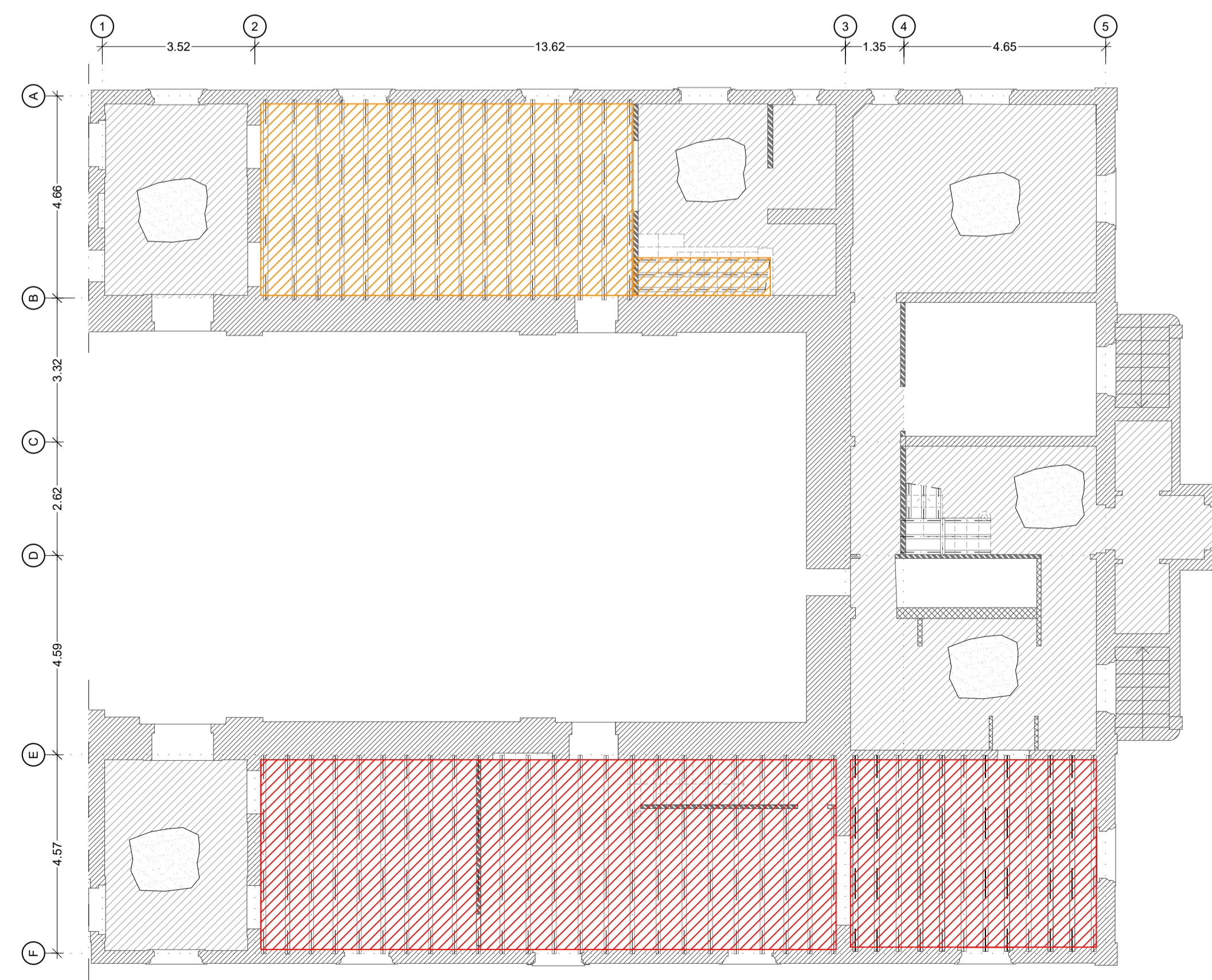
Planta estrutural do piso 0 - Mapeamento de danos estruturais

Esc. 1:100



Planta estrutural do piso 0 - Sugestão de intervenção

Esc. 1:100



Nível de corte das plantas estruturais sem escala



Legenda

ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES:

- VME - Viga em madeira existente
- ▨ Parede de alvenaria de pedra existente
- ▨ Parede em tabique existente
- ▨ Outras paredes existentes

LEGENDA DOS ENSAIOS IN-SITU:

- ER - Ensaios com o Resistógrafo

Legenda do mapeamento de danos

- Danos em elementos verticais
- ▨ Danos em elementos horizontais

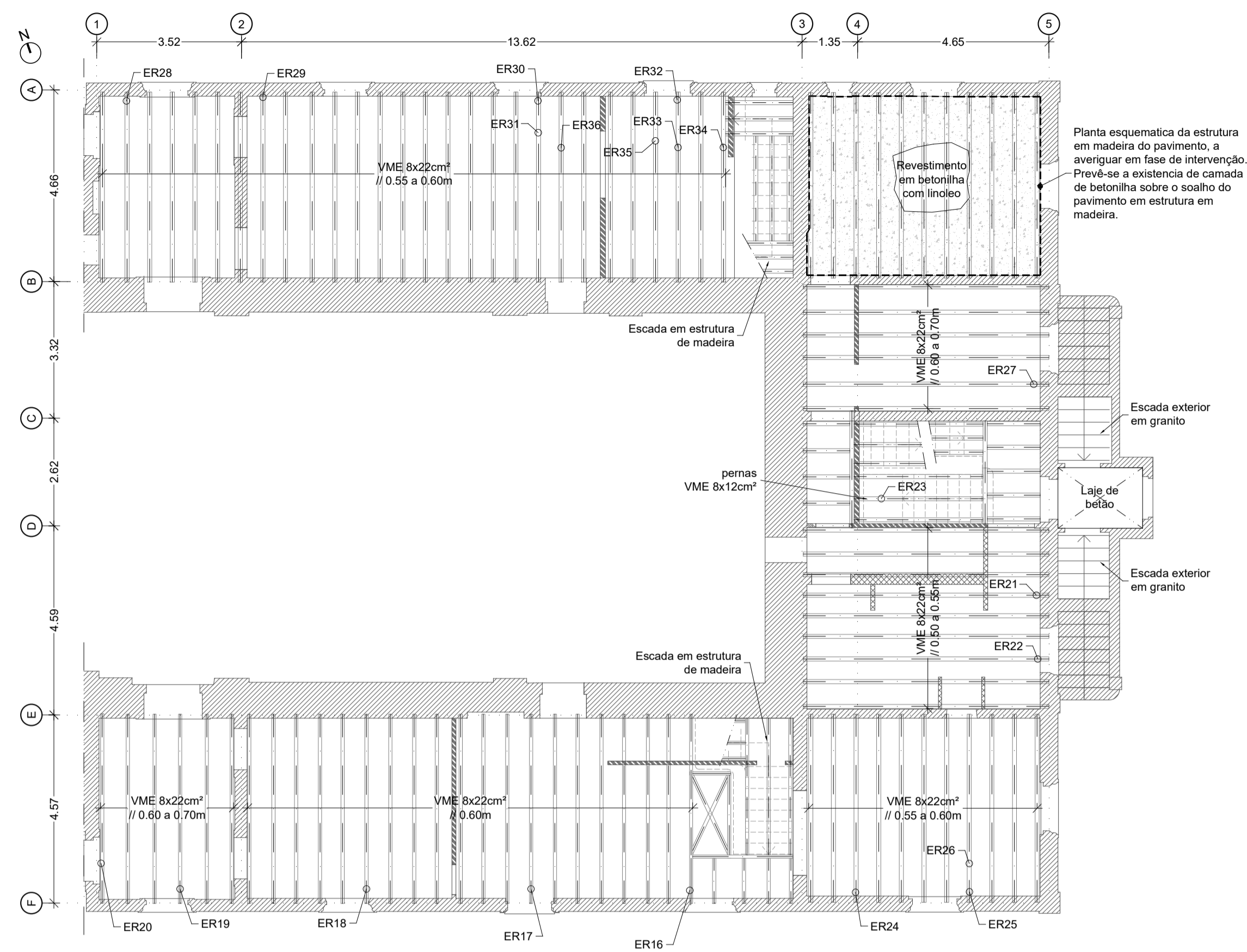
DANOS ESTRUTURAIS	
ALVENARIA / TABIQUE	
Humidade ascendente	A1
Fissuração	A2
Humidade	A3
MADEIRA	
Deformação	M1
Degradação por ataques de agentes bióticos	M2
Presença de humidade	M3
BETÃO ARMADO	
Degradação do betão com destacamento do recobrimento e corrosão de armadura	B1
DANOS NÃO ESTRUTURAIS	
TECTOS	
Fissuração	T1
Presença de humidade	T2
Falta de material	T3

Legenda da sugestão de intervenção

- SUGESTÕES DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO
- ▨ Manter elementos estruturais (com limpeza e tratamento)
 - ▨ Manter elementos estruturais com reforço (e limpeza / tratamento)
 - ▨ Manter elementos estruturais com reforço /Substituição (50% a 100%)
 - ▨ Substituição integral do(s) elemento(s) estruturais
- Faz-se notar que:
- As sugestões têm por base o resultado do levantamento dos materiais e elementos estruturais e do seu estado de conservação, bem como a avaliação da segurança estrutural para as condições existentes.
 - Na memória apresenta-se o resumo das principais medidas de intervenção propostas, sendo esta informação complementada graficamente nestas peças desenhadas.

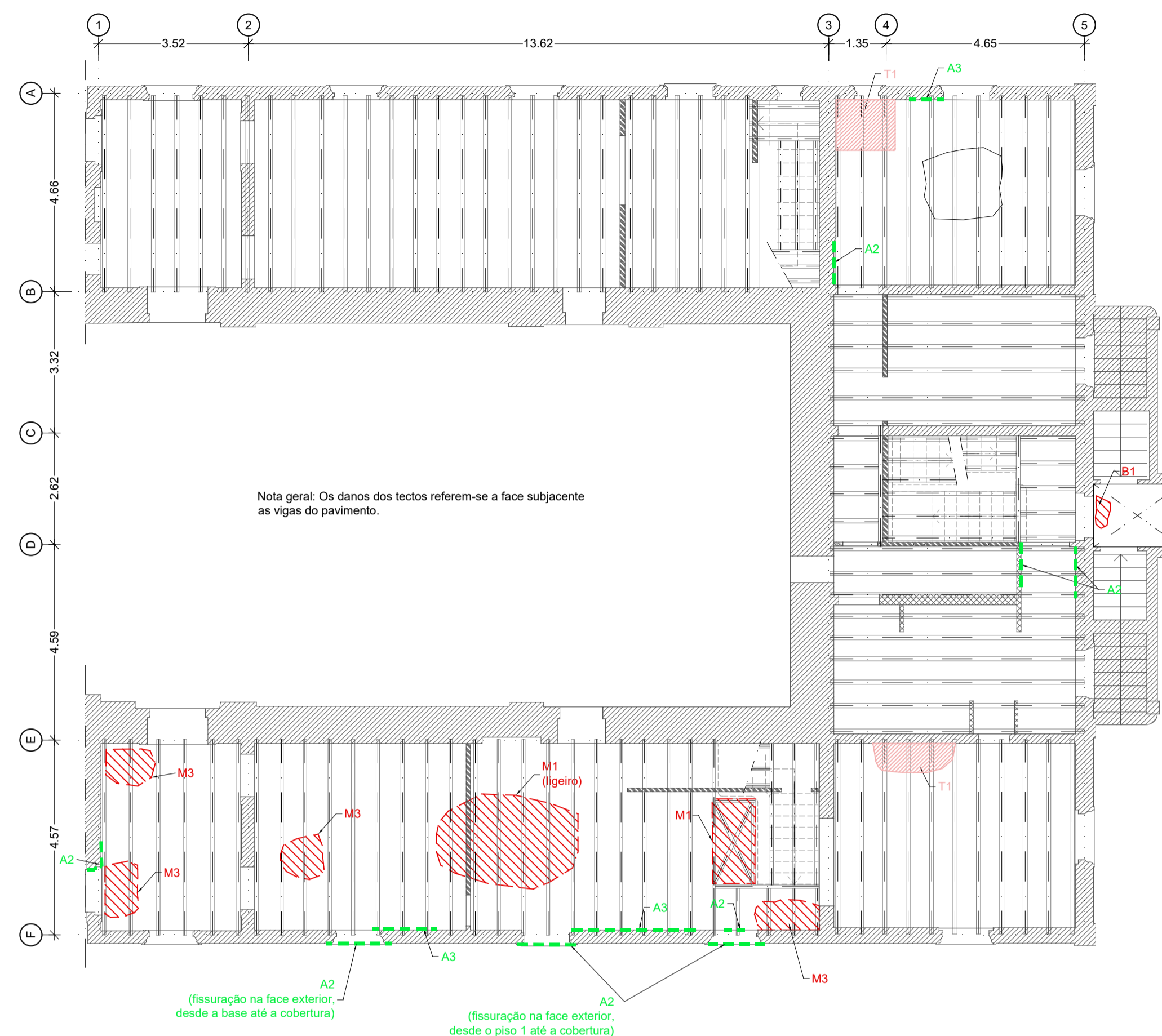
Planta estrutural do piso 1 - Levantamento estrutural e mapeamento de ensaios

Esc. 1:100



Planta estrutural do piso 1 - Mapeamento de danos estruturais

Esc. 1:100



Nível de corte das plantas estruturais sem escala



Legenda

ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES:

- VME - Viga em madeira existente
- Parede de alvenaria de pedra existente
- Parede em tabique existente
- Outras paredes existentes

LEGENDA DOS ENSAIOS IN-SITU:

- ER - Ensaios com o Resistógrafo

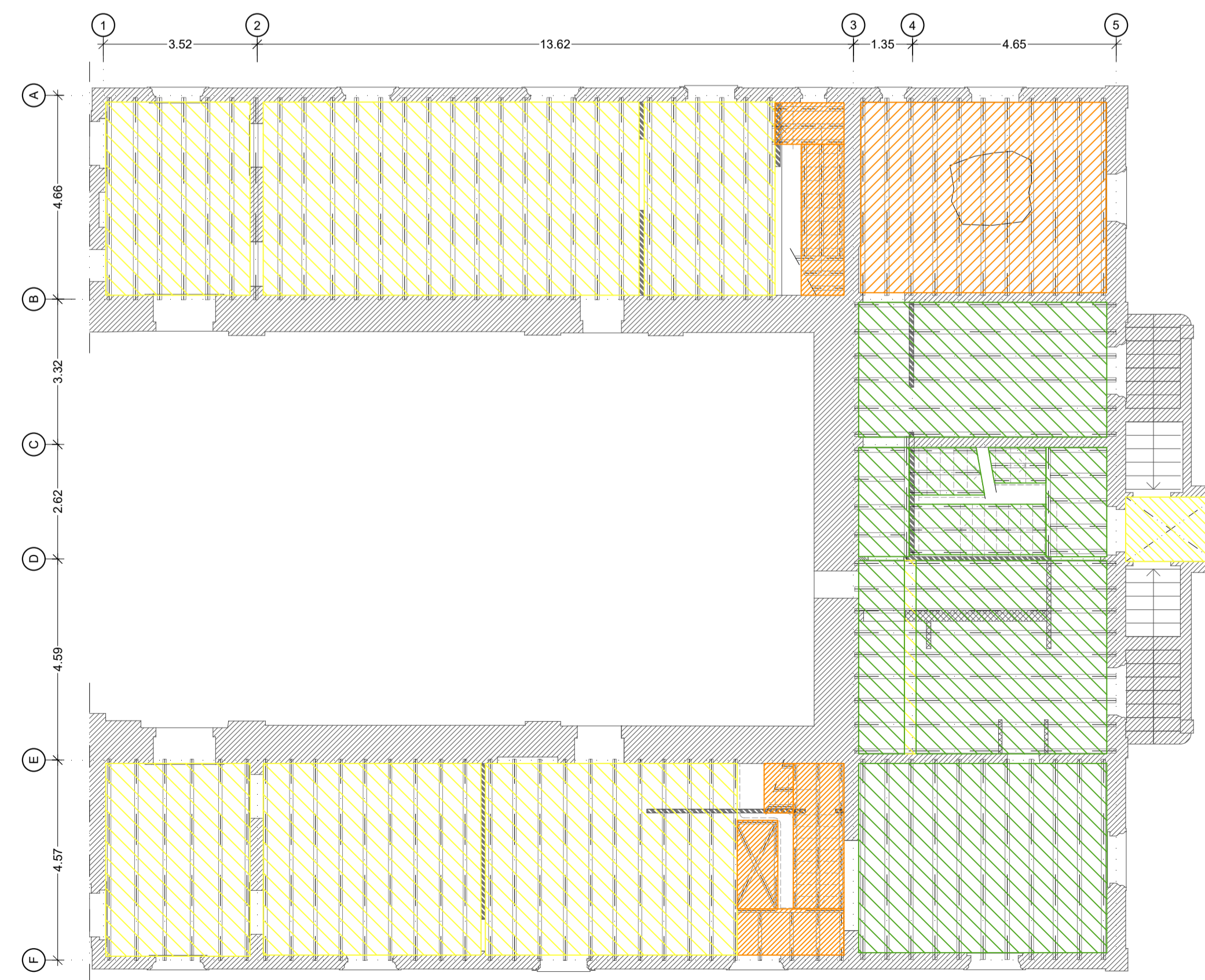
Legenda do mapeamento de danos

- Danos em elementos verticais
- Danos em elementos horizontais

DANOS ESTRUTURAIS	
ALVENARIA / TABIQUE	
Humidade ascendente	A1
Fissuração	A2
Humidade	A3
MADEIRA	
Deformação	M1
Degradação por ataques de agentes bióticos	M2
Presença de humidade	M3
BETÃO ARMADO	
Degradação do betão com desprendimento do recobrimento e corrosão de armadura	B1
DANOS NÃO ESTRUTURAIS	
TECTOS	
Fissuração	T1
Presença de humidade	T2
Falta de material	T3

Planta estrutural do piso 1 - Sugestão de intervenção

Esc. 1:100



Legenda da sugestão de intervenção

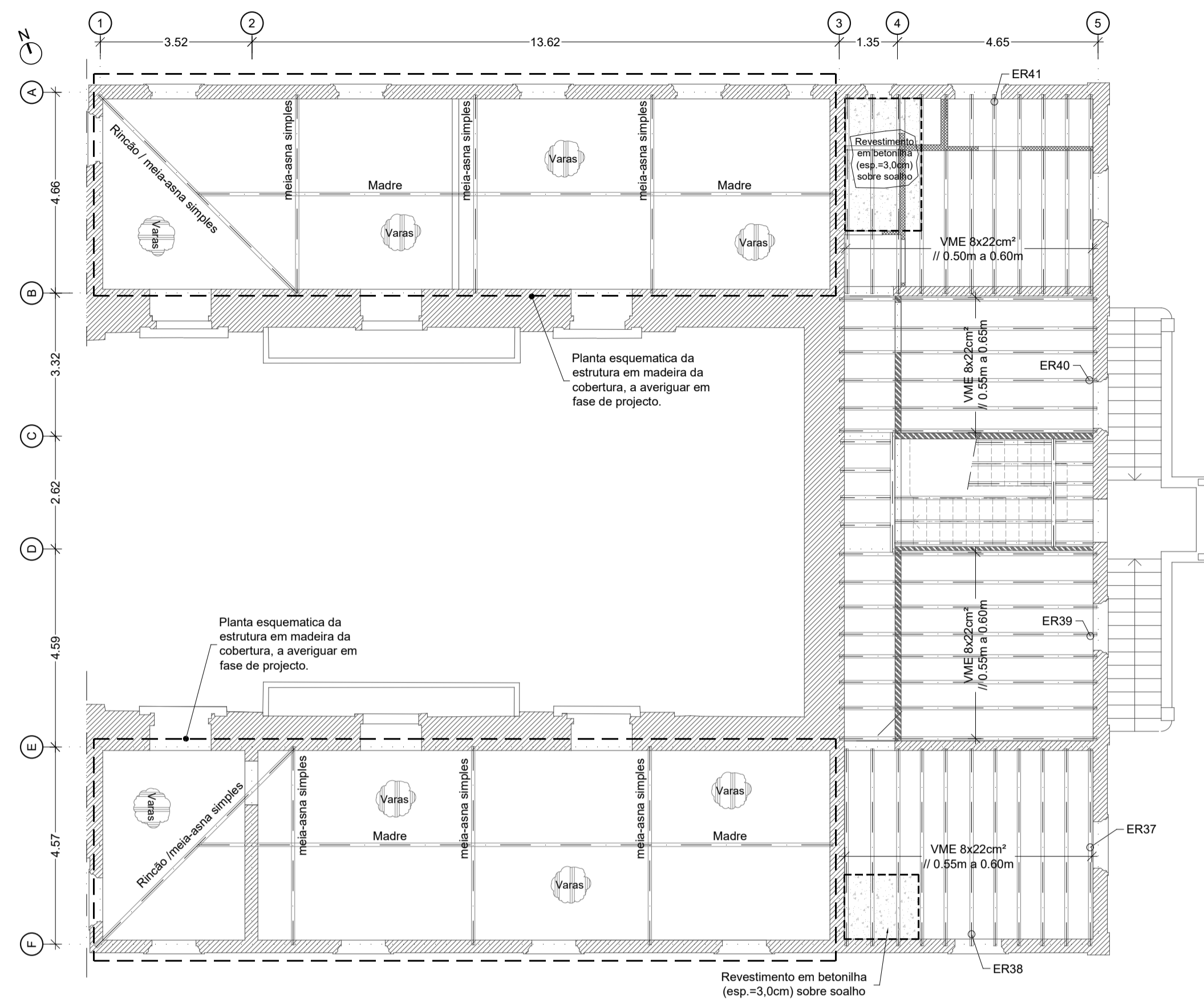
SUGESTÕES DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

- Manter elementos estruturais (com limpeza e tratamento)
- Manter elementos estruturais com reforço (e limpeza / tratamento)
- Manter elementos estruturais com reforço / Substituição (50% a 100%)
- Substituição integral do(s) elemento(s) estruturais

Faz-se notar que:
 - As sugestões têm por base o resultado do levantamento dos materiais e elementos estruturais e do seu estado de conservação, bem como a avaliação da segurança estrutural para as condições existentes.
 - Na memória apresenta-se o resumo das principais medidas de intervenção propostas, sendo esta informação complementada graficamente nestas peças desenhadas.

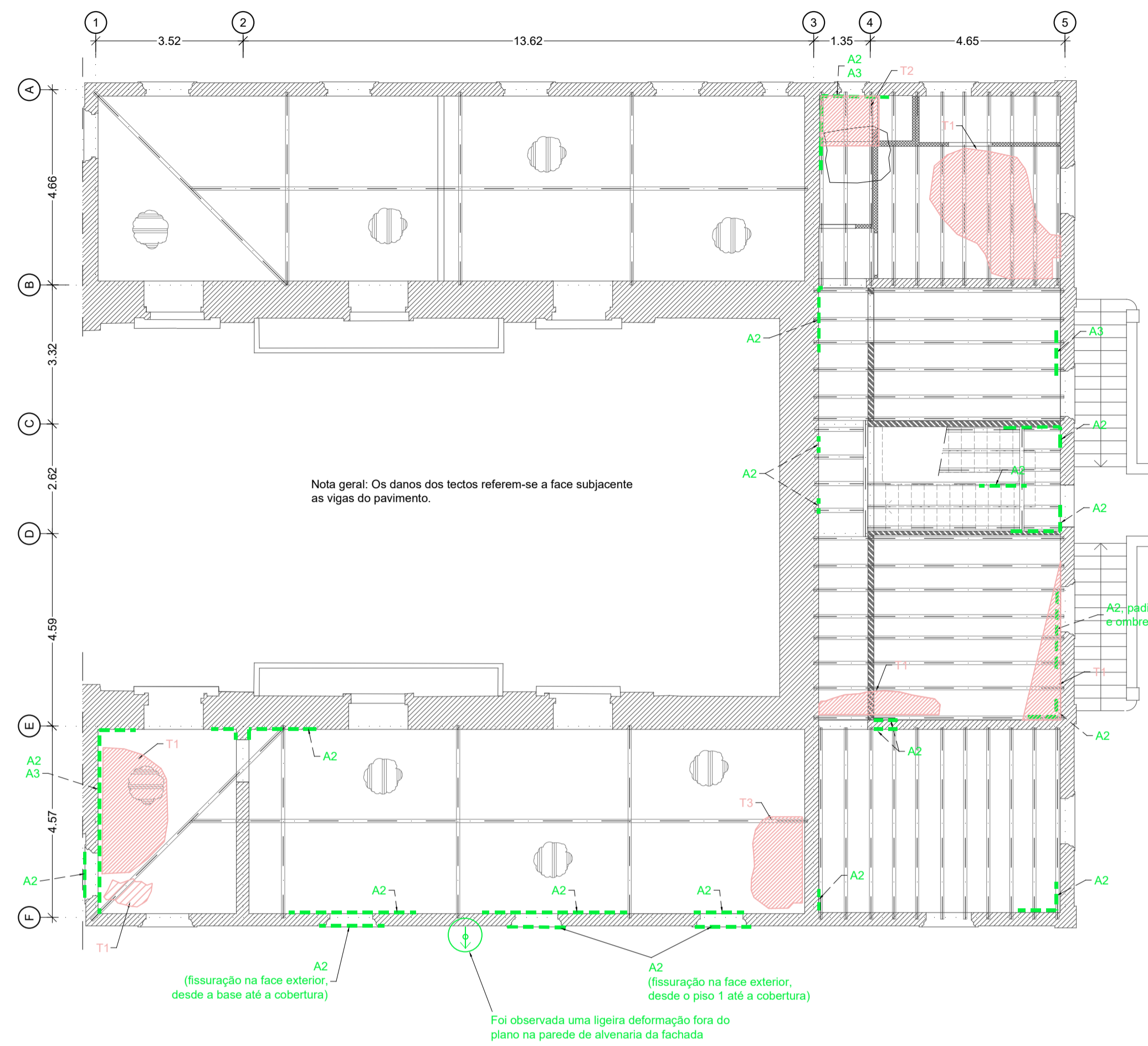
Planta estrutural do piso 2 - Levantamento estrutural e mapeamento de ensaios

Esc. 1:100



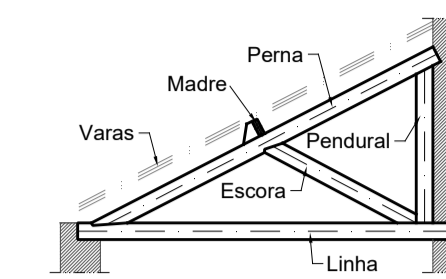
Planta estrutural do piso 2 - Mapeamento de danos estruturais

Esc. 1:100



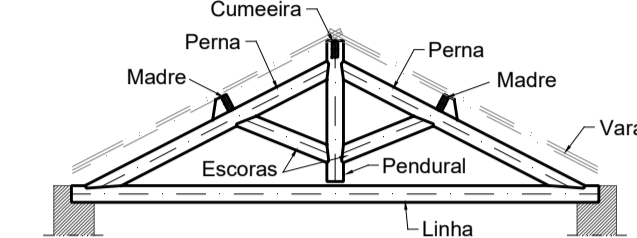
Cobertura A: Alçado esquemático da meia-asna

(sem escala)



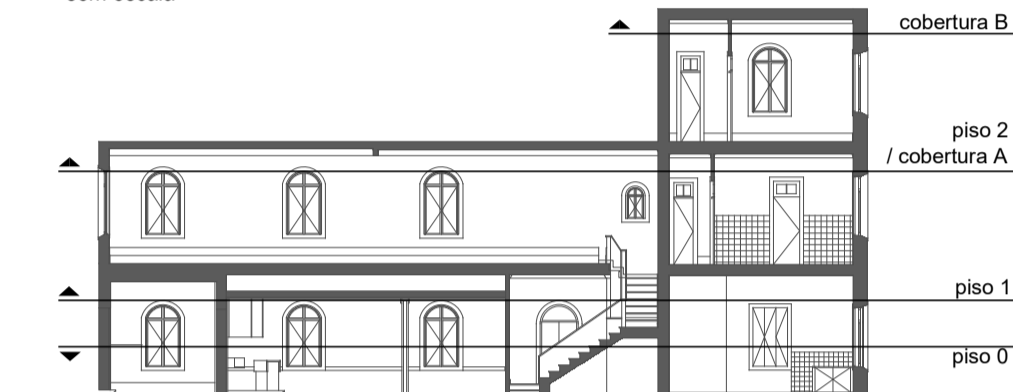
Cobertura B: Alçado esquemático da Asna

(sem escala)



Nível de corte das plantas estruturais

sem escala



Legenda

ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES:

- VME - Viga em madeira existente
- Parede de alvenaria de pedra existente
- Parede em tabique existente
- Outras paredes existentes

LEGENDA DOS ENSAIOS IN-SITU:

- ER - Ensaio com o Resistógrafo

Legenda do mapeamento de danos

- Danos em elementos verticais
- Danos em elementos horizontais

DANOS ESTRUTURAIS	
ALVENARIA / TABIQUE	
Humidade ascendente	A1
Fissuração	A2
Humidade	A3
MADEIRA	
Deformação	M1
Degradação por ataques de agentes bióticos	M2
Presença de humidade	M3
BETÃO ARMADO	
Degradação do betão com destacamento do recobrimento e corrosão de armadura	B1
DANOS NÃO ESTRUTURAIS	
TECTOS	
Fissuração	T1
Presença de humidade	T2
Falta de material	T3

Legenda da sugestão de intervenção

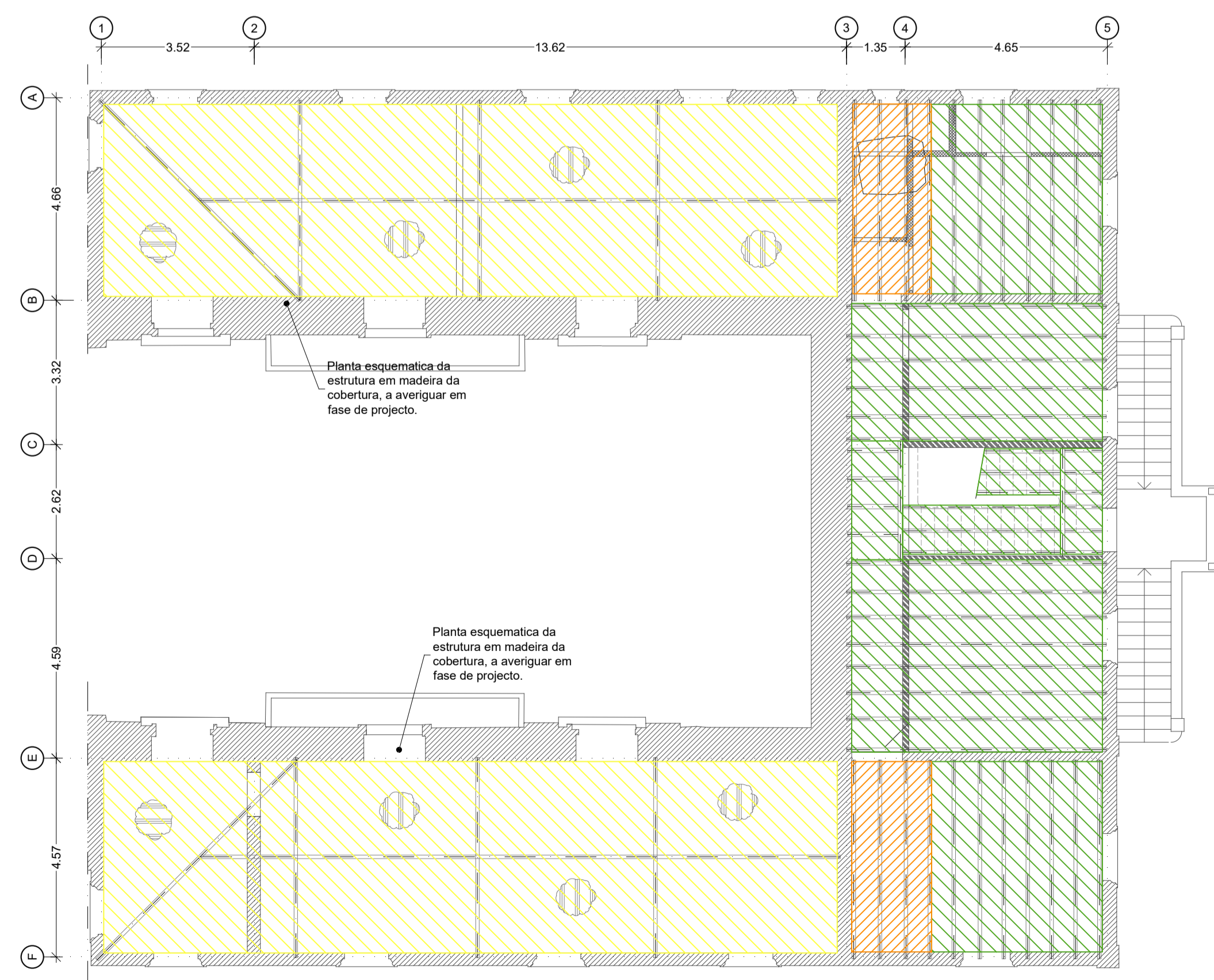
SUGESTÕES DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

- Manter elementos estruturais (com limpeza e tratamento)
- Manter elementos estruturais com reforço (e limpeza / tratamento)
- Manter elementos estruturais com reforço /Substituição (50% a 100%)
- Substituição integral do(s) elemento(s) estruturais

Faz-se notar que:
 - As sugestões têm por base o resultado do levantamento dos materiais e elementos estruturais e do seu estado de conservação, bem como a avaliação de segurança estrutural para as condições existentes.
 - Na memória apresenta-se o resumo das principais medidas de intervenção propostas, sendo esta informação complementada graficamente nestas peças desenhadas.

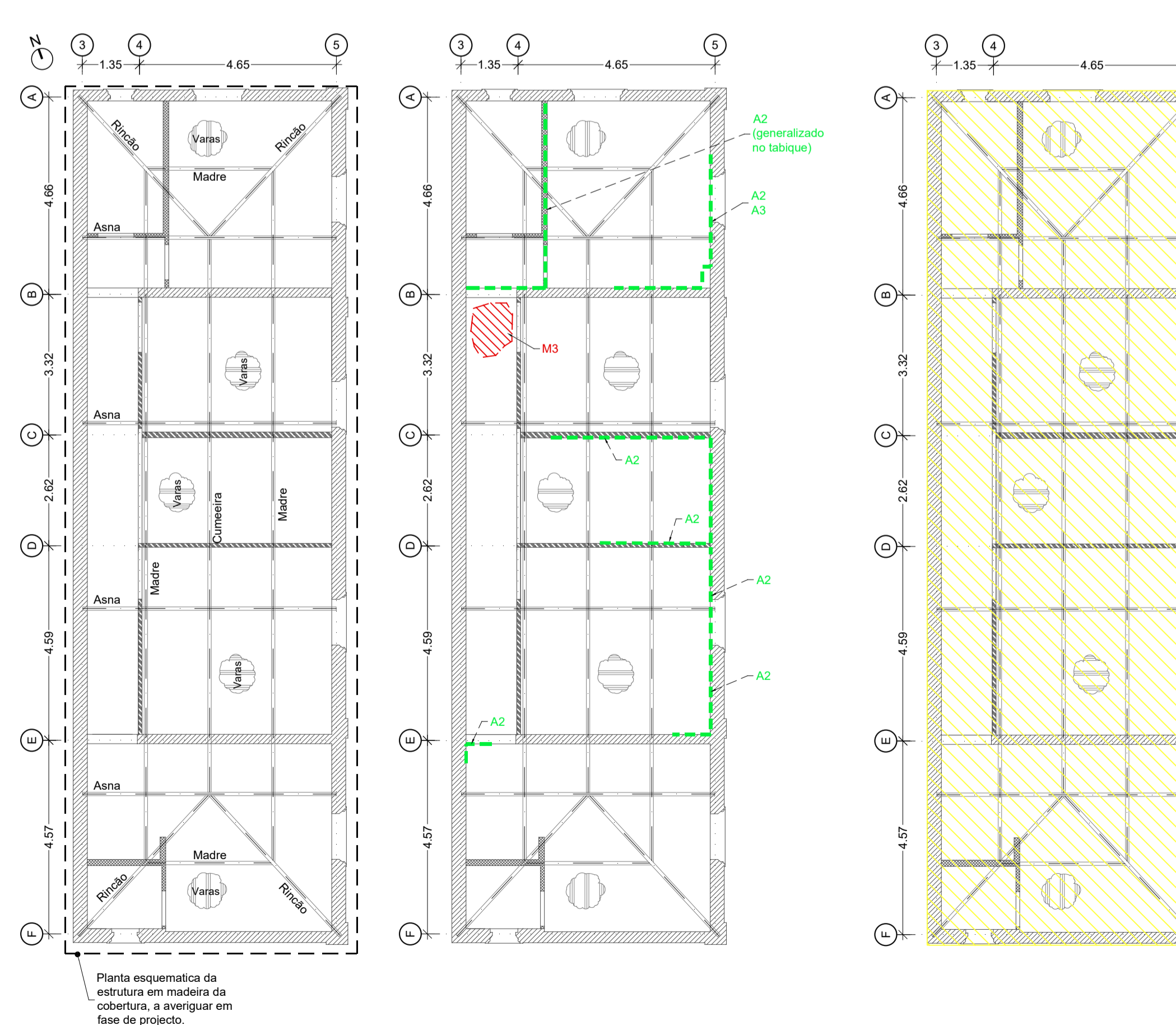
Planta estrutural do piso 2 e cobertura A - Sugestão de intervenção

Esc. 1:100



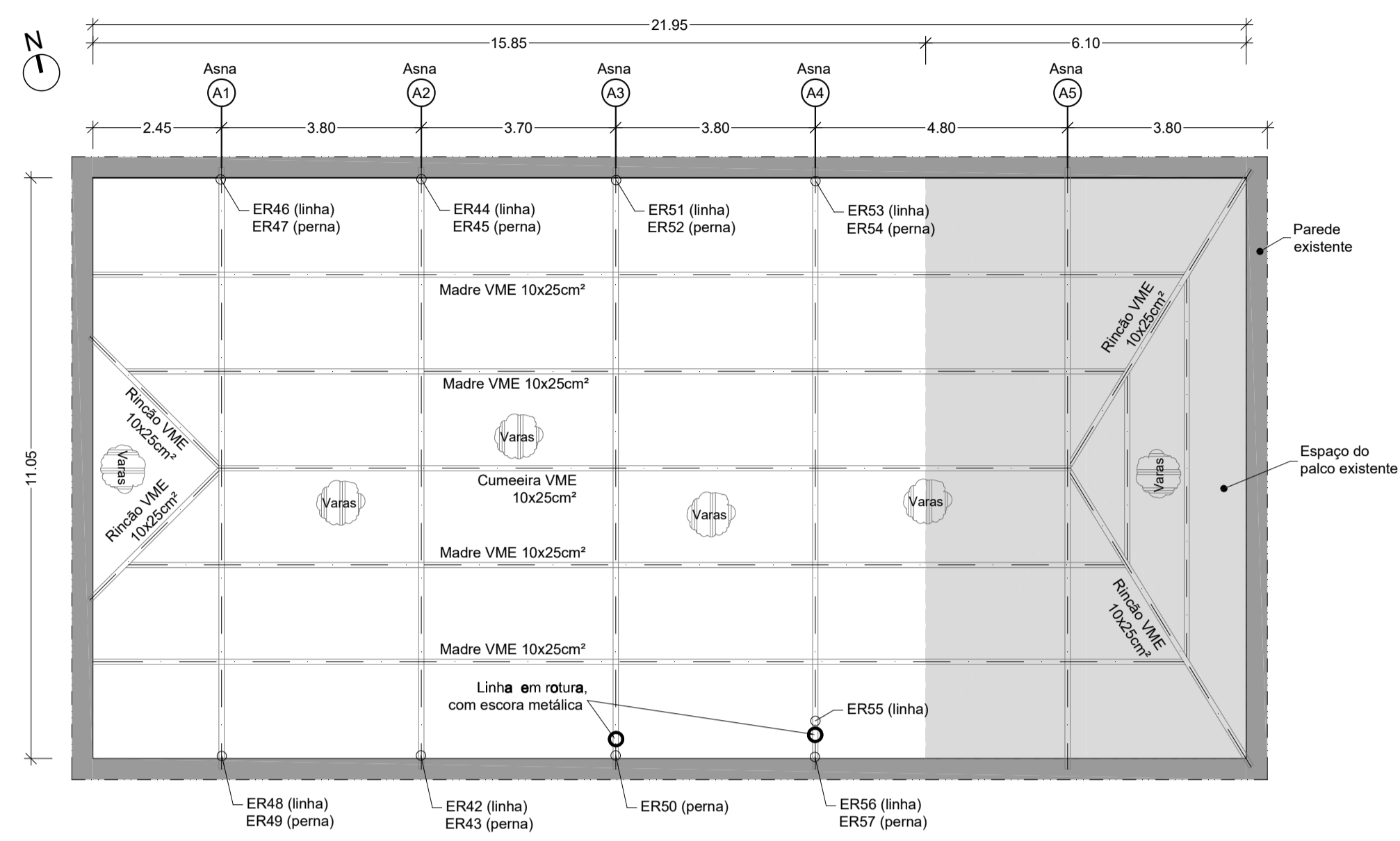
Planta esquemática do tecto do piso 2 e cobertura B - Mapeamento de danos e Sugestão de intervenção

Esc. 1:100



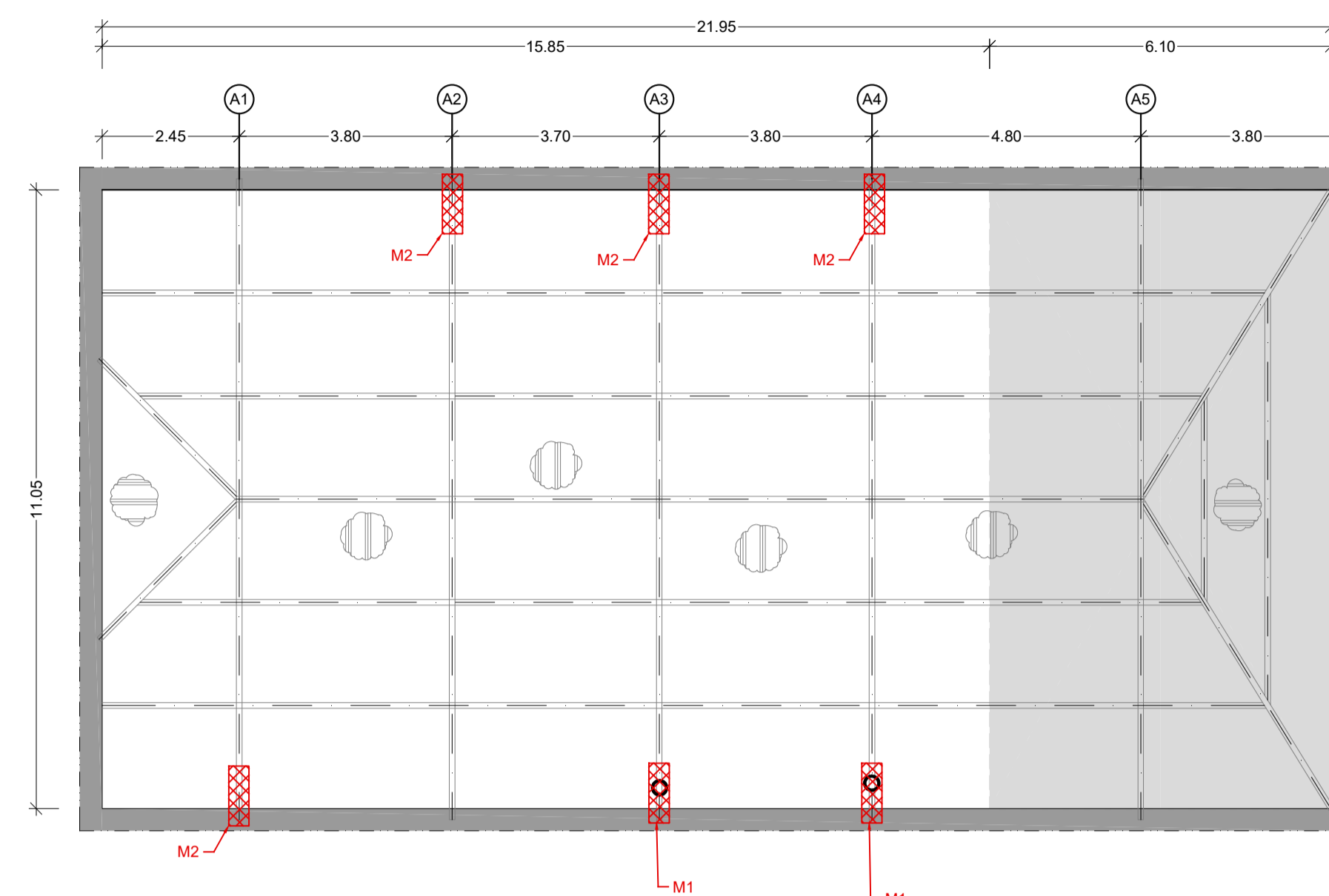
Planta estrutural da cobertura do Auditório - Levantamento estrutural e mapeamento de ensaios

Esc. 1:100



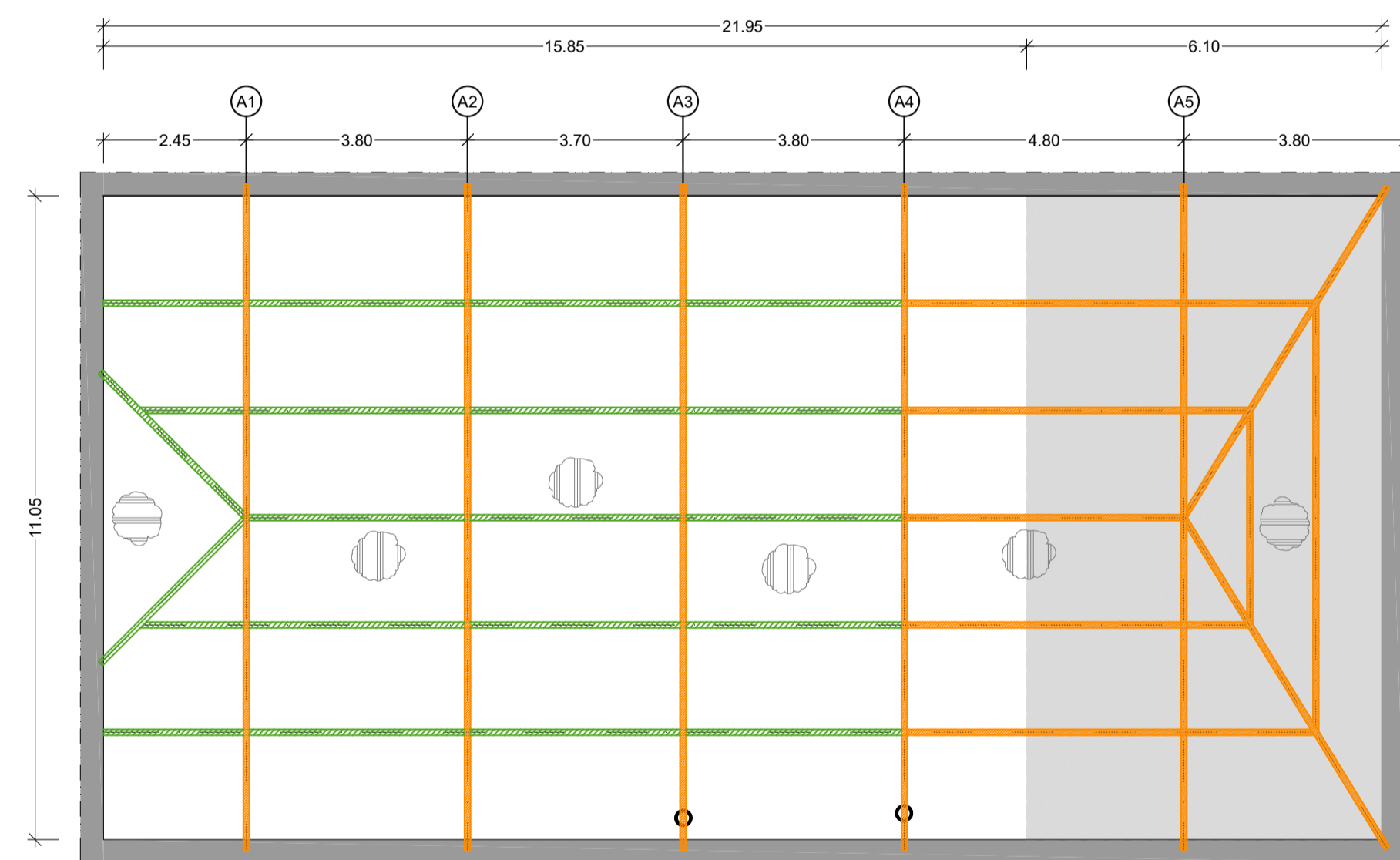
Planta estrutural da cobertura do Auditório - Mapeamento de danos estruturais

Esc. 1:100



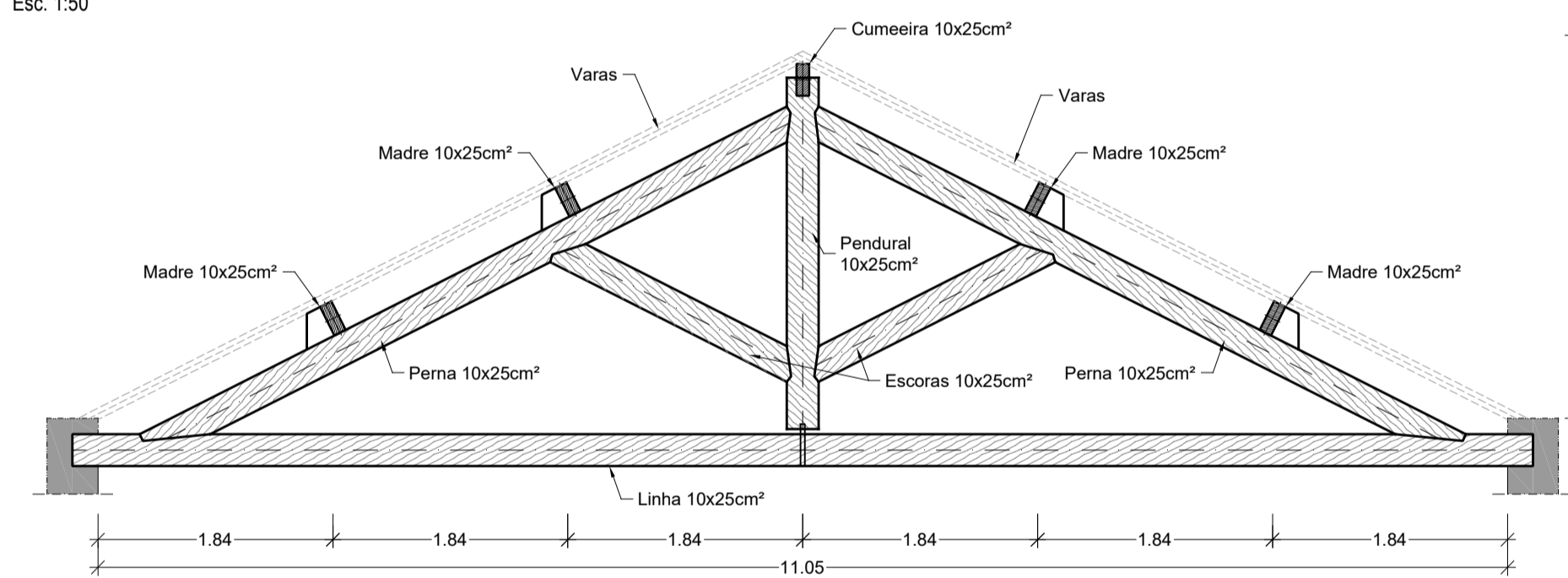
Planta estrutural da cobertura do Auditório - Sugestão de intervenção

Esc. 1:100



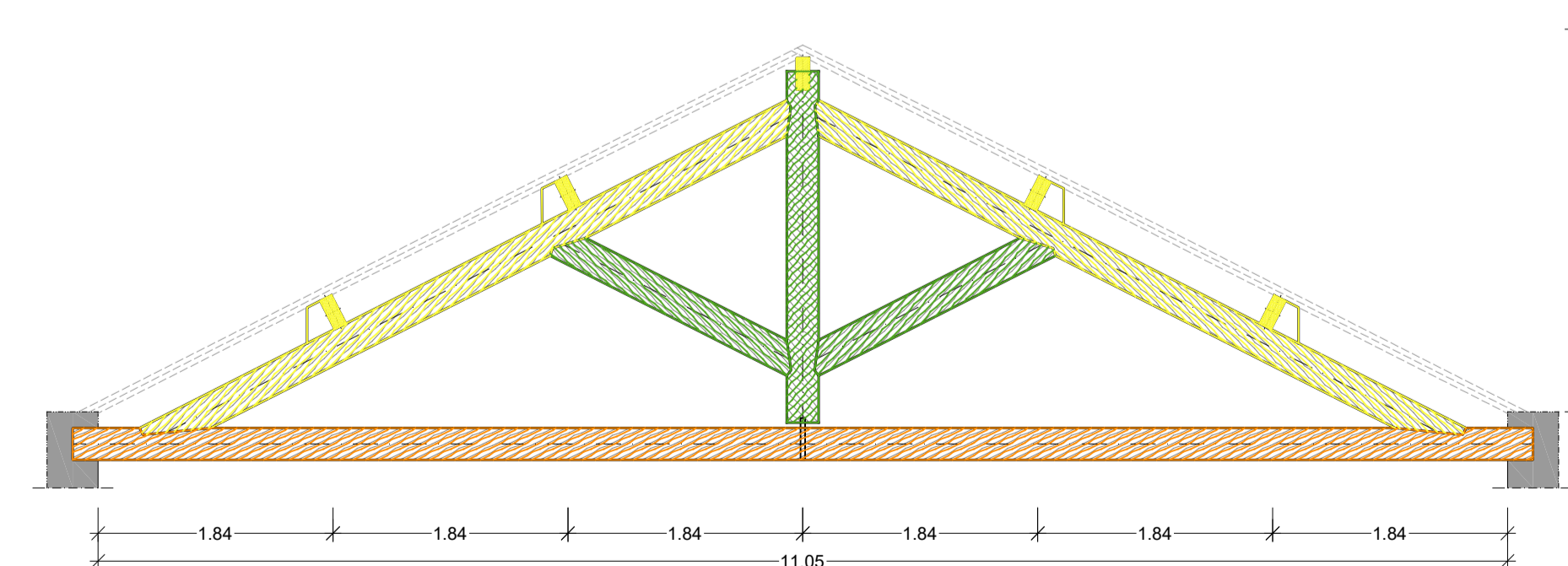
Alçado esquemático da asna tipo A1, A2, A3, A4, A5

Esc. 1:50



Alçado esquemático da asna tipo A1, A2, A3, A4, A5 - Sugestão de intervenção

Esc. 1:50



Legenda

ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES:

VME - Viga em madeira existente

LEGENDA DOS ENSAIOS IN-SITU:

ER - Ensaios com o Resistógrafo

Legenda do mapeamento de danos

Dano significativo

DANOS ESTRUTURAIS	
MADEIRA	
Rotura do elemento estrutural	M1
Apoio com indícios de fractura	M2

Legenda da sugestão de intervenção

SUGESTÕES DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO

- Manter elementos estruturais (com limpeza e tratamento)
- Manter elementos estruturais com reforço (e limpeza / tratamento)
- Manter elementos estruturais com reforço /Substituição (50% a 100%)
- Substituição integral do(s) elemento(s) estruturais

Faz-se notar que:
- As sugestões têm por base o resultado do levantamento dos materiais e elementos estruturais e do seu estado de conservação, bem como a avaliação da segurança estrutural para as condições existentes.

- Na memória apresenta-se o resumo das principais medidas de intervenção propostas, sendo esta informação complementada graficamente nestas peças desenhadas.

ANEXO II – CASO DE ESTUDO II

Nas páginas seguintes apresentam-se os resultados dos registos referentes aos ensaios efetuados, com identificação dos elementos ensaiados e com um comentário sobre o estado de conservação dos elementos estruturais.

No Quadro AII.1 são apresentados os registos dos ensaios acompanhados de comentários relativos ao seu estado de conservação.

Quadro AII.1 – Resultado dos ensaios experimentais realizados nos elementos de madeira existentes dos pavimentos, e cobertura do edifício Vila Amélia

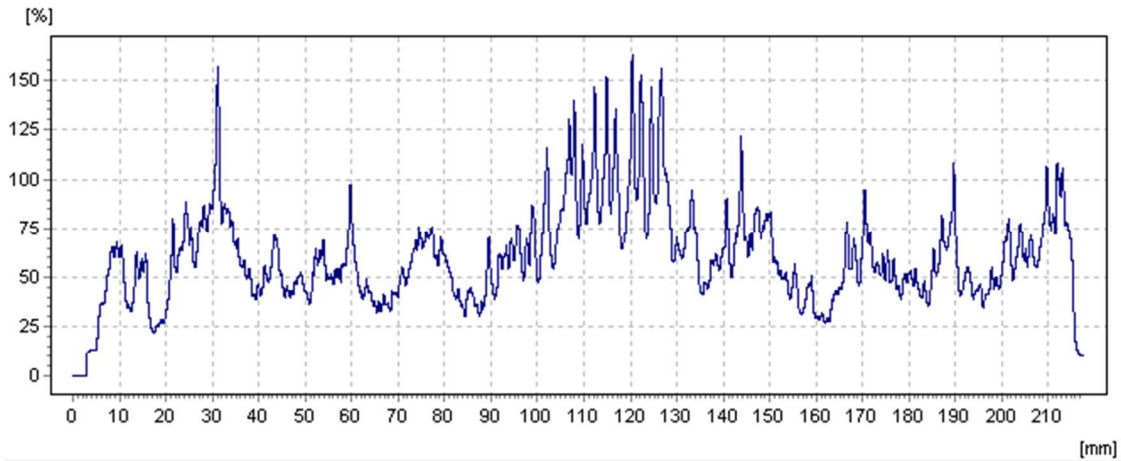
Ensaio: ER- 01	Modo: indireto (cumeeira)	Localização: Cobertura
Comentário: Secção em bom estado de conservação. Teor em água de 20%.		
Resultado:		

Ensaio: ER- 02	Modo: indireto (linha)	Localização: Cobertura
Comentário: Secção em razoável estado de conservação, com ligeira degradação superficial. Teor em água de 22%.		
Resultado:		

Ensaio: ER- 03	Modo: indireto (viga)	Localização: Piso 1
----------------	-----------------------	---------------------

Comentário: Secção em bom estado de conservação. Teor em água de 23%, o que indica presença de humidade.

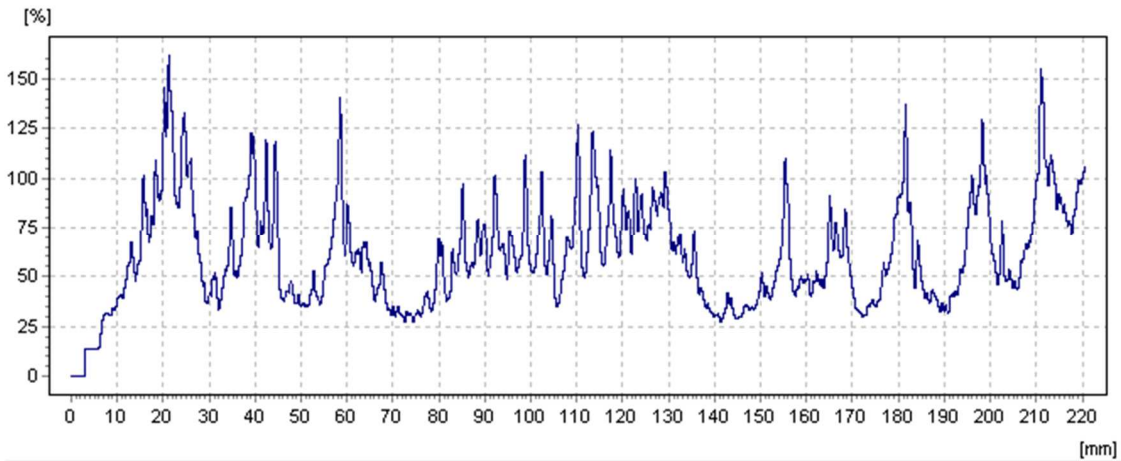
Resultado:

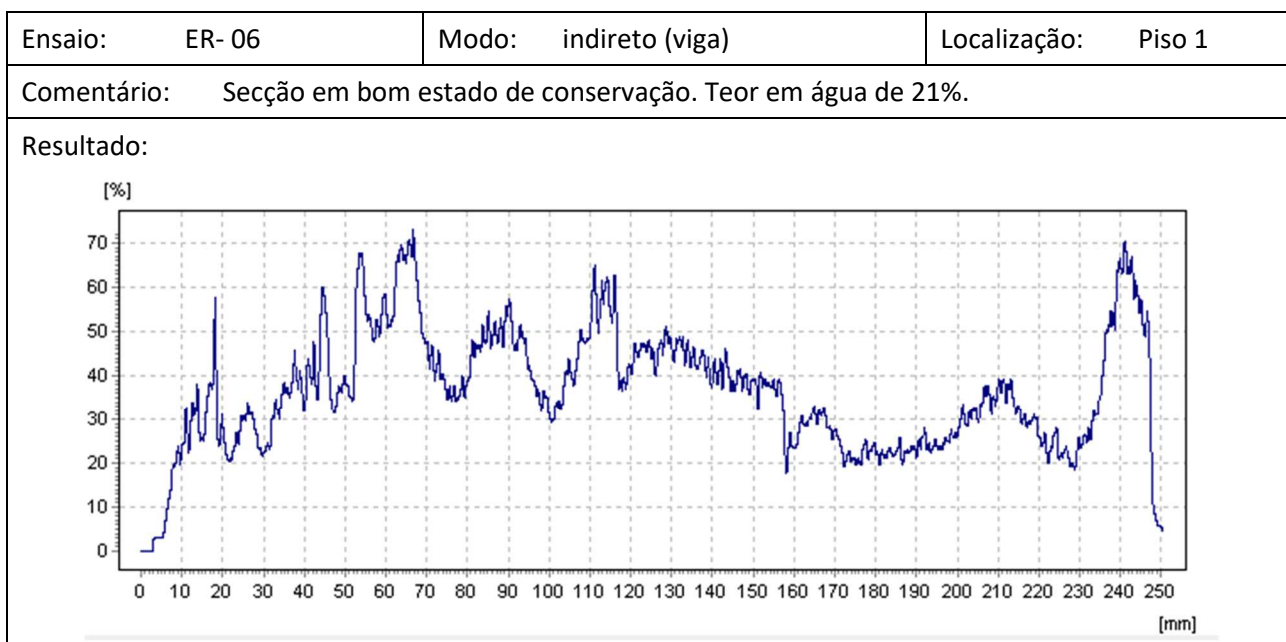
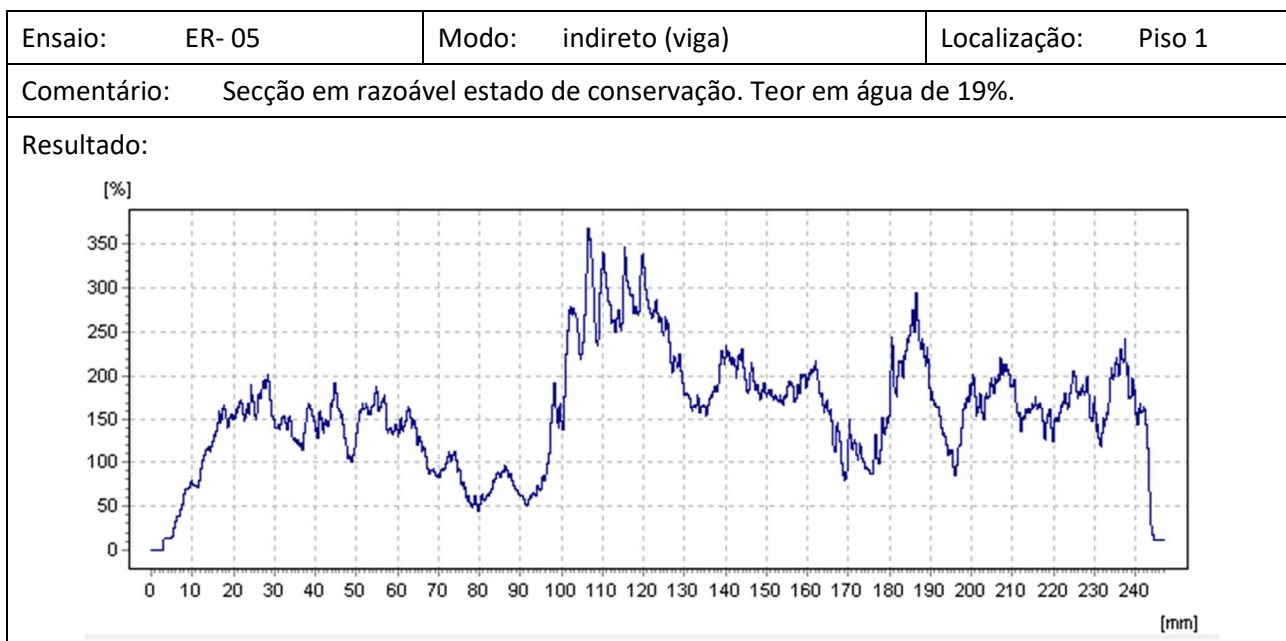


Ensaio: ER- 04	Modo: indireto (viga)	Localização: Piso 1
----------------	-----------------------	---------------------

Comentário: Secção em bom estado de conservação. Teor em água de 23%, o que indica presença de humidade.

Resultado:





ANEXO II

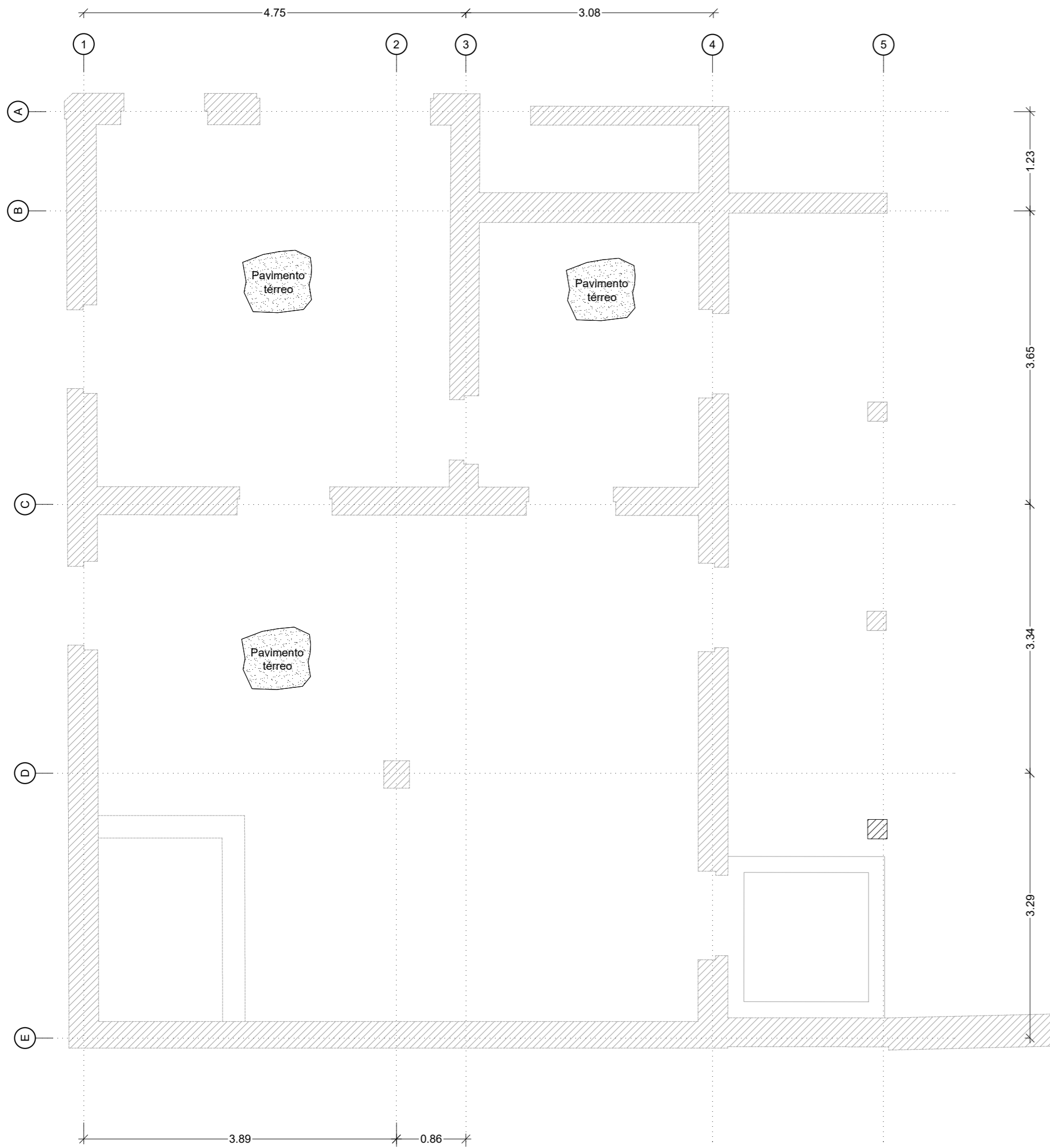
Nas peças desenhadas em anexo (Quadro AII.2) apresenta-se a planta estrutural dos pavimentos, escadas e da cobertura com a localização dos ensaios realizados. Os ensaios com Resistograph® são designados por ERI (Ensaio com Resistógrafo).

Quadro AII.2 – Lista de peças desenhadas

N.º	Descrição	Escala	Tipo de folha
01	Planta estrutural do piso 0 e piso 1: Levantamento estrutural, localização de ensaios	1:50	A2
02	Planta estrutural da cobertura, cortes e alçados: Levantamento estrutural, localização de ensaios	1:50	A2
03	Planta estrutural do piso 0 e piso 1: Sugestão de intervenção	1:50	A2
04	Planta estrutural da cobertura, cortes e alçados: Sugestão de intervenção	1:50	A2

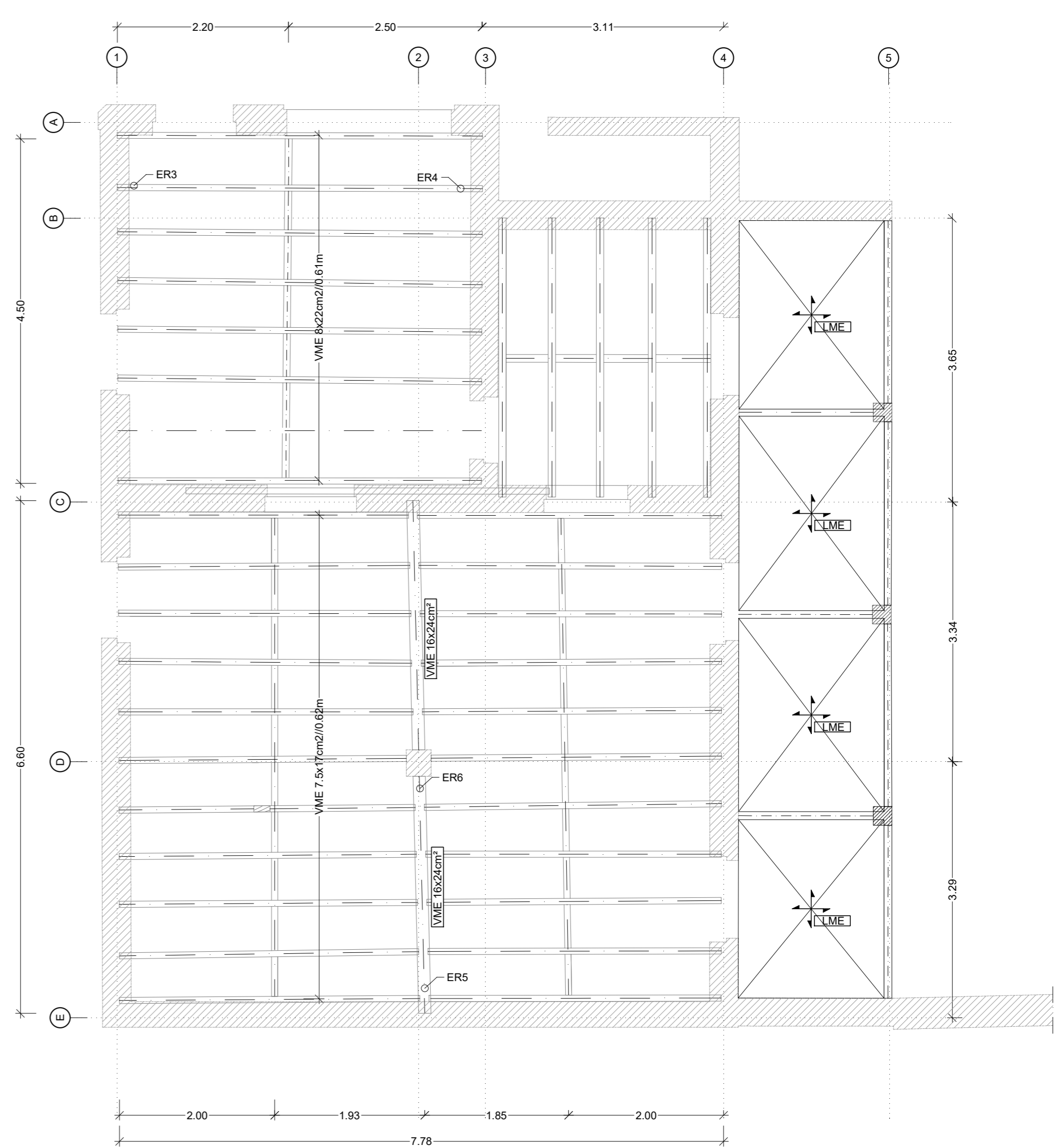
Planta estrutural do Piso 0

Esc. 1:50



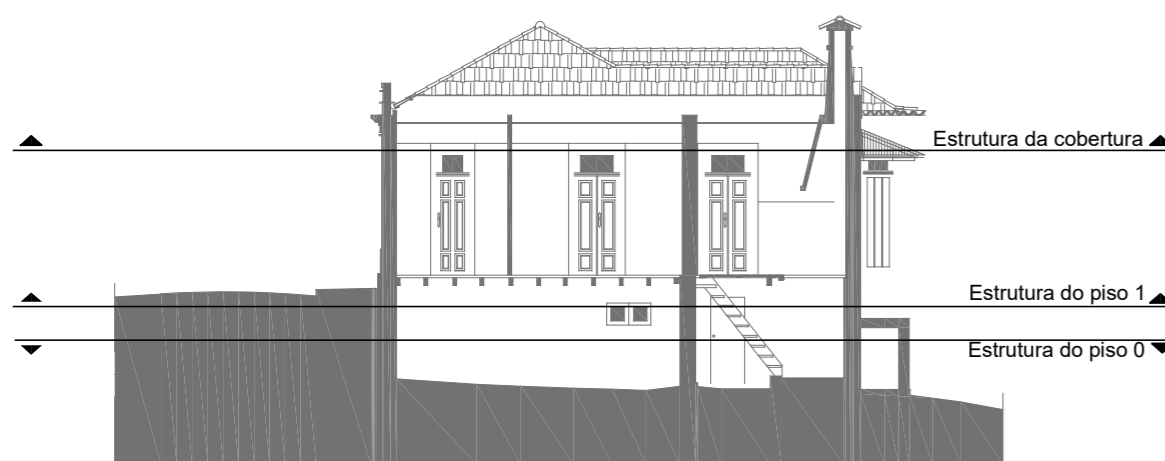
Planta estrutural do piso 1

Esc. 1:50






Nível de corte das plantas estruturais

sem escala



Legenda

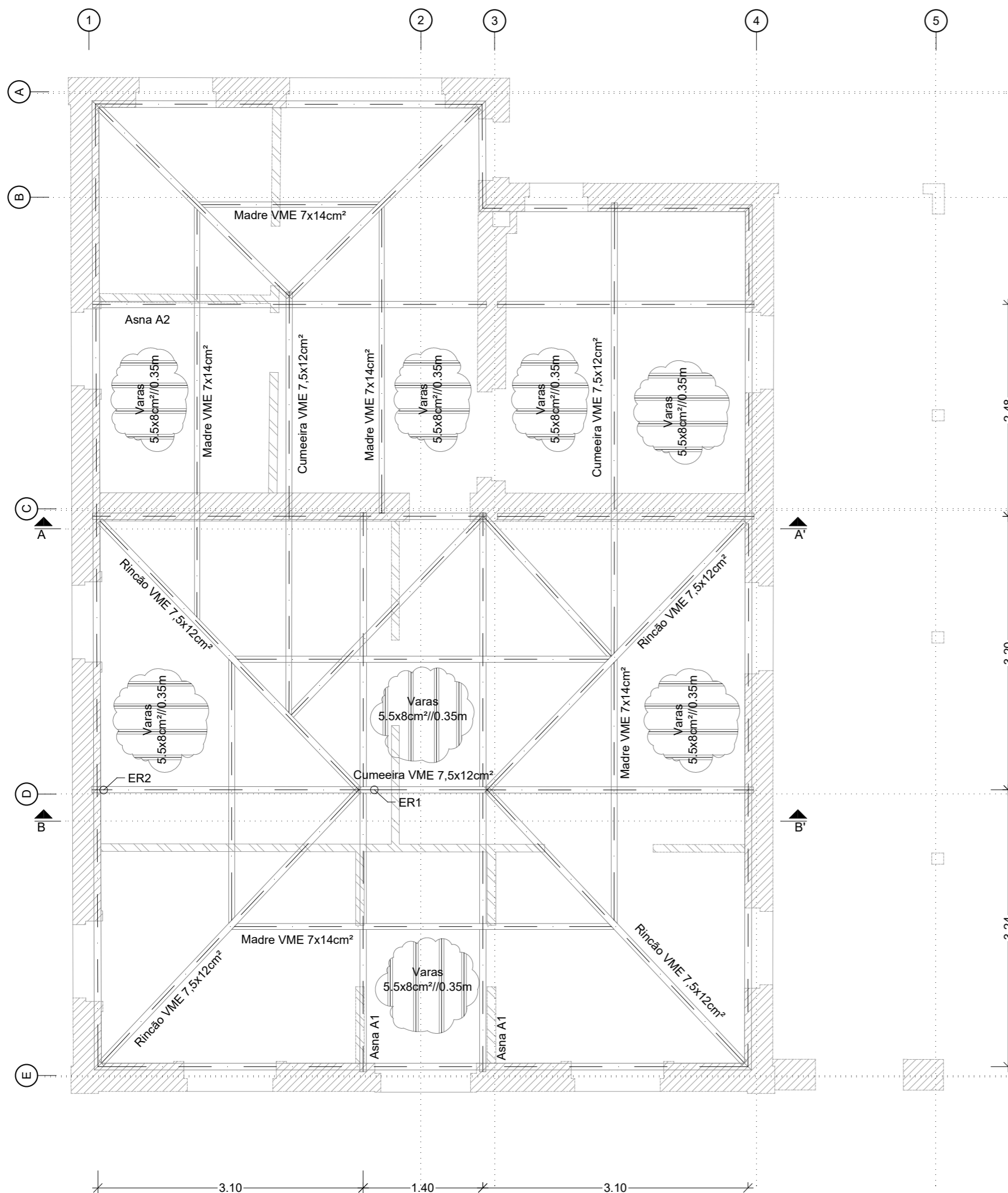
-  Parede de alvenaria de pedra existente
-  Parede em tabique existente
-  ERI Ensaio de Resistógrfo

OBRA		Edifício Vila Amélia		DATA	03/2020	FASE DO PROJECTO	RID
Relatório de Inspeção e Diagnóstico							
DESIGNAÇÃO	Planta estrutural do piso 0 e piso 1	PROCESSO	NCREP_1389P0719	ESCALA	1:50	DESENHO N.º	01
PROJECTOU	DESENHO	APROVOU	VERIFICOU				
-	JS, NM	AAC	AAC				

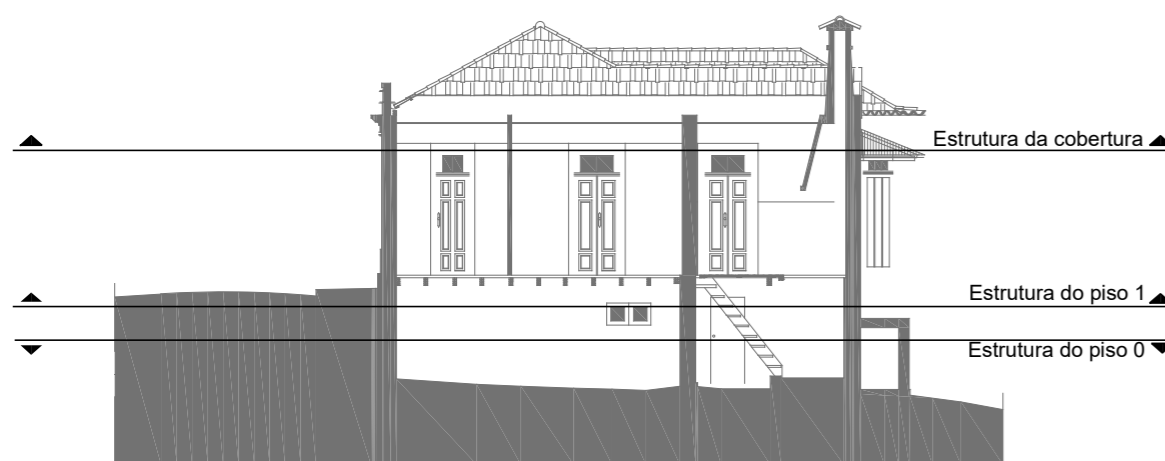
Este documento é propriedade de NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edifício e Património, Lda. não podendo ser copiado, reproduzido no todo ou em parte ou comunicado a terceiros sem a sua expressa autorização e deverá ser devolvido quando solicitado.

Planta estrutural da Cobertura

Esc. 1:50



Nível de corte das plantas estruturais sem escala

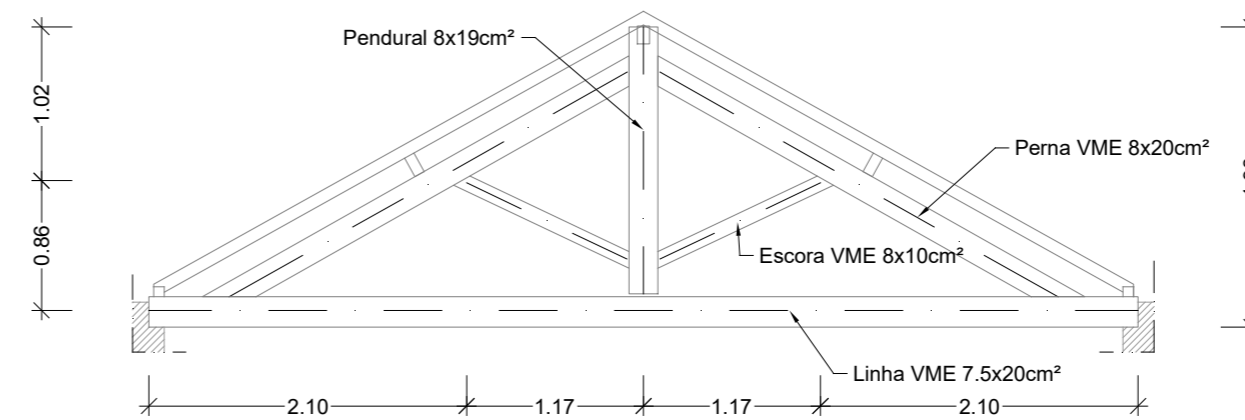


Legenda

- Parede de alvenaria de pedra existente
- Parede em tabique existente
- Ensaio de Resistógrfo

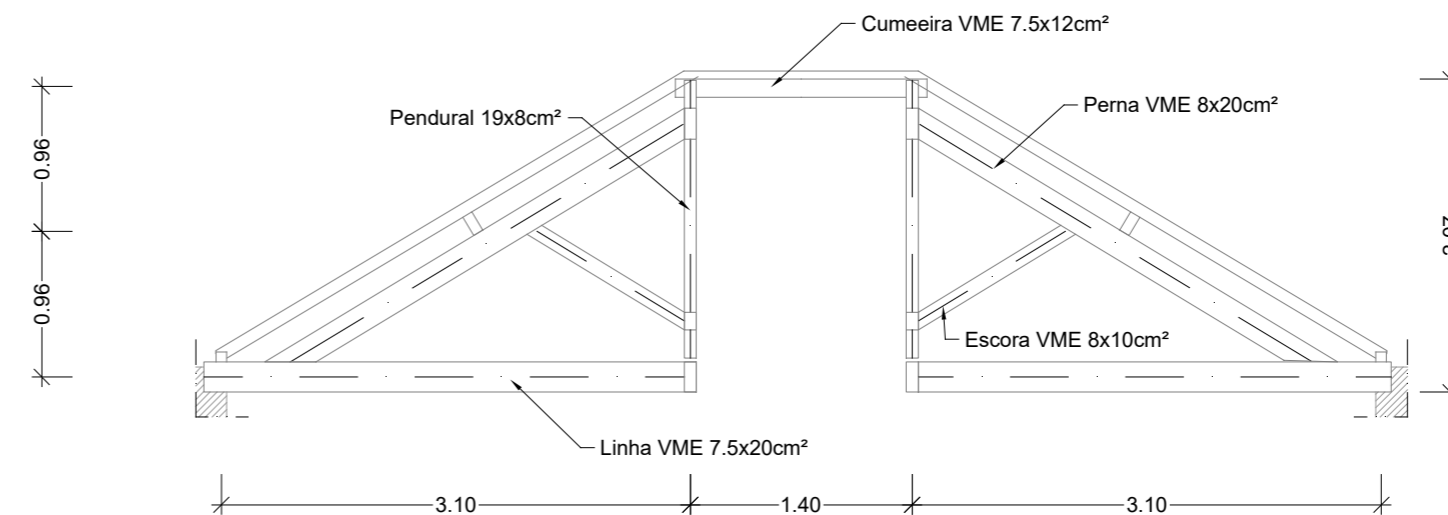
Alçado tipo da asna A1

Esc. 1:50



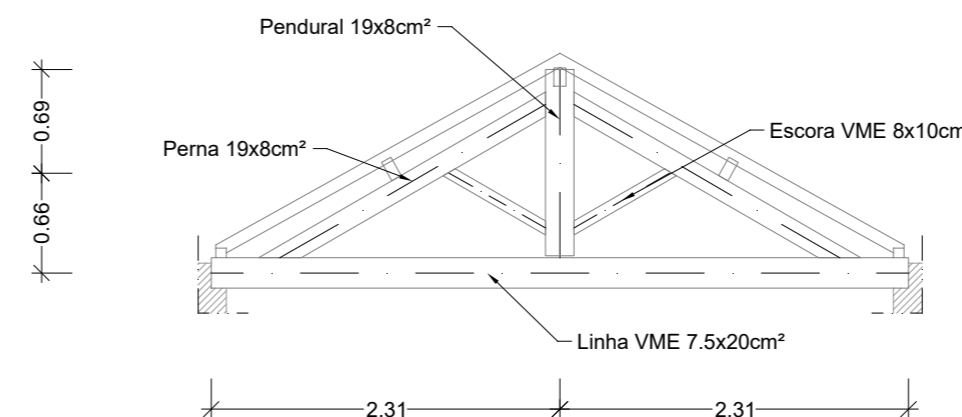
Alçado corte B-B'

Esc. 1:50



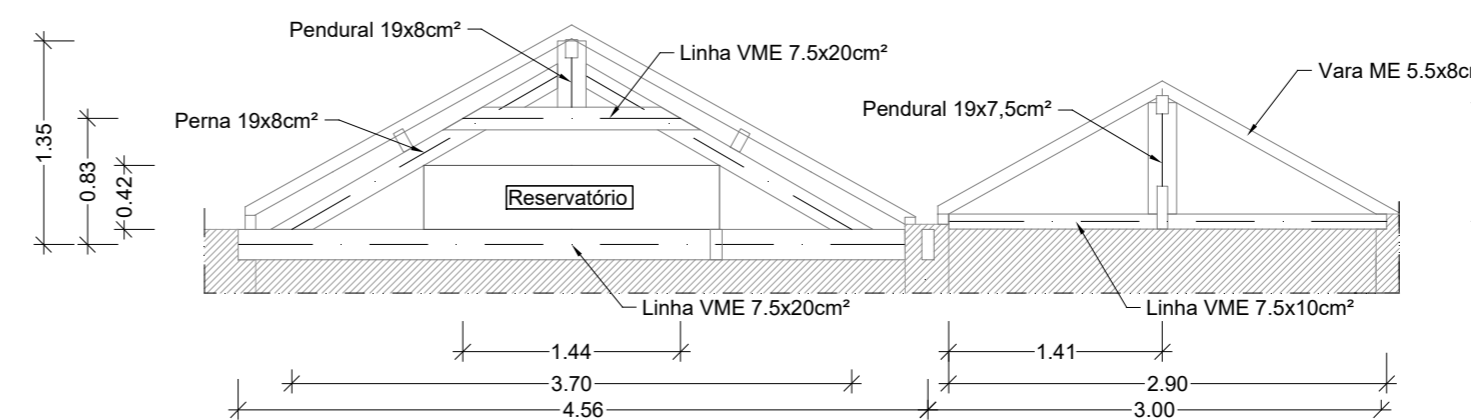
Alçado tipo da asna A2

Esc. 1:50



Alçado corte A-A'

Esc. 1:50

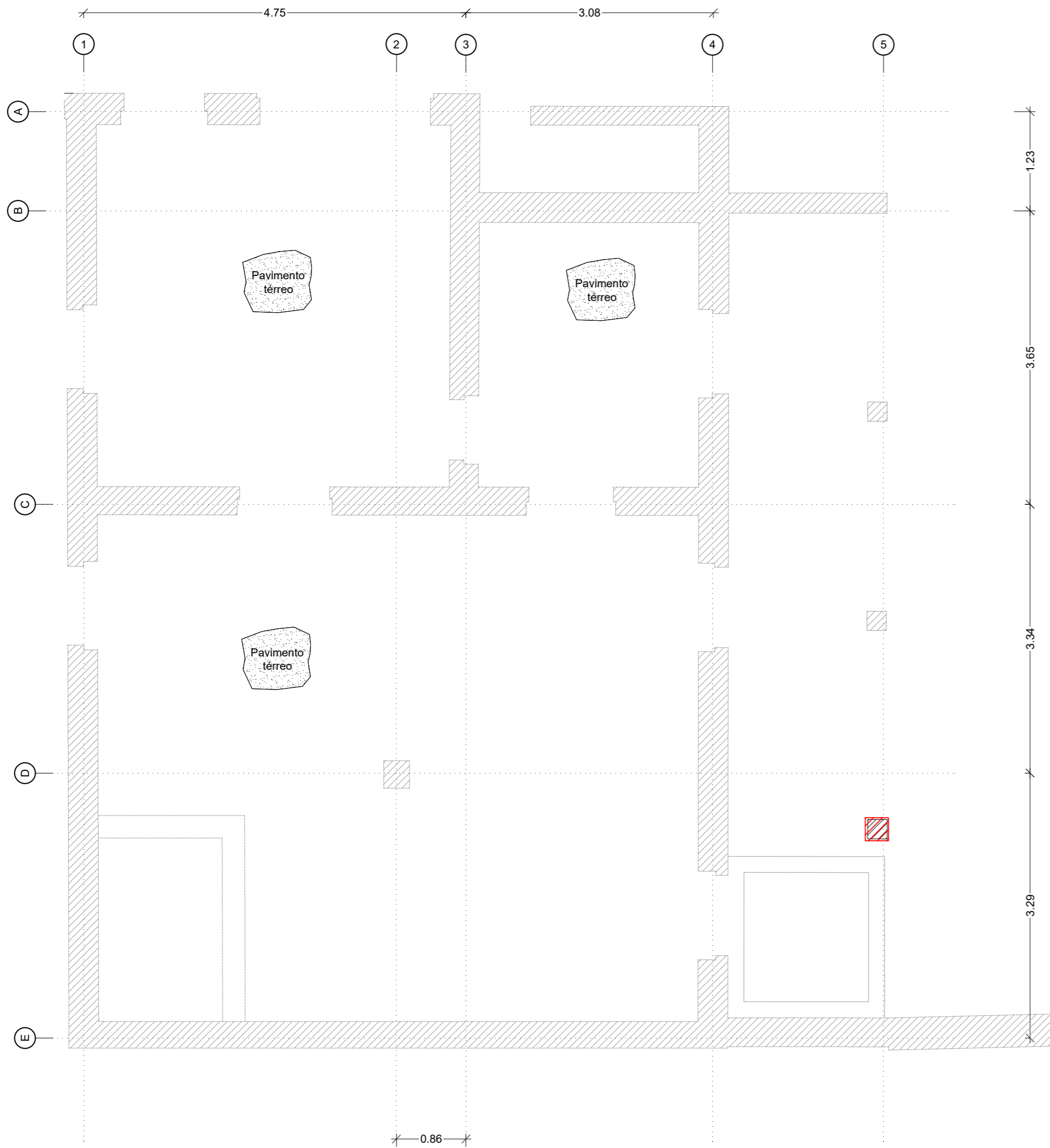


OBRA Edifício Vila Amélia Relatório de Inspeção e Diagnóstico		DATA 03/2020	FASE DO PROJECTO RID	
DESIGNAÇÃO Planta estrutural da cobertura, cortes e alçados		PROCESSO NCREP_1389P0719	ESCALA 1:50	DESENHO N.º 02
PROJECTO -	DESENHO JS, NM	APROVOU AAC	VERIFICOU AAC	CONSULTORIA EM REABILITAÇÃO DO EDIFÍCIO E PATRIMÓNIO NCREP

Este documento é propriedade de NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edifício e Património, Lda, não podendo ser copiado, reproduzido no todo ou em parte ou comunicado a terceiros sem a sua expressa autorização e deverá ser devolvido quando solicitado.

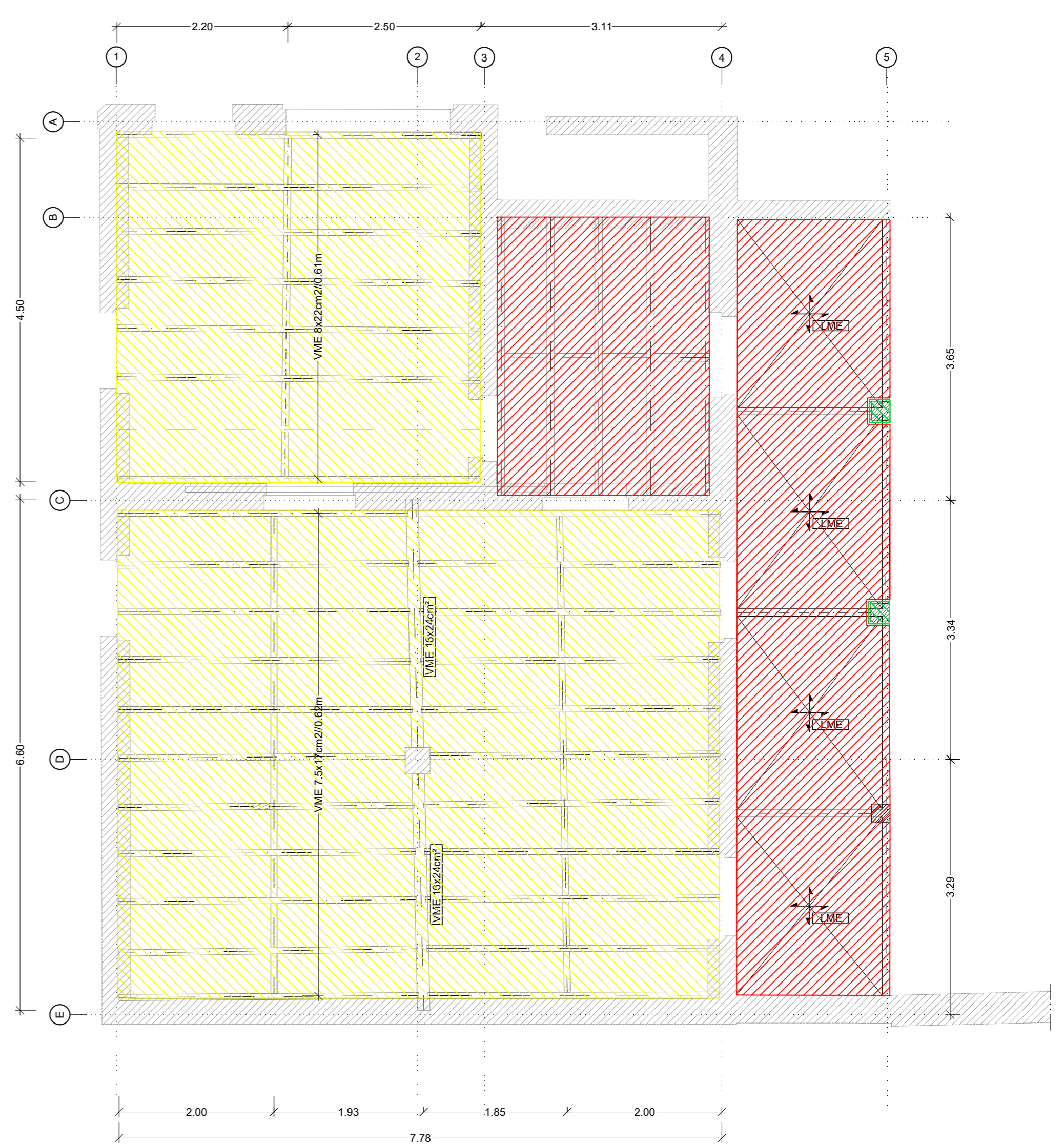
Proposta de intervenção - Planta estrutural do piso 0

Esc. 1:50



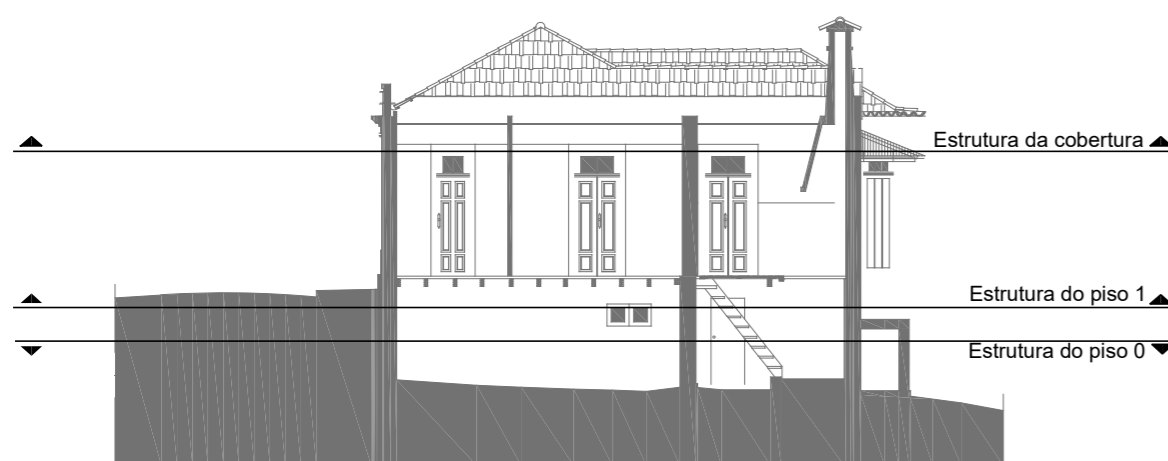
Proposta de intervenção - Planta estrutural do piso 1

Esc. 1:50



Nível de corte das plantas estruturais

sem escala



Legenda

- Parede de alvenaria de pedra existente
- Parede em tabique existente
- ERI Ensaio de Resistência

LEGENDA	
	Manter elementos estruturais
	Manter com reforço e/ou reconstrução
	Substituição integral do(s) elemento(s) estruturais

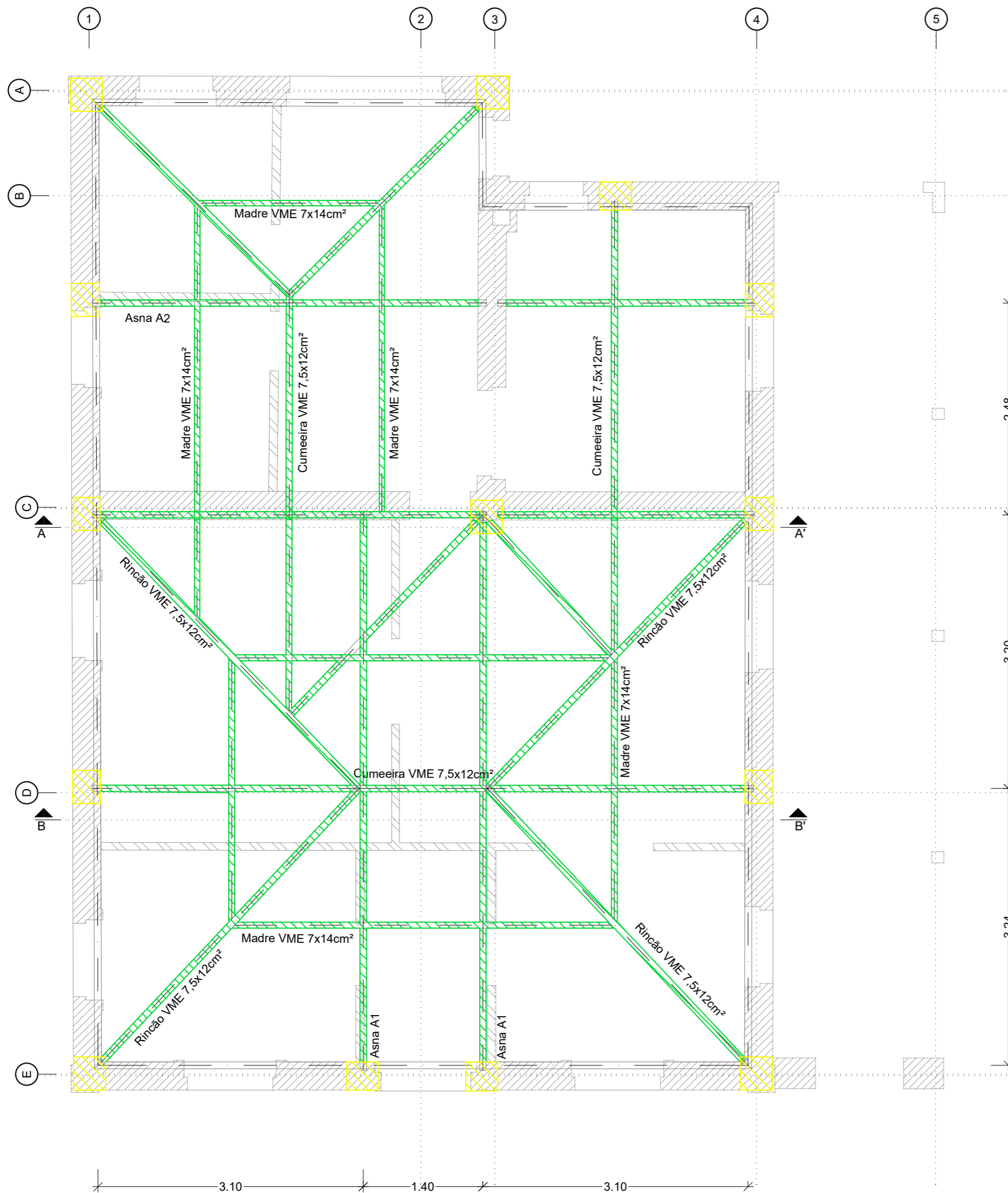
OBRA Edifício Vila Amélia Relatório de Inspeção e Diagnóstico	DATA 03/2020	FASE DO PROJECTO RID
DESIGNAÇÃO Proposta de intervenção - Planta estrutural do piso 0 e 1	PROCESSO NCREP_1389P0719	ESCALA 1:50
PROJECTOU -	DESENHOU JS, NM	APROVOU AAC
	VERIFICOU AAC	REV. N.º 03

Este documento é propriedade de NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edifício e Património, Lda, não podendo ser copiado, reproduzido no todo ou em parte ou comunicado a terceiros sem a sua expressa autorização e deverá ser devolvido quando solicitado.



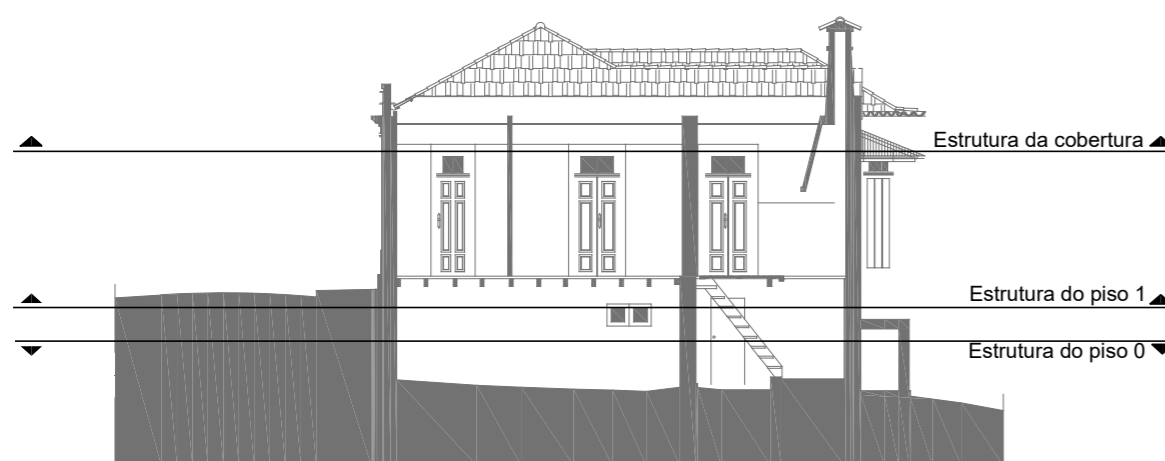
Proposta de intervenção - Planta estrutural da cobertura

Esc. 1:50



Nível de corte das plantas estruturais

sem escala

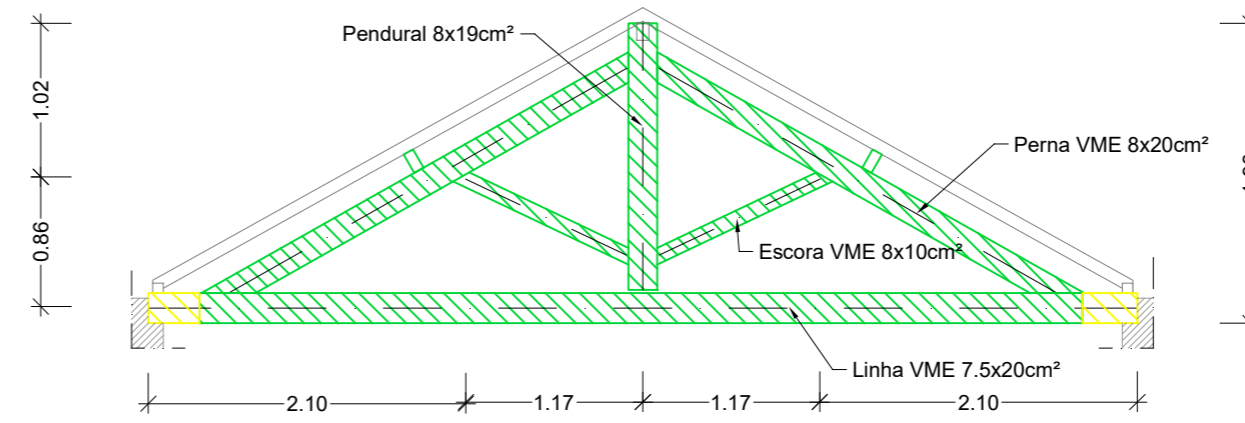


Legenda

- Parede de alvenaria de pedra existente
- Parede em tabique existente
- Ensaio de Resistência

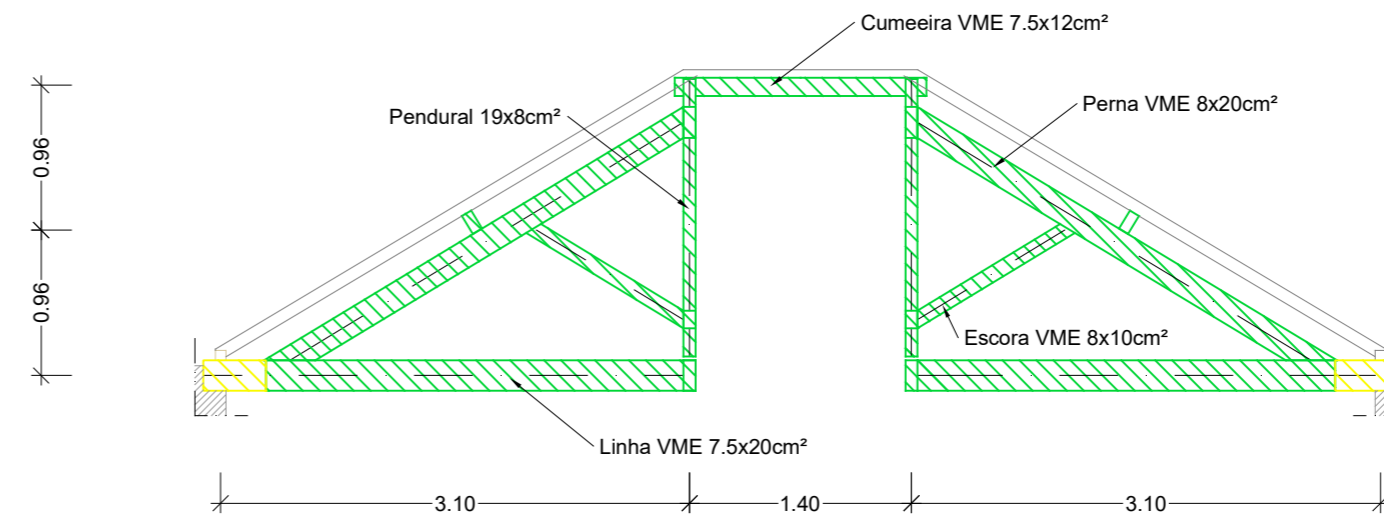
Alçado tipo da asna A1 (intervenção)

Esc. 1:50



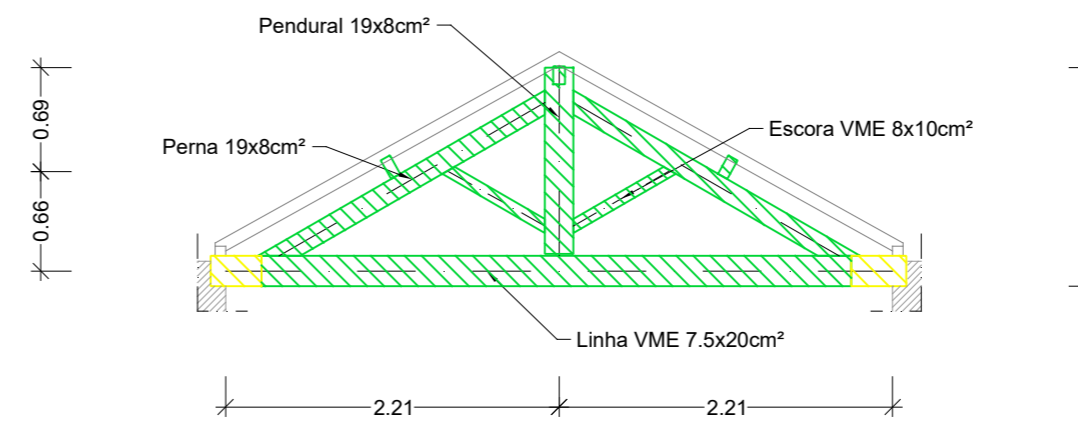
Alçado corte B-B' (intervenção)

Esc. 1:50



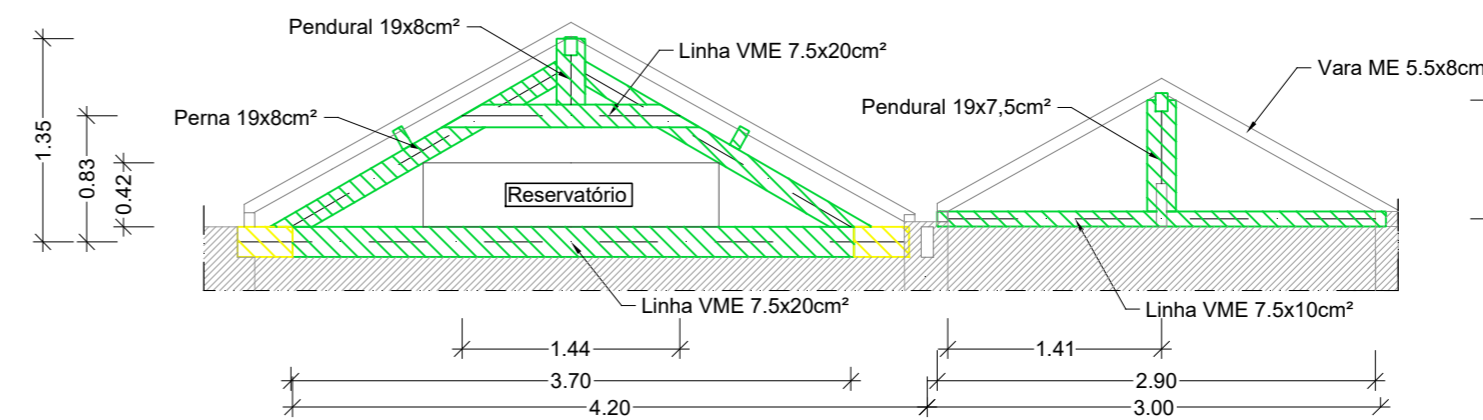
Alçado tipo da asna A2 (intervenção)

Esc. 1:50



Alçado corte A-A' (intervenção)

Esc. 1:50



LEGENDA	
	Manter elementos estruturais
	Manter com reforço e/ou reconstrução
	Substituição integral do(s) elemento(s) estruturais

OBRA		Edifício Vila Amélia		DATA	03/2020		FASE DO PROJECTO	RID	
DESIGNAÇÃO		Proposta de intervenção - Planta estrutural da cobertura, cortes e alçados		PROCESSO	NCREP_1389P0719		ESCALA	1:50	
PROJECTO	DESENHO	APROVOU	VERIFICOU	REV. N.º					
-	JS, NM	AAC	AAC	04					

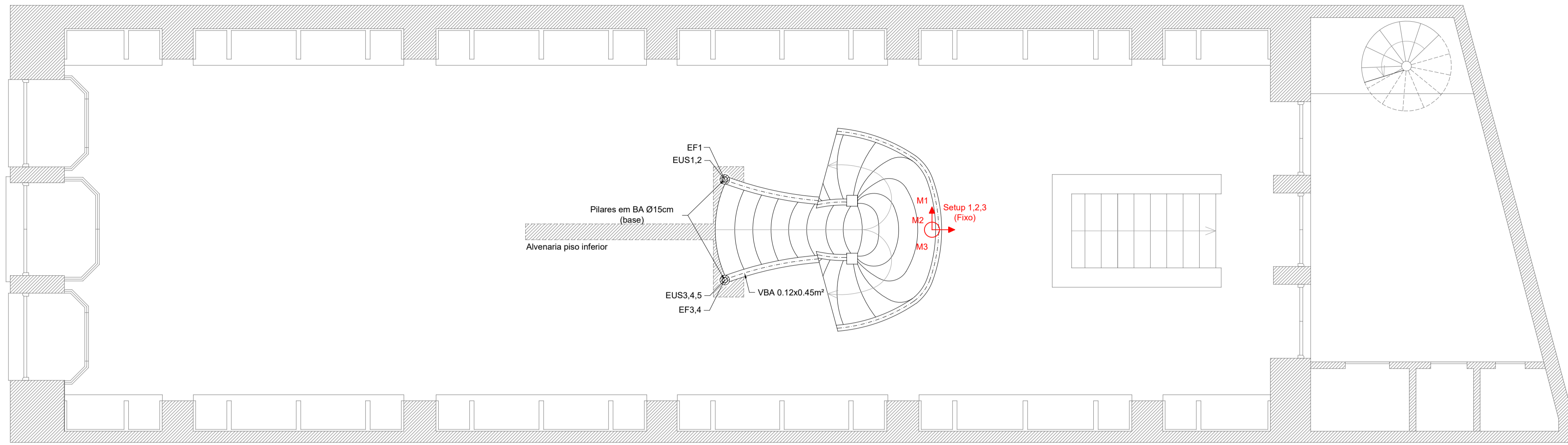
Este documento é propriedade de NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edifício e Património, Lda, não podendo ser copiado, reproduzido no todo ou em parte ou comunicado a terceiros sem a sua expressa autorização e deverá ser devolvido quando solicitado.



ANEXO III – CASO DE ESTUDO III

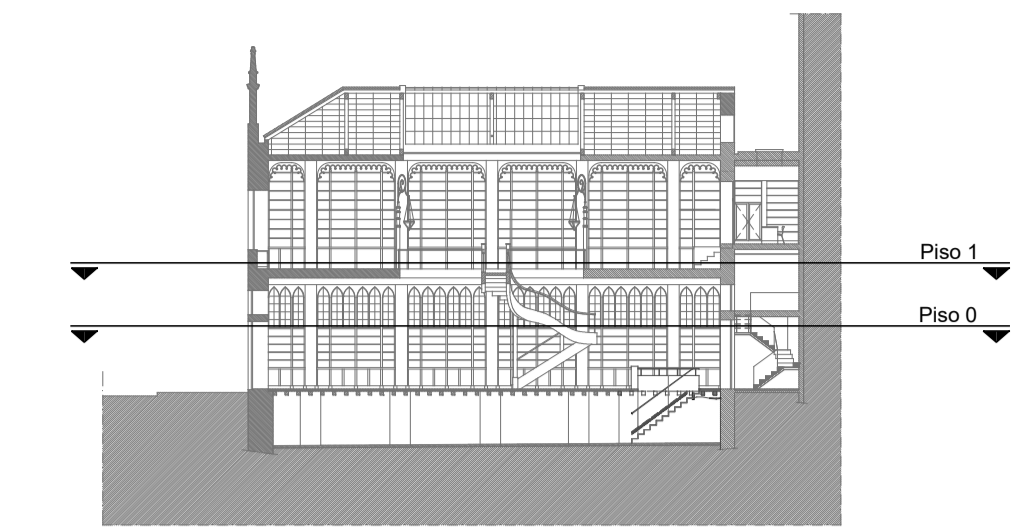
Planta estrutural do piso 0

Esc. 1:50



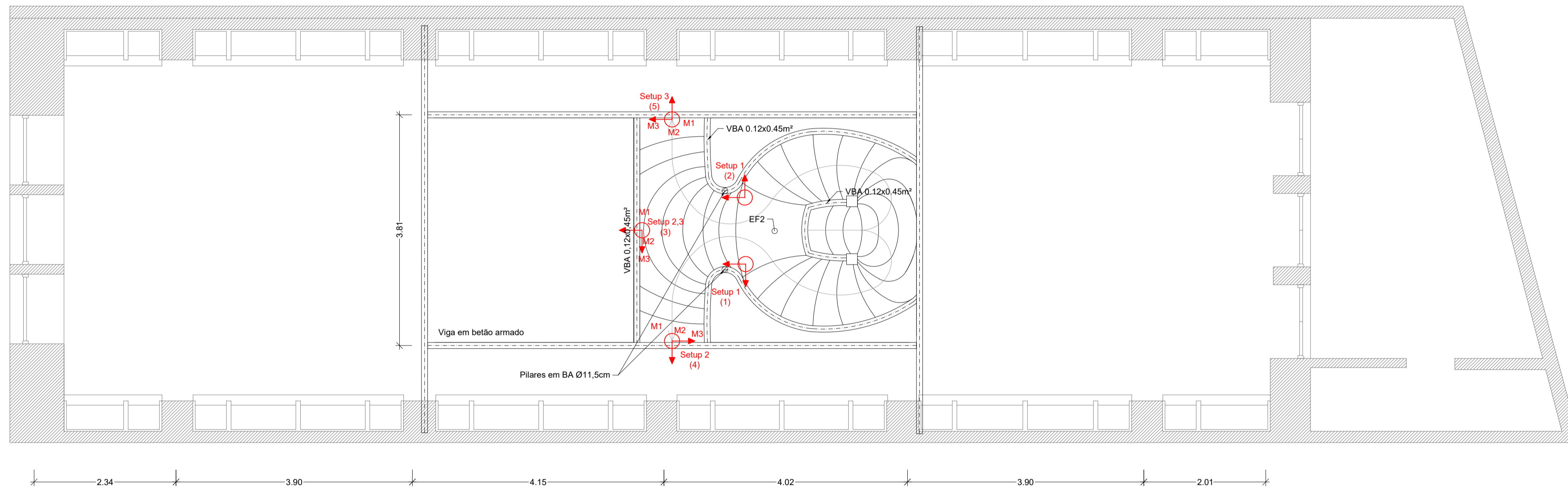
Nível de corte das plantas estruturais

Sem escala



Planta estrutural do piso 1

Esc. 1:50

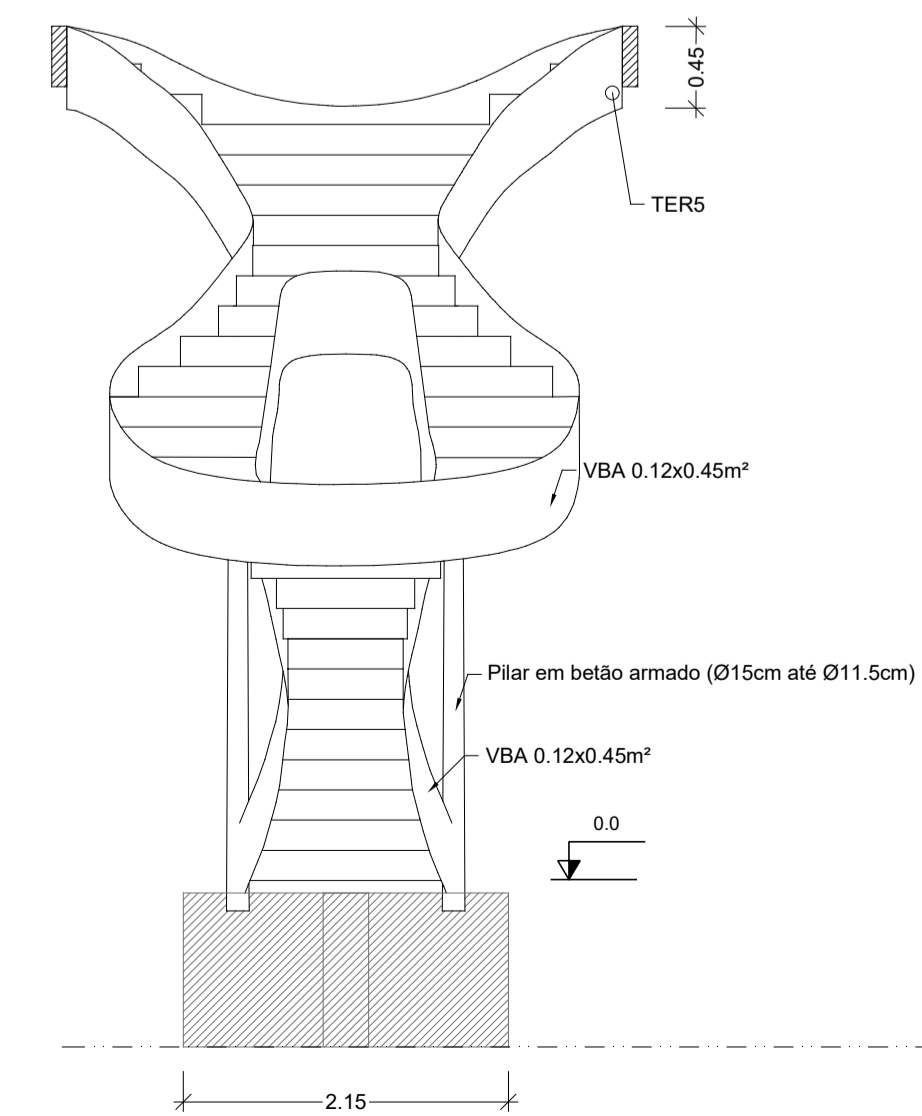


Legenda

	Parede de alvenaria de pedra	Ensaio:	
	Elemento em betão armado	EFI - Ensaio de Ferrosca	
	Elementos:	EUSI - Ensaio de Ultra-som	
	VBA - Viga em betão armado		Ensaio de identificação dinâmica
			M - Massa (identificação dinâmica)

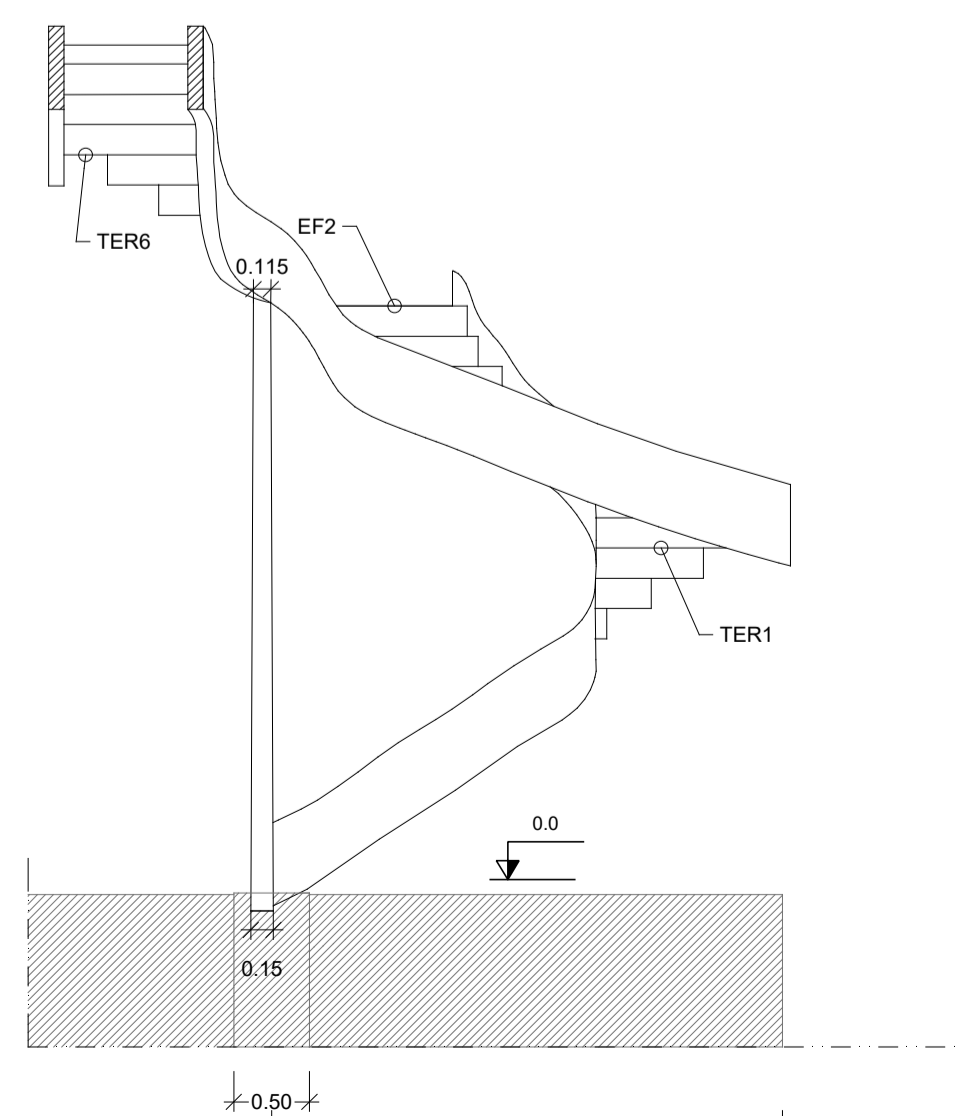
Vista A-A'

Esc. 1:50



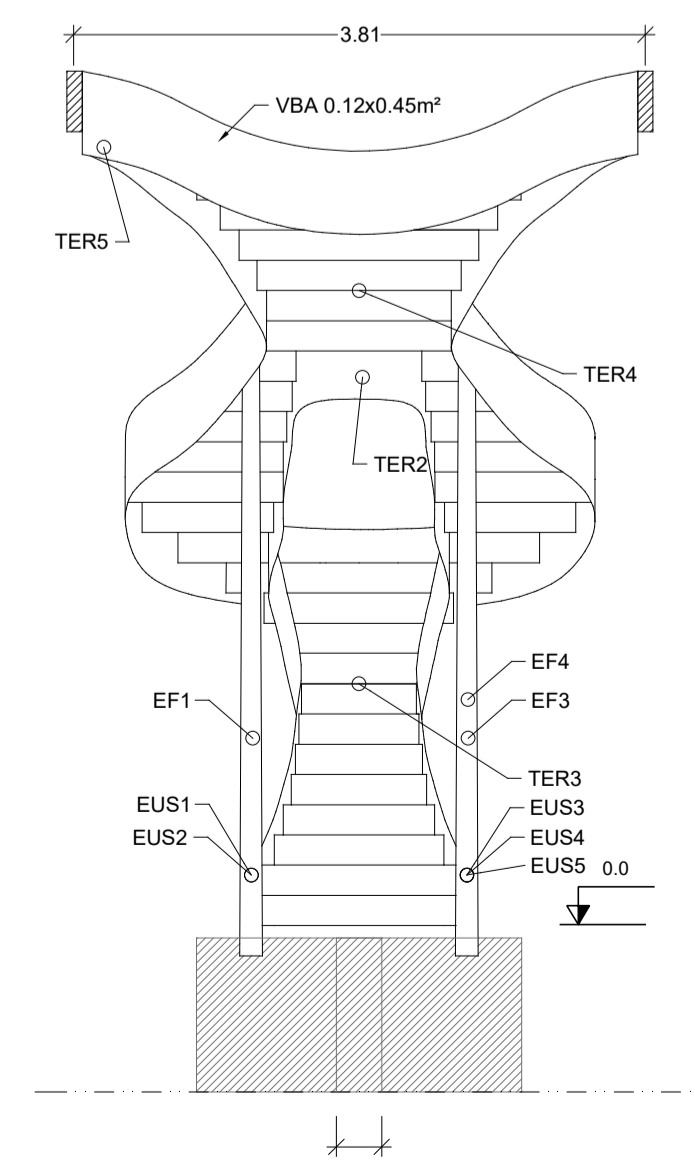
Vista B-B'

Esc. 1:50



Vista C-C'

Esc. 1:50



ANEXO IV – FOLHA DE CÁLCULO

CASO DE EXEMPLO

O caso de exemplo presente no Capítulo 8 do presente trabalho pode ser encontrado no relatório “METODOLOGIA PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES BASEADA EM ANÁLISES DE FIABILIDADE ESTRUTURAL”. A Figura AIV.1 apresenta a planta de um andar tipo acima do R/C, com 274m² de área de implantação (12.7m x 19.8m). O Quadro AIV.1 resume as principais características do edifício que são *inputs* para a folha de cálculo.

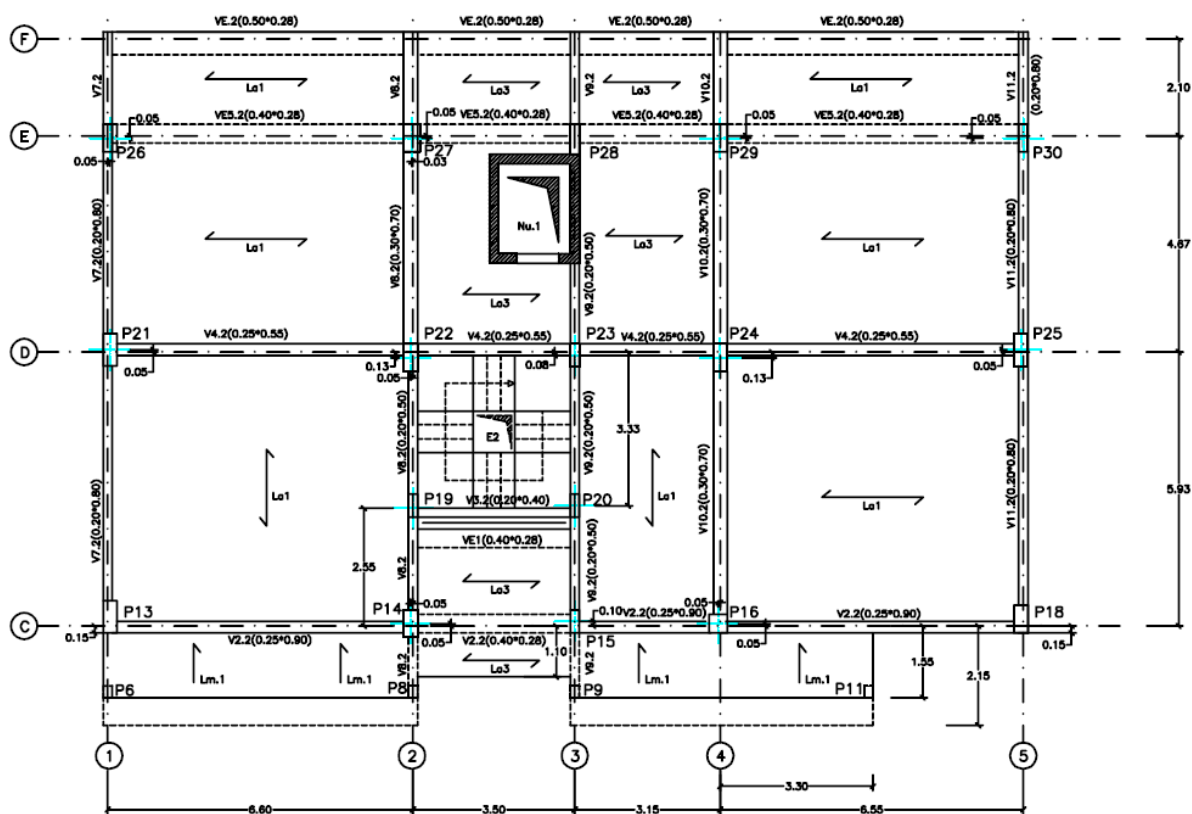


Figura AIV.1 – Planta tipo do edifício

Quadro AIV.1 – Características do edifício exemplo

Altura total	12.3m
Altura 1º piso (R/C)	3.3m
Altura restantes pisos	3m
Área de implantação 1º piso (R/C)	250m ²
Área de implantação restantes pisos	274m ²
Materiais previstos e projeto	B25 A400 NR
Classe de importância	II
Nº de pisos	5 (4 acima do solo, sendo estes os contabilizados)
Tipo de solo	B

Resultados do caso exemplo

1. Método I

Quadro AIV.2 - Valores do somatório área de pilares medidos nos diferentes pisos do edifício, expressos em percentagem relativamente à área de implantação do edifício

Piso	A _{pc} (%)
1	0.9
2	0.8
3	0.7
4	0.6

2. Método II

Quadro AIV.3 - Valores da capacidade do edifício, medida em termos coeficiente sísmico, de acordo com o Método II

Piso	V _{H,j,x} (kN)	V _{H,j,y} (kN)	C _{Sc,x}	C _{Sc,y}	C _{Sc}
1	732	1127	0.08	0.12	0.08
2	542	923	0.06	0.10	0.06
3	513	835	0.05	0.09	0.05
4	488	781	0.05	0.08	0.05

De seguida é apresentado o relatório final gerado pela folha de cálculo para o caso exemplo.

ESTUDO DE VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES

Ao abrigo do LNEC - Proc. 0305/1309/19281

Requerente

Nome:

NIF:

nº CC:

Morada do edifício

Rua:

Número:

Código Postal:

-

Concelho:

Informação Geral do edifício

Área Bruta de Construção m² <1600
Tipo de Solo

Número de pisos acima do solo:
Classe de Importância:

Regularidade em Planta

Simetria Centro de Massa e Rigidez

Planta Compacta

Área em Planta

Área Poligonal Convexa

$A_{planta} * 0,05 \geq A_{pc}$

13,86

≥

7,56

Formas não irregulares (L,C,H,I e X)

Esbelteza em planta λ_p

Maior dimensão em planta

Menor dimensão em planta

$\lambda_p \leq 4$

1,87

≤

4

Excentricidade e raio de torção

I_s

Direção x-x

e_{0x}

r_x

$e_{0x} \leq 0,30r_x$

0,13

≤

2,10

Direção y-y

e_{0y}

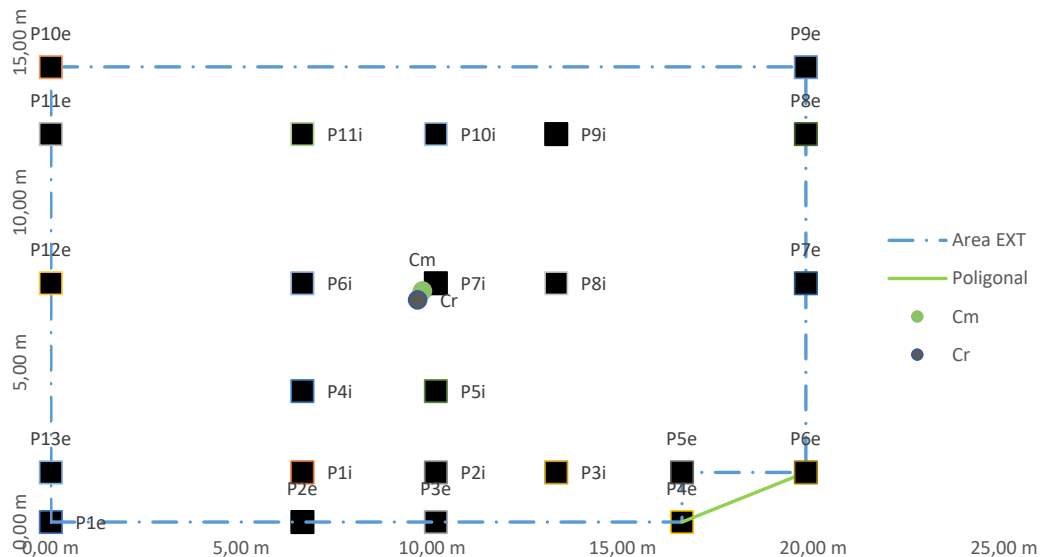
r_y

$e_{0y} \leq 0,30r_y$

0,29

≤

4,98



Centro de Massa		Centro Rigidez	
x	y	x	y
9,75	7,24	9,62	6,95

Regularidade em Altura

Os elementos verticais resistentes a ações laterais são contínuos

Sim

A rigidez lateral e massa por piso permanecem constantes

Sim

Relação entre resistência real e de calculo não é desproporcional

Sim

Recuos em Altura

Sem recuos

L (N.A)

-

L1 (N.A)

-

L2 (N.A)

-

L3 (N.A)

-

Verificação

OK

Interação com Edifícios Adjacentes

Edifício isolado

Não

Juntas estruturais

Deslocamento permitido
 H do edifício adj. mais baixo
 $u_x \geq 2,2\%$ de H

266,00 mm
 12,00 m
 OK

266

≥

264

Edifício em banda ou gaveto

Altura do edifício
 H do edifício adj. mais baixo
 Verificação

N.A.
 N.A.
 N.A.

Tipo de caso

N.A.

h

N.A.

h_c

N.A.

h_{b1}

N.A.

h_{b2}

N.A.

Verificação

N.A.

Método I

Resultados

PISO	η_j	ApE	ApE,j	ApC,j	Rácio
1	1,00	0,10	0,40	1,12	0,36
2	0,90	0,30	0,36	0,81	0,45
3	0,70	0,30	0,28	0,73	0,39
4	0,40	0,40	0,16	0,70	0,23

Método II

Resultados

PISO	η_j	CSe	CSe,j	Vh,j,x	Vh,j,y
1	1,00	0,04	0,03	727,54	1109,46
2	0,90	0,04	0,03	499,34	884,80
3	0,70	0,03	0,02	503,24	822,41
4	0,40	0,03	0,01	478,97	768,99

PISO	We	CSc,x	CSc,y	CSc,j	Rácio
1	9613,74	0,08	0,12	0,08	0,40
2	9613,74	0,05	0,09	0,05	0,52
3	9613,74	0,05	0,09	0,05	0,40
4	9613,74	0,05	0,08	0,05	0,24

Parecer técnico final

A estrutura cumpre os critérios de segurança relativamente à ação sísmica de acordo com os Métodos I e II.

Local: Porto

Data: 15 de outubro de 2020

Técnicos Responsáveis:

Eng. Civil

Eng. Civil

Eng. Civil

Eng. Civil

Eng. Civil