U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

REFORÇO DE PAVIMENTOS EXISTENTES DE MADEIRA COM LAJETA DE BETÃO

ANTONIO MANUEL DA CUNHA MONTEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

SETEMBRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL Tel. +351-

22-508 1901 Fax +351-22-508 1446

miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO Rua Dr. Roberto

Frias 4200-465 PORTO Portugal

Tel. +351-22-508 1400 Fax

+351-22-508 1440

feup@fe.up.pt ®

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil -2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

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

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

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento desta dissertação é fruto do trabalho contínuo de investigação do corpo técnico do A400-Projetistas e Consultores de Engenharia Civil Lda que introduz de forma sistemática o pioneirismo das soluções.

Ao meu orientador e amigo, Humberto Varum a quem agradeço especialmente por ter acolhido a minha sugestão de desenvolvimento da tese em ambiente laboral com o envolvimento do laboratório de engenharia.

À Manuela, Antonio e Margarida, pela energia e carinho que me transmitem todos os dias, ao meu Pai e minha Mãe por me terem ensinado a caminhar e á minha irmã pela paciência e serenidade com que crescemos.

Aos meus colegas e amigos, Marco e Francisco, companheiros de sempre desde o primeiro dia de Faculdade até aos dias de hoje.

Um forte agradecimento a toda a família A400 com especial referência ao Pedro Albuquerque pelo forte apoio no desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

A reabilitação estrutural do património edificado exige um profundo conhecimento do comportamento mecânico dos principais elementos construtivos que constituem os sistemas estruturais que garantem a estabilidade às ações verticais e horizontais durante o período de vida útil da estrutura. Neste contexto a legislação em vigor estabelece limites mínimos que se garantir em serviço e em regimes denominados por estados limites últimos.

O reforço estrutural deverá ser precedido por uma campanha de ensaios destrutivos e não destrutivos que permitam a caracterização mecânica de todos os elementos estruturais. A reutilização dos materiais primitivos deverá ser considerado como a primeira hipótese de trabalho conservando a memória das técnicas ancestrais e simultaneamente contribuindo para uma maior sustentabilidade do processo.

A pedra e a madeira são os dois principais materiais de construção que encontramos do casco histórico das principais cidades europeias, com os quais devemos coabitar. A variabilidade das soluções encontradas exigem uma grande experiência na análise estrutural e na determinação das características dos sistemas construtivos observados.

A solução estrutural objeto do presente estudo surge como uma premissa de trabalho imposta pelo proprietário de uma unidade hoteleira a edificar na ribeira da Cidade do Porto. O pavimento de madeira original deverá ser preservado e será o acabamento final do teto de forma a permitir ao promotor o desenvolvimento do ambiente marcadamente rústico.

As exigências de segurança e de conforto impostas pela qualidade das unidades hoteleiras da cidade exigem níveis de fiabilidade estrutural e de requisitos acústicos compatíveis com o nível de utilização.

Os pavimentos de soalho apoiados em barrotes de castanho foram reforçados com uma lajeta de betão armado "*in situ*" conectados entre si por um dispositivo metálico.

Foram recolhidos painéis de madeira à escala real sobre os quais foram realizadas betonagens em condições semelhantes às da obra.

A via experimental é claramente a mais adequada quando se trabalha com materiais não padronizados. A elegância da intervenção estrutural e seu sentido estético poderá ser aperfeiçoado com o suporte técnico de laboratórios que tenham capacidade de elaborar ensaios que caracterizam o comportamento estrutural do sistema proposto.

Palavras-Chave: Reforço, Pavimentos de madeira, Reabilitação, Ensaio de pavimentos de madeira, Conexão madeira-betão.

ABSTRACT

Structural rehabilitation of existing buildings requires a deep knowledge of the mechanical behavior of the main constructive elements that resist horizontal and vertical loads during its lifecycle. In this context the existing regulation sets boundaries to ensure both service and ultimate limit states.

Structural strengthening should be preceded by a campaign of both destructive and non-destructive tests in order to allow the mechanical characterization of structural elements. The reuse of primitive materials should be the first iteration of rehabilitation designs in order to preserve the memory of ancestral technics and to allow for sustainable solutions.

Stone and timber are the mains construction materials found in existing buildings in major European cities, and with which we should cohabitate. The variability of existing construction types can hinder the understanding of the structural systems, requiring a vast background and experience in order to be performed correctly.

The structural system that is the object of this study was designed by request of an owner of a hotel located in the Ribeira area in Porto. Both the original wood floors and the suspended ceiling finishes had to be preserved to allow the owner to keep the "rustic" look of the hotel.

The safety and comfort parameters required by hotels need a high level of structural reliability as well as acoustic dampening compatible with the hotel's usage.

Wood floors supported by wood beams were strengthened with an "in situ" concrete slab connected with metal fixings.

Real size test pieces were collected in the building site and tested in laboratory in conditions similar to the required usage.

Experimental studies are appropriate when dealing with nonstandard materials. The elegance of the structural intervention can be perfected with the technical support of laboratories that have the ability to test the structural behavior of the proposed systems.

Key words: Strengthening, wood floor, rehabilitation, testing of wood floor, timber concrete connections.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 1

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO REALIZADO 2

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 2

2. CAMPANHA DE SONDAGENS 5

2.1. OBJETIVOS 5

2.2. CARATERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL DOS PAVIMENTOS EXISTENTES 5

2.3. INSPEÇÃO DAS VIGAS DE MADEIRA EXISTENTES – ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS 8

2.3.1. INSPEÇÃO VISUAL E CARATERIZAÇÃO GEOMÉTRICA 8

2.3.2. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS 9

2.3.3. DANOS DE ORIGEM BIOLÓGICA 10

2.3.4. DANOS DE ORIGEM FÍSICA 13

2.4. PRINCIPAIS CONCLUSÕES 15

3. METODOLOGIA DE ANÁLISE 17

3.1. GENERALIDADES 17

3.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE DE ACORDO COM O EC5 [1] 17

3.2.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA-ESTADO LIMITE ÚLTIMO 18

3.2.2. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO 20

3.3 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DA LIGAÇÃO MADEIRA-BETÃO 21

3.3.1. TEORIA DE JOHANSEN 21

3.4 CONCEITO DE COEFICIENTE DE ESCORREGAMENTO 22

3.4.1. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO DO COMPÓSITO MADEIRA-BETÃO 23

3.5 MÉTODOS DE REFORÇO DE PAVIMENTOS EXISTENTES COM LAJETA DE BETÃO 25

3.5.1. SISTEMAS DE LIGAÇÃO 25

3.6 EFICIÊNCIA DA CONEXÃO 28

3.5.1. CONCEITO DE EFICIÊNCIA 28

3.7 PREPARAÇÃO DOS PAINÉIS PARA ENSAIO 29
3.7.1. REMOÇÃO DOS BARROTES 20
3.7.2. PREPARAÇÃO DOS PROVETES 30
3.8 ENSAIOS DE RIGIDEZ À FLEXÃO E RESISTÊNCIA 32
3.8.1. ENSAIO À FLEXÃO DOS PAVIMENTOS MISTOS 32
3.8.2. ENSAIO À FLEXÃO DAS VIGAS DE MADEIRA 33
3.8.3. ENSAIO À COMPRESSÃO DOS PROVETES DE BETÃO 34

4. ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO ATRAVÉS DE MODELOS NUMÉRICOS E DE MODELOS SIMPLIFICADOS 37
4.1. INTRODUÇÃO 37
4.2. MODELO NUMÉRICO 38
4.2.1. ESQUEMA ESTRUTURAL 38
4.2.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA VIGA DE MADEIRA ISOLADA 38
4.2.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO TROÇO DE PAVIMENTO MISTO DE MADEIRA/BETÃO 40
4.2.4. RESPOSTA DO MODELO NUMÉRICO A ESCALÕES DE CARGA ENTRE 0% E 30% DA CARGA DE ROTURA 44
4.2.5. RESPOSTA DO MODELO NUMÉRICO A ESCALÕES DE CARGA ACIMA DOS 30% DA CARGA DE ROTURA 46
4.3. MODELOS DE ANÁLISE SIMPLIFICADOS 49
4.3.1. AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO 50
4.3.2. AVALIAÇÃO DE TENSÕES 51

5. CASO DE ESTUDO 55
5.1. GENERALIDADES 55
5.2. METODOLOGIA CONSTRUTIVA 57
5.2.1. PRESERVAÇÃO E REFORÇO DAS VIGAS DE MADEIRA 57
5.2.2. COLOCAÇÃO DOS CONETORES 58
5.2.3. COLOCAÇÃO DA MANTA HIDRÓFUGA 59
5.2.4. COLOCAÇÃO DA ARMADURA 60
5.2.5. BETONAGEM DA LAJETA DE BETÃO 61
5.3. PRODUTO FINAL 62

6. CONCLUSÕES 63

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 63

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 65

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 67

ANEXOS 73

ANEXO A.1 - CAMPANHA DE SONDAGENS: PLANTAS ESTRUTURAIS 75

ANEXO A.2 - CAMPANHA DE SONDAGENS: RESULTADOS DA INSPEÇÃO E ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS 91

ANEXO A.3 – RELATÓRIO DE ENSAIOS DESTRUTIVOS EM PROVETES À ESCALA REAL 167

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Fig. 2.1 – Identificação da divisão em corpos do edifício em estudo 6

Fig. 2.2 – a) e b) Vista geral de vigas de pavimento e entrega em parede interior 6

Fig. 2.2 (Continuação) – c) Cadeia observada no corpo 1.2; d) Esquema de cadeia 7

Fig. 2.3 – Vista do pavimento do piso 0 do corpo 2.1 7

Fig. 2.4 – Soalho em madeira de pinho 8

Fig. 2.5 – Ensaios Realizados: a) Ensaio com resistógrafo para avaliação da integridade de uma viga de madeira; b) Medição do teor em água da madeira com higrómetro 10

Fig. 2.6 – Ataque de caruncho com profundidade de 2 cm 11

Fig. 2.7 – Caruncho pequeno e casulo 11

Fig. 2.8 – Fungo de podridão branca 12

Fig. 2.9 – Fungos existentes no soalho 12

Fig. 2.10 – Degradação severa no apoio 13

Fig. 2.11 – Flecha excessiva – pavimento do piso 4 corpo 2.2 14

Fig. 2.12 – Fenda junto a apoio e redução de secção da viga em altura 14

Fig. 2.13 – Nó e fenda de elevada expressão 15

CAPÍTULO 3

Fig. 3.1 – Distribuição de tensões normais devias a flexão na secção transversal de uma viga mista de madeira/betão 17

Fig.3.2 - Deformação instantânea e diferida 20

Fig.3.3 – Viga com conetores horizontais [4] 25

Fig.3.4 – Conetor do tipo Storico Legno: a) Geometria do conetor; b) Aplicação do conetor. 26

Fig.3.5 - Conetor do tipo Tecnaria MAXI 27

Fig.3.6 - Conetores do tipo Peter Cox: a) Conetor LPR; b) Conetor FLAP. 27

Fig.3.7 - Aplicação dos conetores LPR e FLAP. 27

Fig.3.8 – Painéis pré-fabricados StructurwCraft: a) Composição do sistema; b) Pré-fabricação 28

Fig.3.9 – Conexão: a) Comportamento tipo; b) Eficiência estrutural da ligação [2] 28

Fig.3.10 - Remoção dos barrotes 29

Fig.3.11 - Preparação dos painéis de madeira 30

Fig.3.12 Corte transversal dos provetes: a) Solução do tipo A; b) Solução do tipo B 30

Fig.3.13 - Aplicação dos conetores e da armadura no painel tipo B 30

Fig.3.14 - Betonagem do painel tipo B 31

Fig.3.15 - Transporte dos painéis para o LESE 31

Fig.3.16 - Painéis mistos 32

Fig.3.17 - Viga C-piso 6 Deformada para a força máxima 34

CAPÍTULO 4

Fig. 4.1 – Esquema de ensaio adotado nos ensaios destrutivos (Anexo A.3) 38

Fig. 4.2 – Modelo numérico da viga de madeira com recurso a elementos finitos volumétricos (bricks) 39

Fig. 4.3 – Constituição do Painel B Piso 4 (Corte tipo e Alçado Tipo) 40

Fig. 4.4 – Pormenor da fixação do conetor à viga de madeira com entalhe no soalho 41

Fig. 4.5 – Painel B Piso 4: Variação da espessura da lajeta de betão 41

Fig. 4.6 – Modelo numérico da lajeta de betão com recurso a elementos finitos volumétricos (bricks) 42

Fig. 4.7 – Modelo numérico do conetor e respetiva ligação aos elementos da viga de madeira (bricks) 43

Fig. 4.8 – Modelo numérico do pavimento misto madeira/betão 43

Fig. 4.9 – Diagramas força/deslocamento do Modelo Numérico A e do ensaio do Painel B Piso 4: a) Escalão de carga de 0% a 100%; b) Escalão de carga de 0% a 40% 44

Fig. 4.10 – Mecanismos de rotura e comportamento uma ligação entalhada entre uma lâmina de betão e uma viga de madeira observados em ensaios experimentais [17] 45

Fig. 4.11 – Tensões normais na secção de meio-vão para os escalões de carga de 0% a 30% 45

Fig. 4.12 – Diagrama tensões/extensões do aço pré-definida no SAP2000 (Es=210GPa; Fy=350MPa; Fu=450MPa) 46

Fig. 4.13 – Diagramas força/deslocamento do Modelo Numérico B e do ensaio do Painel B Piso 4 para o escalão de carga de 30% a 100% 47

Fig. 4.14 – Diagramas força/deslocamento do Modelo Numérico e do ensaio do Painel B Piso 4 para o escalão de carga de 0% a 100% 47

Fig. 4.15 – Esforço transverso na conexão para o escalão de carga de 100% 48

Fig. 4.16 – Formação de rótulas plásticas no elemento conetor para o escalão de carga de 100%: a) Identificação com cores das rótulas plásticas; b) Localização da extensão do aço no diagrama tensões/extensões do aço 48

Fig. 4.17 – Tensões normais na secção de meio-vão para os escalões de carga de 40% e 60% 49

Fig. 4.18 – Tensões normais na secção de meio-vão para os escalões de carga de 80% e 100% 49

Fig. 4.19 – Módulos de deslizamento do Painel B Piso 4 para os vários escalões de carregamento 50

CAPÍTULO 5

Fig.5.1 – Estaca de madeira danificada 55
Fig.5.2 – Pavimento existente 56
Fig.5.3 – Escoramento provisório para reforço dos apoios 57
Fig.5.4 – Planta estrutural do "*status* da viga" 58
Fig.5.5 – Esquema de aplicação dos conetores 58
Fig.5.6 – Aplicação dos conetores 59
Fig.5.7 – Aplicação da manta hidrófuga 59
Fig.5.8 – Aplicação de armadura 60
Fig.5.9 – Aplicação de betão 61
Fig.5.10 – Pavimento reabilitado 62

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Características geométricas e resultados dos ensaios não destrutivos 18

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Análise de tensões de uma viga mista [1] 18
Tabela 3.2 - Verificação de segurança EC5[1] 18
Tabela 3.3 - Cálculo de deformações (adaptado de EC5 [1]) 20
Tabela 3.4 - Verificação da vibração (adaptado de EC5 [1]) 21
Tabela 3.5 - Modos de rotura (adaptado de [5]) 22
Tabela 3.6 - Tabela Kser (adaptado de EC5 [1]) 23
Tabela 3.7 – Sistemas de ligação [13] 24
Tabela 3.8 – Coeficiente de eficiência [14]. 29
Tabela 3.09 - Parâmetros por escalão de carga; Força distribuída e módulos de flexão secante EI (Anexo A.3) 32
Tabela 3.10 - Módulos de flexão secante EI (Anexo A.3) 33
Tabela 3.11 - Deslocamentos para os patamares de carga para as vigas de madeira (Anexo A.3) 33
Tabela 3.12 - Módulos de flexão secantes e médios para as vigas de madeira (Anexo A.3) 33
Tabela 3.13 – Propriedades mecânicas do castanho - madeira antiga 34
Tabela 3.15 - Resultados obtidos nos ensaios aos provetes cúbicos de betão (Anexo A.3) 34

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Rigidez à flexão da Viga C Piso 4 (Anexo A.3) 40
Tabela 4.2 – Resultados obtidos nos ensaios aos provetes cúbicos de betão (Anexo A.3) 42
Tabela 4.3 – Deslocamentos do Modelo Numérico e do ensaio do Painel B Piso 4 para o escalão de carga de 0% a 100% 48
Tabela 4.4 – Resumo do cálculo de tensões normais (resultantes da flexão) do Painel B Piso 4 através de formulação analítica simplificada (EC5 [1]) 51
Tabela 4.5 – Tensões normais (resultantes da flexão) do Painel B Piso 4 obtidas pelo Modelo Simplificado e pelo Modelo Numérico [MPa] 52
Tabela 4.6 – Tensões normais (resultantes da flexão) do Painel B Piso 4 obtidas pelo Modelo Simplificado 2 e pelo Modelo Numérico [MPa] 53

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 Constituição do pavimento 57

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$G_{k,j}$- valor característico da acção permanente, j;

$Q_{k,i}$- valor característico da acção variável, i;

$\gamma_{G,i}$- factor de segurança parcial da acção permanente, i;

$\gamma_{Q,i}$- factor de segurança parcial da acção variável, i;

$\psi_{0,i}$- coeficiente de redução para a determinação do valor raro da acção variável, i;

$\psi_{2,i}$- coeficiente de redução para a determinação do valor quase-permanente da acção variável, i;

E_{mean}- valor médio do módulo de elasticidade;

G_{mean}- valor médio do módulo de distorção;

k_{ser}- módulo de deslizamento;

k_{def} - factor para avaliação da deformação devida à fluência e que tem em conta a classe de serviço pertinente;

Ψ_2 - coeficiente para o valor quase-permanente da acção;

X_k - valor característico de uma propriedade de resistência;

γ_M - coeficiente parcial do material;

K_{mod} - factor de modificação que tem em conta o efeito da duração das acções e do teor em água;

f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

$f_{ck,cubo}$ - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de um cubo aos 28 dias de idade;

f_{cm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

ρ_m - valor médio da massa volúmica;

d - diâmetro do ligador;

d_c - diâmetro nominal definido na EN 13271;

f_u - valor da tensão de rotura à tração do fio de aço;

$M_{y,Rd}$ - valor característico do momento de cedência plástica;

$f_{h,2,d}$ - resistência ao esmagamento da madeira;

$M_{y,Rk}$ - valor característico do momento de cedência plástica;

$f_{u,k}$ - valor característico da tensão resistente à tracção do ligador;

fh,0,k - valor característico da resistência ao esmagamento localizado paralela ao fio;

α - ângulo entre o esforço e o fio;

L - vão equivalente da viga;

e - espaçamento entre vigas;

bi - base dos materiais, betão e madeira;hi - altura dos materiais, betão e madeira;

S_{min} - espaçamento mínimo entre os ligadores;

$S_{máx}$ - espaçamento máximo entre os ligadores;

S_{eq} - espaçamento equivalente entre os ligadores;

b_1 - Largura efetiva do banzo de betão;

b_2 - Largura da viga de madeira;

k_α - módulo de deslizamento. No caso de Estados-limite de serviço considerar k_{ser} e no caso de Estados-limites últimos, considerar k_u;

σ_{m1} - tensão atuante de cálculo na fibra de topo;

σ_B - tensão normal devido ao esforço axial;

$\sigma_{m,B}$ - tensão normal devido à flexão;

σ_{m2} - tensão atuante de cálculo na fibra de base;

$E_{B,long}$ - Módulo de elasticidade do betão, a longo prazo;

$E_{M,long}$ - Módulo de elasticidade da madeira, a longo prazo;

U_0 - contraflecha (caso aplicada);

U_{1fin} - flecha instantânea;

U_{2fin} - flecha devida à fluência;

$U_{net,fin}$ - flecha aparente final;

1
INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A reabilitação e o reforço estrutural do património edificado é um desafio e simultaneamente um contributo incremental da engenharia, na preservação das estruturas primitivas que permitem dar continuidade ao vasto legado histórico que observamos nos monumentos e no casco histórico das principais cidades.

As intervenções deverão ser estudadas e projetadas de forma a preservar o funcionamento estrutural, potenciando a utilização dos edifícios com os níveis de fiabilidade e conforto compatíveis com as atuais exigências de mercado.

Os pavimentos primitivos são constituídos invariavelmente por lajetas de pedra ou soalho suportados por vigamentos de madeira até ao século XVIII, a partir do século XIX encontra-se também vigas ferro ou aço e desde o início do século XX é introduzido de forma mais generalizada o betão armado. A contemporaneidade do betão é também alvo de discussão quando observamos obras realizadas com este material datado de 127 d.C. como o "Panteão de Roma" com uma cúpula de 50 m que podemos observar nos dias de hoje.

Os edifícios comuns são dimensionados e construídos de forma a manterem a função estrutural pelo período mínimo de 50 anos que, pela nossa experiência, são largamente ultrapassados sem qualquer tipo de intervenção.

As estruturas de madeira são habitualmente debilitadas por perda de secção efetiva provocada por ataques de agentes biológicos, pela exposição à intempérie e pela ação de incêndios muito comuns nos séculos passados. A identificação do grau de conservação e a caracterização mecânica dos pavimentos objeto deste estudo só é possível mediante um conjunto de ensaios destrutivos e não destrutivos levados a cabo "*in situ*" e em laboratório.

A utilização de novos materiais não deve ser negligenciado, antes pelo contrário, deverá ser promovida de forma a permitir uma maior elegância da intervenção estrutural. A via experimental com recurso a ensaios de carga à escala real, como complemento dos modelos de cálculo utilizados de forma corrente, no desenvolvimento de projetos de engenharia, é uma possibilidade recente face aos novos laboratórios que equipam as escolas de engenharia.

A promoção de uma campanha de inspeção e diagnóstico conduzida por uma equipe competente e experiente é determinante para um desempenho de excelência no desenvolvimento no projeto de intervenção estrutural.

O apoio do *A400, Projetistas e Consultores de Engenharia Lda* foi determinante no desenvolvimento deste estudo face à vasta experiência em projetos de reabilitação e reforço de estruturas do qual destacamos o projeto de reabilitação da Ponte da Barca para o EP (Estradas de Portugal).

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO REALIZADO

A utilização da técnica de "*Reforço de Pavimentos Existentes de Madeira com Lajeta de Betão*" já tinha sido utilizada com sucesso em projetos desenvolvidos pelo A400 considerando modelos de previsão do comportamento em serviço muito conservadores e o garantindo que a estrutura de madeira cumpre os estados limites últimos.

O objetivo do trabalho é calibrar o modelo de cálculo recorrendo a ensaios laboratoriais com provetes à escala real, introduzindo um elemento de conexão entre a madeira e a lajeta de betão que permitisse uma fácil aplicação em obra e garantir os níveis de fiabilidade exigidos pelos códigos estruturais em vigor.

De forma a obter uma caracterização dos elementos estruturais existentes na pré-existência foi feita uma campanha de inspeção e ensaio de forma a poder identificar as espécies que constituem a estrutura que serve de suporte ao pavimento, as patologias observáveis e o grau de conservação das vigas de madeira.

Com o objetivo de conhecer melhor o comportamento mecânico dos pavimentos mistos promoveu-se ao ensaio à escala real de quatro provetes mistos e de três vigas de madeira, selecionados durante o período de inspeção, que foram sujeitas ao ensaio de flexão com os ciclos carga-descarga apresentados no Anexo A.3.

Pretende-se através de um modelo numérico em elementos finitos introduzir a não linearidade da viga de madeira, dos elementos de ligação e do betão que constitui a lajeta.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em seis capítulos, sendo o primeiro a introdução, no qual é feita uma descrição sumária do âmbito do trabalho.

O capítulo 2 descreve com algum cuidado a campanha realizada com o objetivo de caracterizar os pavimentos e a estrutura de madeira, procurando conhecer as necessidades de intervenção.

No capítulo 3 é feito um enquadramento regulamentar das metodologias de análise de secções mistas madeira betão incluindo o estudo da conexão entre elementos.

No capítulo 4 será apresenta a metodologia de análise e dimensionamento recorrendo a um programa de cálculo automático cuja formulação base é de elementos finitos que irá permitir calibrar a rigidez da ligação de forma a compatibilizar a deformação observada nos ensaios realizados.

No capítulo 5 é apresentado o caso prático já construído no qual se aplicou a metodologia apresentada no capítulo anterior.

No capítulo 6 apresenta-se as conclusões e os desenvolvimentos futuros do trabalho realizado.

2
CAMPANHA DE SONDAGENS

2.1. OBJETIVOS

A campanha de sondagens teve como principal objetivo a avaliação, de forma expedita e não destrutiva, do estado de conservação das vigas de madeira existentes na unidade hoteleira a edificar na ribeira da Cidade do Porto, a qual é alvo de estudo no presente trabalho.

Atendendo ao facto de que uma das principais imposições do dono de obra é a preservação do pavimento de madeira original, de modo a que o acabamento final dos tetos dos compartimentos se enquadre no ambiente rústico do edifício, e tendo em conta a garantia da segurança estrutural na nova utilização do edifício, foram efetuados trabalhos de inspeção com o intuito de catalogar as principais patologias e necessidades de reforço dos pavimentos.

A campanha foi efetuada pela equipa técnica da A400 em colaboração com a EQS - Serviços de Engenharia, Qualidade e Segurança, Lda. e consistiu na elaboração dos seguintes trabalhos:

- A identificação visual das anomalias nos elementos estruturais de madeira;
- O registo da medição do teor de humidade em diversos elementos estruturais de madeira do edifício;
- A leitura da resposta dos elementos de madeira ao impacto de um martelo e formão;
- Avaliação da integridade de elementos estruturais em madeira com recurso ao ensaio de resistografia;
- O levantamento da implantação dos elementos analisados, com a localização dos ensaios realizados;
- O registo fotográfico, tipificação e classificação das anomalias identificadas.

No presente capítulo são descritos os trabalhos e observações efetuados na campanha e apresentados os resultados obtidos dos ensaios não destrutivos realizados aos pavimentos estruturais de madeira do edifício.

2.2. CARATERIZAÇÃO CONSTRUTIVA E ESTRUTURAL DOS PAVIMENTOS EXISTENTES

Os pavimentos existentes são constituídos por soalho aplicado sobre vigas de madeira de castanho (Castanea Sativa Mill) com secções transversais retangulares e circulares de dimensões variáveis. Os espaçamentos entre eixos destes elementos estruturais variam entre 0,50m e 0,80m.

De forma a melhor organizar a informação recolhida durante os trabalhos de inspeção, as zonas onde os pavimentos de madeira foram inspecionados foram divididas em corpos, conforme demonstra a Figura 2.1.



Fig. 2.1 – Identificação da divisão em corpos do edifício em estudo.

De uma forma geral, as vigas de madeira principais que constituem os pavimentos encontram-se apoiadas nas paredes de alvenaria de pedra exteriores (fachadas e empenas) e interiores, e estão tarugadas por elementos de secção transversal ligeiramente inferiores à das vigas principais. Salienta-se no entanto que no corpo 1, nas zonas dos vãos exteriores a estrutura dos pavimentos de madeira apresenta uma configuração ligeiramente diferente, com as vigas a descarregar numa viga paralela à parede de fachada denominada de "cadeia". A cadeia transfere as cargas das vigas que apoiariam na parede nesta zonas para as vigas principais adjacentes com o objetivo de não sobrecarregar as padieiras dos vãos (Figura 2.2).

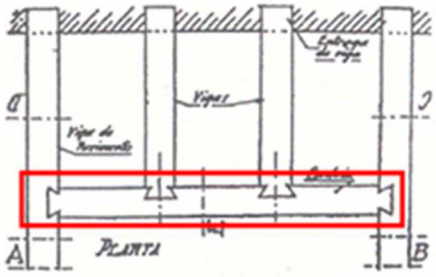


a) b)

Fig. 2.2 – a) e b) Vista geral de vigas de pavimento e entrega em parede interior.



c)



d)

Fig. 2.2 (Continuação) – c) Cadeia observada no corpo 1.2; d) Esquema de cadeia.

O pavimento do piso 0 do corpo 2.1 também apresenta uma configuração diferente dos demais pavimentos do edifício. Neste caso as vigas principais encontram-se apoiadas nos arcos de pedra de alvenaria existentes e o espaçamento entre vigas é menor, verificando-se a ausência de tarugos (Figura 2.3).



Fig. 2.3 – Vista do pavimento do piso 0 do corpo 2.1.

O soalho dos diversos pavimentos é constituído por madeira de pinho com espessura entre 3,0 cm e 3,5 cm e as tábuas apresentam uma largura de 22 cm e comprimento variável (Figura 2.4). A ligação entre as tábuas do soalho é do tipo macho-fêmea.



Fig. 2.4 – Soalho em madeira de pinho.

2.3. INSPEÇÃO DAS VIGAS DE MADEIRA EXISTENTES - ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

2.3.1. INSPEÇÃO VISUAL E CARATERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

Numa fase inicial da campanha de sondagens, procurou-se efetuar um levantamento exaustivo de todos os pavimentos de madeira existentes, através da realização de uma inspeção visual e caraterização geométrica dos elementos estruturais de madeira, identificando e catalogando todos os elementos e principais anomalias identificadas. Será de referir que o facto de os trabalhos de remoção dos elementos não estruturais existentes nos pavimentos/tetos já terem sido efetuados à data da campanha, permitiu um contato visual e físico com todos os elementos estruturais dos pavimentos, facilitando deste modo a inspeção visual e a caraterização geométrica.

No Anexo A.1 são apresentadas as plantas estruturais por piso, onde se pode consultar a identificação e numeração das vigas analisadas.

Note-se que algumas zonas dos pavimentos de madeira não foram caracterizados e avaliados, dada a impossibilidade de acesso devido a constrangimentos relacionados com o desenvolvimento dos trabalhos da empreitada – estas zonas são residuais face à quantidade de elementos analisados e encontram-se devidamente assinaladas nas peças desenhadas constantes no Anexo A.1. Assim, considera-se que a amostragem dos pavimentos avaliados é representativa do sistema construtivo existente no edifício e do seu estado de conservação, tendo permitido efetuar um levantamento fiável das características dos pavimentos.

2.3.2. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

Após a inspeção visual e a caracterização geométrica dos elementos estruturais dos pavimentos de madeira do edifício foi realizada uma campanha de ensaios com o objetivo de conhecer melhor algumas das características destes elementos e avaliar o seu estado de conservação.

Com esse objetivo, e no caso particular dos elementos estruturais de madeira, foram utilizados os seguintes instrumentos:

- Martelo, que forneceu indicações acerca do estado de conservação da madeira, através da apreciação do som de resposta obtido por percussão produzido pelo seu impacto;
- Formão, que permitiu avaliar de forma relativa a dureza da madeira e a existência de degradações superficiais nos elementos;
- Higrómetro, para avaliação do teor em água dos elementos dando indicações acerca do estado de conservação da madeira;
- Resistográfo, para avaliação do estado de conservação interno da madeira.

Os resultados obtidos através destes ensaios foram bastante úteis para a interpretação dos danos existentes nos elementos estruturais de madeira.

O resistógrafo é um instrumento que relaciona a energia despendida pela penetração de uma agulha a velocidade constante com a resistência da madeira à perfuração, permitindo detetar zonas dos elementos de madeira que apresentam degradações, podridões ou vazios internos. Assim, através da leitura dos resultados é possível estimar algumas das características mecânicas da madeira, avaliar o estado de conservação dos elementos estruturais e definir secções residuais úteis. As suas perfurações são quase impercetíveis e não têm qualquer influência na resistência mecânica das peças. Este equipamento foi utilizado em zonas especificamente escolhidas e representativas da estrutura dos pavimentos com o objetivo de avaliar o seu estado de conservação estrutural. Foram realizados um total de 96 ensaios (Figura 2.5 a).

A medição do teor em água das vigas de madeira foi realizada maioritariamente nos apoios dado que são estas zonas são as consideradas as mais críticas devido ao contacto com as alvenarias de pedra (Figura 2.5 b). A presença de humidade influi bastante no estado de conservação da madeira e consequentemente na capacidade resistente.

Alguns dos valores obtidos nas leituras efetuadas foram fortemente influenciados pela existência de água proveniente dos trabalhos relacionados com a limpeza das cantarias de granito. Esta operação de limpeza foi executada com recurso a lavagem por jato de areia por via húmida existindo por consequência a molhagem excessiva dos pavimentos de madeira o que poderá ter conduzido a valores de humidade excessivos nalguns casos. Salienta-se também que no decurso dos trabalhos de inspeção houve dias de precipitação o que devido à ausência de cobertura nalgumas zonas do edifício também foi um fator de agravamento do teor de água dos elementos de madeira.



a) b)

Fig. 2.5 – Ensaios Realizados: a) Ensaio com resistógrafo para avaliação da integridade de uma viga de madeira; b) Medição do teor em água da madeira com higrómetro.

No Anexo A.2 são apresentadas as informações obtidas através da inspeção visual das vigas de madeira do corpo 2.1, assim como os resultados dos ensaios referidos, incluindo a consequente análise acerca do estado de conservação. Além das fotografias referentes a cada elemento ensaiado e das plantas estruturais com a identificação e classificação por cor do estado de conservação das vigas principais, é apresentado um quadro resumo. Neste quadro resumo é feita uma síntese de cada viga avaliada, expondo-se parâmetros tais como, estado de conservação geral, principais anomalias detetadas, secção média útil de cada apoio, o seu estado de conservação, teor de humidade e outras observações que se considerem relevantes, como a ação de reabilitação recomendável. Sempre que aplicável, é ainda apresentada informação referente ao ensaio de resistografia efetuado e a respetiva análise.

Seguidamente são tipificados os principais danos identificados na realização deste estudo e as suas causas de origem. A localização dos danos nos elementos de madeira do edifício, tal como referido anteriormente, encontra-se patente no Anexo A.1 do presente relatório.

2.3.3. DANOS DE ORIGEM BIOLÓGICA

De uma forma geral os elementos estruturais que constituem os pavimentos de madeira do edifício apresentam danos de origem biológica – agentes xilófagos (carunchos) e fungos.

Na grande maioria dos casos considera-se que os ataques de insetos do ciclo larvar (carunchos) ainda se encontram ativos e as degradações provocadas por estes atingem profundidades que variam entre 1 a 3 cm nas vigas analisadas (Figuras 2.6 e 2.7).

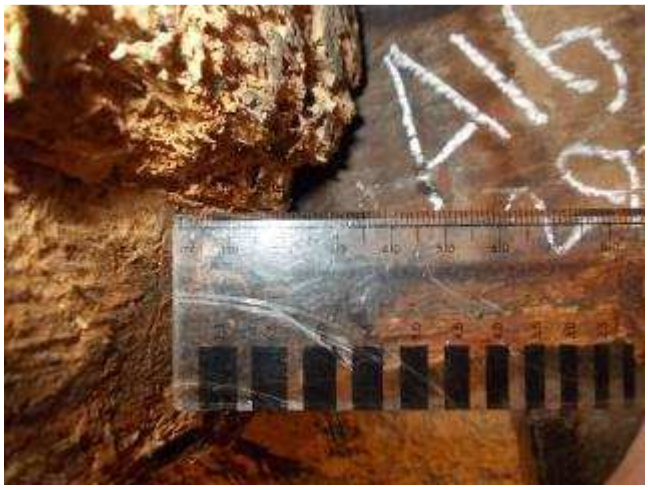


Fig. 2.6 – Ataque de caruncho com profundidade de 2 cm.

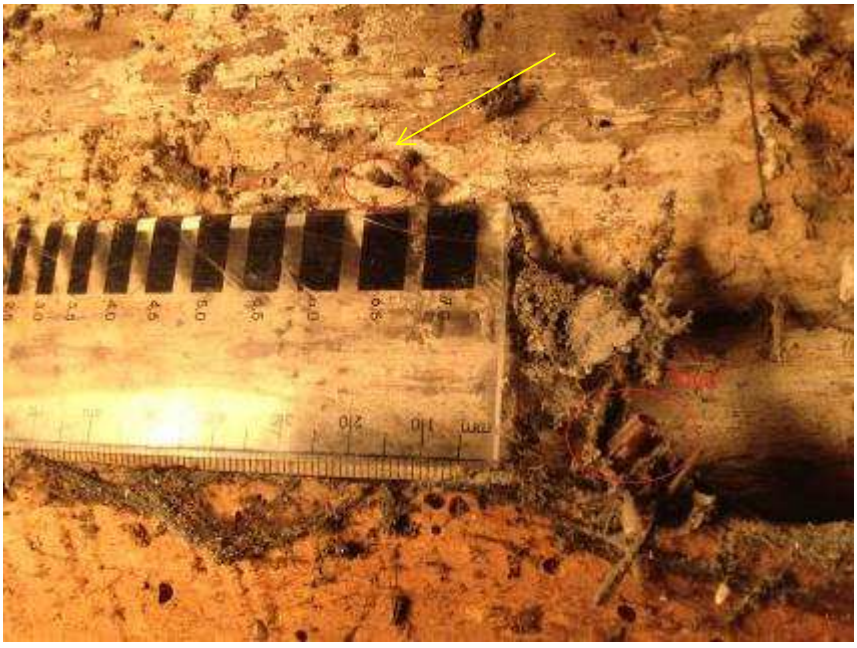


Fig. 2.7 – Caruncho pequeno e casulo.

Os fungos foram identificados em diversas zonas do edifício com especial incidência no pavimento do piso 0 do corpo 2.1 onde foram identificados focos de podridão branca praticamente em todos os apoios das vigas (Figuras 2.8 e 2.9).



Fig. 2.8 – Fungo de podridão branca.



Fig. 2.9 – Fungos existentes no soalho.

A causa mais importante para o aparecimento de fungos e carunchos, é a presença de água. A existência de humidade é um fator essencial para o desenvolvimento destes ataques. Na realidade, crê-se que os ataques encontram-se ativos, devido à visualização de insetos/ovos de larvas e também devido aos resultados das leituras efetuadas com o higrómetro onde os valores de teor de água são elevados salvo raras exceções devidamente assinaladas nas tabelas resumo do estado de conservação das vigas. Tendo em conta que o valor de humidade de equilíbrio da madeira ronda os 12%, os valores medidos são claramente elevados.

Por outro lado, a falta de manutenção ao longo de todos estes anos e a inexistência de um tratamento preservador capaz de dar proteção adequada à madeira, para além do envelhecimento natural do material contribuíram para o aumento desta degradação.

2.3.4. DANOS DE ORIGEM FÍSICA

Do ponto de vista físico, além das anomalias "originais" do próprio elemento de madeira tais como fendas de secagem, nós, empenos foram identificadas as seguintes anomalias:

- Deformações excessivas relacionadas provavelmente com excessos de carga;
- Degradações severas com diminuição elevada da secção resistente da peça devido ao contacto direto com os agentes atmosféricos (água e sol) e aos ciclos de molhagem/secagem;
- Degradações devido a incêndio.

A existência de anomalias de origem nas madeiras é comum, e nem sempre são a causa de defeitos de funcionamento das peças. O defeito mais comum, e o que costuma trazer maiores problemas em termos de resistência, é o do desvio das fibras, facto que provoca uma fissuração de secagem mais ou menos inclinada. Quanto à existência de nós, se este ou estes forem situados em zonas tracionadas, poderão ocorrer concentrações de tensões devido a possíveis desvios das fibras locais, enquanto que se o nó se localizar numa zona comprimida poderá não causar qualquer tipo de dano.

Nas Figuras 2.10 a 2.13 são apresentados exemplos identificados no edifício de anomalias de origem física com influência no comportamento estrutural das vigas.



Fig. 2.10 – Degradação severa no apoio.



Fig. 2.11 – Flecha excessiva – pavimento do piso 4 corpo 2.2.



Fig. 2.12 – Fenda junto a apoio e redução de secção da viga em altura.



Fig. 2.13 – Nó e fenda de elevada expressão.

Os ensaios realizados com o Resistógrafo nos elementos estruturais de madeira dos pavimentos (vigas) confirmaram as impressões obtidas durante a inspeção visual, revelando-se um complemento importante ao exame visual efetuado e à atribuição na classificação do estado de conservação geral dos elementos de madeira.

2.4. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

As principais conclusões da campanha de sondagens permitiram obter, além de informações referentes ao estado de conservação geral de cada peça avaliada, auxiliar e complementar a realização de campanhas de ensaios destrutivos que serão realizadas em fase posterior e apoiar a execução do projeto de execução de estabilidade.

Da inspeção efetuada conclui-se que existem diversos elementos em mau estado de conservação, principalmente nos pisos superiores do edifício, devido à exposição aos agentes atmosféricos, ataques biológicos (agentes xilófagos e fungos), e presença de humidade. Foram ainda identificadas anomalias localizadas que afetam a capacidade resistente das peças, tais como, nós, secções ocas e secções fendilhadas.

Tendo em conta a garantia da segurança estrutural na nova utilização do edifício e ao avançado estado de deterioração, deverão ser equacionadas caso a caso as soluções de reforço localizado ou de substituição integral dos elementos classificados de mau estado de conservação.

Nos restantes elementos classificados de razoável/bom estado estado de conservação as madeiras encontram-se geralmente em condições de serem utilizadas, contudo, deverão ser também previstas as operações de conservação necessárias.

Apresenta-se no quadro Tabela 2.1 o resumo das principais características observadas e medidas com os meios de inspeção “In situ”.

Tabela 2.1 – Características geométricas e resultados dos ensaios não destrutivos.

Piso	Espécie	Estado de Conservação			Secção Média	Teor de Humidade	Resistógrafo
N.		Bom	Razoável	Mau	bxh (cm2)	%	%
0	Castanho	0,00%	96,67%	3,33%	N.A.	N.A.	N.A.
1	Castanho	64,00%	36,00%	0,00%	N.A.	N.A.	N.A.
2	Castanho	62,90%	34,00%	3,10%	N.A.	N.A.	N.A.
3	Castanho	63,69%	21,21%	15,10%	15x18 - 21x21	18% - 25%	11% - 19%
4	Castanho	49,27%	33,33%	17,40%	15x17 - 20x20	16% - 25%	16% - 25%
5	Castanho	0,00%	36,12%	63,88%	16x16 - 20x20	17% - 27%	7% - 23%
6	Castanho	0,00%	0,00%	100%	16x14 - 15x20	14% - 18%	11% - 16%

3
METODOLOGIA DE ANÁLISE

3.1. GENERALIDADES

As intervenções estruturais em edifícios antigos localizados no casco histórico das cidades, devem levar em consideração um conjunto de fatores que permitam adequar as atuais exigências regulamentares e simultaneamente aos ensejos dos seus utilizadores, isto é, adequar a intervenção à utilização. A sensibilidade e experiência do projetista é um fator determinante para que a solução construída seja "eficiente". O portefólio de soluções para reforço de um pavimento de madeira existente é vasto, com maior ou menor grau de intrusão relativamente à pré-existência como se pode verificar em 3.3.

As metodologias de análise e dimensionamento deste tipo de estruturas têm um enquadramento regulamentar adaptado, por analogia com o processo de verificação de tensões, deslocamentos e vibrações apresentado no EC5 [1] em virtude da especificidade das características das madeiras antigas. A caracterização efetuada pelo LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP), apresentado no Anexo A.3, é determinante para avaliação do comportamento do sistema estrutural em estudo.

3.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE DE ACORDO COM EC5 [1]

Apresenta-se a metodologia de análise de comportamento de uma viga mista de forma a sistematizar a abordagem à análise e dimensionamento (Figura 3.1 e Tabela 3.1).

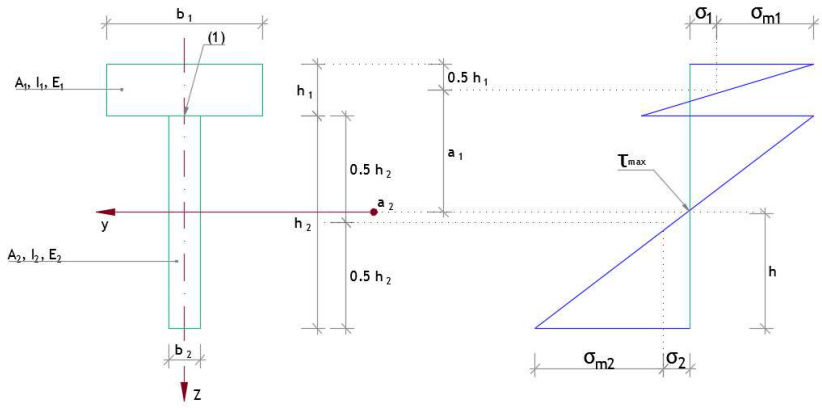


Fig. 3.1 – Distribuição de tensões normais na secção transversal de uma viga mista de madeira/betão.

Tabela 3.1 - Análise de tensões de uma viga mista[1].

Rigidez efetiva à flexão	$EI_{ef} = \sum_{i=1}^{2} (E_i\, I_i + \gamma_i\, E_i\, A_i\, a_i{}^2)$	
Área do material	$A_i = b_i\, h_i$	
Inércia do material relativamente ao eixo neutro local	$I_i = b_i h_i^3\ /12$	
Considerando γ_2 unitário	$\gamma_1 = 1/[1 + \pi^2 E_1 A_1\, s\ /(\, k_u\, l^2)]$	s - distância entre ligadores l - vão da viga
Relação entre a rigidez do betão e a rigidez dos dois materiais (a_2).	$a_1 = \left(\frac{h_1 + h_2}{2}\right) - a_2$ $a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1\ \ (\, a_1 + a_2\ )}{\sum_{i=1}^{2} \gamma_i\, E_i\, A_i}$	h_1- altura da lajeta de betão h_2- altura da viga de madeira
Espaçamento entre ligadores	$s_{eq} = 0.75 \cdot\ S_{min} + 0.25\ \cdot S_{max}$	Limites EC5 [1] $S_{min} = (h_2 - 10)/2$ $S_{max} = \frac{h_2}{l}\ X\ 5000 - 10$ $S_{\max} \leq 4 \cdot\ S_{min}$
Distribuição de tensões normais	$\sigma_i = \gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \cdot M/\ (EI)_{ef}$ $\sigma_{m,i} = 0{,}5 \cdot E_i \cdot h_i\ \cdot M/\ (EI)_{ef}$	M - momento fletor

3.2.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Apresenta-se os critérios de verificação de tensões de forma a cumprir os limites estabelecidos nos eurocódigos (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 - Verificação de segurança EC5[1].

Verificação de tensões normais nas fibras superior e inferior da lajeta de betão.	$\sigma_{c,sup} = \sigma_1 + \sigma_{m,1} < f_{cd}$ $\sigma_{c,inf} = \sigma_1 - \sigma_{m,1} < f_{ctmd}$	f_{cd}- valor de cálculo da resistência do betão à compressão. f_{ctmd}- valor de cálculo da resistência do betão à tração.
Verificação de tensões normais na seção de madeira.	$\frac{\sigma_2}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m2}}{f_{m,d}} \leq 1$	$f_{t,0,d}$- valor de cálculo da resistência à tração na direção das fibras.

		$f_{m,d}$- valor de cálculo da resistência à flexão.
Comportamento diferido dos materiais de acordo com o EC2 e EC5. A verificação de tensões deverá ser verificada considerando a variação de rigidez observada.	$E_{1fin} = E_1 \times [c_1 /(1 + \Phi_{\propto,tu}) + c_2 /(1 + \Phi_{t,tu})]$ $E_{2fin} = E_2 \times [c_1 /(1 + k_{def,g}) + c_2 /(1 + k_{def,q})]$	c_1- relação entre as cargas permanentes e a carga total. c_2- relação entre as cargas variáveis e a carga total. $\varphi_{\infty,to}$- coeficiente da fluência para cargas permanentes. $\varphi_{t,to}$- coeficiente de fluência para cargas quase permanentes
Verificação ao corte	$\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{max}}{A_2}$ $\tau_{max} \leq f_{v,d}$	V_{max}-esforço transverso máximo. $f_{v,d}$- valor de cálculo da resistência ao corte da madeira.
Verificação da conexão γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo à resistência do ligador. f_{uk} é o valor característico da resistência à tração do aço do ligador. $f_{h,2,d}$ é o valor de cálculo da resistência ao esmagamento da madeira.	$F_d = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot s \cdot V_{sd} / (EI)_{ef}$	Valor de cálculo da força atuante num ligador.
	$R_d = min \begin{cases} 0.23 \cdot d^2 \sqrt{\frac{E_1}{\gamma_M} f_{ck}} \\ 0.8 \cdot f_{uk} \cdot \frac{\pi d^2}{4\gamma_M} \\ 1.5\sqrt{2 \cdot M \cdot f_{h,2,d} \cdot d} \end{cases}$	d - diâmetro do ligador f_{ck}- valor característico da resistência do betão à compressão.

3.2.2. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

O cumprimento dos estados limites de utilização deverá ser objeto de estudo de forma adequar o dimensionamento à utilização do pavimento. O EC5 [1] estabelece limites relativamente aos valores máximos da deformação e da vibração que estão sintetizados na Tabela 3.3 (Figura 3.1).

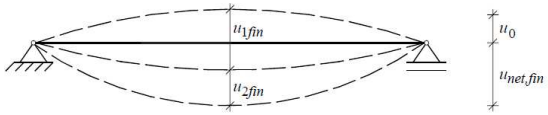


Fig.3.2 - Deformação instantânea e diferida.

Tabela 3.3 - Cálculo de deformações (adaptado de EC5 [1]).

Deformação instantânea	$\mathcal{U}_{inst} = \frac{5 \cdot P \cdot l^4}{384 \cdot (EI)_{ser}}$	$(EI)_{ser}$-rigidez da seção mista em serviço. P- Carga uniformemente distribuída em serviço.
Coeficiente de escorregamento	$K_{ser,\infty} = K_{ser}/(1 + k_{def})$	$K_{ser,\infty}$- coeficiente de escorregamento de longo prazo. k_{def}- factor que leva em consideração o acréscimo de deformação em serviço.
Deformação máxima admissível	$\mathcal{U}_{2,inst} < l/300$ $\mathcal{U}_{2,fin} < l/200$ $\mathcal{U}_{net,fin} < l/200$ $\mathcal{U}_{net,fin} = \mathcal{U}_{1,fin} + \mathcal{U}_{2,fin} - \mathcal{U}_0$	l- vão de viga.

O cálculo da deformação a longo prazo (u_{2fin}) é semelhante ao cálculo da flecha inicial (u_{1fin}), atualizando dos valores dos módulos de elasticidade dos materiais e do módulo de deslizamento a longo prazo. O coeficiente de escorregamento k_{def} leva em consideração o aumento da deformação ao longo do tempo em virtude do efeito combinado da fluência e do teor em água, dependendo da natureza da ação e da classe de serviço.

O EC5 [1] apresenta uma metodologia de forma a garantir que as ações frequentes não causam vibrações que possam condicionar o bom funcionamento da estrutura nem causam desconforto aos seus utilizadores. Esta metodologia está condicionada a pavimentos com frequências superiores a 8Hz. É comum para este tipo de estruturas a frequência fundamental (f_1) ser superior a esse limite. De acordo com a nossa experiência caso esta condição não se verifique deverá ser adotado outo método.

Para cumprir as condições impostas pelo EC5 [1] é necessário efetuar duas verificações: na primeira condição verifica-se a flecha máxima (u) provocada por uma força concentrada (F), e na segunda limita-se o valor inicial máximo da velocidade de vibração vertical do pavimento misto (v). Na tabela 3.4 apresenta-se as expressões preconizadas no EC5 [1].

Tabela 3.4 - Verificação da vibração (adaptado de EC5 [1]).

Frequência fundamental	$f_1 = \frac{\pi}{2l^2}\sqrt{\frac{(EI)long}{m}}$	$(EI)long$- rigidez à flexão da placa equivalente ao (Nm^2/m) m-valor da massa por unidade de área (kg/m^2)
Limites Regulamentares	$\mathcal{U}/F \leq 1.5$ $v \leq 100^{(f_1 \xi - 1)}$ $v = 4 \times (0.4 + 0.6n_{40})/\,(m \cdot b \cdot l + 200)$ $n_{40} = \left[\left[\left(\frac{40}{f_1}\right)^2 - 1\right] \times \left(\frac{b}{l}\right)^4 \times \frac{(EI)_{long}}{(EI)_b}\right]^{0.25}$	ξ-Coeficiente de amortecimento $(EI)_b$-rigidez à flexão da placa equivalente ao pavimento segundo um eixo paralelo às vigas.

3.3. AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DA LIGAÇÃO MADEIRA-BETÃO

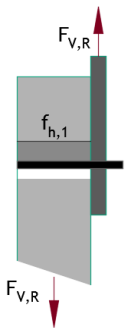
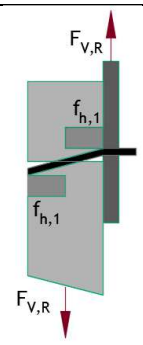
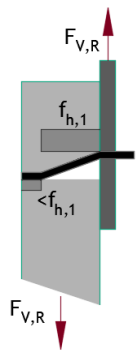
A avaliação estrutural dos sistemas de ligação entre peças de natureza diferente é caracterizada pela capacidade de carga da ligação, isto é, garantir a transferência de cargas às diversas camadas que constituem o sistema e a rigidez com que essa transferência é ligação é materializada. O EC5 [1] apresenta uma metodologia de análise baseada na "Teoria de Johansen" [5] admitindo modos de rotura madeira-madeira, madeira-derivados e madeira-aço.

3.3.1. TEORIA DE JOHANSEN

O método desenvolve equações de equilíbrio entre ligações admitindo um comportamento rígido-plástico. O esmagamento da madeira e o momento plástico do conetor estão refletidas nas hipóteses de cálculo.

A Tabela 3.4 apresenta os modos de rotura e as equações de equilíbrio da ligação madeira-aço, sistematizados de forma análoga ao presentado no livro "Projeto de Estruturas de Madeira" de João Negrão e Amorim Faria [5].

Tabela 3.4 - Modos de rotura (texto adaptado de [5]).

MODO DE ROTURA TIPO 1 – CHAPA ESPESSA Considera-se o conetor encastrado na chapa, verificando-se a rotura por esmagamento da madeira sem formação de rótula plástica no conetor. $F_{v,RK1E} = f_{h,k} t_1 d$	
MODO DE ROTURA TIPO 2 – CHAPA ESPESSA Considera-se que o conetor forma uma rótula plástica na interface chapa madeira mobilizando por esmagamento a madeira quando se atinge a força FVR. $F_{v,Rk,2f} = 1{,}15\sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,k}}\, d + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	
MODO DE ROTURA TIPO 3 – CHAPA ESPESSA O conetor forma duas rótulas plásticas, uma na interface chapa madeira e outra mobilizando o esmagamento da madeira quando se atinge a força FVR. $F_{v,Rk,3E} = 2{,}3\sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,k}}\, d + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	

3.4. CONCEITO DE COEFICIENTE DE ESCORREGAMENTO

O escorregamento observado na interface dos materiais a ligar influência de forma significativa o comportamento dos elementos estruturais compósitos conectados mecanicamente. O EC5 [1] introduziu uma abordagem que nos permite quantificar este escorregamento através de um parâmetro denominado por K_{ser} (serviço) através do rácio u/F (deslocamento/força) (Tabela 3.6). O K_{ser} define-se como o módulo de deslizamento instantâneo e é equivalente à rigidez da ligação para uma força de duração muito curta (300s de acordo com a norma EN 26891 [6]).

Tabela 3.5 - Tabela K_{ser} (adaptado de EC5 [1]).

Tipo de ligador	K_{ser}
Cavilhas	$p_m{}^{1,5}\, d/23$
Parafusos de porca com ou sem folga (*)	
Parafusos de enroscar	
Pregos (com pré-furação)	
Pregos (sem pré-furação)	$p_m{}^{1,5}\, d^{0,8}/30$
Agrafos	$p_m{}^{1,5}\, d^{0,8}/80$
Anéis de tipo A segundo a EN 912 [65]	$p_m d_{c/}2$
Anéis de tipo B segundo a EN 912	
Placas denteadas tipos C1 a C9 segundo EN 912	$1{,}5\, p_m d_{c/}4$
Placas denteadas tipos C10 a C11 segundo EN 912	$p_m d_{c/}2$

(*) - A folga deve ser adicionada separadamente à deformação.

ρm é o valor médio da massa volúmica e **d** é o diâmetro médio do ligador e **dc** um diâmetro nominal definido na EN a3271[20].

3.4.1. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO DO COMPÓSITO MADEIRA-BETÃO

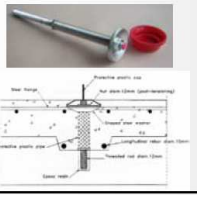
O sistema compósito madeira betão é constituído por duas partes, a superior por um elemento de betão e a inferior por um elemento de madeira que são conectados através de elementos de transferência do esforço rasante observado na interface. A transmissão do esforço rasante depende da eficiência da ligação.

Um largo espetro de soluções têm sido desenvolvidas, em particular na Europa, em que cada elemento de ligação apresenta características de rigidez e resistência diferentes. Ceccotti [7] apresentou um vasto número de soluções para ligação madeira-betão tendo caracterizado experimentalmente a sua rigidez. Estes parâmetros, incluindo o coeficiente de escorregamento (Kser), são determinantes no estudo do comportamento misto em serviço e na rotura.

A bibliografia apresenta referências nesta área de investigação a partir de 1943 (McCullouht 1943) com o estudo de ligações construídas de diferentes tipos de metal e cavilhas sujeitas a testes. Mais recentemente foram desenvolvidos mais estudos caracterizando o desempenho das soluções dos quais se destaca, Franciacomo et al. [8], Gutkowski et al. [9], Lukaszewska et al. [10], Aicher et al. [11], Clouston et al. [12]. A indústria, através de uma marca Italiana "Tecnaria Spa" [20], apresenta também um conjunto de ensaios de caracterização do comportamento da solução que comercializa.

No seminário de ligações estruturais realizado em Novembro de 2007 na U.N.Lisboa os investigadores Alfredo Dias (Universidade de Coimbra) e Luis Jorge (I.P.Castelo Banco) [13] apresentam as características mais importantes dos diversos sistemas de ligação (Tabela 3.6).

Tabela 3.6 – Sistemas de ligação [13].

Ligadores Tipo	características mecânicas	descrição
	F_{max} = 8,5 kN k_s = 4,1 kN/mm (Dias, 1999)	Pregos a 90º são uma solução de baixa resistência e rigidez, porém são baratos e fáceis de instalar. A sua colocação a 45º constituirá um erro de projecto.
	F_{max} = 17,2 kN k_s = 8,6 kN/mm (Dias, 2005)	Varões de aço nervurado cravados no elemento de madeira a 90º (ligação tipo cavilha). Ligação simples de executar. Existência de modelos de previsão do comportamento.
	F_{max} = 921 kN k_s = 1920 kN/mm (Tommola, 1999)	Entalhe no elemento de madeira e varões de aço nervurado colados ao elemento de madeira a 45º.
	F_{max} = 125 kN k_s = 193 kN/mm (Dias, 2005)	Taco de madeira densa colado à viga de madeira. A transmissão dos esforços de escorregamento é efectuada por contacto entre os materiais, determinando uma ligação com bastante rígidez.
	F_{max} = 111 kN k_s = 415 kN/mm (Bathon, 2004)	Ligador contínuo, conseguido através de uma malha de aço colada à viga de madeira. Solução muito resistente e rígida conduzindo a um comportamento perfeitamente rígido.
	F_{max} = 8,7 kN k_s = 20,8 kN/mm (Tecnaria, 2003)	Ligador Tecnaria®, em que o elemento que fica embutido no betão possui grande rigidez e é também cravado na madeira através dos seus dentes visíveis. Os parafusos poderão ser especificados de acordo com as necessidades particulares.
	F_{max} = 22 kN k_s = 29,2 kN/mm (Blass, 1995)	Ligador de parafusos SFS®, fabricados com aço de alta resistência, possuem uma cabeça com dimensões suficientes para ancorar a força de arrancamento a que ficam sujeitos, podendo no entanto trabalhar também ao corte.
	F_{max} = 112 kN k_s = 350 kN/mm (Ballerini, 2002)	Entalhe com cavilha pré-esforçada por pós-tensão. A força é transmitida por contacto directo entre as superfícies de madeira e betão e por tracção nas cavilhas. A pós-tensão beneficia esta solução ao contrabalançar os efeitos negativos da retracção do betão e ao mobilizar também alguma força de atrito.

3.5. MÉTODOS DE REFORÇO DE PAVIMENTOS EXISTENTES COM LAJETA DE BETÃO

A utilização de soluções mistas madeira-betão é uma solução que permite a utilização do material já existente em obra sem necessidade de remoção das vigas. Na maioria das situações as vigas estão apoiados em paredes de alvenaria de pedra, com maior ou menor grau de degradação, muito sensíveis às vibrações e ao contraventamento horizontal conferido pelos respetivos barrotes. A preservação dos referidos elementos estruturais permite evoluir o processo de reabilitação minimizando as necessidades de estruturas provisórias de travamento das paredes.

O incremento de massa introduzido pela lajeta de betão deverá ser considerado no estudo do comportamento global estrutural do edifício de forma a verificar os estados limites últimos e de utilização dos elementos verticais e das fundações.

A integração da solução arquitetónica e das diversas especialidades que condicionam a exequibilidade do reforço estrutural em estudo é favorável, senão vejamos: permite preservar a estrutura primitiva, incrementa a capacidade de carga minimizando as deformações e vibrações, melhora o comportamento acústico, incrementa a inércia térmica e aumenta a resistência, estabilidade e isolamento do fogo.

A introdução de betonilhas mais ou menos armadas, geralmente com redes de galinheiro, ligadas de forma empírica ao soalho com pregos, é uma prática comum nos compartimentos húmidos.

A tecnologia dos sistemas de ligação deste sistema construtivo é apresentado com muito detalhe na tese de mestrado de Cardoso [2] e, na edição número 15 da revista de Engenharia Civil da Universidade do Minho (2002), num artigo publicado por Branco [3] e Cruz [3], são apresentados alguns dos métodos mais utilizados na ligação dos elementos de madeira à lajeta de betão.

3.5.1. SISTEMAS DE LIGAÇÃO

No *International Journal of Concrete Structures and Materials* é apresentado um artigo denominado "Composite Wood–Concrete Structural Floor System with Horizontal Connectors" da autoria de Ribeiro [4] com um estudo que poderá ter interesse para a pré-fabricação de uma solução mista.

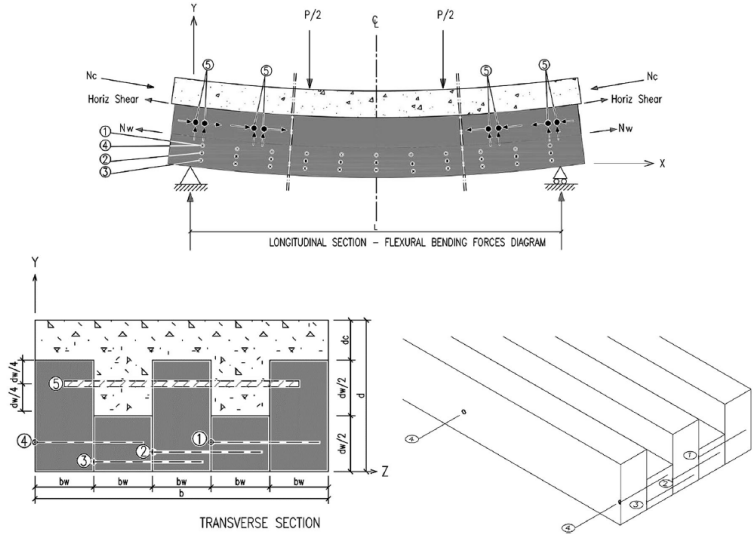


Fig.3.3 – Viga com conetores horizontais [4].

A Figuras 3.4 a 3.5 demonstram várias soluções de conexões utilizadas em soluções mistas de madeira/betão. Na Figura 3.4 é representado um conetor do tipo Tecnaria MAXI [20], de origem italiana e de aplicação muito simples, o qual foi utilizado no reforço de um dos tramos de pavimento que foi ensaiado no LESE no âmbito desta dissertação.



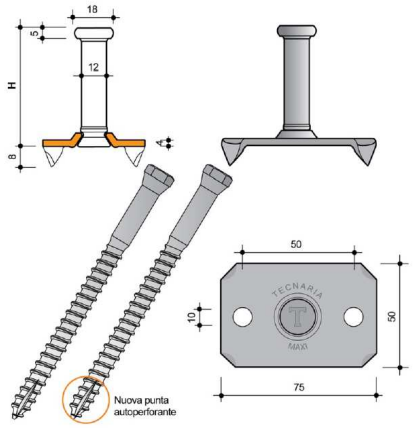
a) b)

Fig.3.4 – Conetor do tipo Storico Legno [21]: a) Geometria do conetor; b) Aplicação do conetor.

Tabela 3.7 - Características técnicas “Storico Legno”.

Resistenza caratteristica $F_{u,Rk}$	**Vite standard**	**Vite corta**
- posa connettore su trave	15,5 Kn	10,1 Kn
- posa connettore su assito sp. 2 cm	14,6 kN	8,3 kN
- posa connettore su assito sp. 4 cm	11,2 kN	-
Modulo di scorrimento per calcoli allo stato Limite di esercizio K_{ser}		
posa connettore su trave	19.340 N/mm	7.137 N/mm
posa connettore su assito sp. 2 cm	12.670 N/mm	9.254 N/mm
posa connettore su assito sp. 4 cm	9.200 N/mm	
Modulo di scorrimento per calcoli allo stato Limite ultimo K_u		
posa connettore su trave	16.990 N/mm	6.691 N/mm
posa connettore su assito sp. 2 cm	12.670 N/mm	8.908 N/mm
posa connettore su assito sp. 4 cm	9.200 N/mm	
Altezza minima trave con assito	10 cm	8 cm
Confezione	Secchielli da 100 pz.	
Certificazione soluzione	Università di Trieste	

Figura 3.5 - Conetor do tipo Tecnaria MAXI[20].



Connettore Tipo “MAXI”

Caratteristiche meccaniche dei connettori					
Connettore	**Tavolato**	**Legno**	**Resistenza caratteristica $F_{v, Rk}$**	**Modulo di scorrimento allo stato limite di servizio K_{ser}**	**Modulo di scorrimento allo stato limite ultimo K_u**
	cm		kN	kN/mm	kN/mm
MAXI	0	C16, GL24 e +	19,30	18,60	10,40
	0	D30 e +	24,50	21,20	13,60
	2	C16, GL24, D30 e +	15,00	7,68	4,35
	4	C16, GL24, D30 e +	11,30	3,06	2,66



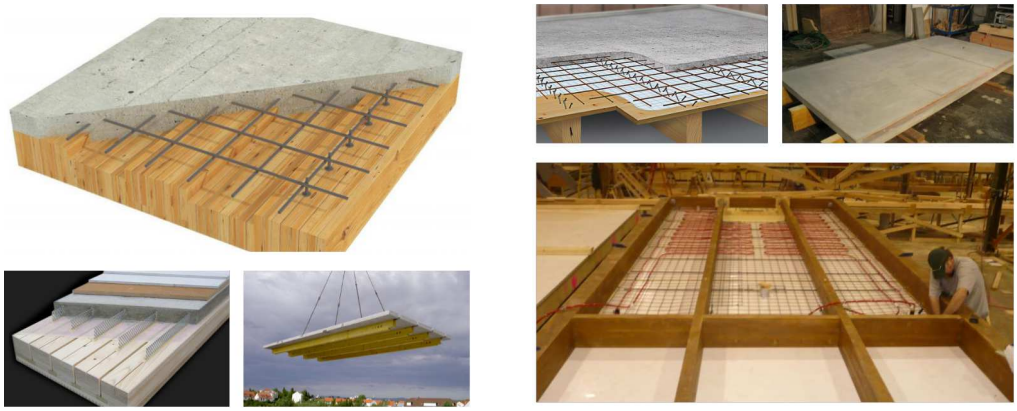
a) b)

Fig.3.6 - Conetores do tipo Peter Cox: a) Conetor LPR; b) Conetor FLAP[21].



Fig.3.7 - Aplicação dos conetores LPR e FLAP[21].

Os painéis StructureCraft (Figura 3.8) consistem numa solução pré-fabricada de pavimento de madeira/betão. As possibilidades a parametrização propostas por este fabricante com origem no Canadá permitem ajustar as dimensões e o aspeto às exigências da encomenda, integrando também isolamento térmico e infraestruturas.

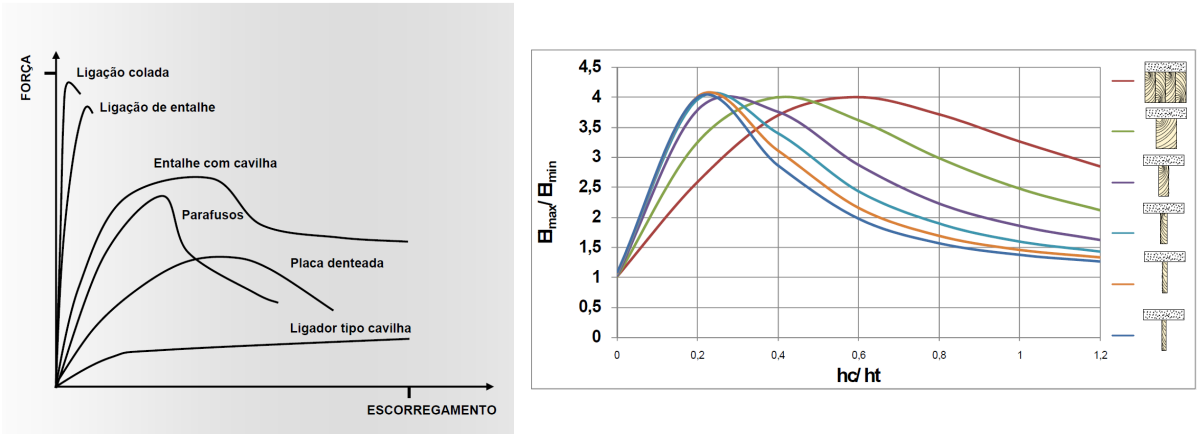


a) b)

Fig.3.8 – Painéis pré-fabricados StructurCraft [22] : a) Composição do sistema; b) Pré-fabricação.

3.6. EFICIÊNCIA DA CONEXÃO

Os sistemas de conceção disponíveis para ligação madeira-betão apresentam um comportamento de difícil avaliação face aos fatores que condicionam a rigidez do sistema. A via experimental tem sido utilizada para aferir a rigidez em serviço e na rotura dos diferentes sistemas (Figura 3.9).



a) b)

Fig.3.9 – Conexão: a) Comportamento tipo; b) Eficiência estrutural da ligação [2].

3.6.1. CONCEITO DE EFICIÊNCIA

A eficiência de sistemas compósitos constituídos por vigas estratificadas conectadas é apresentado por "Pault, Gutkowski" [14] em 1977:

$$Eficiencia = \frac{D_{nc} - D_m}{D_{nc} - D_{fc}} . 100$$

D_{nc} é a deformação observada admitindo um comportamento não compósito, D_{fc} é a deformação teórica admitindo um comportamento rígido entre os "*layers*" que constituem o sistema, e D_m é a deformação medida do sistema compósito. D_{nc} é calculada admitindo que não há transferência por corte entre as camadas que constituem o sistema (Tabela 3.8).

Tabela 3.8 – Coeficiente de eficiência [14].

Expressões	Designações
$D_{nc} = \frac{23.P_u.\ L^3}{648.(E_w.I_w + E_c.I_c)}$ $D_{fc} = \frac{23.P_u.\ L^3}{648.E_w.I_{tr}}$	P_u- carga última aplicada a ½ vão; L-vão da viga; E_w, I_w- parâmetros característicos da madeira; E_c, I_c- parâmetros característicos do betão; I_{tr}- momento de inércia da secção homogeneizada;

3.7. PREPARAÇÃO DOS PAINÉIS PARA ENSAIO

Com o objetivo de se obter uma melhor caracterização do comportamento estrutural do pavimento promoveu-se uma campanha de ensaios de painéis madeira-betão e de vigas de madeira antiga, da mesma natureza dos painéis compósitos.

Este plano de ensaios foi promovido pelo empreiteiro Lúcios e pelo gabinete de projetos A400 com o objetivo de otimizar o processo de reforço da reabilitação de um edifício localizado no casco histórico da cidade do Porto.

O envolvimento das empresas com os laboratórios sediados no meio académico permite uma maior eficácia dos processos de construção que muitas vezes têm caracter empírico.

O plano de ensaios procurou reproduzir da forma mais fiel possível as condições de serviço dos elementos estruturais de madeira objeto de reforço "*in situ*".

3.7.1. REMOÇÃO DAS VIGAS

Foram selecionados os elementos estruturais que apresentavam aparentemente uma maior homogeneidade geométrica com o objetivo de se obter um padrão que se possa considerar representativo.

As extremidades de algumas vigas apresentavam uma diminuição da secção útil da viga devido ao apodrecimento motivado pelo contacto perlongado com humidade. Essa parte da viga foi removida de forma a não introduzir alterações do comportamento no provete (Figura 3.9).



Fig.3.10 - Remoção dos barrotes

3.7.2. PREPARAÇÃO DOS PROVETES

Os provetes foram cuidadosamente preparados e betonados em estaleiro (Figura 3.10). Este trabalho acolheu um grande entusiasmo junto de todos os elementos envolvidos no processo, motivado pelo carater excecional da operação.



Fig.3.11- Preparação dos painéis de madeira.

Foram preparados quatro painéis de acordo a Figura 3.11: dois do tipo A e dois do tipo B (Figuras 3.12 e 3.13).

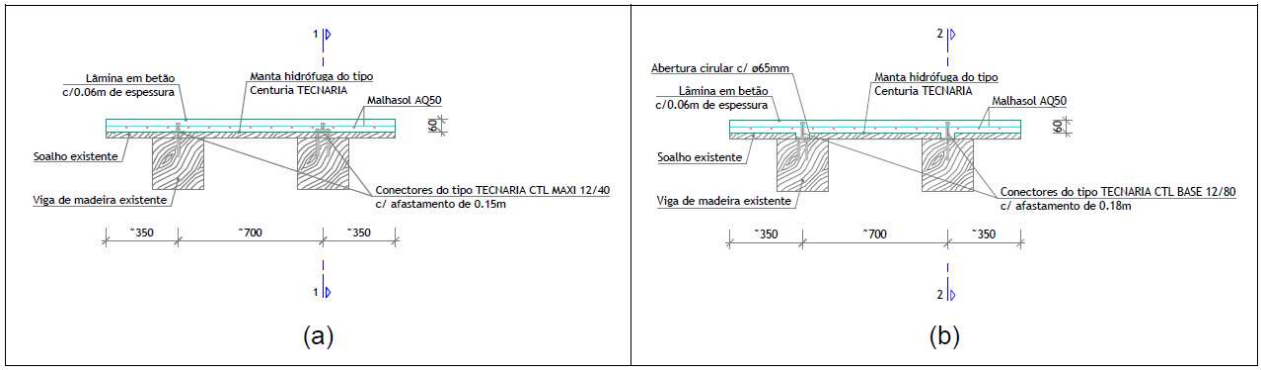


Fig.3.12 - Corte transversal dos provetes: a) Solução do tipo A; b) Solução do tipo B.

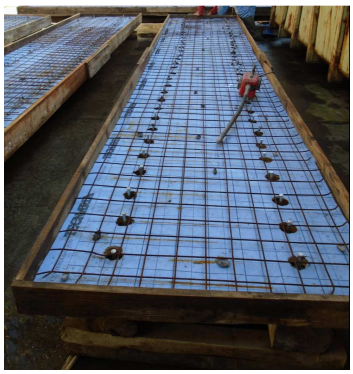


Fig.3.13 - Aplicação dos conetores e da armadura no painel tipo B.



Fig.3.14 - Betonagem do painel tipo B.

Durante a fase de betonagem foram retirados seis cubos de betão de forma a serem ensaiados posteriormente no LESE (Figura 3.14).



Fig.3.15 - Transporte dos painéis para o LESE.

3.8. ENSAIOS DE RIGIDEZ À FLEXÃO E RESISTÊNCIA

Foram preparados 4 provetes de pavimento mistos madeira-betão, 6 cubos de betão extraídos da betonagem da lâmina de compressão e três vigas de madeira.

3.8.1. ENSAIO À FLEXÃO DOS PAVIMENTOS MISTOS

Os provetes dos pavimentos mistos objeto de estudo são apresentados na Figura 3.15 e têm as características apresentadas na Figura 3.11.

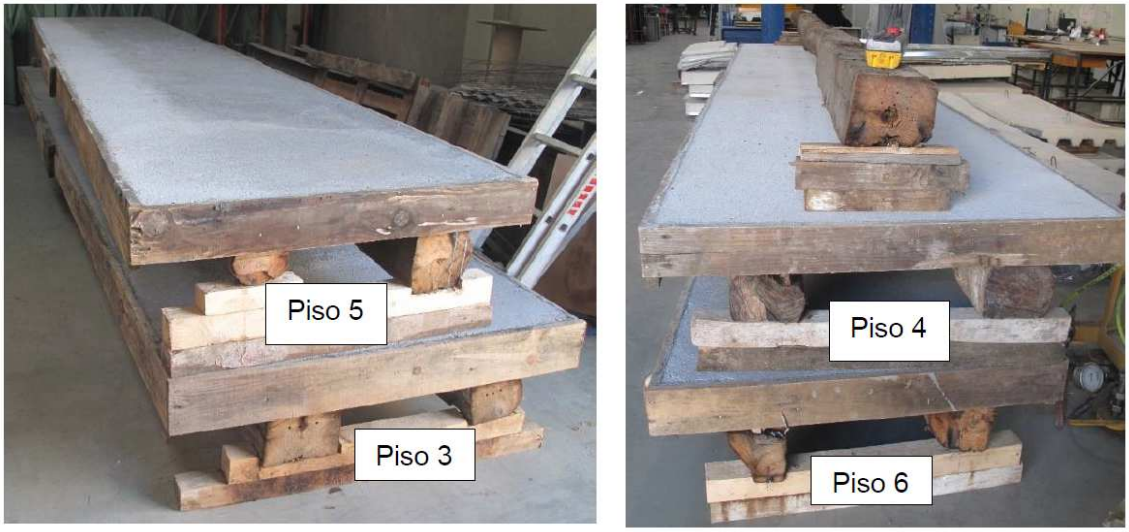


Fig.3.16 - Painéis mistos.

As características geométricas dos provetes e a descrição exaustiva dos ensaios podem ser consultados no Anexo A.3 que foi elaborado pelo LESE.

Apresenta-se nas Tabelas 3.09 e 3.10 os quadros síntese da força distribuída e módulos de flexão secante EI, por escalão de carga obtidos nos ensaios à flexão.

Tabela 3.09 - Parâmetros por escalão de carga; Força distribuída e módulos de flexão secante EI (Anexo A.3).

PAINEL DO TIPO A

PISO 3

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m^2)	d_L (mm)	EI_L (kN·m^2)	d_{mv} (mm)	EI_{mv} (kN·m^2)
10%	11,10	1,19	2,05	13407,68	2,27	12130,50
20%	22,32	2,40	6,60	8383,75	6,70	8259,59
30%	33,51	3,61	9,07	9152,18	9,22	9008,27
40%	44,68	4,81	12,88	8594,83	13,09	8457,04
60%	66,95	7,21	24,10	6882,36	24,30	6825,84
80%	77,59	8,35	30,91	6219,11	31,30	6141,81
100%	111,72	12,03	88,54	3126,29	89,04	3108,70

PISO 5

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m^2)	d_L (mm)	EI_L (kN·m^2)	d_{mv} (mm)	EI_{mv} (kN·m^2)
10%	7,52	0,88	2,40	8159,50	2,12	9276,15
20%	15,04	1,76	5,34	7341,92	4,89	8025,25
30%	22,53	2,64	8,92	6590,89	8,64	6801,20
40%	30,14	3,54	13,64	5762,15	13,32	5901,00
60%	45,18	5,30	27,45	4292,81	26,96	4371,06
80%	60,26	7,07	44,42	3538,39	44,02	3570,14
100%	75,36	8,84	74,98	2621,25	74,50	2638,07

PAINEL DO TIPO B

PISO 4

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m^2)	d_L (mm)	EI_L (kN·m^2)	d_{mv} (mm)	EI_{mv} (kN·m^2)
10%	11,37	1,22	1,43	19576,24	1,72	16316,79
20%	22,91	2,47	3,93	14333,98	4,29	13134,42
30%	30,88	3,33	6,53	11639,69	6,79	11189,43
40%	43,28	4,66	10,61	10047,70	10,93	9748,89
60%	67,01	7,22	21,33	7734,17	21,90	7532,22
80%	91,79	9,89	38,14	5924,77	39,65	5699,16
100%	114,80	12,37	58,20	4856,19	62,50	4522,08

PISO 6

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m^2)	d_L (mm)	EI_L (kN·m^2)	d_{mv} (mm)	EI_{mv} (kN·m^2)
10%	11,48	1,35	2,32	12561,89	2,62	11137,87
20%	23,10	2,72	6,34	9259,97	6,58	8926,41
30%	34,65	4,08	11,24	7841,37	11,51	7652,09
40%	46,20	5,44	17,63	6661,50	17,62	6667,26
60%	69,30	8,16	34,05	5174,71	34,08	5170,13
80%	92,43	10,88	56,51	4158,42	57,13	4113,56
100%	115,59	13,61	86,12	3412,65	86,67	3390,96

Tabela 3.10 - Módulos de flexão secante EI (Anexo A.3).

EI_L obtido de deslocamento na lajeta d_L / EI_V obtido de deslocamento das vigas $d_{m,v}$ ($kN \cdot m^2$)								
Escalão de Carga	Painel A Piso 5		Painel A Piso 3		Painel B Piso 6		Painel B Piso 4	
	EI_L	EI_V	EI_L	EI_V	EI_L	EI_V	EI_L	EI_V
10%	8159,5	9276,2	13407,7	12130,5	12561,9	11137,9	19576,2	16316,8
20%	7341,9	8025,2	8383,8	8259,6	9260,0	8926,4	14334,0	13134,4
30%	6590,9	6801,2	9152,2	9008,3	7841,4	7652,1	11639,7	11189,4
40%	5762,2	5901,0	8594,8	8457,0	6661,5	6667,3	10047,7	9748,9
60%	4292,8	4371,1	6882,4	6825,8	5174,7	5170,1	7734,2	7532,2
80%	3538,4	3570,1	6219,1	6141,8	4158,4	4113,6	5924,8	5699,2
100%	2621,2	2638,1	3126,3	3108,7	3412,6	3391,0	4856,2	4522,1
EI_c Serviço	n.d.		$EI_{c,médio}$		n.d.		$EI_{c,médio}$	
			1º ciclo	2º, 3º ciclos			1º ciclo	2º, 3º ciclos
			10848,4	11391,5			15025,1	15383,4

Legenda:

EI_L = Módulo de Flexão EI (secante), calculado com base em d_L
EI_V = Módulo de Flexão EI (secante), calculado com base em $dm_{,v}$
$EI_{c,médio}$ = Módulo de Flexão EI médio de ciclos carga-descarga em serviço.

Dos ensaios realizados o painel A do piso 5 destaca-se pela menor capacidade de carga e rigidez observada. Suspeita-se que a baixa velocidade de aplicação de carga associada à presença de um nó localizado na seção em que simultaneamente se verificam as tensões tangenciais e normais máximas, estejam na origem do resultado obtido.

Face aos resultados obtidos, maior rigidez e capacidade de carga, optou-se por escolher o painel tipo B para implementar na projeto de reforço do edifício em estudo. Este resultado era expectável devido ao fato do conetor estar aplicado diretamente à viga.

3.8.2. ENSAIO À FLEXÃO DAS VIGAS DE MADEIRA

Foram sujeitas a ensaio de flexão três vigas de madeira antiga de castanho (Castanea Sativa Mill) cujos principais resultados são extraídos do relatório do LESE (Anexo A.3) (Tabelas 3.12 e 3.13).

Tabela 3.11 - Deslocamentos para os patamares de carga para as vigas de madeira (Anexo A.3).

Deslocamento central na viga d_V (mm)			
Escalão de Carga	Viga C Piso 6	Viga C Piso 5	Viga C Piso 4
	d_V	d_V	d_V
10%	10,55	5,34	6,43
20%	22,80	12,13	14,51
30%	33,07	19,14	22,80
40%	43,67	26,80	31,01
60%	66,64	40,93	47,54
80%	92,27	57,00	66,48
100%	146,71	106,18	104,11

Tabela 3.12 - Módulos de flexão secantes e médios para as vigas de madeira (Anexo A.3).

EI_V obtido do deslocamento na viga d_V ($kN \cdot m^2$)						
Escalão de Carga	Viga C Piso 6		Viga C Piso 5		Viga C Piso 4	
	EI_V		EI_V		EI_V	
10%	707,48		526,32		727,24	
20%	656,96		458,52		641,90	
30%	676,38		440,13		612,31	
40%	683,75		415,65		602,57	
60%	671,92		405,78		587,69	
80%	646,31		389,77		561,14	
100%	507,76		261,38		446,93	
EI_c Serviço	$EI_{c,médio}$		$EI_{c,médio}$		$EI_{c,médio}$	
	1º ciclo	2º, 3º, 4º ciclos	1º ciclo	2º, 3º ciclos	1º ciclo	2º, 3º ciclos
	709,08	724,76	445,73	450,23	619,19	631,15

Força total aplicada (kN) / Força distribuída equivalente (kN/m) / Momento máximo (kN·m)									
Escalão de Carga	Viga C Piso 6			Viga C Piso 5			Viga C Piso 4		
	(kN)	(kN/m)	(kN·m)	(kN)	(kN/m)	(kN·m)	(kN)	(kN/m)	(kN·m)
10%	2,94	0,36	2,48	1,08	0,13	0,92	1,89	0,23	1,58
20%	5,89	0,71	4,98	2,13	0,26	1,82	3,76	0,46	3,14
30%	8,80	1,07	7,44	3,23	0,39	2,76	5,63	0,69	4,71
40%	11,74	1,42	9,92	4,27	0,52	3,65	7,54	0,92	6,30
60%	17,61	2,14	14,88	6,37	0,77	5,44	11,28	1,37	9,42
80%	23,46	2,84	19,82	8,52	1,03	7,28	15,06	1,83	12,57
100%	**29,30**	3,55	24,76	**10,64**	1,29	9,10	**18,78**	2,28	15,68



Fig.3.17 - Viga C-piso 6 Deformada para a força máxima.

A dispersão de resultados obtidos nesta amostra de três provetes está em linha com as conclusões obtidas por Franco [15] e Ramos [16] em teses de mestrado em que promovem uma campanha de ensaios mais ampla de vigas de madeira antiga de acordo com a comparação das propriedades apresentadas na tabela 3.14.

Tabela 3.13– Propriedades mecânicas do castanho - madeira antiga.

Propriedades mecânicas – Castanho - vigas ensaiadas			
		Franco (2008) [15]	Ensaio LESE
E_{mean}	Módulo de elasticidade médio	8.00 N/mm²	4.11 N/mm²
$F_{m,k}$	Resistência característica à flexão	21.0 N/mm²	6.90 N/mm² (*)

(*) – Não foi tido em conta o valor da Viga C Piso 5, por se tratar de um resultado influenciado por um defeito na viga (fenda longitudinal – Ver Anexo A.3).

O reduzido número de elementos ensaiados não nos permite tirar conclusões, antes pelo contrário, contribui para reforçar a postura conservadora que deveremos ter quando trabalhamos com materiais com estas características.

3.8.3. ENSAIO À COMPRESSÃO DOS PROVETES DE BETÃO

São apresentados os resultados obtidos através de ensaios de compressão de seis provetes retirados duranta a fase de betonagem das lajetas de betão.

Tabela 3.15 - Resultados obtidos nos ensaios aos provetes cúbicos de betão (Anexo A.3).

Provete	Idade (dias)	Massa (kg)	γ (kg/m³)	Força máxima (kN)	Área (mm²)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio (MPa)	δ (%)
P1	18	7,844	2324,1	1061,1	22500	47,16	45,33	1,8	4,0
P2		7,829	2319,7	979,4		43,53			
P3		7,796	2309,9	1019,0		45,29			
P4	63	7,825	2318,5	1308,1		58,14	57,88	1,3	2,3
P5		7,785	2306,7	1270,5		56,47			
P6		7,841	2323,3	1328,6		59,05			

γ = Peso volúmico da amostra
f_c = Tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm} = Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
δ = Coeficiente de variação (Desvio/f_{cm})

Os resultados obtidos superam os parâmetros de cálculo previsíveis o que nos permite focar mais o estudo nos elementos de difícil caracterização como o a madeira e os elementos de ligação madeira/betão.

4

ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO ATRAVÉS DE MODELOS NUMÉRICOS E DE MODELOS SIMPLIFICADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada uma análise estrutural de um tramo de pavimento misto de madeira/betão existente com recurso à elaboração de um modelo numérico. Tal análise teve como principal objetivo reproduzir, de modo mais próximo possível, o comportamento real do pavimento quando solicitado face a ações verticais. Neste sentido, a modelação do elemento conetor entre a viga de madeira e a lâmina de betão torna-se essencial para que o verdadeiro comportamento possa ser devidamente reproduzido.

A modelação numérica dos elementos estruturais foi alvo de calibração com base nos ensaios destrutivos elaborados pelo LESE em provetes à escala real extraídos da obra em estudo (Anexo A.3).

Numa fase inicial, elaborou-se um modelo numérico da viga de madeira isolada, onde foi efetuada a calibração do seu módulo de elasticidade para os vários escalões de carregamento. O modelo calibrado da viga isolada serviu de base para a elaboração do modelo de um tramo de pavimento misto de madeira/betão, onde foram introduzidas as caraterísticas geométricas dos restantes elementos estruturais e as caraterísticas mecânicas elásticas dos respetivos materiais. A calibração deste modelo numérico foi conseguida através da modelação não-linear do comportamento do elemento conetor entre a viga de madeira e a lajeta de betão para os vários escalões de carregamento.

Os resultados obtidos no ensaio do tramo de pavimento misto de madeira/betão utilizado para calibração do modelo numérico foram objeto de comparação com os resultados obtidos através de metodologias simplificadas baseadas no EC5 [1].

4.2. MODELO NUMÉRICO

A elaboração do modelo numérico foi efetuada com recurso ao programa comercial de cálculo automático baseado em elementos finitos SAP2000 V14.2.4.

4.2.1. ESQUEMA ESTRUTURAL

O desenvolvimento do modelo numérico teve como base o esquema estrutural adotado para o *setup* dos ensaios destrutivos a provetes à escala real elaborados no LESE (Anexo A.3), no âmbito da obra em estudo, uma vez que se pretende a posterior calibração do modelo numérico com base nos resultados obtidos nos ensaios.

O esquema estrutural apresentado foi o mesmo adotado quer para o ensaio da viga de madeira isolada quer para o ensaio do painel de laje mista (madeira/betão). Este consiste num provete (painel de laje mista/viga de madeira) simplesmente apoiado nas extremidades, onde é aplicado um par de cargas iguais entre si, uniformemente distribuídas a cutelo (i.e. lineares) na direção transversal a toda a largura do painel. As cargas foram dispostas simetricamente em relação ao meio-vão, portanto à mesma distância aos apoios, como demonstra a (Figura 4.1).

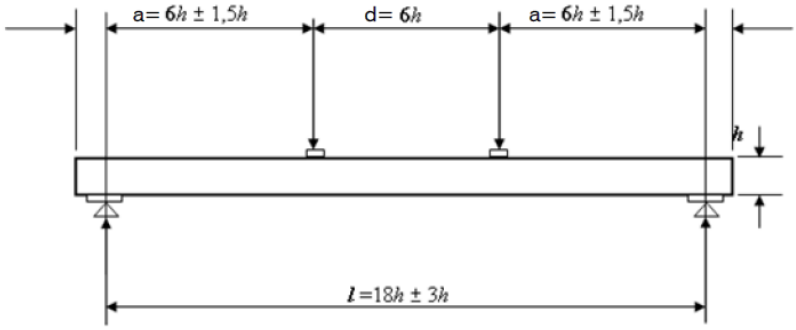


Fig. 4.1 – Esquema de ensaio adotado nos ensaios destrutivos (Anexo A.3).

Os valores adotados na modelação para as variáveis apresentadas na Figura 4.1 foram os seguintes:

- a = 1.69m
- d = 1.92m
- l = 5.30m

4.2.2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA VIGA DE MADEIRA ISOLADA

A viga de madeira considerada para a elaboração do modelo numérico corresponde à Viga C Piso 4, uma viga de madeira de castanho, cujos resultados do ensaio poderão ser consultados no Anexo A.3. Esta viga foi extraída em obra juntamente com as vigas utilizadas para a execução do painel de laje Painel B Piso 4 (Anexo A.3). A modelação desta viga em específico tem como principal objetivo calibrar o seu comportamento com base nos resultados do ensaio para posterior modelação numérica do tramo de painel de laje Painel B Piso 4, estudado na secção 4.2.3 do presente capítulo. Tal consideração foi tomada uma vez que as vigas utilizadas para a execução do painel não foram alvo de ensaio isolado (apenas ensaiadas como elemento composto), optando-se por admitir que o comportamento mecânico da Viga C Piso 4 seja análogo ao destas, visto ter sido extraída de uma posição *in situ* contígua e

apresentar caraterísticas bastante semelhantes, especialmente no que respeita à espécie da madeira, secção média e imperfeições. O facto da resposta em termos de rigidez do ensaio da Viga C Piso ser bastante semelhante ao da Viga C Piso 4 (essencialmente para níveis de carga de serviço, embora sendo de outro piso), fundamenta a opção tomada.

A modelação da viga de madeira, cuja secção transversal média retangular é de $0.19x0.21m^2$, foi efetuada com recurso a elementos finitos volumétricos de 8 nós (*bricks*), de dimensões aproximadas de $25x25x25mm^3$, de modo a que fosse viável a posterior modelação geométrica da conexão e respetiva ligação mecânica à viga de madeira (secção 4.2.3). No total, a viga é discretizada em 16128 *bricks* (Figura 4.2).

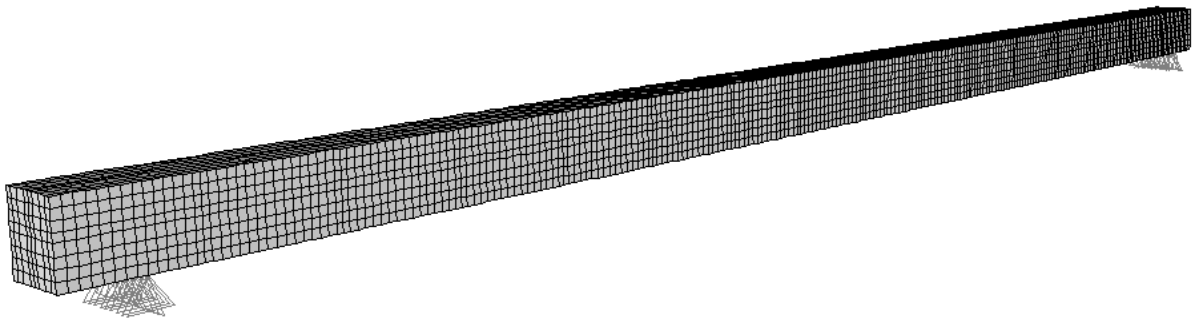


Fig. 4.2 – Modelo numérico da viga de madeira com recurso a elementos finitos volumétricos (*bricks*).

Os apoios nas extremidades da viga foram modelados com recurso a suportes nos nós dos elementos volumétricos localizados na face inferior da viga (de acordo com o esquema estrutural demonstrado na Figura 4.1) com restrições dos graus de liberdade de translação (Ux, Uy e Uz) e libertação das rotações (Rx, Ry e Rz). O carregamento aplicado à viga foi modelado através de duas cargas lineares uniformemente distribuídas ao longo da largura da viga, posicionadas de acordo com a Figura 4.1, cuja resultante corresponde à carga de ensaio para cada escalão de carregamento.

A calibração do modelo numérico da viga foi efetuada com base nos resultados do ensaio (Anexo A.3), através da variação do módulo de elasticidade nos vários escalões de carregamento até atingida a carga de rotura do ensaio. A variação do módulo de elasticidade foi reproduzida através do modo de faseamento construtivo (*staged construction analysis type*) disponível no SAP2000, onde se calibrou a resposta da viga para cada escalão de carregamento de modo a obter o deslocamento medido no ensaio.

No Tabela 4.1 é apresentada a rigidez à flexão da viga e respetivo deslocamento a meio-vão para os vários escalões de carregamento.

Tabela 4.1 – Rigidez à flexão da Viga C Piso 4 (Anexo A.3).

Escalão de carga	EI [kN.m2]	Deslocamento [mm]
10%	727.24	6.43
20%	641.90	14.51
30%	612.31	22.80
40%	602.57	31.01
60%	587.69	47.54
80%	561.14	66.48
100% (*)	446.93	104.11

(*) – Escalão de carga de 100% corresponde à carga de rotura

(Carga total = 18.78 kN; Carga por ponto de carregamento = 9.39kN)

4.2.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO TROÇO DE PAVIMENTO MISTO DE MADEIRA/BETÃO

O painel selecionado para a elaboração do modelo numérico do pavimento misto de madeira/betão foi o Painel B Piso 4 (Anexo A.3), pois corresponde à solução que foi efetivamente implementada em obra. Trata-se de um painel constituído por duas vigas de madeira com afastamento médio entre si de 0.70m, sobre as quais assentam réguas de soalho em pinho com 0.03m de espessura. No alinhamento longitudinal das vigas são dispostos os conetores do tipo Tecnaria CTL Base 12/80 com afastamentos de 0.18m (em disposição alternada, como demonstrado na Figura 4.3). A aplicação destes conetores previu a execução de uma abertura circular de 0.065m de diâmetro, de modo a que sua fixação fosse efetuada diretamente na viga (Figura 4.4).

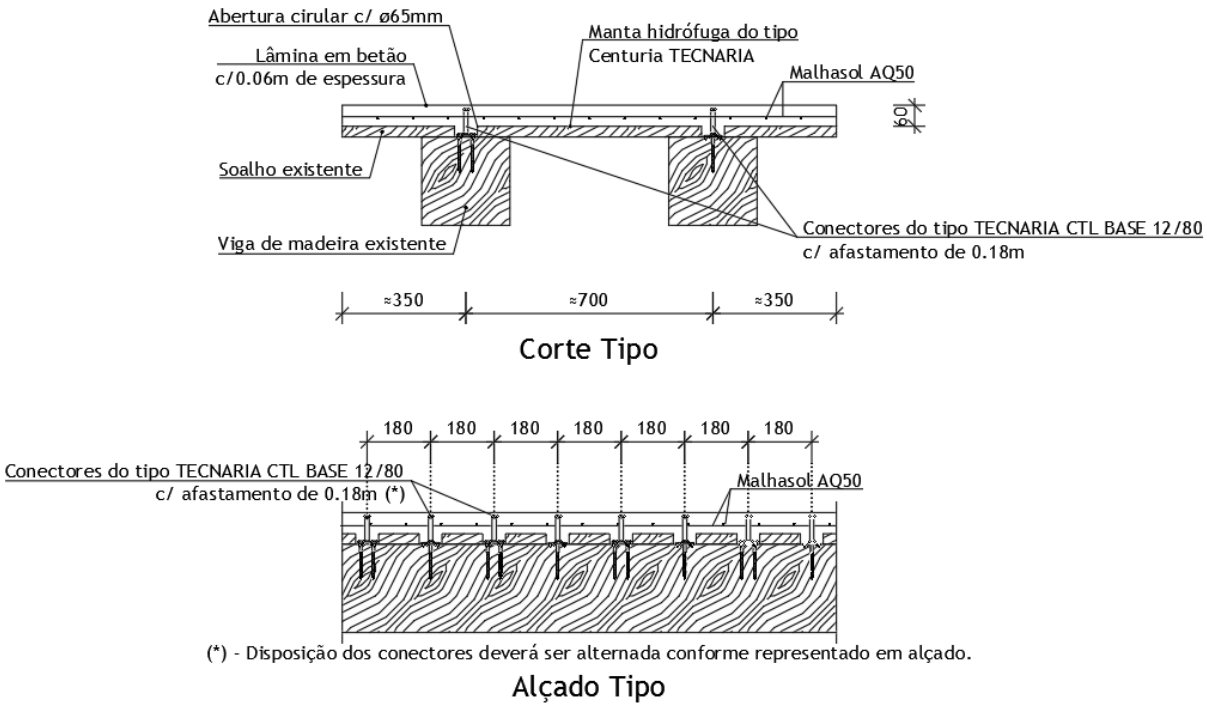


Fig. 4.3 – Constituição do Painel B Piso 4 (Corte tipo e Alçado Tipo).

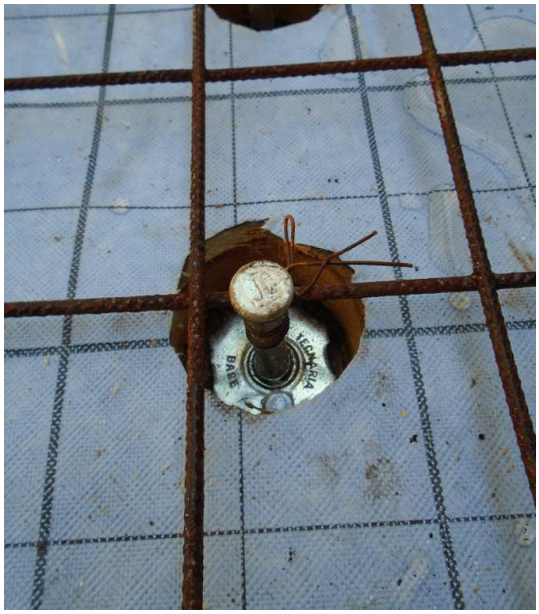


Fig. 4.4 – Pormenor da fixação do conetor à viga de madeira com entalhe no soalho.

Sobre o soalho encontra-se a lajeta de betão convencional, com espessura variável entre 0.06m (junto aos apoios) e cerca de 0.10m (secção a meio-vão), com uma malha eletrossoldada do tipo AQ50 ao eixo (Figura 4.5). A variação da espessura do betão deve-se ao facto das vigas possuírem uma deformada existente, que se foi desenvolvendo ao longo do período de utilização do pavimento onde estavam inseridas (estrutura existente com mais de 50 anos), e ter sido efetuada a regularização da face superior da lajeta de betão durante a betonagem.



Fig. 4.5 – Painel B Piso 4: Variação da espessura da lajeta de betão.

Tal como referido anteriormente, o modelo numérico do Painel B piso 4 foi elaborado com base no modelo calibrado da Viga C Piso 4 (secção 4.2.2).

A modelação da lajeta de betão foi efetuada com recurso a elementos finitos volumétricos de 8 nós (*bricks*), de dimensões aproximadas de 175x175x(30-70)mm^3, de modo a que fosse viável a posterior modelação geométrica da conexão e respetiva ligação mecânica à lajeta. Uma vez que o Painel B Piso 4 é aproximadamente simétrico em relação ao seu eixo longitudinal, optou-se, por facilidade e rapidez de cálculo, pela modelação de um troço de painel constituído por uma viga de madeira com a lajeta de betão correspondente à respetiva largura de influência (apróx. 0.70m).

No total, a lajeta é discretizada em 272 *bricks* (Figura 4.6). O material constituinte destes elementos finitos apresenta um comportamento elástico com as caraterísticas apresentadas na Tabela 4.2, as quais foram determinadas em ensaios a provetes de betão da mesma amassadura do betão aplicado na lajeta do Painel B Piso 4. Importa referir que os ensaios aos provetes de betão decorreram no mesmo período do ensaio do painel, pelo que se poderá assumir que o betão da lajeta apresentava à data do ensaio as mesmas caraterísticas mecânicas determinadas para os provetes.

Tabela 4.2 – Resultados obtidos nos ensaios aos provetes cúbicos de betão aos 18 dias (Anexo A.3).

Provete	Idade [dias]	Massa [kg]	γ [kg/m^3]	Força máx. [kN]	Área [mm^2]	f_c [Mpa]	f_{cm} [Mpa]	Ecm [GPa]
P1	18	7.84	2324.1	1061.1	22500	47.16	45.33	34.62
P2		7.83	2319.7	979.4		43.53		
P3		7.80	2309.9	1019.0		45.29		

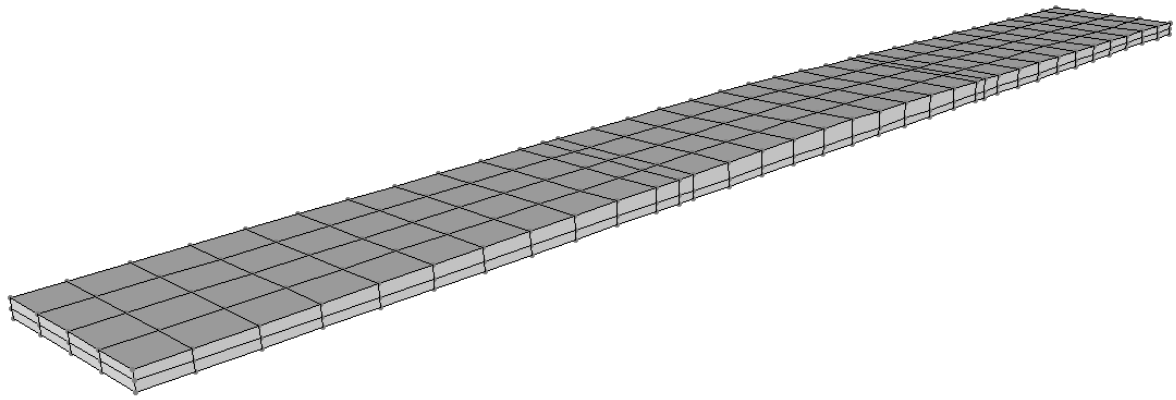
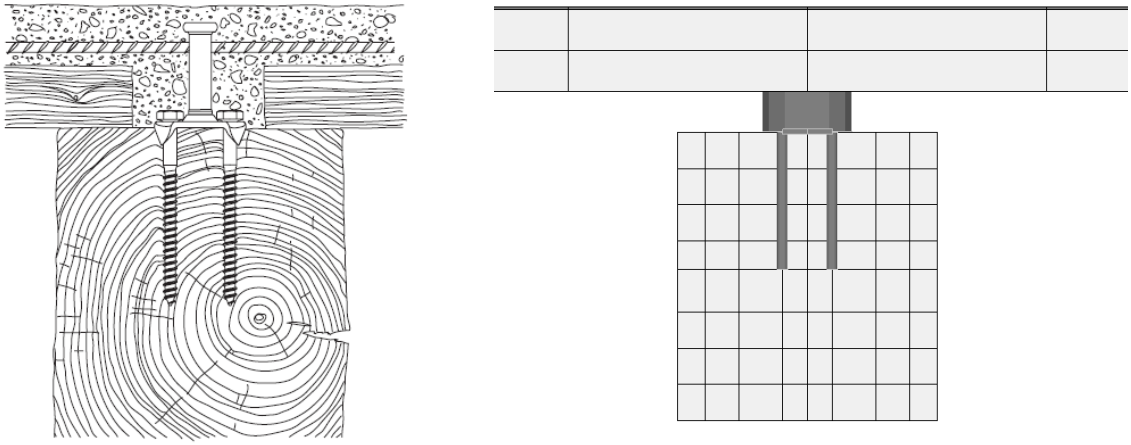


Fig. 4.6 – Modelo numérico da lajeta de betão com recurso a elementos finitos volumétricos (*bricks*).

Relativamente ao elemento conetor, este foi modelado com recurso a elementos de barra (*frames*), na reprodução do perno e dos dois parafusos de fixação à madeira (ambos com 8mm de diâmetro e 100mm de comprimento), e elementos de casca (*shells*) discretizados em dimensões de apróx. 25x25mm2 na reprodução da chapa de base que promove a ligação entre o perno e os parafusos (de dimensões 50x50mm2 e 4mm de espessura).

No que respeita a perno do conetor, uma vez que este se encontra envolvido por um cilindro em betão de 65mm de diâmetro na zona entre a lajeta e a viga de madeira, este foi modelado com uma barra de secção circular de 65mm de diâmetro homogeneizada em betão. No total, foram modelados 31 conetores com afastamentos de 0.18m entre eles (93 *frames* e 124 *shells*) (Figura 4.7).

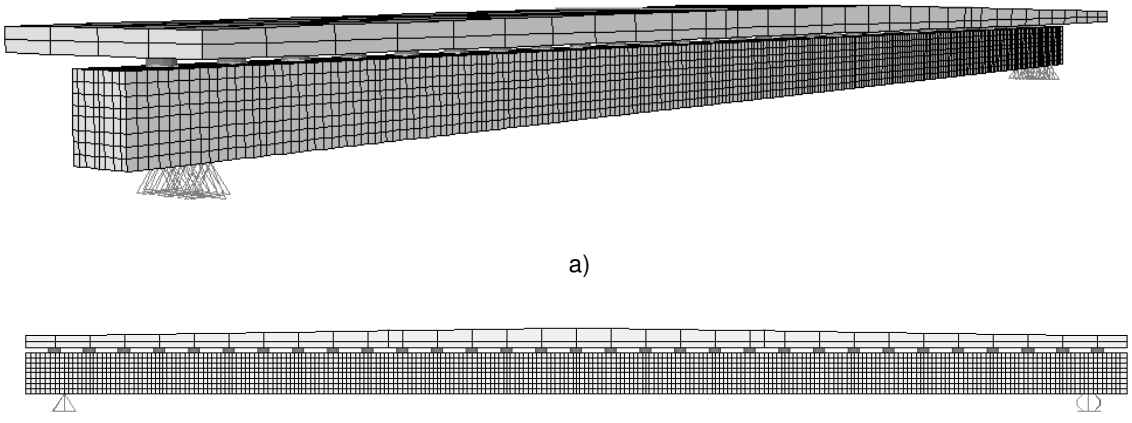


a) b)

Fig. 4.7 – Modelo numérico do conetor e respetiva ligação aos elementos da viga de madeira (*bricks*).

O carregamento aplicado ao painel foi modelado através de duas cargas lineares uniformemente distribuídas ao longo da largura da lajeta de betão, posicionadas de acordo com a Figura 4.1, cuja resultante corresponde carga de ensaio para cada escalão de carregamento.

A Figura 4.8 ilustra o modelo numérico do conjunto constituinte da laje de pavimento.



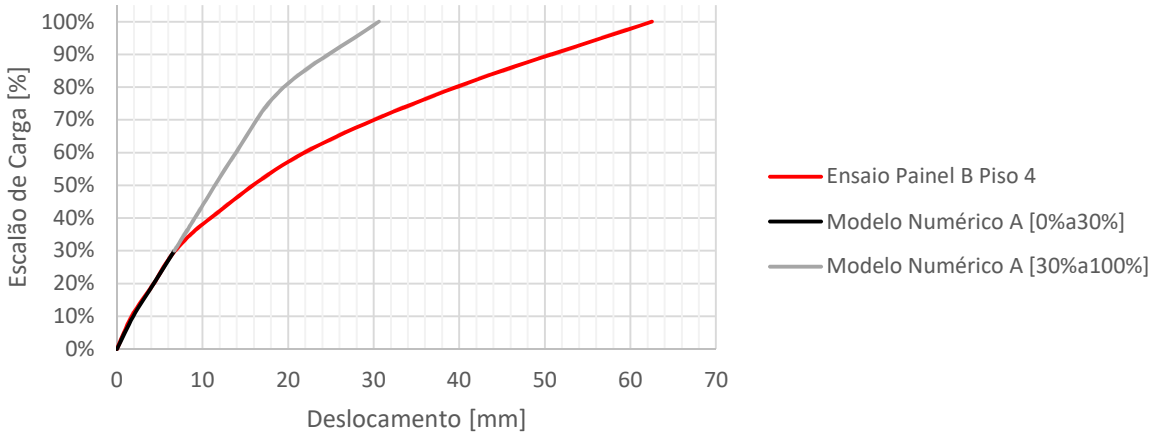
a)

b)

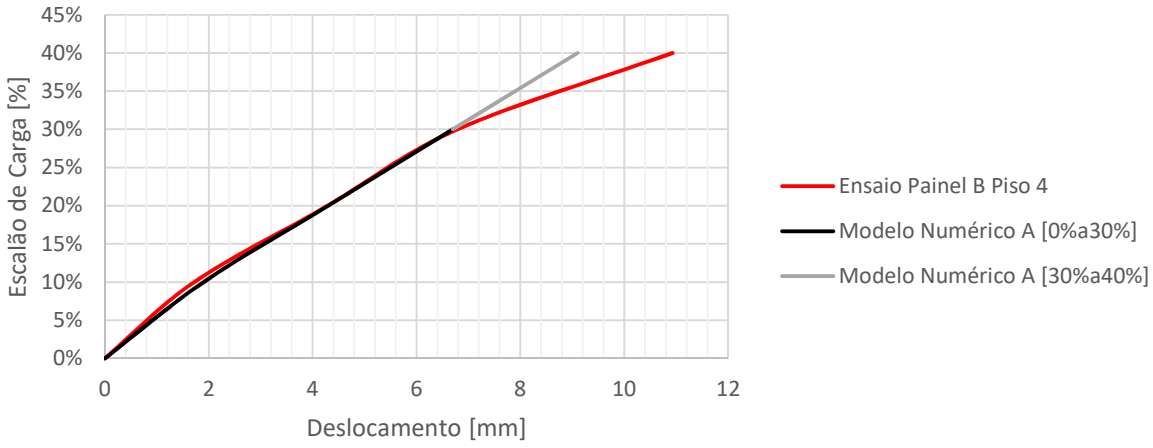
Fig. 4.8 – Modelo numérico do pavimento misto madeira/betão.

4.2.4. Resposta do modelo numérico a escalões de carga entre 0% e 30% da carga de rotura

A resposta força/deslocamento do modelo numérico para os escalões de carregamento entre 0% e 100% da carga de rotura apresentada na Figura 4.9 teve em consideração o comportamento elástico linear dos materiais da conexão e lajeta e o comportamento não linear do material da viga de madeira, conforme calibração efetuada na secção 4.2.2. Este modelo será designado adiante como Modelo Numérico A.



a)



b)

Fig. 4.9 – Diagramas força/deslocamento do Modelo Numérico A e do ensaio do Painel B Piso 4: a) Escalão de carga de 0% a 100%; b) Escalão de carga de 0% a 40%.

Na Figura 4.9 também poderá ser observada a curva força/deslocamento obtida no ensaio do Painel B Piso 4 até à carga de rotura. Note-se que entre o escalão de carga de 0% e 30%, a resposta do Modelo Numérico A é bastante próxima da resposta obtida no ensaio do painel, pelo que se poderá assumir que neste intervalo de carga o painel apresenta um comportamento elástico. No entanto, é possível observar que este tipo de comportamento deixa de se verificar para os escalões de carga acima dos 30% da carga de rotura, uma vez que, para o escalão de carga de 40%, o modelo numérico apresenta uma rigidez

superior à do ensaio em cerca de 20% (Figura 4.9 b)). Este facto permite concluir que no painel ensaiado, entre o escalão de carga dos 30% e dos 40% ocorreu uma quebra de rigidez na conexão entre a viga de madeira e a lajeta de betão. De acordo com [17], é expetável que a quebra de rigidez da conexão se dê devido a movimentos relativos entre o entalhe cilíndrico em betão existente ao nível do soalho e a lajeta de betão (Figura 4.10). No entanto, para que tal aconteça, o entalhe cilíndrico terá de ter o seu movimento tangencial restringido pelo soalho. Embora o soalho não tenha sido modelado, por se desprezar a sua contribuição como diafragma (existência de folgas nas juntas entre as réguas do soalho), a sua contribuição para a criação do mecanismo de entalhe supra mencionado não poderá ser ignorada, uma vez que este se encontra fixo à viga de madeira através de diversas ligações metálicas (pregos), as quais impedem o seu movimento tangencial em relação à viga de madeira.

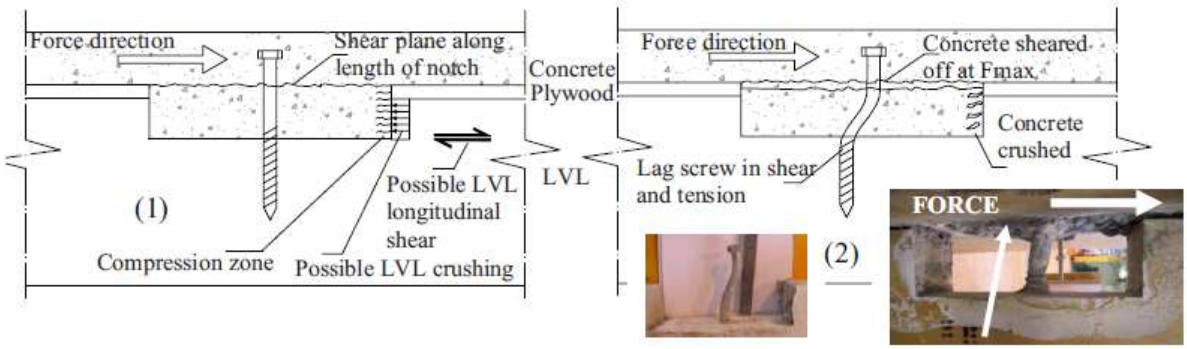


Fig. 4.10 – Mecanismos de rotura e comportamento de uma ligação entalhada entre uma lâmina de betão e uma viga de madeira observados em ensaios experimentais [7].

Na Figura 4.11 é apresentada a distribuição de tensões normais na secção de meio-vão da viga de madeira e da lajeta de betão resultantes da flexão, as quais foram obtidas através do Modelo Numérico A para o escalão de carregamento entre 0% e 30%.

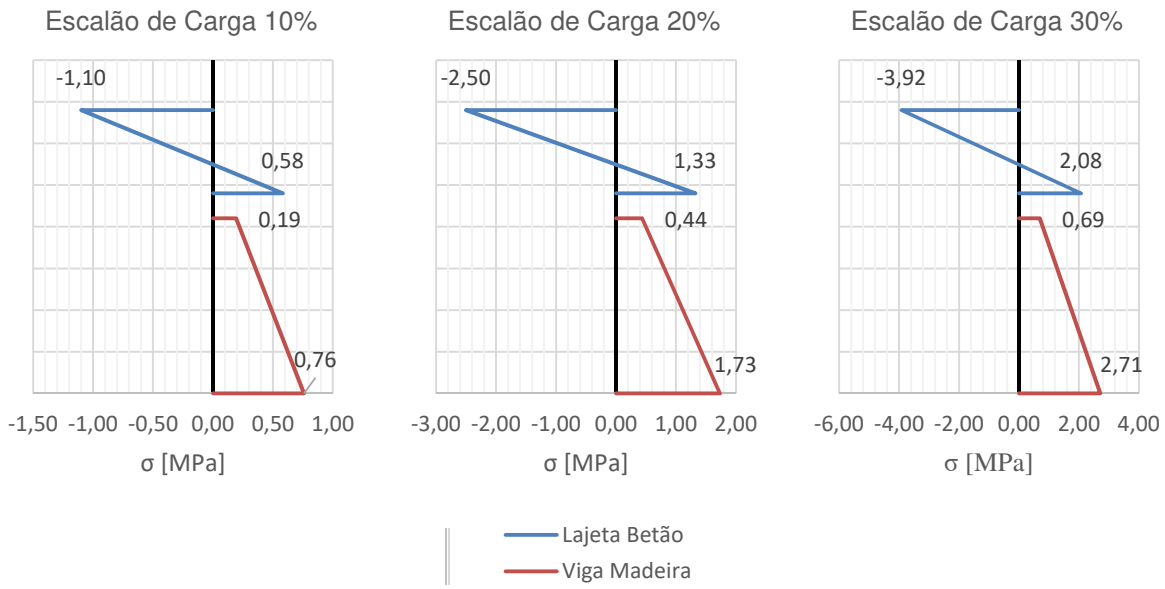


Fig. 4.11 – Tensões normais na secção de meio-vão para os escalões de carga de 0% a 30%.

4.2.5. RESPOSTA DO MODELO NUMÉRICO A ESCALÕES DE CARGA ACIMA DOS 30% DA CARGA DE ROTURA

Com o intuito de introduzir no modelo numérico a quebra de rigidez referida na secção 4.2.4, a qual se manifestou no painel ensaiado a partir do escalão de carregamento de 30%, e tendo em consideração a contribuição do soalho para a criação do mecanismo de entalhe mencionado na secção anterior (4.2.4), optou-se pela realização das seguintes alterações ao Modelo Numério A:

- Diminuição para 0.10GPa do módulo de elasticidade do betão atribuído à barra do perno do conetor, modelado através de uma secção circular de 65mm de diâmetro. Esta redução pretende atribuir apenas uma rigidez residual do betão, refletindo uma quebra de rigidez do betão devido a mecanismos de fissuração e permitir que seja o perno metálico a transferir grande parte do corte e a formar rótulas plásticas nas suas extremidades (Figura 4.10), ocorrendo redistribuição de corte para os restantes conetores. Esta barra será designada adiante como entalhe em betão;
- Introdução do perno metálico do conetor com 12mm de diâmetro através de uma barra sobreposta com a barra do entalhe em betão;
- Atribuição de uma lei não-linear material na ligação do perno do conetor metálico com a chapa e com a lajeta de betão, através da introdução de rótulas plásticas não lineares (*hinges*). Para a curva tensão/extensão adotada no comportamento não-linear do aço nas rótulas plásticas, recorreu-se à curva padrão do aço disponibilizada pelo SAP2000, onde foram definidas as propriedades do aço dos conetores: E_s=210GPa; F_y=350MPa; F_u=450MPa (Figura 4.12);
- Limitação das tensões de tração no betão da lajeta a valores próximos do valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples (f_{ctm}=2.90MPa).

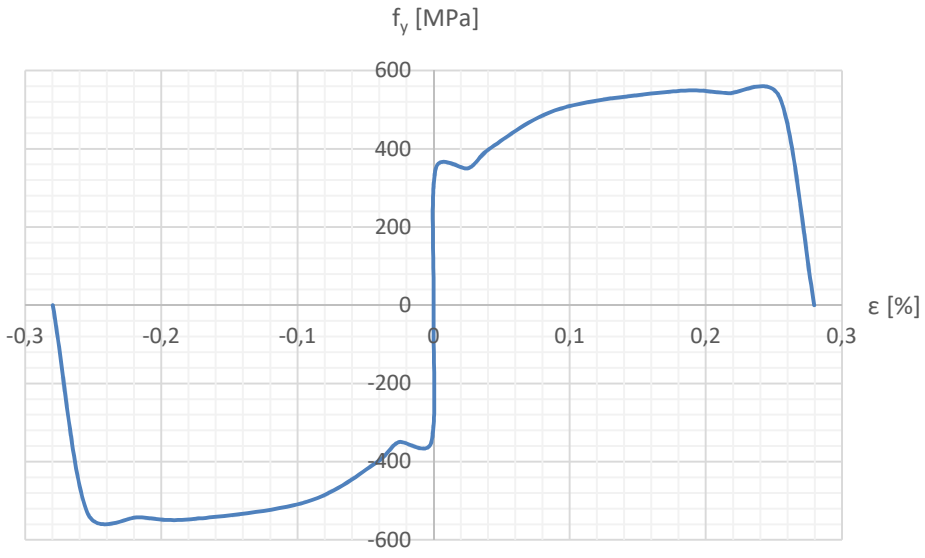


Fig. 4.12 – Diagrama tensões/extensões do aço pré-definida no SAP2000 (E_s=210GPa; F_y=350MPa; F_u=450MPa).

O modelo onde foram introduzidas estas alterações será designado adiante como Modelo Numérico B. A introdução da não-linearidade material no perno metálico do elemento conetor permitiu tornar a ligação entre a viga de madeira e a lajeta de betão mais flexível, formando-se o mecanismo demonstrado na Figura 4.10, o qual conduz à distribuição do esforço tangencial mobilizado pelos conetores junto do apoio para os conetores mais próximos do meio-vão (Figura 4.15 e 4.16).

Apesar da baixa rigidez do entalhe em betão modelado através de uma secção circular de 65mm de diâmetro com um módulo de elasticidade residual (E=0.10GPa), observou-se que este elemento possui capacidade de transmitir algum corte entre a viga de madeira e a lajeta de betão. Quando o esforço rasante induz tensões de corte no cilindro de betão que envolve o conetor superiores às tensões características resistente ao corte, esta transferência de corte é possível através da mobilização do atrito entre o entalhe a lajeta de betão, uma vez que, de acordo com o disposto em 6.2.5 do EC2 [18], a resistência da junta (rugosa) entre o entalhe e a lajeta de betão é de 17.50kN.

A resposta força/deslocamento do Modelo Numérico B e do ensaio do Painel B Piso 4 para os escalões de carregamento entre 30% e 100% é demonstrada na Figura 4.13 Será de referir que a aproximação dos resultados entre o Modelo Numérico B e o ensaio do Painel B Piso 4 permite concluir que a modelação numérica efetuada permite reproduzir, de uma forma satisfatória, o comportamento não-linear da conexão ao longo dos vários escalões de carregamento até à carga de rotura do ensaio. Na Figura 4.14 e na Tabela 4.3 é representada a resposta do modelo numérico e Painel B Piso 4 para todos os escalões de carregamento.

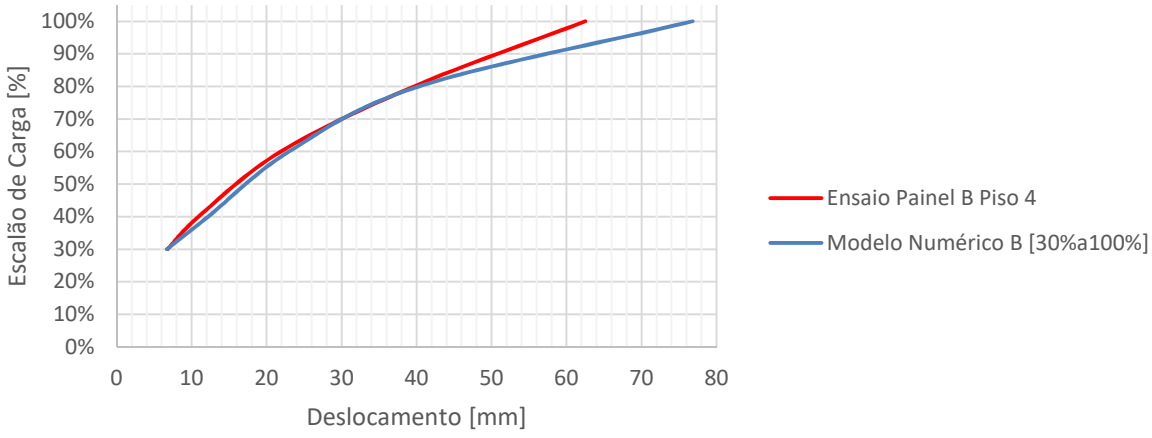


Fig. 4.13 – Diagramas força/deslocamento do Modelo Numérico B e do ensaio do Painel B Piso 4 para o escalão de carga de 30% a 100%.

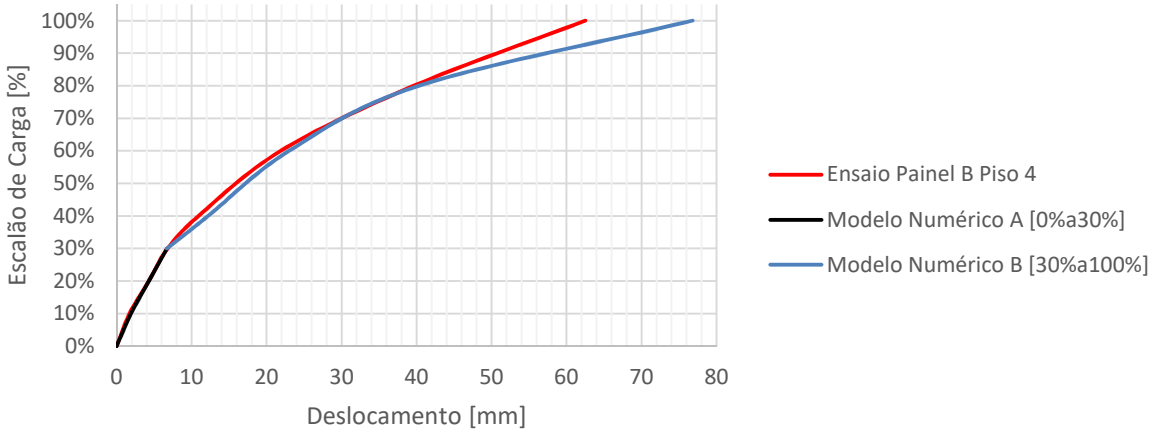


Fig. 4.14 – Diagramas força/deslocamento do Modelo Numérico e do ensaio do Painel B Piso 4 para o escalão de carga de 0% a 100%.

Tabela 4.3 – Deslocamentos do Modelo Numérico e do ensaio do Painel B Piso 4 para o escalão de carga de 0% a 100%.

Escalão de Carga	Desl. Modelo [mm]	Desl. Ensaio [mm]
0%	0	0
10%	1.9	1.72
20%	4.3	4.29
30%	6.7	6.79
40%	12.2	10.93
60%	23	21.9
80%	40.3	39.65
100% (*)	76.8	62.5

(*) – Escalão de carga de 100% corresponde à carga de rotura

(Carga total = 114.80 kN; Carga por ponto de carregamento = 57.40kN)

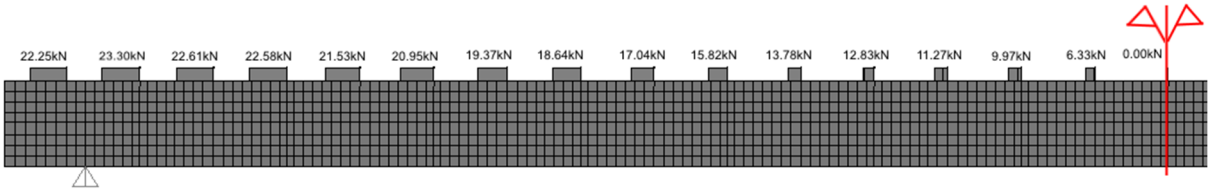
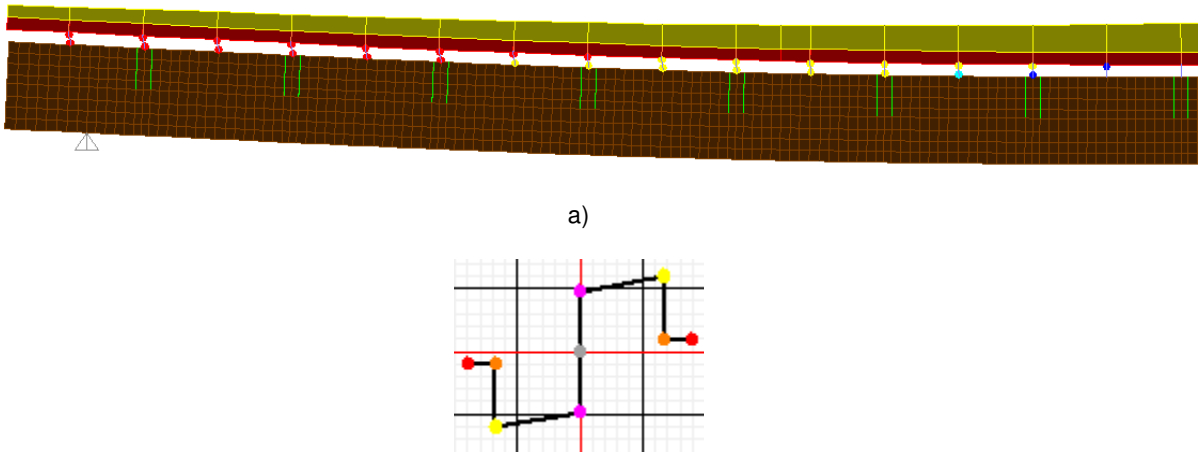


Fig. 4.15 – Esforço transverso na conexão para o escalão de carga de 100%.



a)

b)

Fig. 4.16 – Formação de rótulas plásticas no elemento conetor para o escalão de carga de 100%: a) Identificação com cores das rótulas plásticas; b) Localização da extensão do aço no diagrama tensões/extensões do aço.

Nas Figuras 4.17 e 4.18 é apresentada a distribuição de tensões normais na secção de meio-vão da viga de madeira e da lajeta de betão resultantes da flexão, as quais foram obtidas através do Modelo Numérico B para o escalão de carregamento entre 30% e 100%. Note-se que, após a partir do escalão de carga de 40%, as tensões de tração no betão da lajeta atingem o seu limite (fctm=2.90MPa), contribuindo para a quebra de rigidez observada entre o escalão de carga de 30% e 40% (Figura 4.9).

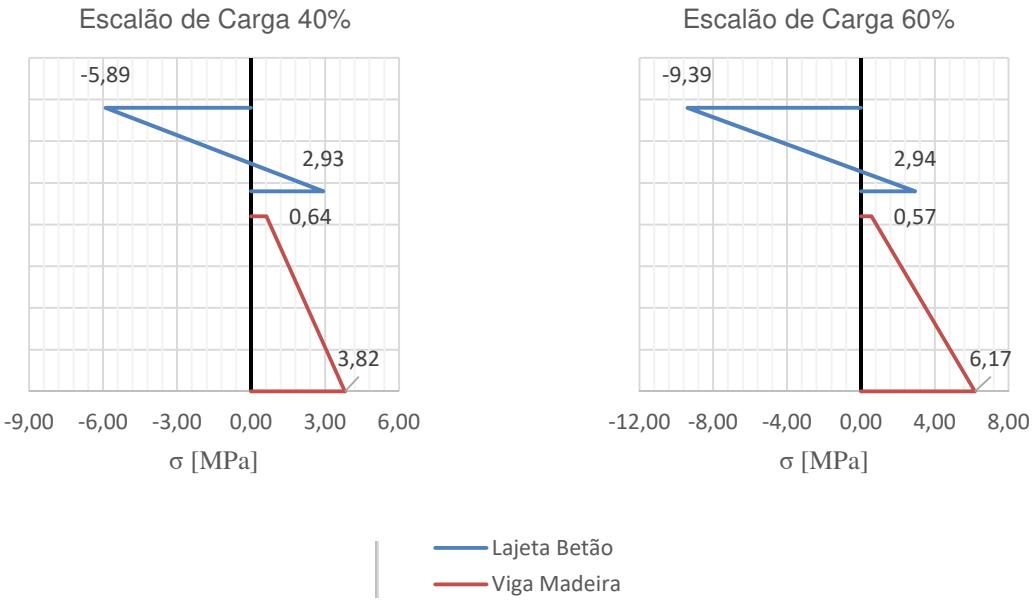


Fig. 4.17 – Tensões normais na secção de meio-vão para os escalões de carga de 40% e 60%.

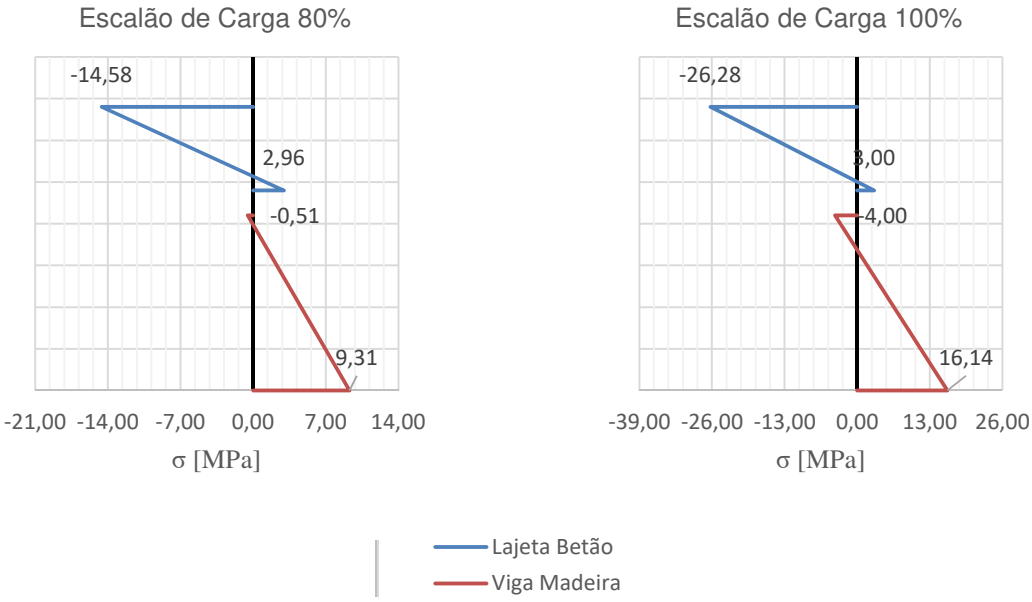


Fig. 4.18 – Tensões normais na secção de meio-vão para os escalões de carga de 80% e 100%.

4.3. MODELOS DE ANÁLISE SIMPLIFICADOS

O modelo simplificado utilizado na análise do troço de painel modelado no subcapítulo anterior através de modelos de elementos finitos (subcapítulo 4.2) tem como base os pressupostos descritos no anexo B do EC 5 [1] para vigas com ligadores mecânicos, cuja formulação teórica é apresentada no Capítulo 3 da presente dissertação. Neste subcapítulo são apresentados os principais resultados obtidos através da análise simplificada do Painel B Piso 4, assim como os resultados provenientes do programa de cálculo disponibilizado pelo fabricante dos conetores utilizados nos painéis ensaiados.

4.3.1. AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO

O cálculo do módulo de deslizamento em serviço da conexão entre a viga de madeira e a lajeta de betão (K_{ser}) poderá ser calculado por via analítica através da expressão apresentada na Tabela 3.3 (adaptado do EC5 [1]), atendendo ao disposto em 7.1(3) do EC5 [1] que prevê um coeficiente de majoração do K_{ser} igual a 2, caso a ligação seja entre madeira/betão. O valor do módulo de deslizamento em estado limite último (K_u) poderá ser considerado igual a $2/3K_{ser}$, conforme disposto no ponto 2.2.2(2) do EC5 [1].

Recorrendo à expressão apresentada na Tabela 3.3 para ligações aparafusadas (*screws*), aplicável aos dois parafusos de 8mm de diâmetro que fazem a ligação do conetores utilizados no Painel B Piso 4 às vigas de madeira, e ao disposto no 7.1(3) do EC5 [1], os valores obtidos de K_{ser} e K_u foram os seguintes:

- K_{ser} = 17459 N/mm;
- K_u = 11639 N/mm.

Nota: O valor considerado para a densidade da madeira (castanho) foi de ρk = 540 kg/m3.

A Figura 4.19 demonstra a relação dos diversos módulos de deslizamento obtidos para cada escalão de carga e os módulos de deslizamento obtidos através de forma analítica. O cálculo dos módulos de deslizamento do painel ensaiado foram efetuados com base nas expressões apresentadas no Anexo B do EC5 [1], tendo-se, para tal, adotado os valores de $(EI)_{ef}$ obtidos através dos resultados do ensaio. Note-se que para os níveis de carga de serviço (escalão de carga entre 20% e 30%), os valores do módulo de deslizamento encontram-se próximos do valor calculado com base no EC5 [1].

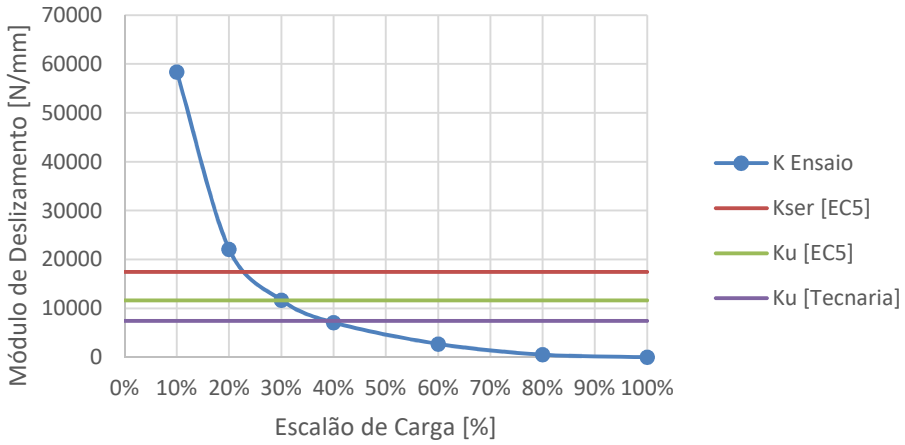


Fig. 4.19 – Módulos de deslizamento do Painel B Piso 4 para os vários escalões de carregamento.

Será de referir que o valor do módulo de deslizamento em serviço do tipo de conetor utilizado no Painel B Piso 4 (Tecnaria CTL Base 12/80) recomendado pelo fabricante é bastante próximo do valor calculado pelo EC5 [1]:

- K_{ser} [EC5] = 17459 N/mm ≈ K_{ser} [Tecnaria] = 17200 N/mm.

Já o valor do módulo de deslizamento último recomendado pelo fabricante apresenta uma diferença significativa (menos 36%) face ao valor calculado pelo EC5 [1], no entanto aparenta ser mais realista uma vez que se aproxima do valor obtido no ensaio para escalões cujo nível de carga se aproxima do estado limite último (escalão entre 40% e 60% da rotura):

- K_u [EC5] = 11639 N/mm > K_u [Tecnaria] = 7410 N/mm.

4.3.2. AVALIAÇÃO DE TENSÕES

A análise de tensões normais (resultantes da flexão) na secção de meio-vão da viga de madeira e da lajeta de betão do Painel B Piso 4 foi efetuada através da formulação apresentada no Anexo B do EC5 [1]. Este modelo será designado adiante como Modelo Simplificado A. A Tabela 4.4 apresenta os resultados da análise para os escalões de carga cuja ordem de grandeza é aproximadamente equivalente ao estado limite de serviço (escalão de carga de 30%) e ao estado limite último (escalão de carga de 60%).

Tabela 4.4 – Resumo do cálculo de tensões normais (resultantes da flexão) do Painel B Piso 4 através de formulação analítica simplificada (EC5 [1]).

Betão		Madeira	
C30/37		Maciça (Folhosa)	
E_{cm} =	32.8 GPa		
f_{cd} =	20.0 MPa	$E_{0,mean}$ =	4.3 GPa
f_{ctd} =	1.4 MPa		

Secção		Vão
Largura efectiva do banzo de betão:	0.700 m	5.300 m
Altura do banzo de betão:	0.100 m	LARGURA DE INFLUÊNCIA
Largura da viga de madeira:	0.190 m	0.700 m
Altura da viga de madeira:	0.210 m	CONDIÇÕES DE APOIO
Afastamento entre a viga e o banzo:	0.030 m	Simplesmente apoiado

Módulo de escorregamento de um conector, K			
ρ_m (kg/m^3)	d (mm)	K_{ser} (kN/m)	K_u (kN/m)
540	(2x) 8.0	17459	11639

Tabela 4.4 (Continuação) – Resumo do cálculo de tensões normais (resultantes da flexão) do Painel B Piso 4 através de formulação analítica simplificada (EC5 [1]).

Resultados (secção a meio vão) para módulos de elasticidade médios					
ULS (Escalão de Carga de 60%)			SLS (Escalão de Carga de 30%)		
γ_c =	0.2237		γ_c =	0.3019	
a_c =	0.0463	m	a_c =	0.0367	m
a_t =	0.1387	m	a_t =	0.1483	m
$(EI)_{ef}$ =	6953.0	kNm²	$(EI)_{ef}$ =	7258.2	kNm²
M_{Ed} =	29.6	kNm	M_{cc} =	13.6	kNm
σ_c^- =	-8.44	MPa	σ_c^- =	-3.76	MPa
σ_c^+ =	5.54	MPa	σ_c^+ =	2.39	MPa
σ_t^- =	0.62	MPa	σ_t^- =	0.35	MPa
σ_t^+ =	4.47	MPa	σ_t^+ =	2.04	MPa

Na Tabela 4.5 são apresentadas as tensões normais (resultantes da flexão) do Painel B Piso 4 obtidas pelo Modelo Simplificado e pelo Modelo Numérico. Como se pode observar, as tensões obtidas pelos dois modelos apresentam valores distintos, especialmente nas fibras da secção junto à zona da conexão (tensões na fibra inferior da lajeta de betão e na fibra superior da viga de madeira). Tal diferença poderá ser justificada pela diferença entre os módulos de deslizamento obtidos através das expressões analíticas e os observados no modelo numérico, sendo estes últimos próximos do ensaio em laboratório (Figura 4.19), e pela linearidade de incremento da tensão de tração no betão, a qual o modelo simplificado não limita à tensão de rotura do betão à tração mas prevê uma armadura para acomodar tais tensões de tração. No entanto, os resultados obtidos pelo modelo simplificado apresentaram valores de tensão de compressão no betão e de tensão de tração na viga de madeira inferiores aos obtidos pelo modelo numérico (apróx. 10% e 28%, respetivamente, para estado limite último), pelo que os resultados obtidos pela aplicação desta metodologia deverão ser bem ponderados aquando dimensionamento estrutural.

Tabela 4.5 – Tensões normais (resultantes da flexão) do Painel B Piso 4 obtidas pelo Modelo Simplificado e pelo Modelo Numérico [MPa].

	ULS (Escalão de Carga de 60%)			SLS (Escalão de Carga de 30%)		
	Modelo Simplificado A	Modelo Numérico	Rácio	Modelo Simplificado A	Modelo Numérico	Rácio
σ_c^-	-8.44	-9.39	0.90	-3.76	-3.92	0.96
σ_c^+	5.54	2.94	1.88	2.39	2.08	1.15
σ_t^-	0.62	0.57	1.09	0.35	0.69	0.51
σ_t^+	4.47	6.17	0.72	2.04	2.71	0.75

A análise de tensões para os módulos de deslizamento recomendados pelo fabricante (K_{ser}=17200N/mm e K_u=7410N/mm) também foi efetuada, pelo que os resultados poderão ser consultados na Tabela 4.6. Este modelo será designado adiante como Modelo Simplificado B. O cálculo das tensões também foi efetuado através da formulação apresentada no Anexo B do EC5 [1]. Embora o módulo de deslizamento último recomendado pelo fabricante seja cerca de 36% inferior ao estimado a partir da formulação apresentada pelo EC5 [1], conclui-se que, em termos de cálculo de tensões, essa diferença não apresenta impacto, uma vez que o valor das tensões obtidas no Modelo Simplificado A são semelhantes às obtidas no Modelo Simplificado B.

Importa referir que se procurou utilizar a ferramenta de cálculo disponibilizada pelo fabricante dos conetores utilizados nos painéis ensaiados (Tecnaria v3.03), visto que a mesma é baseada na metodologia simplificada descrita no anexo B do EC 5 [1]. No entanto, a ferramenta está formatada para condicionar o espaçamento dos conetores de modo a que o estado limite de serviço seja garantido, pelo que não permite a introdução livre de *inputs* de modo a forçar a análise a uma geometria igual à do painel ensaiado.

Tabela 4.6 – Tensões normais (resultantes da flexão) do Painel B Piso 4 obtidas pelo Modelo Simplificado 2 e pelo Modelo Numérico [MPa].

	ULS (Escalão de Carga de 60%)			SLS (Escalão de Carga de 30%)		
	Modelo Simplificado B	Modelo Numérico	Rácio	Modelo Simplificado B	Modelo Numérico	Rácio
σ_c^-	-8.85	-9.39	0.94	-3.76	-3.92	0.96
σ_c^+	6.07	2.94	2.06	2.40	2.08	1.15
σ_t^-	0.39	0.57	0.68	0.35	0.69	0.51
σ_t^+	4.50	6.17	0.73	2.04	2.71	0.75

5
CASO DE ESTUDO

5.1. GENERALIDADES

A reabilitação dos edifico existentes na malha urbana das grandes cidades, é um fenómeno com grande incremento nos últimos anos nas cidades do Porto e Lisboa, e exige um profundo conhecimento dos materiais que constituem a estrutura primitiva. Reabilitar, do ponto de vista da estrutura, é estudar os sistemas estruturais, avaliar o grau de fiabilidade e reforçar, apenas se necessário, de forma a permitir a sua utilização em segurança nos próximos 50 ou 100 anos em função do seu grau de importância.

A substituição massiva de estruturas de madeira ou aço por estruturas de betão armado deve ser avaliado por técnicos responsáveis, preferencialmente por especialistas em estruturas, de forma a proporem sistemas estruturais economicamente viáveis que respeitem os limites de resistência incluindo a variação de rigidez e resistência devido ao efeito do envelhecimento e da fadiga dos materiais.

As fundações destes edifícios são geralmente constituídos por um alargamento das paredes de pedra, que são prolongadas até a um terreno competente, avaliado geralmente de uma forma empírica, ou quando na presença de aluviões, através de estacas de madeira. É obrigatório que seja promovido um conjunto de poços de observação que permita avaliar estes pressupostos e o respetivo estado de conservação da integridade das estacas de madeira.

A título de exemplo junta-se uma fotografia de um maciço de estacas apoiado em estacas de madeira observadas durante a obra de reabilitação de um hotel junto ao rio Douro (Figura 5.1).



Fig.5.1 – Estaca de madeira danificada.

Como se pode observar na Figura 5.1 há apenas vestígios da cabeça da estaca de madeira, que está fora de serviço, aparentemente devido ao apodrecimento provocado por variações do nível freático.

O estudo desenvolvido teve origem na necessidade de encontrar uma solução construtiva que introduzisse uma menor valia relativamente ao projeto prescrito e simultaneamente permitir uma integração arquitetónica que evidenciasse o legado histórico da estrutura original cujo estado de conservação pode ser observado na figura 5.10.



Fig.5.2 – Pavimento existente.

Na Tabela 5.1 é apresentada a composição do pavimento proposto no projeto de execução e da proposta variante com o reforço materializado com a introdução da lajeta de betão conectada.

Tabela 5.1 Constituição do pavimento.

Solução	Constituição
Solução Inicial	Placa de gesso cartonado e fibras de alta densidade, do tipo Knauf Brio ou equivalente, com 23 mm de espessura + 2 Membranas de alta densidade, do tipo Tecsound 100 ou equivalente, com 5,3 mm de espessura + Placa de gesso cartonado e fibras de alta densidade, do tipo Knauf Brio ou equivalente, com 18 mm de espessura + Painel de lã mineral do tipo Isover Solado L com 30 mm de espessura e 90 kg/m3 de densidade mínima + Camada de regularização com 10 mm de espessura + Vigas em Madeira da classe C18 com secção 20x30
Solução Variante	Placa de OSB Classe 3 com 22mm de espessura + Barrotes 20x20 (cm) com apoios antivibráticos + 2 Painéis de lã mineral do tipo Isover Solado L com 30 mm de espessura e 90 kg/m3 de densidade mínima + Lâmina de betão armado C25/30 com malhasol AQ50 incluindo ferrolhos à parede de pedra + Conectores do tipo TECNARIA CTL Base 12/80 + Manta hidrófuga do tipo TECNARIA Centuria.

A solução variante apresenta uma massa semelhante à da solução inicial, com a vantagem de permitir uma maior eficiência estrutural sem necessidade de introduzir novas vigas no pavimento existente.

5.2. METODOLOGIA CONSTRUTIVA

5.2.1. PRESERVAÇÃO E REFORÇO DAS VIGAS DE MADEIRA

Numa primeira fase do trabalho foi efetuado um trabalho de tratamento e consolidação do pavimento e das vigas de madeira e em alguns casos a substituição de peças cujo grau de degradação não permitiu a sua reparação (Figura 5.3).

O tratamento químico foi aplicado de forma a permitir a extinção dos xilófagos identificados "*in situ*" generalizando-se a todo o edifício de forma a aumentar a sua eficácia.

A secção de apoio de todas as vigas foram inspecionadas de forma exaustiva e objeto de reforço estrutural. Nos casos de apodrecimento foram realizados próteses metálicas de forma a permitir um apoio eficiente.



Fig.5.3 – Escoramento provisório para reforço dos apoios.

Foram produzidas plantas estruturais com indicação de todas as vigas, que em virtude de apresentarem defeitos irreparáveis ou secções inferiores ao desejável, seriam objeto de reposicionamento de forma a garantir a eficácia da solução (Anexo A.1).

Na Figura 5.4 é apresentada uma planta de trabalho com a indicação das vigas a manter, a recolocar e a remover.

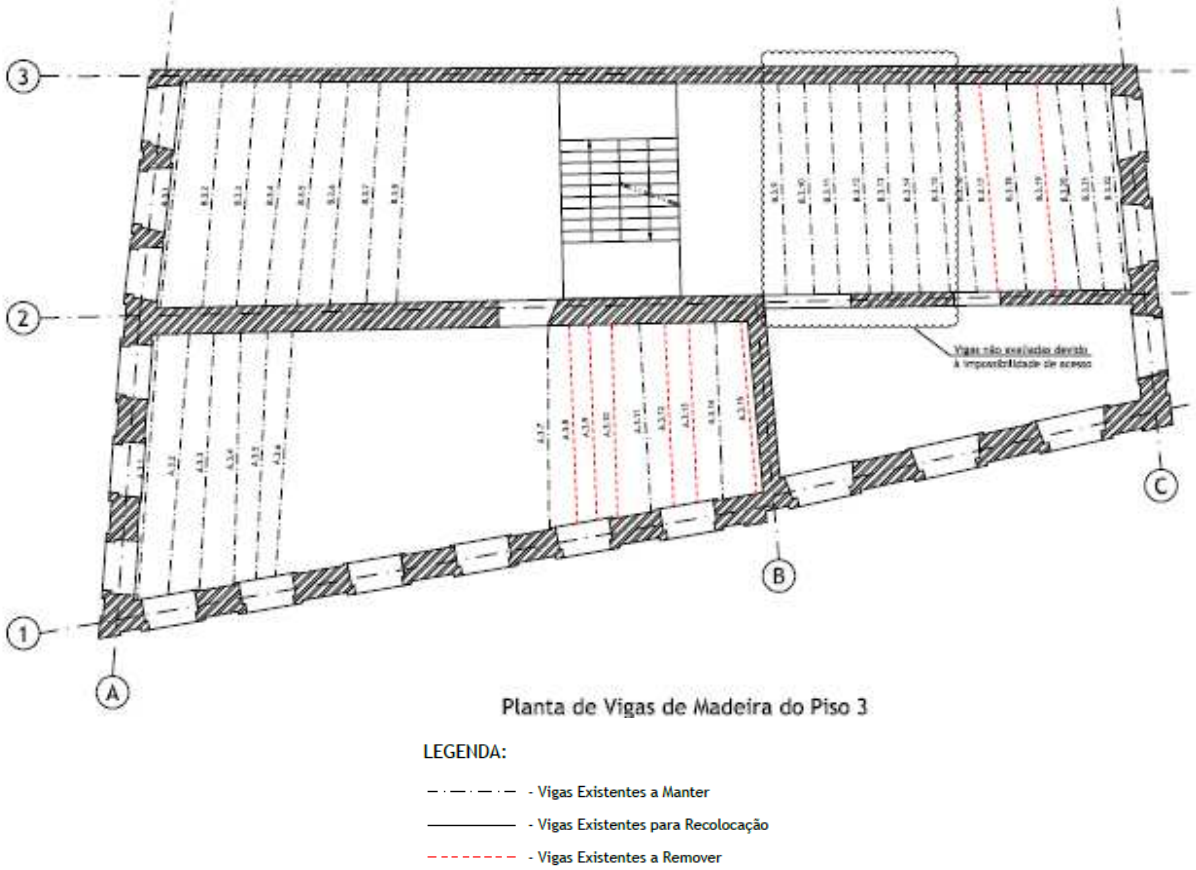


Fig.5.4 – Planta estrutural do "*status* da viga".

5.2.2. COLOCAÇÃO DOS CONETORES

De acordo com os critérios de dimensionamento apresentados no capítulo 3 e da análise efetuada no capítulo 4 (incluindo resultados dos ensaios do Anexo A.3) foi apresentado um projeto de reforço com a inclusão dos conetores que foi cuidadosamente acompanhado de forma a garantir a eficácia dos mesmos, adotando a mesma solução de conexão considerada na execução do Painel B Piso 4 (Figura 5.5 e 5.6).

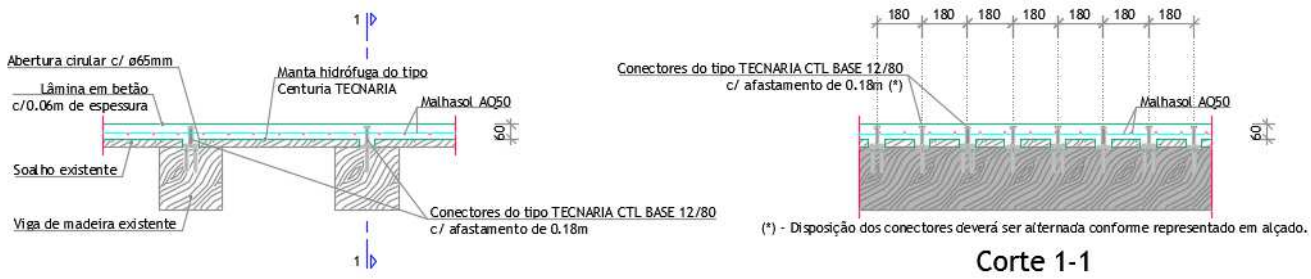


Fig.5.5 – Esquema de aplicação dos conetores



Fig.5.6 – Aplicação dos conetores.

5.2.3. COLOCAÇÃO DA MANTA HIDRÓFUGA

A preservação do pavimento original com a introdução de uma manta hidrófuga que materializa a separação física entre a lâmina de betão e o soalho original garante também que não segregação de finos do betão durante o processo de betonagem.

É colocada uma manta hidrófuga que serve de proteção do soalho existente permite também a reversibilidade da solução.



Fig.5.7 – Aplicação da manta hidrófuga.

5.2.4. COLOCAÇÃO DA ARMADURA

O pavimento reforçado com a lajeta de betão introduz uma alteração de comportamento às ações horizontais conferindo um travamento mais eficaz das paredes de alvenaria e materializando uma maior rigidez no seu plano.

Optou-se por colocar a malhassol AQ50 a eixo da lajeta de betão, à semelhança da armadura utilizada no ensaio, e aferrolhar à parede de alvenaria de pedra através de uns varões. Não foi introduzida uma grande rigidez na interface entre a lajeta de betão e as paredes de alvenaria de forma a permitir que o mecanismo de dissipação de energia primitivo não fosse radicalmente alterado. Neste tipo de intervenções, com especial relevo em zonas de sismicidade mais severa, este tema não é negligenciável e deverá ser objeto de uma análise mais detalhada.



Fig.5.8 – Aplicação de armadura.

5.2.5. BETONAGEM DA LAJETA DE BETÃO

A betonagem foi efetuada sem recurso a qualquer escoramento provisório, nas mesmas condições de apoio da betonagem dos provetes sujeitos aos ensaios de carga, e com o cuidado de não termos grandes concentrações de betão fluido depositado na parte central do vão.

O betão preconizado no projeto tem a seguinte referência: C25/30;XC1(P);CL0,40;D_{max} 18;S3

O controlo da vibração durante a fase de betonagem e o controlo do "*slump*" é determinante para que a área envolvente ao conetor fique convenientemente betonada. A dimensão máxima do agregado foi condicionada de forma a garantir uma maior eficácia no controlo dos vazios.



Fig.5.9 – Aplicação de betão.

5.3. PRODUTO FINAL

O acabamento final do soalho e dos barrotes de madeira é efetuado recorrendo a um verniz intumescente que garante a estabilidade da madeira ao fogo durante 60 minutos.

A reabilitação do edifico está praticamente concluída sendo percetível ao utilizador o nível de conforto da solução estrutural adotada.



Fig.5.10 – Pavimento reabilitado.

A solução estudada teve um bom acolhimento pelo dono de obra em virtude de introduzir uma redução de custo significativa, face à solução projetada, permitiu reduzir o risco e o tempo da intervenção.

6
CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O processo de inspeção e diagnóstico complementado com a campanha de ensaios de caracterização do comportamento dos materiais que constituem o compósito madeira-betão permitiu calibrar o modelo de cálculo fixando as características mecânicas da madeira e do betão.

As características elásticas aferidas por ensaio são muito diferentes das apresentadas na bibliografia disponível. O módulo de elasticidade médio observado no ensaio é de 4,11kN/mm^2 muito inferior ao disponibilizado por Franco [15] de 8,00 kN/mm^2. Em algumas publicações é aconselhado utilizar as caraterísticas mecânicas de uma madeira de classe D30 para os elementos estruturais de Castanho e Carvalho. Nenhum dos ensaios apresentou características elásticas semelhantes, tendo a viga C do piso 6 apresentado um valor máximo de 4,94 kN/mm^2. Os valores característicos das tensões normais de flexão das vigas de madeira ensaiadas também apresentam valores bastante abaixo dos obtidos por Franco [15], aproximadamente 65% inferiores.

Sugere-se prudência na utilização deste parâmetro face à amplitude de resultados obtidos e à diferença, por defeito, do módulo de elasticidade medido. No entanto, seria necessário efetuar um maior número de ensaios de forma a termos uma amostra mais representativa que nos permitisse sugerir parâmetros mais assertivos.

Os ensaios de caracterização do betão apresentaram valores superiores aos expectáveis não introduzindo qualquer condicionante ao processo de verificação de segurança.

A correta modelação e materialização da conexão é determinante para que o modelo de cálculo automático conduza a resultados próximos do comportamento real. Foi uma surpresa o acréscimo de rigidez obtida na contabilização da seção cilíndrica do betão envolvente do conetor, a qual possibilita um efeito de entalhe no soalho. Esse elemento é fruto do processo de colocação do conetor que obrigou a remover soalho com uma serra craniana de forma a permitir a fixação do elemento de conexão diretamente na viga de madeira.

O processo de calibração do modelo de elementos finitos permitiu uma interpretação mais metódica dos mecanismos de transmissão dos esforços rasantes na interface entre a madeira e o betão.

O comportamento elástico até ao patamar dos 30% da carga total, a introdução da variação da rigidez, por efeito da fendilhação do cilindro de betão envolvente do conetor e da lajeta de betão e a não linearidade material do conetor permitiu obter um comportamento muito próximo do ensaio do Painel B do Piso 4 (Anexo A.3).

O conjunto de ensaios efetuados não permitiu efetuar uma caracterização mais detalhada da rigidez da conexão, contudo através do modelo de elementos finitos conseguiu-se tirar algumas conclusões relativamente ao módulo de deslizamento em serviço e na rotura e a evolução das tensões normais ao longo do processo de carregamento. No caso do Painel B do Piso 4 (Anexo A.3), os valores do módulo de deslizamento para os níveis de carga de serviço (escalão de carga entre 20% e 30%), demonstraram ser próximos do valor calculado com base no EC5 [1] e do valor recomendado pelo fabricante dos conetores. Relativamente ao módulo de deslizamento último, o ensaio (escalão entre 40% e 60%), apresentou valores inferiores face ao valor calculado pelo EC5 [1] mas, no entanto, mais próximos do valor recomendado pelo fabricante.

No caso em estudo, a inspeção efetuada conclui-se que existem diversos elementos em mau estado de conservação, principalmente nos pisos superiores do edifício, devido à exposição aos agentes atmosféricos, ataques biológicos (agentes xilófagos e fungos), e presença de humidade, pelo que foi necessário recorrer à substituição de algumas vigas de madeira. As dificuldades na avaliação do comportamento estrutural não acabam com uma boa seleção das vigas de madeira, deve complementada com uma caraterização mecanica do comportamento da madeira antiga a uma escala semelhante à do comprimento do vão a estudar.

O dimensionamento destes pavimentos deve afastar-se da rotura de forma a eliminar a fator surpresa potenciado pela variação do comportamento mecânico dos barrotes de madeira. A lajeta de betão deverá ter capacidade de carga para transferir as cargas para o barrote adjacente de forma a filtrar eventuais defeitos não identificados durante o processo de seleção.

O elemento de conexão tem um papel determinante no comportamento misto pelo que devemos assegurar que a seleção é efetuada com base na fiabilidade das características mecânicas anunciadas pelo fabricante e aferidas pelo meio académico.

A generalização da aplicação deste método a estruturas de madeira antiga deve ser assegurada por equipas de projeto experientes, com sensibilidade para efetuarem uma seleção cuidada dos barrotes que serão objeto de reforço com a lajeta de betão. Deste modo, salienta-se a importância de uma campanha de inspeção *in situ* acompanhada de ensaios não destrutivos.

A utilização da técnica construtiva objeto do presente estudo permitiu introduzir uma otimização significativa face à solução seca apresentada no projeto de execução desenvolvido pelo Dono de Obra.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

É de todo o interesse para a comunidade científica divulgar em forma de repositório os resultados dos diversos ensaios que são realizados em elementos estruturais de madeira antiga. Essa partilha de conhecimento não está disponível, pelo que será útil desenvolver uma base de dados que fomente e assegure uma boa utilização destes elementos estruturais.

Perante o exposto, sugere-se que sejam efetuados os seguintes novos trabalhos nesta área, contribuindo para a expansibilidade de conhecimento associado a esta temática:

- Estudo de novos sistemas de conexão que aumentem a eficiência dos pavimentos mistos de madeira/betão e minimizem o custo dos mesmos (incluindo aplicação, especialmente quando esta é necessária efetuar in situ);
- Avaliação da influência, na resistência e comportamento dos pavimentos mistos de madeira/betão, da conexão do tipo Tecnaria quando aplicada sobre o soalho (sem execução do entalhe de betão);
- Estudos que envolvam a realização de ensaios de carga em obra, de forma a avaliar a rigidez efetiva da solução, considerando diferentes formas de apoio na envolvente;
- Avaliação da influência dos tarugos de madeira e da capacidade de transferência de cargas da lajeta de betão no coeficiente de segurança a propor para estes pavimentos;
- Desenvolvimento de uma laje pré-fabricada de madeira que permita uma utilização mais generalizada desta solução em ambiente de reabilitação ou em novas construções, incluindo a introdução das infraestruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] EN 1995-1-1:2004. *Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General Common rules and rules for buildings*,CEN, 2004.

[2] Cardoso, L. *Recuperação de pavimentos em madeira com lajes mistas madeira-betão*. Dissertação para obtenção de grau de mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.

[3] Branco, J.,Cruz, P. *Lajes mistas madeira-betão*. Revista de Engenharia Civil – Universidade do Minho- Número 15, 2002.

[4] Ruy, A., Ribeiro, S., Marilens, G. *Composite Wood–Concrete Structural Floor System with Horizontal Connectors*. International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol.9, 2015.

[5] Negrão, J, Faria, A. *Projeto de Estruturas de Madeira*. Publindustria Edições Técnicas, Porto, 2009.

[6] EN 26891. *Timber structures – joints made with mechanical fasteners – General principles for the determination of strength and deformation characteristics.* CEN, 1991.

[7] Ceccotti, A. *Composite concrete-timber Structures*. Progress in Structural Engineering and Materials, Ed. By Nethercot, D. et al., Vol. 4, N+3 (2002), 264-275

[8] Fraggiano, B., Marzo, A. Mazzolani, F., Calado, L. *Analysis Rectangular-Shaped Collar Connectors for Composite Timber-Steel-Concrete Floors: Push-Out Tests*. Vilnius Gediminas Techical University, Journal of Civil Engineering and Management, 2009,015(1):47-58.

[9] Gutkowski, R., Balogh, J., Brown K., Koite E., Etournaud, P. *Laboratory tests of composite wood-concrete-beam and floor specimens.* WTCE, Whistler, Canada, 2000, paper 8-2-1.

[10] Lukaszewska, E..*Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors*. Tese de Douturamento, Lulea Univertsity of Tecnhnology, Department of Civil, Mining and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering, Sweden, 2009.

[11] Aicher, S., Klock, W., Dill-Langer, G., Radovic, B. *Nails and nailplates as shear connectors for timber-concrete composite constructions*. Otto-Graf-Journal, Vol. 14, Nº 3, p.189-210.

[12] Clouston P. *Experimental Evaluation of Connector Systems for Wood Concrete Composite Floor systems in Mill Building Renovations*. Common Ground: International Journal of the Constructed Environment, Volume 2, Issue 1, pp.131-144.

[13] Dias, A., Jorge, L. *Características mais importantes dos diversos sistemas de ligação.* Seminário de ligações estruturais, U.N. Lisboa, 2007.

[14] Pault, J., Gutkowski, R. *Composite action in glulam timber bridge systems*. Structural Research Report Nº 17B, Civil Engineering Department, Colorado State University, Ft. Collins, 1977.

[15] Franco, S. *Proposta de Atribuição de Propriedades Mecânicas de Madeira por Inspecção Visual In Situ.*. Dissertação para obtenção de grau de mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

[16] Ramos, A. *Avaliação do comportamento mecânico de madeira antiga.* Dissertação para obtenção de grau de mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[17] Yeoh, D, Frafiacomo, M, Franceschi, M. De, Buchanan, A. H.. Exprerimental *Tests of Notched and Plate Connectores for LVL-Concrete Composite Beams*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Fev. 2011.

[18] EN 1992-1-1:2010. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Lisboa, 2010.

[19] EN 13271:1998. *CEN-Caracteristics load-carrying capacities and slip-moduli for connectors joint.*

[20] http://www.tecnaria.com/legno/, Fevereiro, 2016.

[21] http://www.centrostorico.eu/prodotti/connettore-legno/, Fevereiro, 2016.

http://www.sika.pt/5-39-sikadur 31 cf.pdf, Fevereiro, 2016.

http://www.hbv-systeme.de/HBV-Systeme/index e.htm, Fevereiro, 2016.

http://www.texsa.pt/, Março, 2016.

http://www.rethinkwood.com/tall-wood-mass-timber/products, Março, 2016.

http://nordic.ca/en/products/nordic-x-lam-cross-laminated-timber-clt - Paineis e Lajes, Março, 2016.

http://smartlam.com/, Março, 2016.

http://smartlam.com/products/construction-materials/floor-systems/ Idem, Março, 2016.

[22] http://www.structurecraft.com/materials/mass-timber/timber-concrete-composite Best, Março 2016.

http://www.sawmilldatabase.com/productiontoplist.php?continent_id=999, Março, 2016.

http://www.nhgtimber.co.uk/products.asp#floo, Março, 2016.

http://www.eugen-decker.de/en/products/cross-laminated-timber.html, Março, 2016.

http://buildingandliving.storaenso.com/products-and-services/building-systems, Abril, 2016.

http://www.metsawood.com/global/Pages/default.aspx, Abril, 2016.

http://www.metsawood.com/global/Products/elements/kerto-ripa-flooring/Pages/default.aspx, Abril, 2016.

http://www.carmo.com/pt/outros-produtos/madeiras, Abril, 2016.

http://www.rothoblaas.com/pt/pt/home.html, Abril, 2016.

http://www.jular.pt/produtos/estruturas-em-madeira/madeira-lamelada-colada, Abril, 2016.

http://www.somapil.com/pt/madeira-para-estruturas/vigas-em-madeira-lamelada/vigas-em-madeira-lamelada-colada, Abril, 2016.

http://www.imowood.pt/madeira-lamelada/, Abril, 2016.

http://www.jpleitao.pt/index.php/pt/, Abril, 2016.

http://www.louros.pt/madeiras.html, Abril, 2016.

http://www.leca.it/applicazioni/edilizia-2/consolidamenti-strutturali-2/, Abril, 2016.

http://www.centrostorico.eu/soluzionitecniche/sistema-consolidamento-strutturale, Abril, 2016./

http://www.bigmat.it/site/it/home/per-il-progettista/area-tecnica/articolo6900.html, Abril, 2016.

http://www.altratecnica.it/indicemiscellaneanuova/miscellaneaindicegenerale/solai/solai_feb2004.html , Abril, 2016.

http://www.lavorincasa.it/consolidamento-di-solai-in-legno-e-di-vecchie-murature/, Abril, 2016.

http://www.coffeenews.it/rinforzare-le-orditure-secondarie-di-un-solaio-in-legno-come-fare, Abril, 2016.

http://www.netconcrete.info/la-soluzione-per-il-rinforzo-dei-solai-n363.php, Abril, 2016.

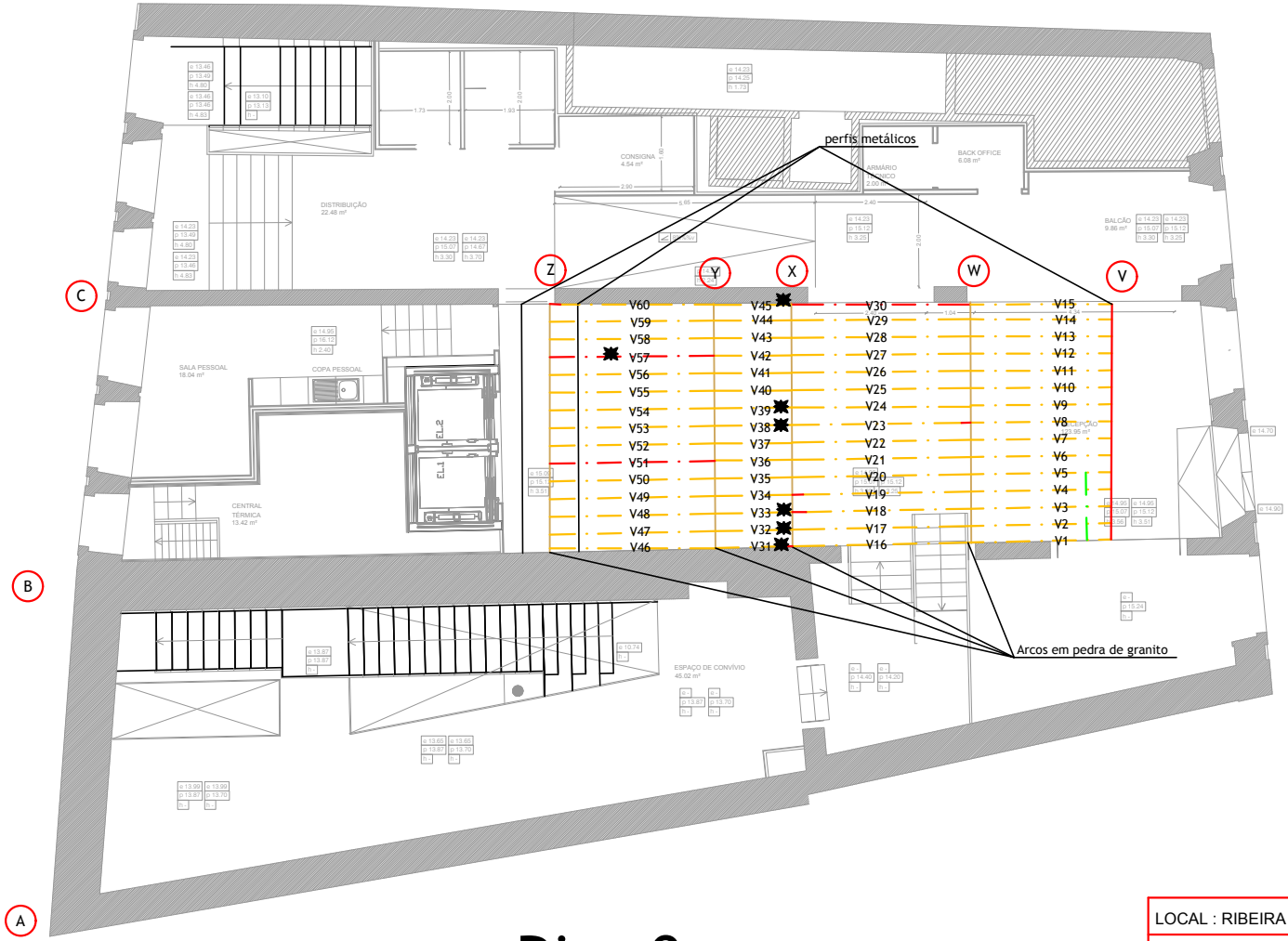
http://www.constructalia.com/italiano/recuperare_con_lacciaio/iii_tecniche_di_rinforzo_delle_travi#.VtYgm5yLTjY, Abril, 2016.

http://www.edilportale.com/prodotti/peter-cox/rinforzo-strutturale-metallico-per-solai-misti/sistema-traliccio-lpr-e-connettore-flap_276.html, Abril, 2016.

ANEXOS

ANEXO A.1

CAMPANHA DE SONDAGENS: PLANTAS ESTRUTURAIS



Nota : Foi verificada humidade excessiva em todos os apoios.
A escala do higrómetro foi excedida em todas as leituras realizadas.

Legenda:

- Ensaio com Resistógrafo
- Zona em Razoável a bom estado de conservação
- Zona em Razoável estado de conservação
- Zona em Mau Estado de conservação

V"i" - Elemento estrutural viga em madeira

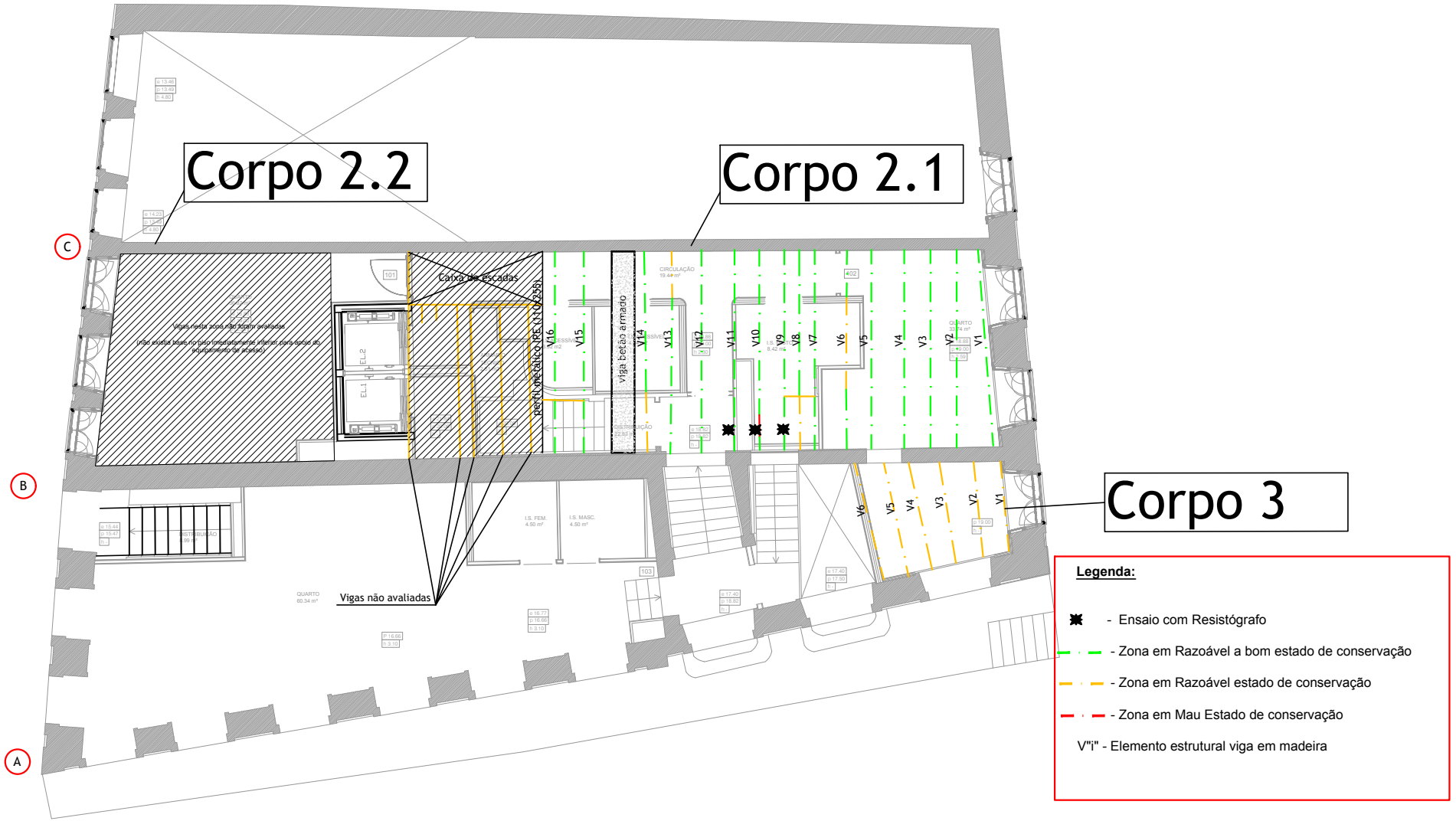
Piso 0

LOCAL : RIBEIRA - PORTO

AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

HOSTEL BLUESOCK

Esquema estrutural das vigas do pavimento do piso 0	DATA: 01.2016	00
	Escala 1:100	

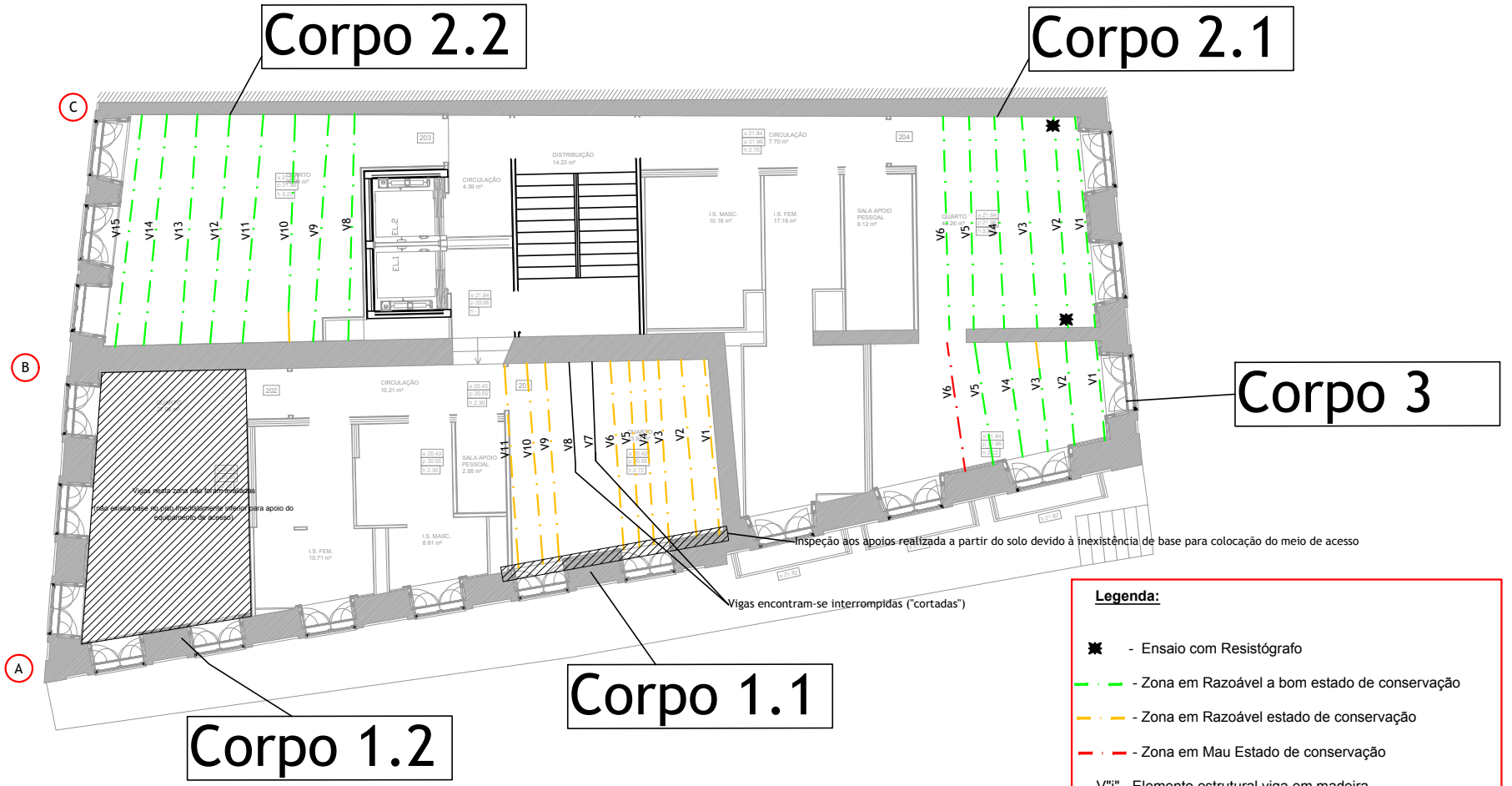


Piso 1

LOCAL : RIBEIRA - PORTO

AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

Esquema estrutural das vigas do pavimento do piso 1	DATA: 01.2016	01
	Escala 1:100	



Legenda:

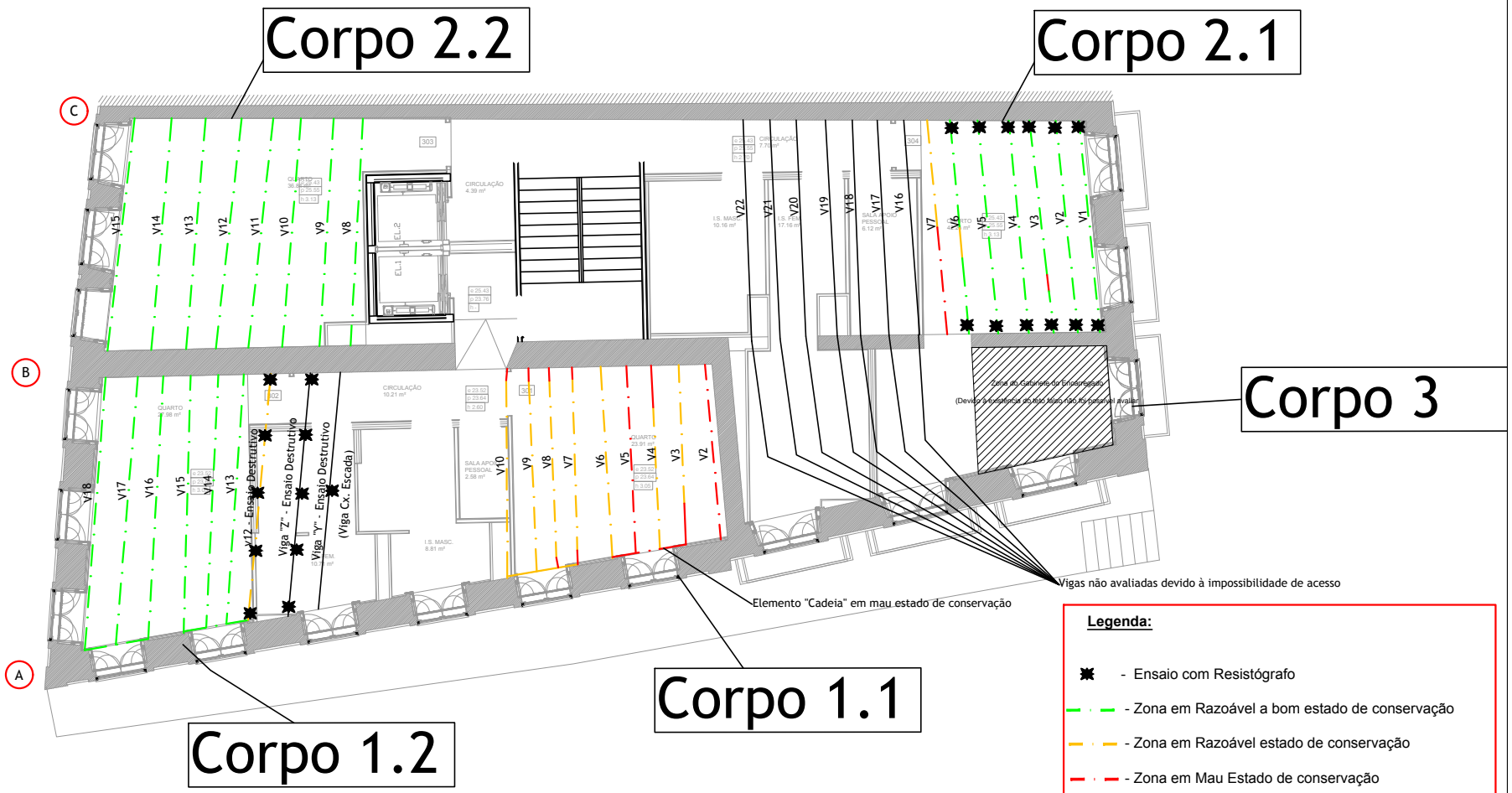
- ✸ - Ensaio com Resistógrafo
- - Zona em Razoável a bom estado de conservação
- - Zona em Razoável estado de conservação
- - Zona em Mau Estado de conservação
- V"i" - Elemento estrutural viga em madeira

Piso 2

LOCAL : RIBEIRA - PORTO

AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

Esquema estrutural das vigas do pavimento do piso 2	DATA: 01.2016	02
	Escala 1:100	



Legenda:

- Ensaio com Resistógrafo
- Zona em Razoável a bom estado de conservação
- Zona em Razoável estado de conservação
- Zona em Mau Estado de conservação

V"i" - Elemento estrutural viga em madeira

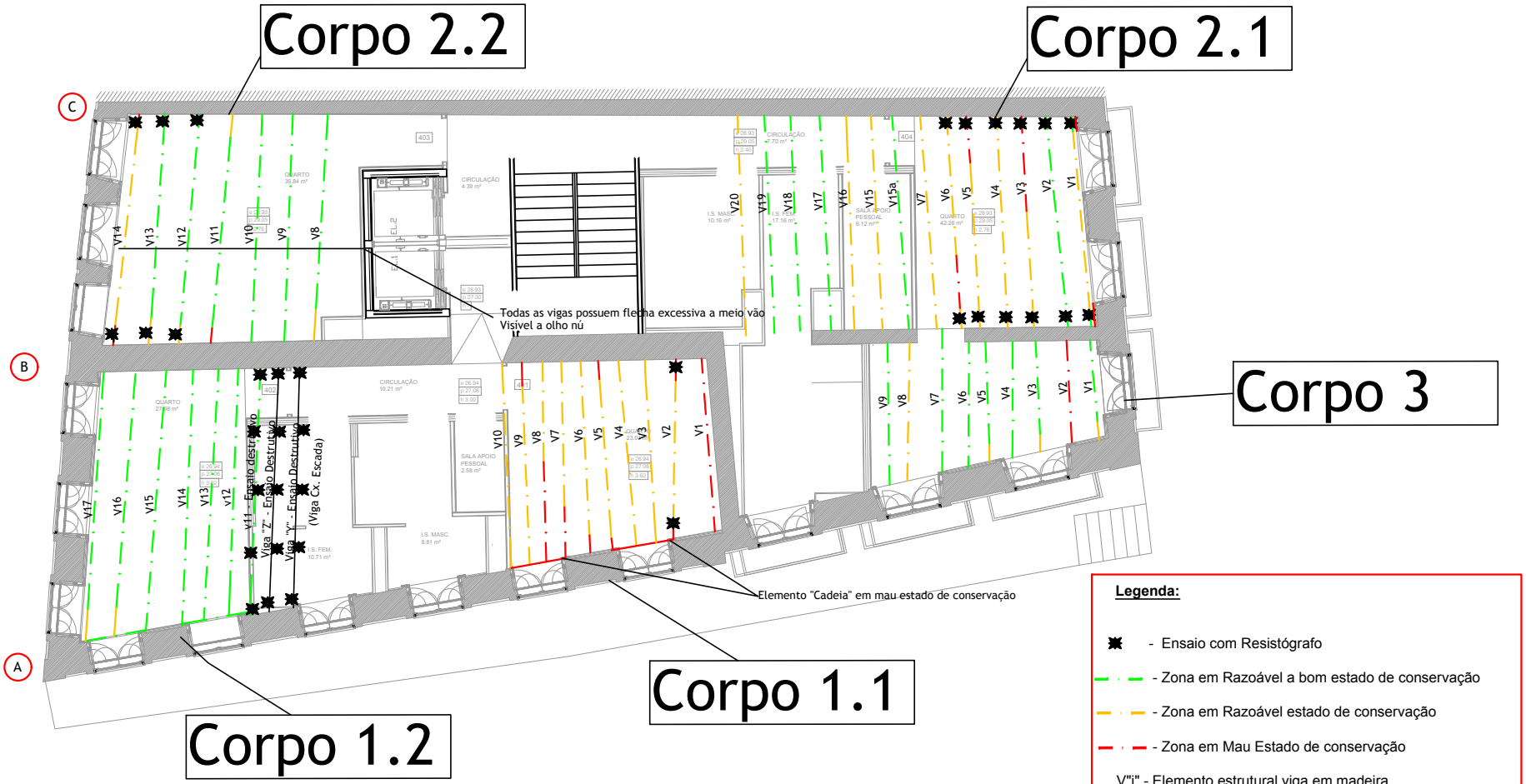
Piso 3

LOCAL : RIBEIRA - PORTO

AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

HOSTEL BLUESOCK

Esquema estrutural das vigas do pavimento do piso 3	DATA: 01.2016	03
Revisão 01	Escala 1:100	

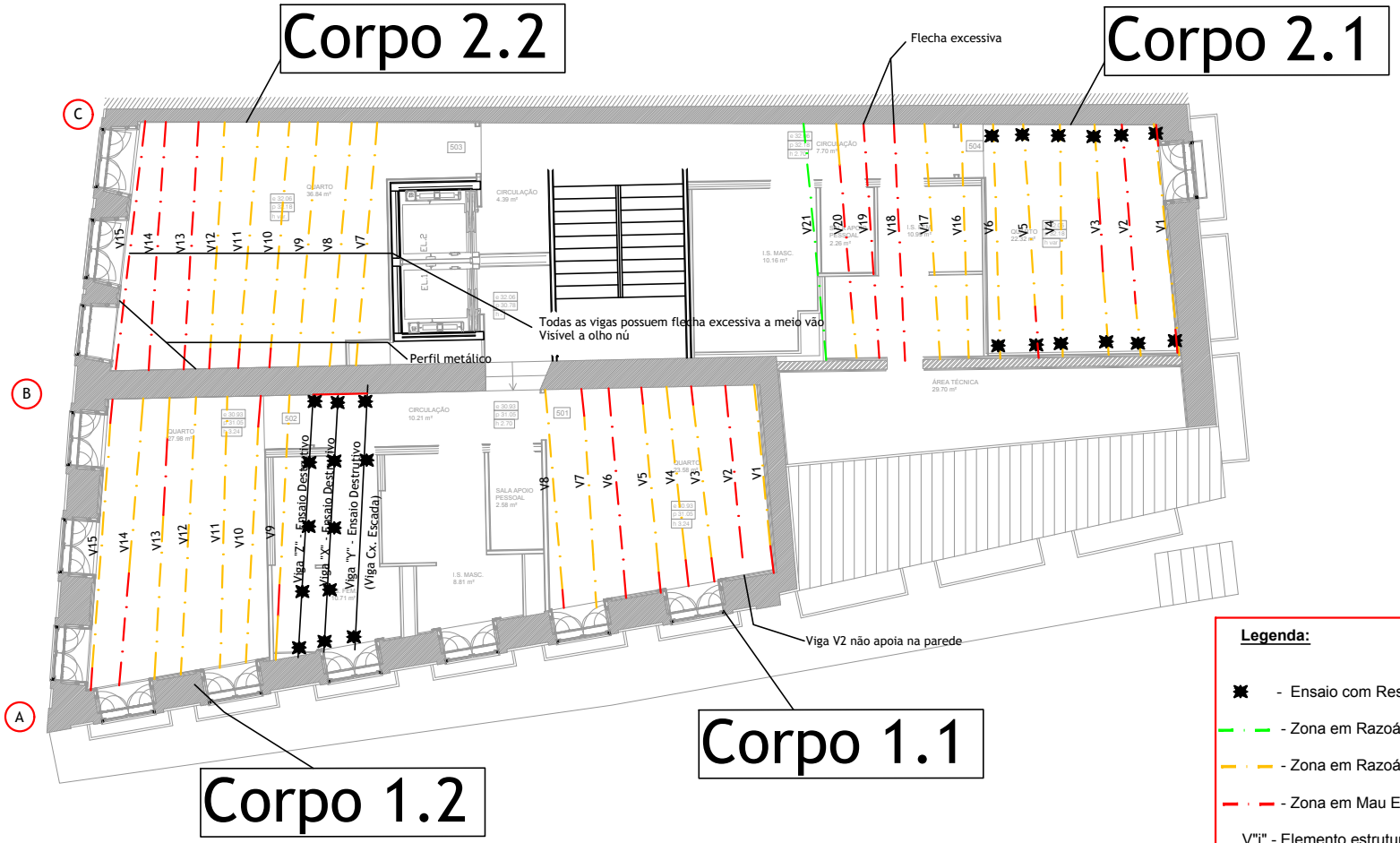


Piso 4

LOCAL : RIBEIRA - PORTO

AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

Esquema estrutural das vigas do pavimento do piso 4	DATA: 01.2016	04
Revisão 01	Escala 1:100	



Legenda:

- Ensaio com Resistógrafo
- Zona em Razoável a bom estado de conservação
- Zona em Razoável estado de conservação
- Zona em Mau Estado de conservação

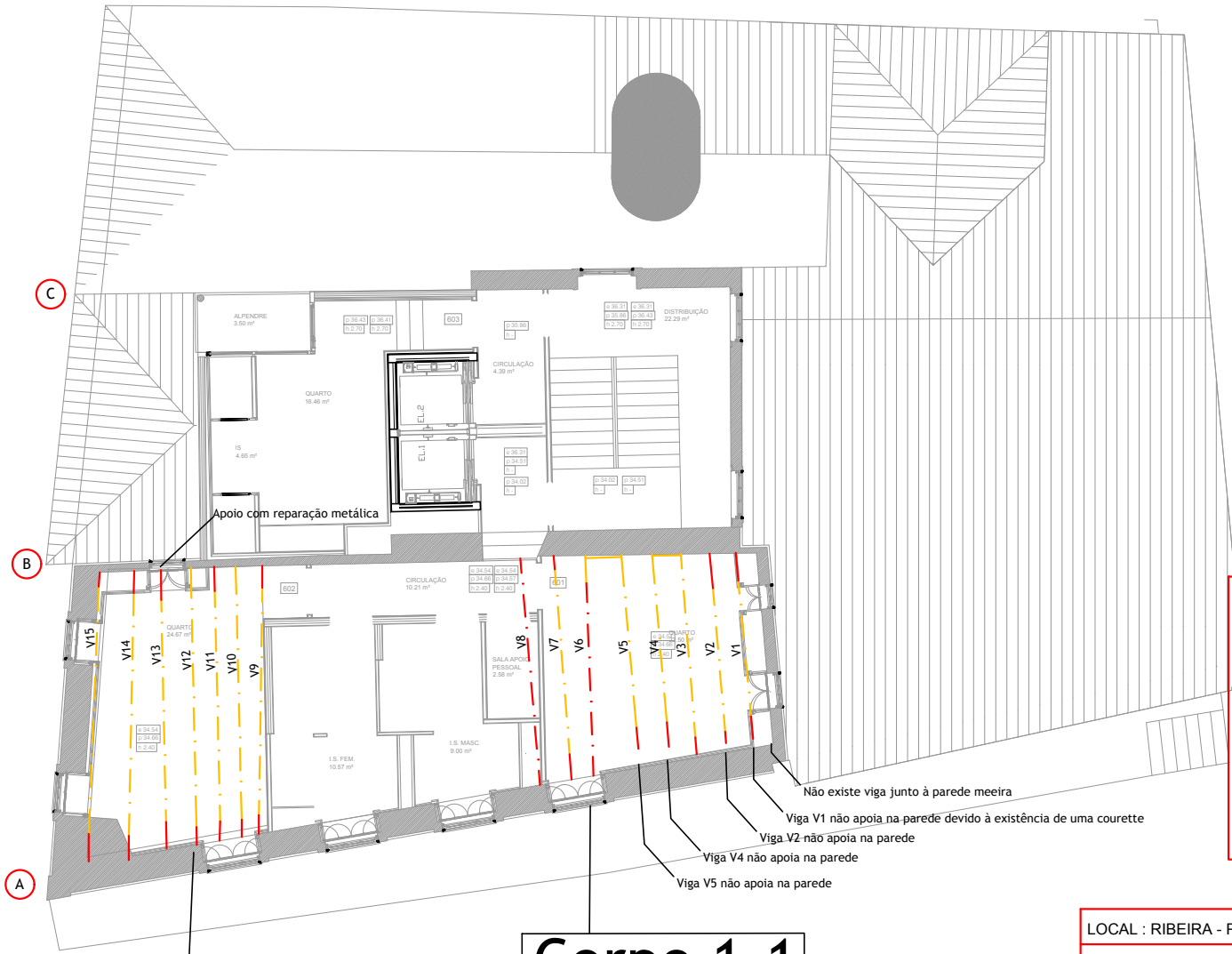
V"i" - Elemento estrutural viga em madeira

Piso 5

LOCAL : RIBEIRA - PORTO

AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

Esquema estrutural das vigas do pavimento do piso 5	DATA: 01.2016	05
Revisão 01	Escala 1:100	



Legenda:

- Ensaio com Resistógrafo
- Zona em Razoável a bom estado de conservação
- Zona em Razoável estado de conservação
- Zona em Mau Estado de conservação

V"i" - Elemento estrutural viga em madeira

Piso 6

LOCAL : RIBEIRA - PORTO

AVALIAÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

Esquema estrutural das vigas do pavimento do piso 6	DATA: 01.2016	06
	Escala 1:100	

ANEXO A.2

CAMPANHA DE SONDAGENS: RESULTADOS DA INSPEÇÃO E ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

Vigas de pavimento do Piso 6

Viga 9	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Mau. Degradação severa do apoio. Ataque de caruncho de 2 cm .	Mau. Degradação severa do apoio e fenda de expressão variável. Ataque de caruncho 1 cm.	Razoável. Ataque pontual superficial de caruncho 0,5 cm.
Teor de Humidade (médio)	17%	16 %	--
Secção média (cm^2)	16x14	13x20	--
Observações	Carece de reparação no apoio.	Carece de reparação no apoio.	A manter



Viga 9 – Apoio A



Viga 9 – Apoio B



Viga 9 – Fenda junto ao apoio B9

Vigas de pavimento do Piso 6

Viga 10	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável	Razoável	Razoável. Ataque pontual superficial de caruncho. Fenda de secagem
Teor de Humidade (médio)	18 %	17 %	--
Secção média (cm^2)	14x15	14x16	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 10 – Apoio A



Viga 10 – Apoio B



Viga 10 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 6

Viga 11	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Mau. Redução drástica da secção no apoio	Mau. Fenda no apoio.	Razoável Ataque pontual superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	19 %	18 %	--
Secção média (cm^2)	14x20	14x20	--
Observações	Substituir/Reparar	Substituir/Reparar	A manter



Viga 11 – Apoio A



Viga 11 – Apoio B



Viga 11 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 6

Viga 12	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Mau. Fenda no apoio.	Razoável	Razoável Ataque pontual superficial de caruncho .
Teor de Humidade (médio)	14 %	17 %	--
Secção média (cm^2)	15x19	0,14x0,16	--
Observações	Reparar	A manter	A manter



Viga 12 – Apoio A



Viga 12 – Apoio B

Vigas de pavimento do Piso 6

Viga 13	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável Fenda de secagem	Mau. Viga com reforço	Razoável Ataque pontual superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	15 %	17 %	--
Secção média (cm^2)	15x20	14x17	--
Observações	A manter	Substituir	A manter



Viga 13 – Apoio A



Viga 13 – Apoio B

Vigas de pavimento do Piso 6

Viga 14	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Mau. Degradação Severa	Mau. Degradação Severa	Razoável
Teor de Humidade (médio)	18 %	18 %	--
Secção média (cm^2)	16x22	15x20	--
Observações	Carece de reparação estrutural.	Carece de reparação estrutural.	A manter



Viga 14 – Apoio A



Viga 14 – Apoio B

Vigas de pavimento do Piso 6

Viga 15	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Mau. Degradação Severa	Mau. Degradação Severa	Razoável Ataque pontual superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	18%	17 %	--
Secção média (cm^2)	17x24	19x25	--
Observações	A manter	Carece de reparação.	A manter



Viga 15 – Apoio B

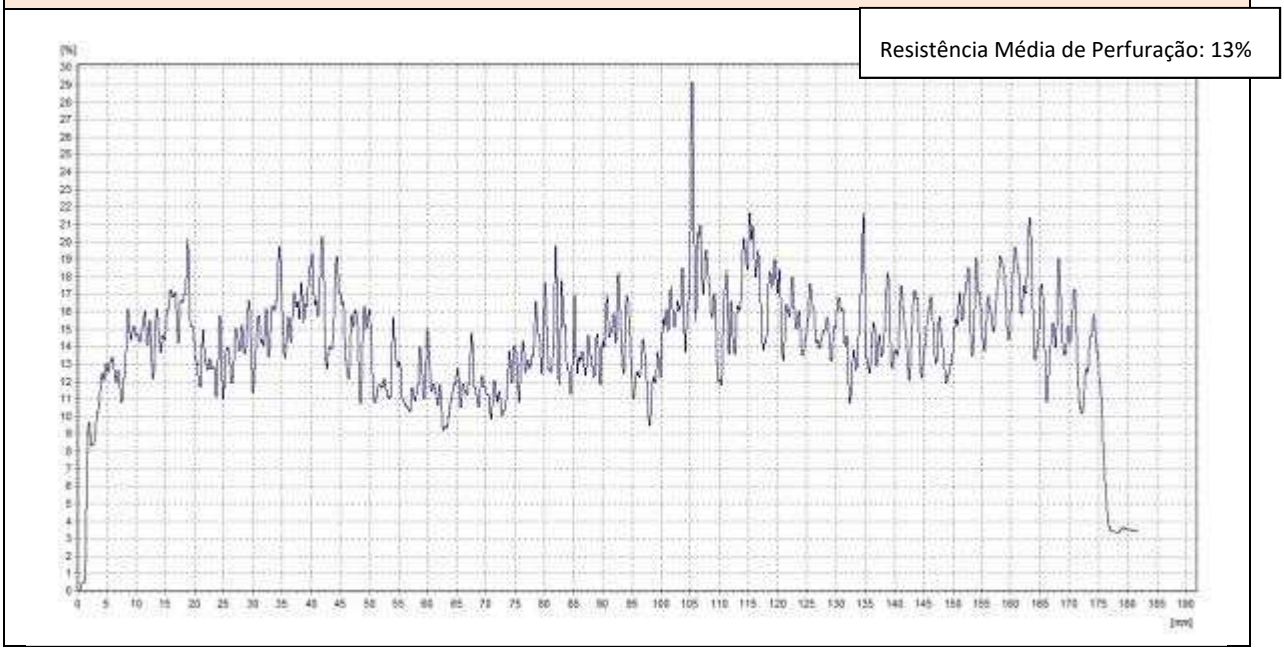
Vigas de pavimento do Piso 5

Viga Y	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	--	--	--
Secção média (cm^2)	--	--	--
Observações	Viga Ensaio Destrutivo	Viga Ensaio Destrutivo	Viga Ensaio Destrutivo



Viga Y – Vista Geral

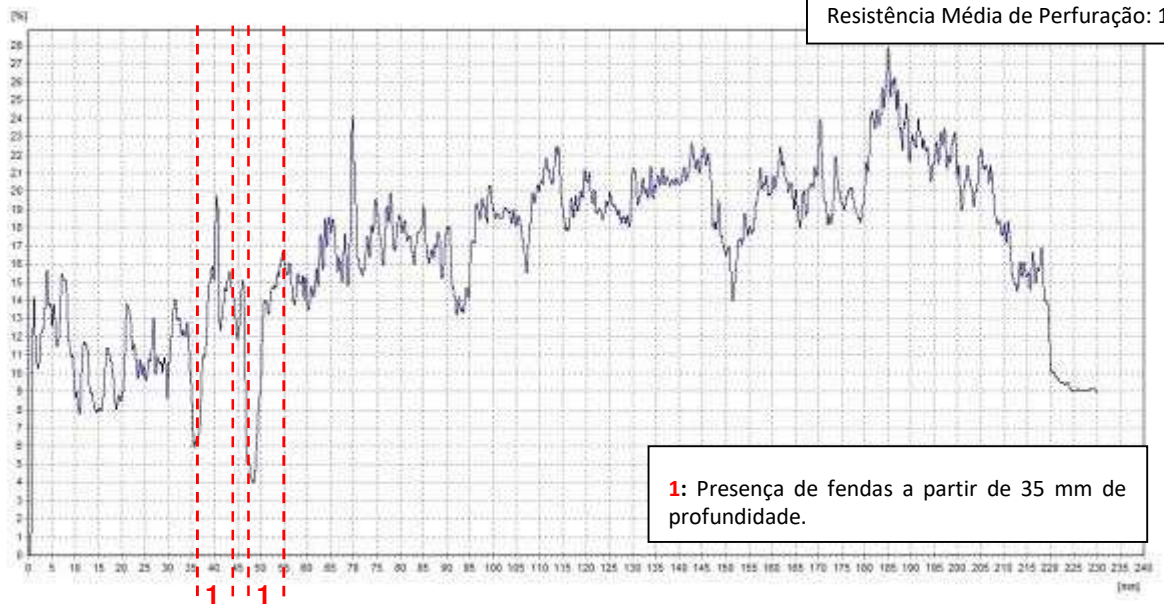
Local: Viga Y Apoio A



Viga Y – Ensaio com Resistógrafo

Local: Viga Y. Local afastado 1,5 m do Apoio A

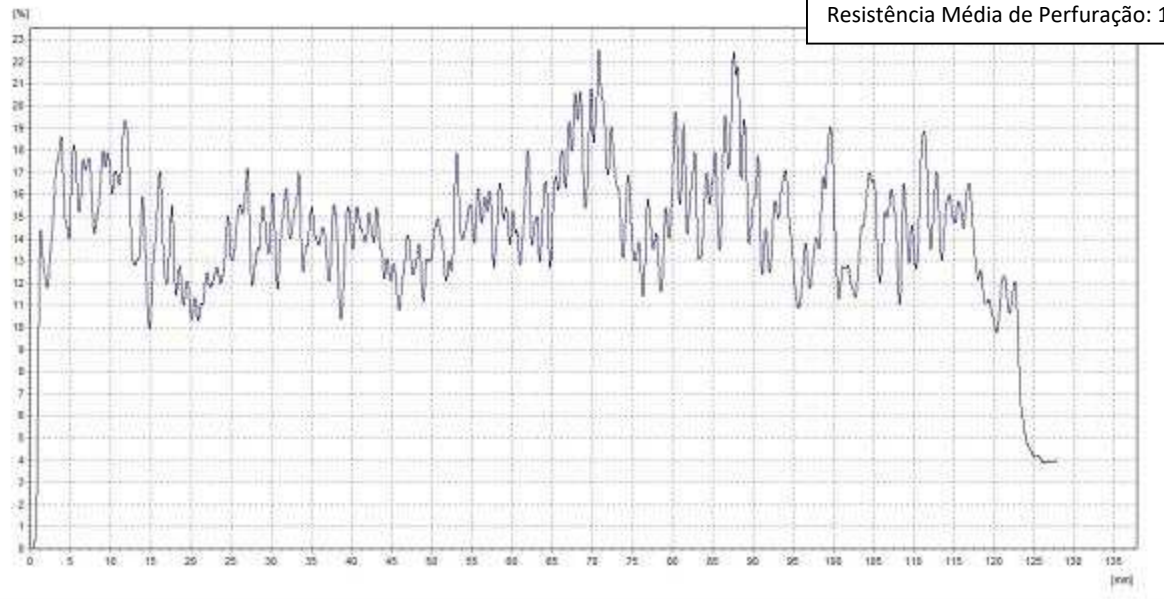
Resistência Média de Perfuração: 16%



1: Presença de fendas a partir de 35 mm de profundidade.

Local: Viga Y Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 13%



Viga Y – Ensaios com Resistógrafo

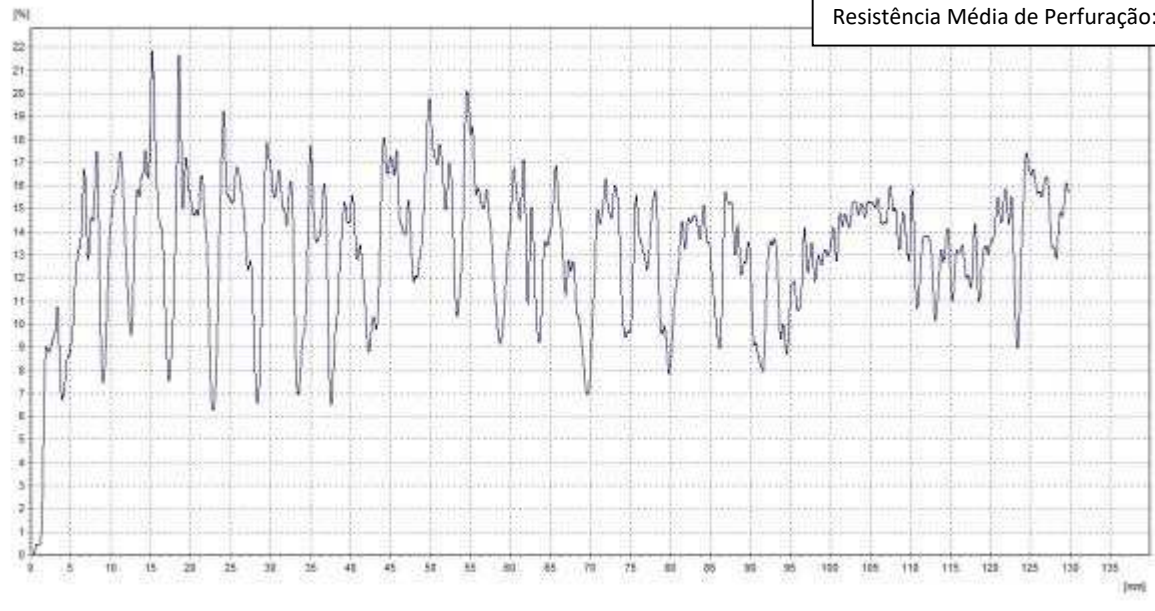
Vigas de pavimento do Piso 5

Viga X	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	--	--	--
Teor de Humidade (médio)	--	--	--
Secção média (cm^2)	--	--	--
Observações	Viga Ensaio Destrutivo	Viga Ensaio Destrutivo	Viga Ensaio Destrutivo



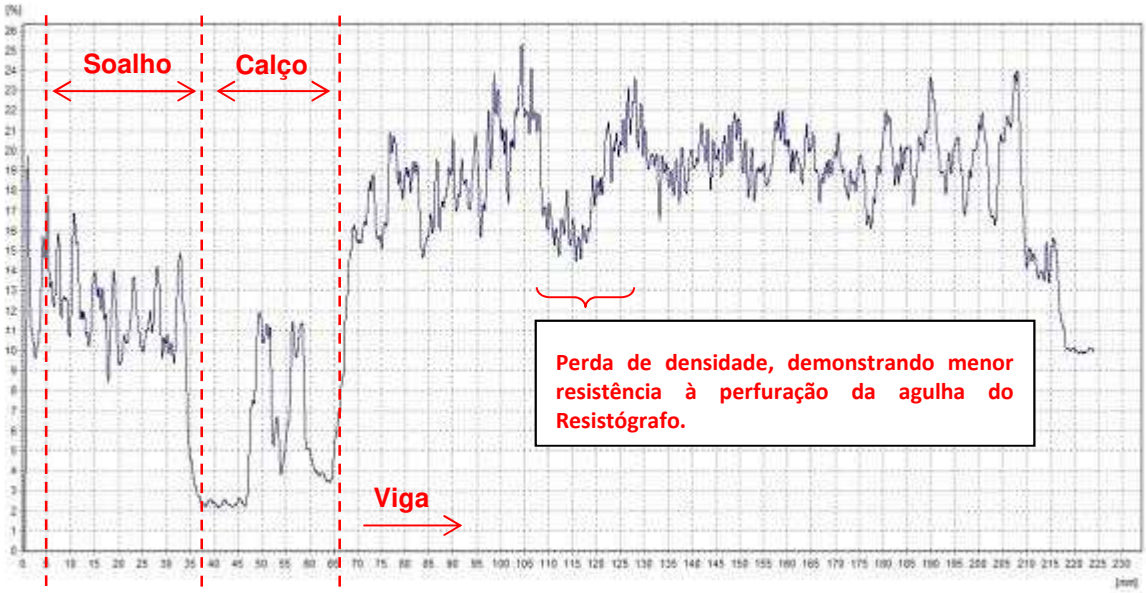
Viga X – Vista Geral

Local: Viga X Apoio A

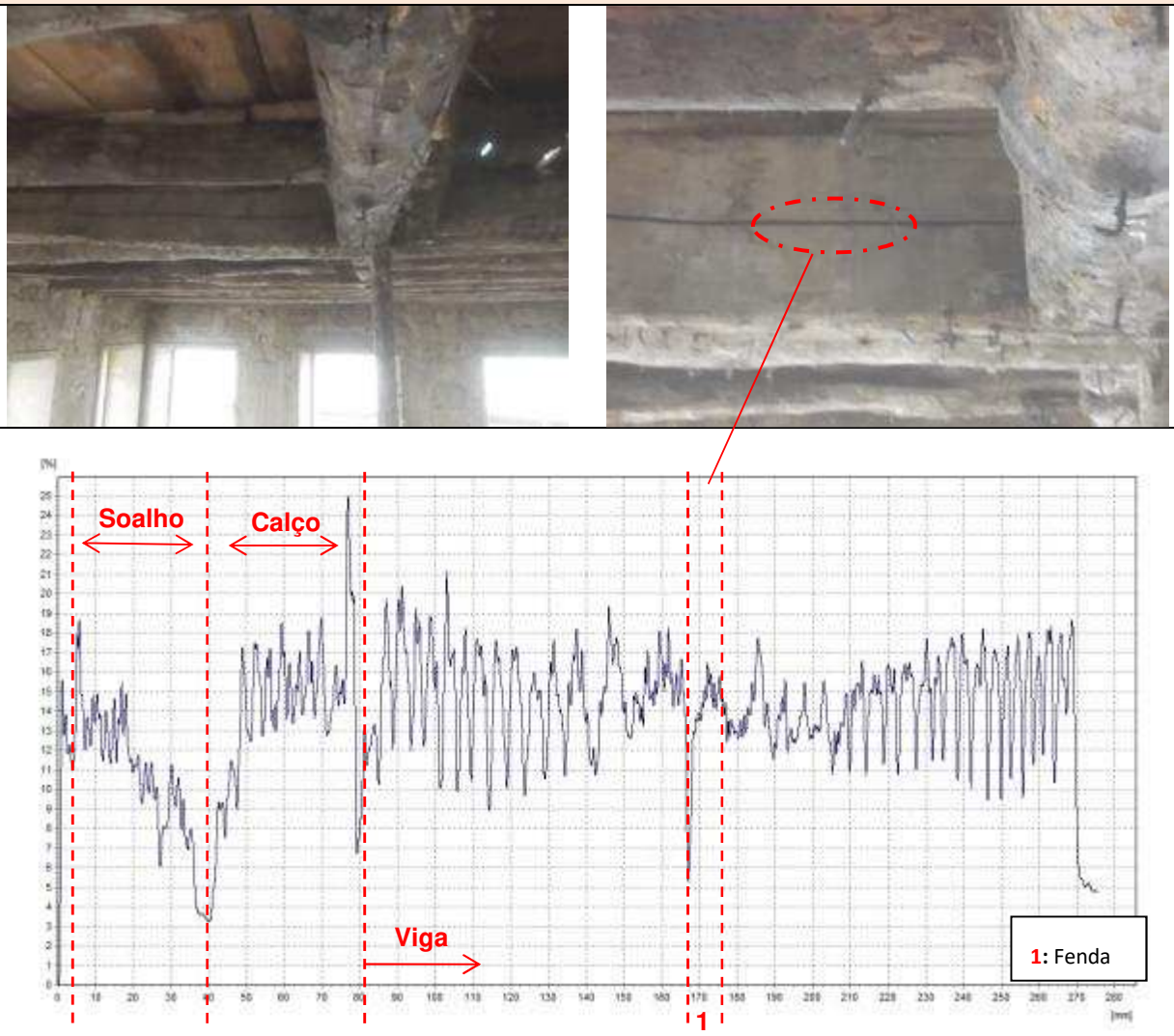


Viga X – Ensaio com Resistógrafo

Local: Viga X. Local afastado 1,5 m do Apoio A

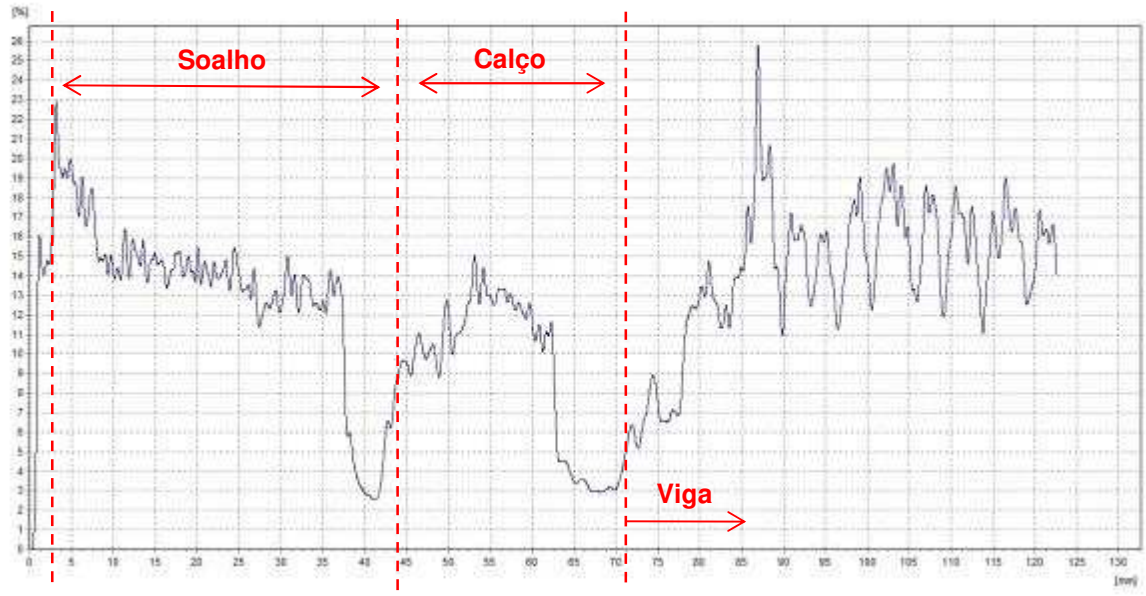


Local: Viga X Meio Vão



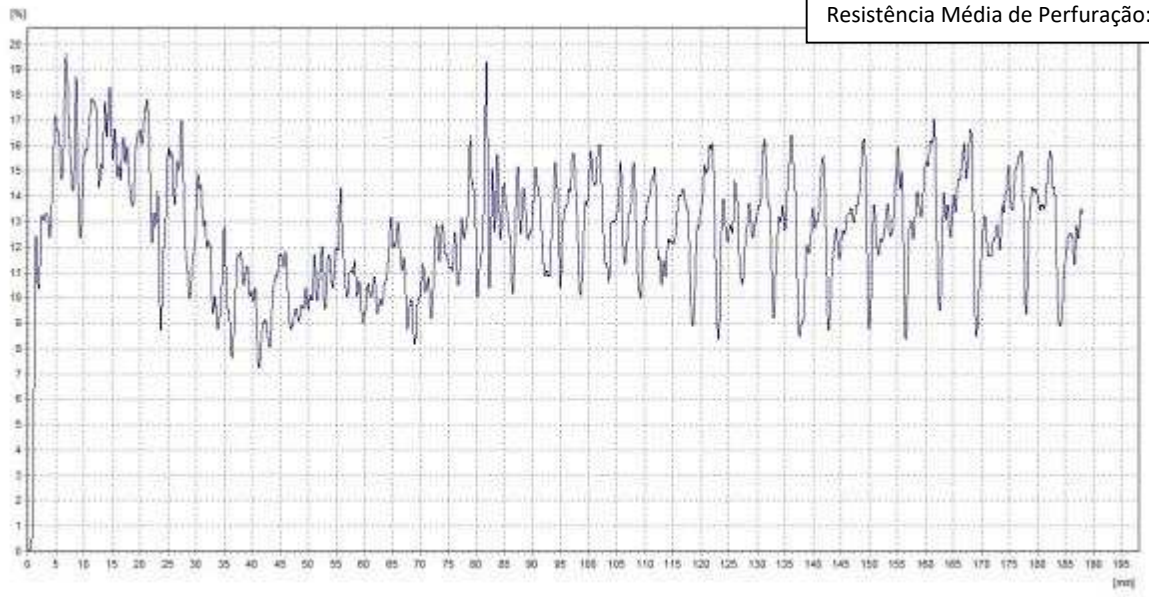
Viga X – Ensaios com Resistógrafo

Local: Viga X. Local afastado 1,5 m do Apoio B



Local: Viga X. Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 12%



Viga X – Ensaios com Resistógrafo

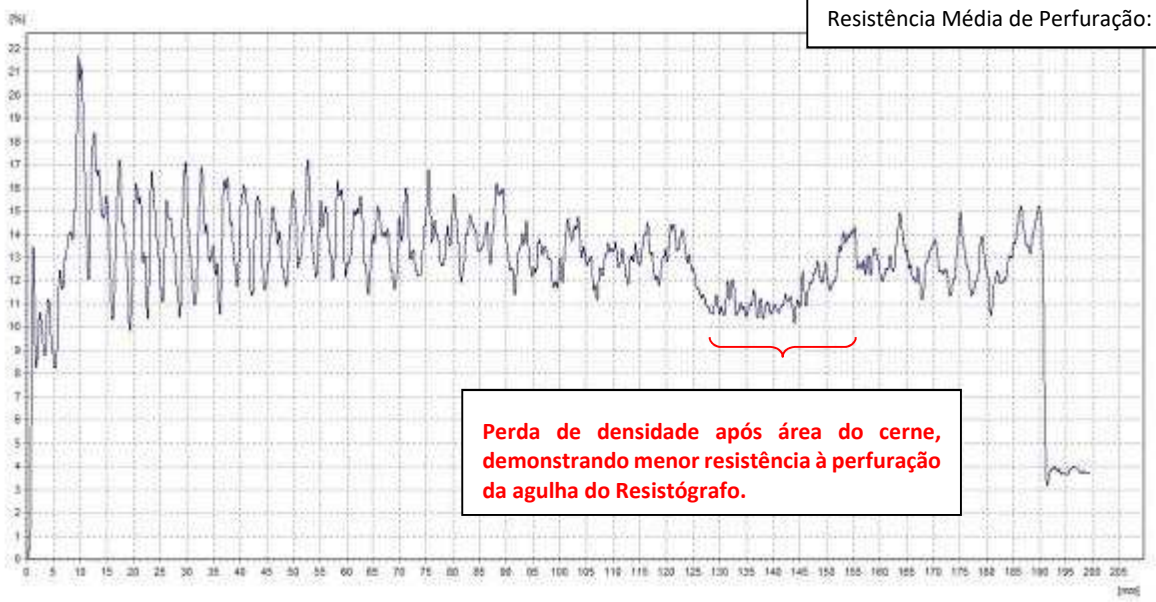
Vigas de pavimento do Piso 5

Viga Z	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	--	--	--.
Secção média (cm^2)	--	--	--
Observações	Viga ensaio destrutivo	Viga ensaio destrutivo	Viga ensaio destrutivo

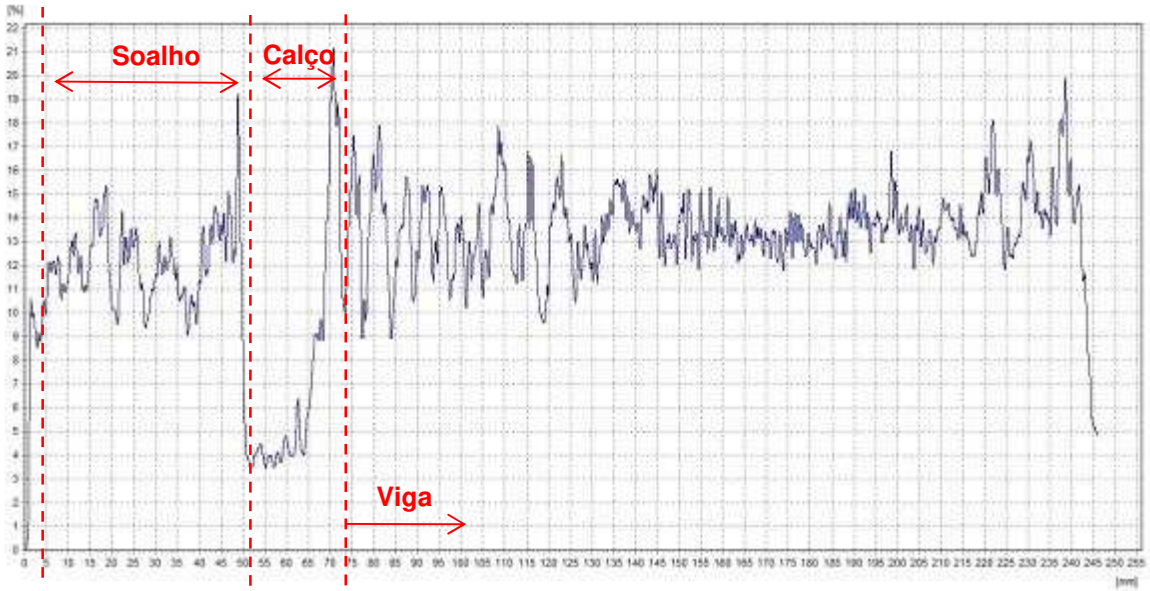


Viga Z – Vista Geral

Local: Viga Z Apoio A

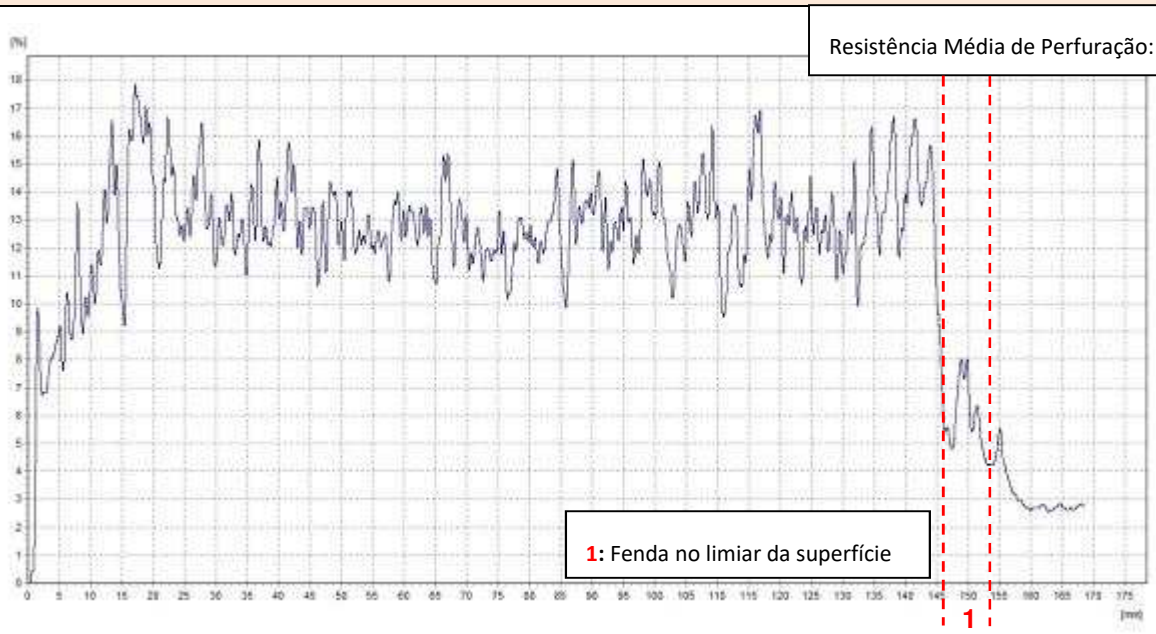


Local: Viga Z. Local afastado 1,5 m do Apoio A

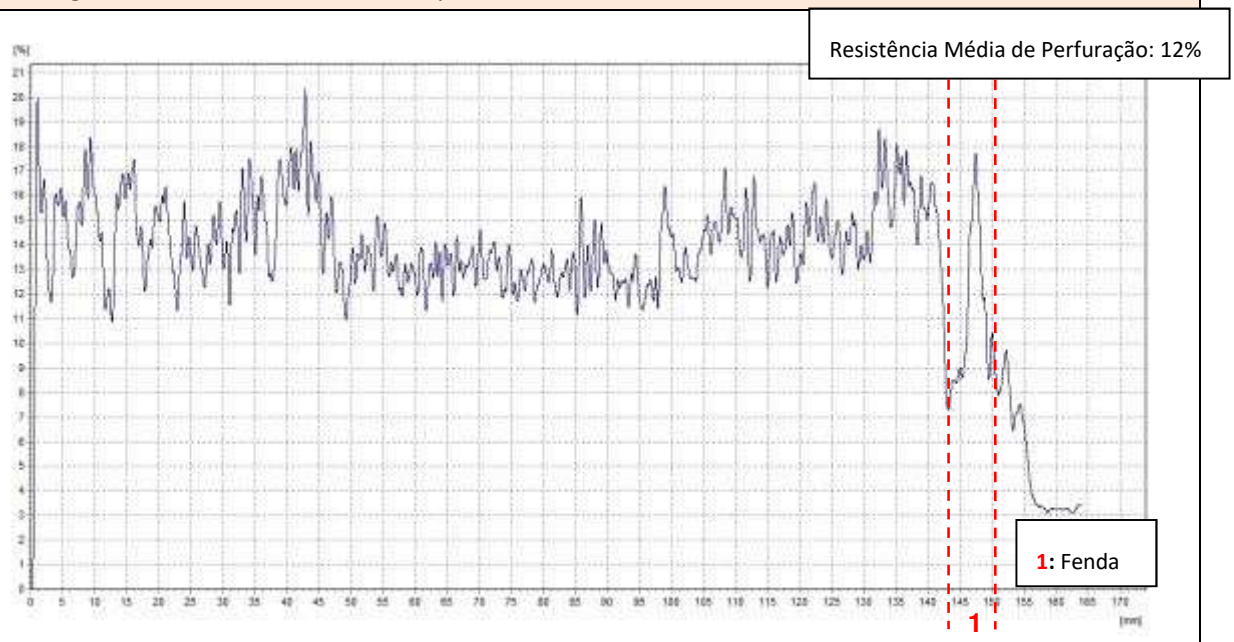


Local: Viga Z Meio Vão

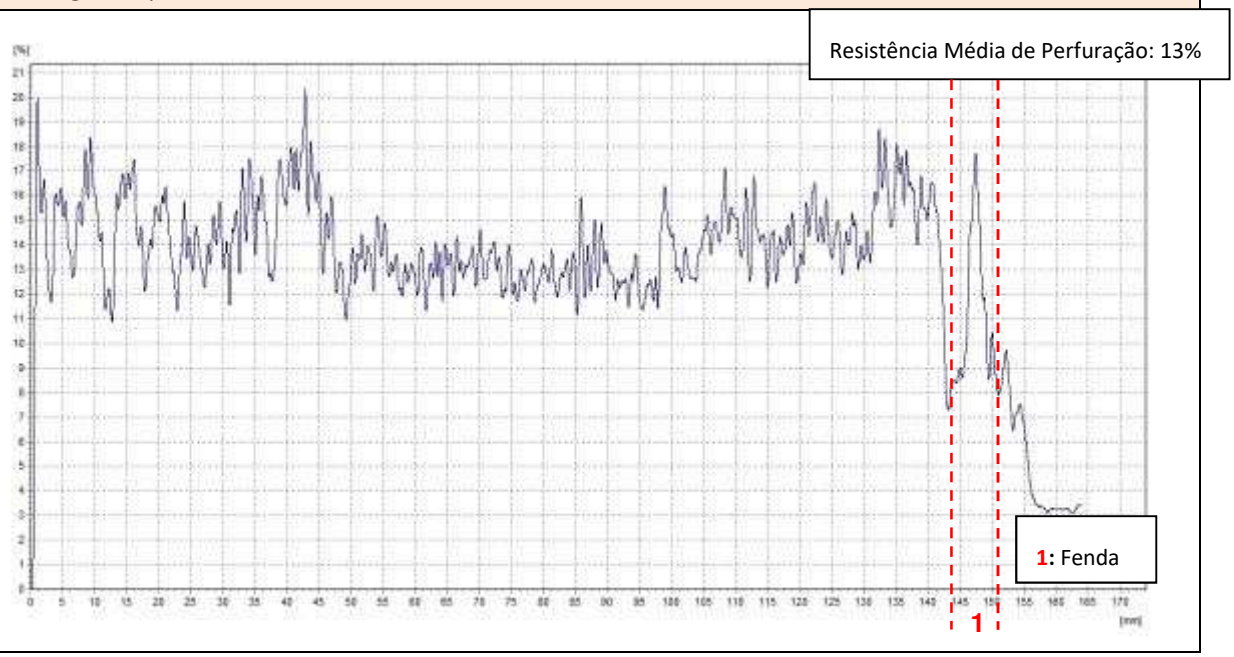
Resistência Média de Perfuração: 11%



Local: Viga Z. Local afastado 1,5 m do Apoio B



Local: Viga Z. Apoio B



Viga Z – Ensaios com Resistógrafo

Vigas de pavimento do Piso 5

Viga 9	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável Fenda de secagem	Razoável	Razoável Ataque pontual superficial de caruncho. Nó próximo do apoio A.
Teor de Humidade (médio)	20 %	17 %	--
Secção média (cm^2)	19x17	19x25	--
Observações	A manter	A manter	A manter com reforço zona do nó.



Viga 9 – Apoio A



Viga 9 – Apoio B



Viga 9 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 5

Viga 10	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável	Razoável	Razoável Ataque superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	19 %	21 %	--
Secção média (cm^2)	16x16	16x17	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 10 – Apoio A



Viga 10 – Apoio B



Viga 10 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 5

Viga 11	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável Fenda de secagem	Razoável	Razoável Ataque superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	17 %	17 %	--
Secção média (cm^2)	17x19	18x20	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 11 – Apoio A



Viga 11 – Apoio B



Viga 11 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 5

Viga 12	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável	Razoável	Razoável Ataque superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	20 %	20 %	--
Secção média (cm^2)	15x16	20x20	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 12 – Apoio A



Viga 12 – Apoio B



Viga 12 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 5

Viga 13	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável	Razoável	Mau. Fendas de secagem junto ao apoio B e Ataque pontual superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	17 %	18 %	--
Secção média (cm^2)	20x20	19x20	--
Observações	A manter	A manter	Efetuar reparação de fendas de secagem.



Viga 13 – Apoio A



Viga 13 – Apoio B



Viga 13 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 5

Viga 14	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável- Fendas de secagem	Razoável	Mau. Fendas de secagem desde apoio A até meio vão.
Teor de Humidade (médio)	27 %	23 %	--
Secção média (cm^2)	15x19	13x19	--
Observações	Reparação de fendas de secagem	A manter	Reparação de fendas de secagem



Viga 14 – Apoio A



Viga 14 – Apoio B



Viga 14 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 5

Viga 15	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Mau. Degradação no apoio.	Mau. Degradação severa do apoio	Razoável Ataque superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	25 %	23 %	--
Secção média (cm^2)	18x19	17x19	--
Observações	A manter	Substituir/reparar	A manter



Viga 15 – Apoio A



Viga 15 – Apoio B



Viga 15 – Vista geral da viga

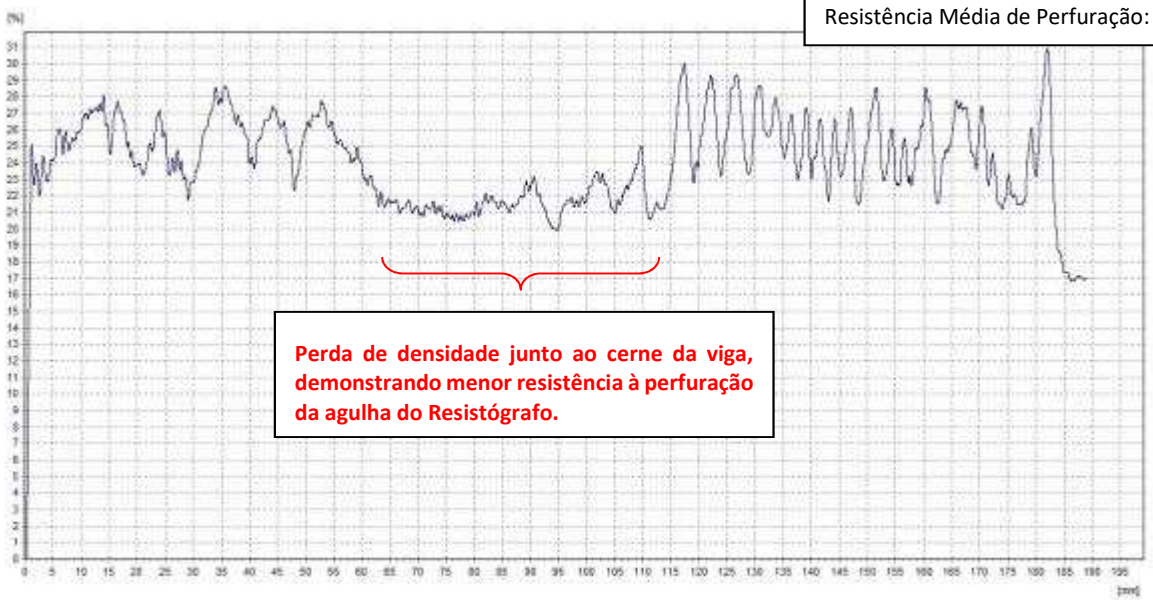
Vigas de pavimento do Piso 4

Viga Y	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	--	--	--
Secção média (cm^2)	--	--	--
Observações	Viga ensaio destrutivo	A manter	A manter



Viga Y – Vista Geral

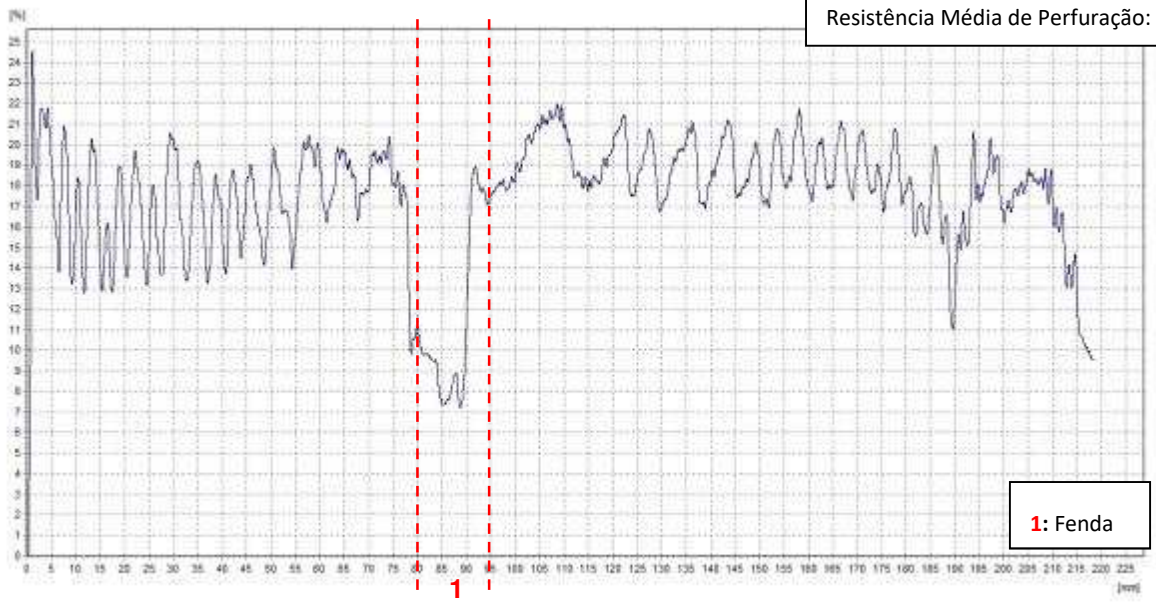
Local: Viga Y Apoio A



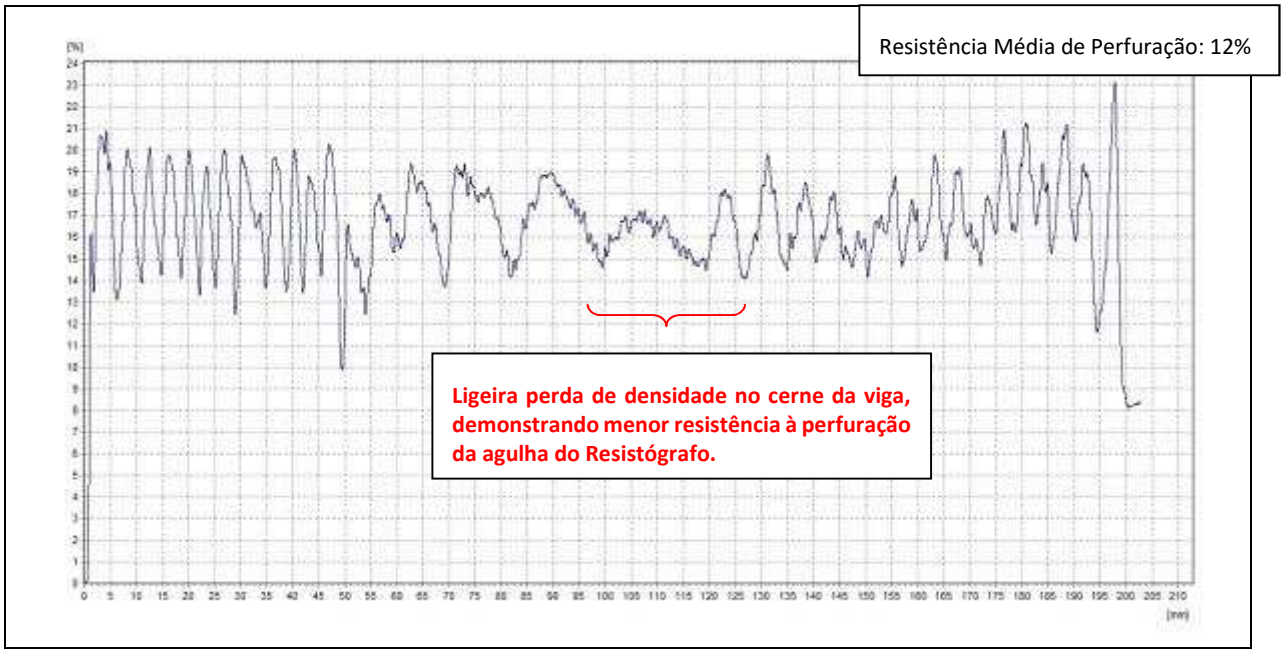
Viga Y – Ensaio com Resistógrafo

Local: Viga Y. Local afastado 1,5 m do Apoio A



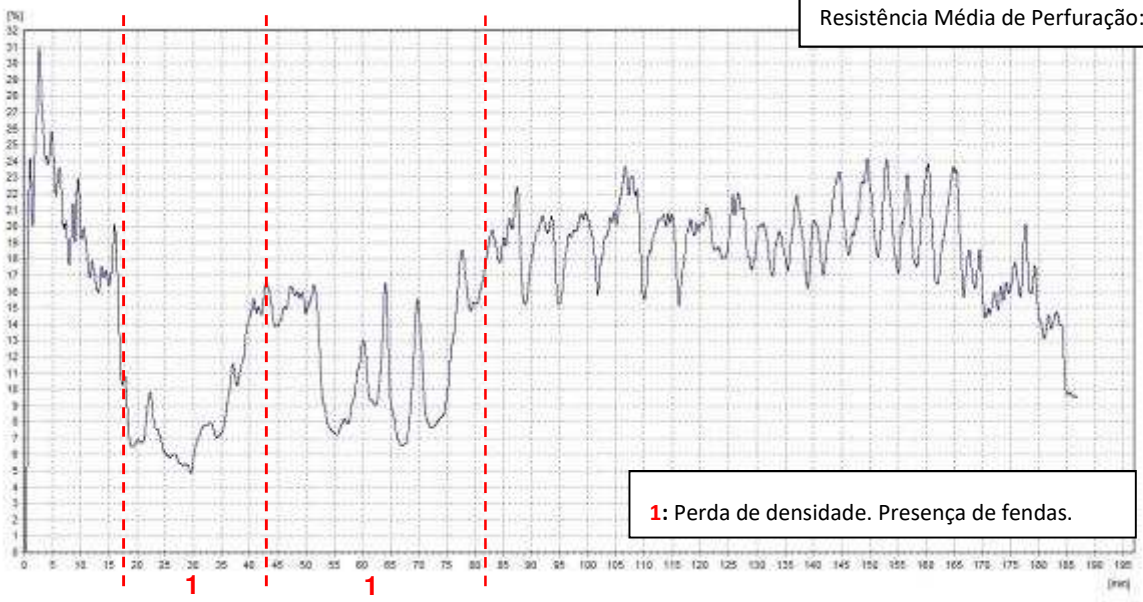


Local: Viga Y Meio Vão



Viga Y – Ensaios com Resistógrafo

Local: Viga Y. Local afastado 1,5 m do Apoio B



Local: Viga Y. Apoio B



Viga Y – Ensaios com Resistógrafo

Vigas de pavimento do Piso 4

Viga Z	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	--	--	--
Secção média (cm^2)	--	--	--
Observações	Viga ensaio destrutivo	Viga ensaio destrutivo	Viga ensaio destrutivo



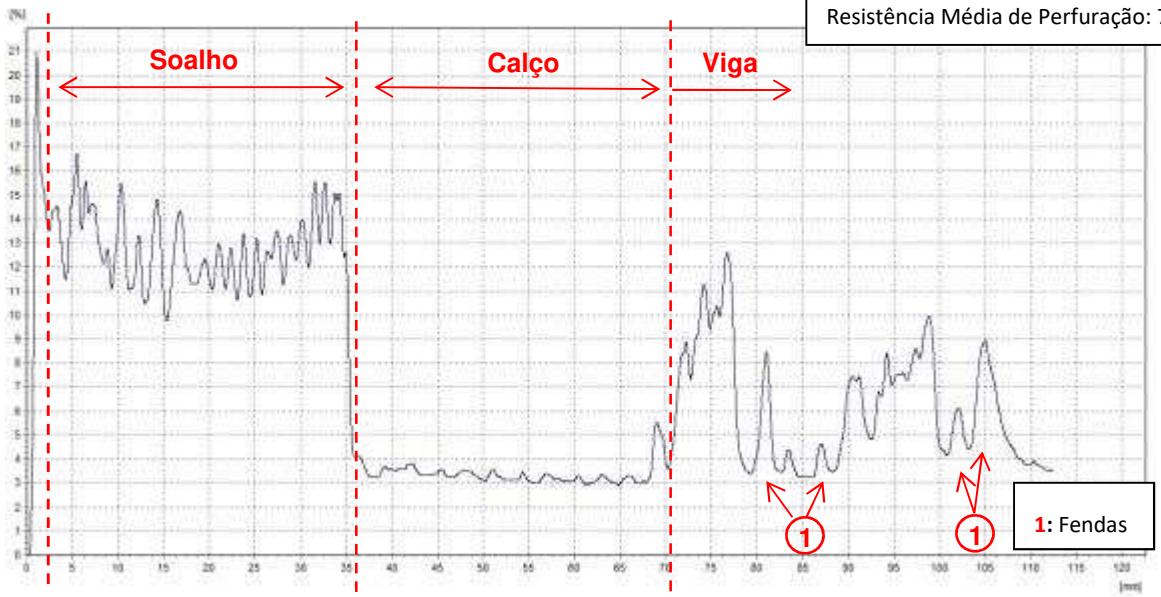
Viga Z – Vista Geral

Local: Viga Z Apoio A



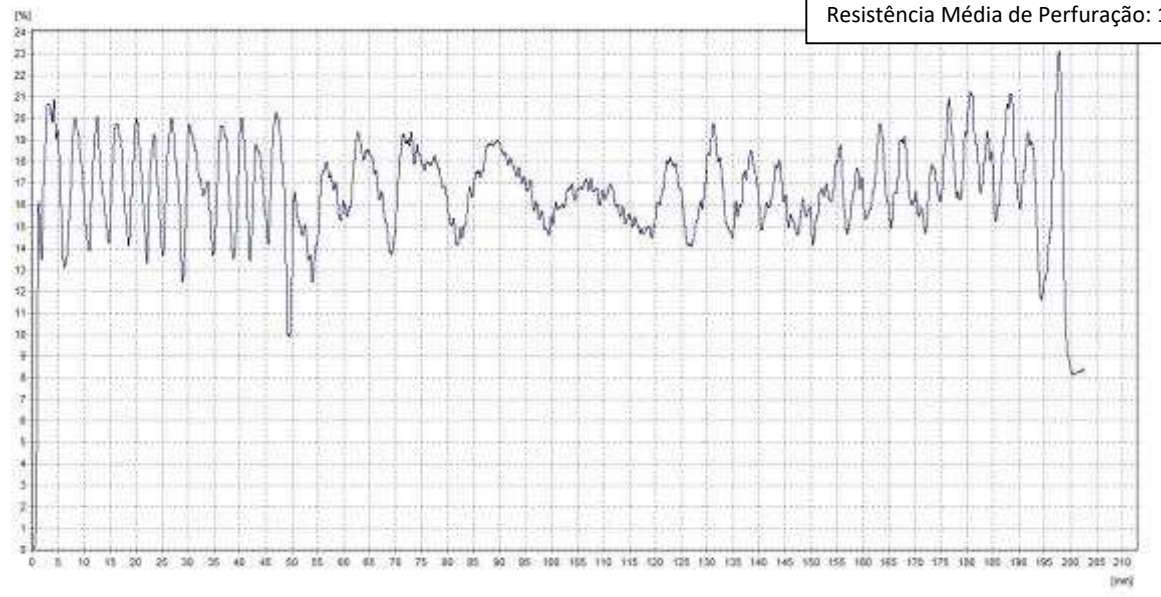
Local: Viga Z. Local afastado 1,5 m do Apoio A

Resistência Média de Perfuração: 7%



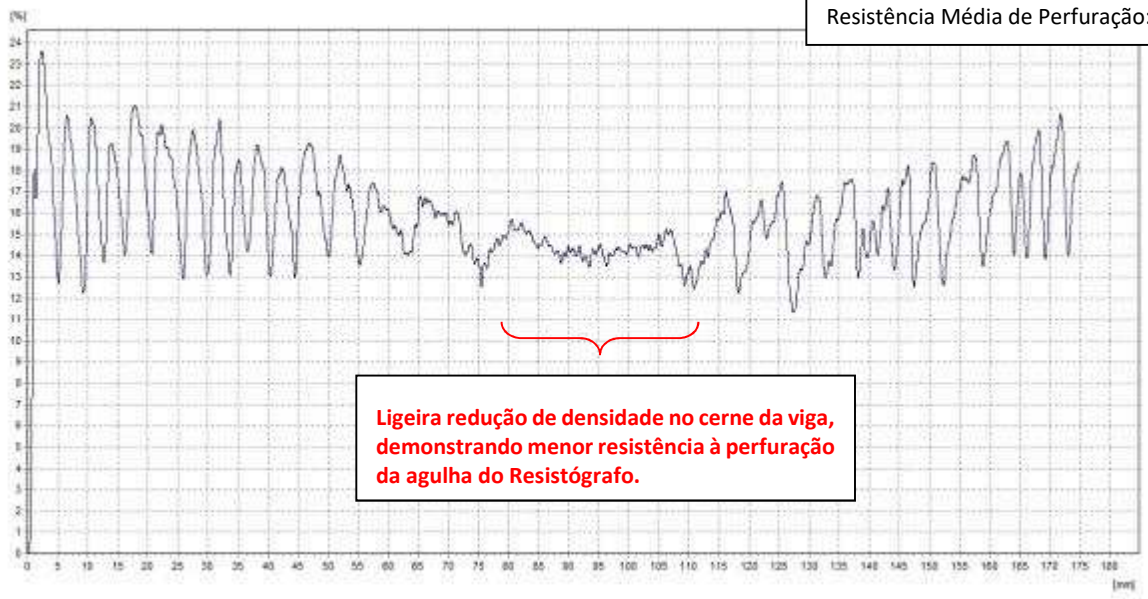
Local: Viga Z Meio Vão

Resistência Média de Perfuração: 16%



Local: Viga Z. Local afastado 1,5 m do Apoio B

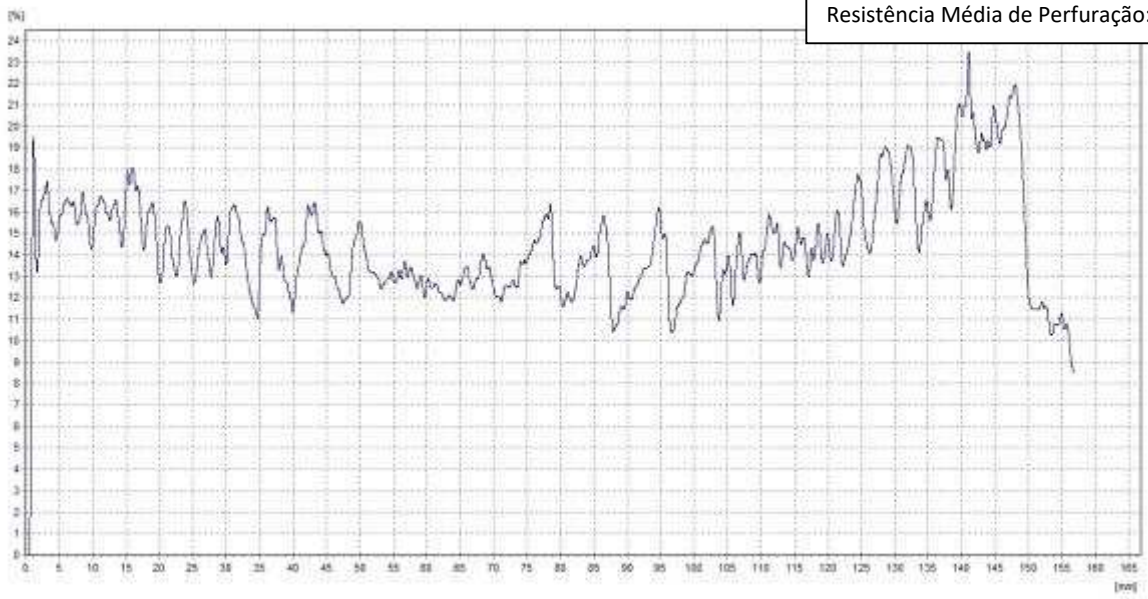
Resistência Média de Perfuração: 15%



Ligeira redução de densidade no cerne da viga, demonstrando menor resistência à perfuração da agulha do Resistógrafo.

Local: Viga Z. Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 14%



Viga Z – Ensaios com Resistógrafo

Vigas de pavimento do Piso 4

Viga 11	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom Fenda de secagem. Deterioração superficial caruncho	Bom Manchas de humidade.	Bom Fendas de secagem, manchas de humidade e ataque superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	19 %	23%	--
Secção média (cm^2)	19x17	20x18	--
Observações	A manter Viga ensaio destrutivo	A manter Viga ensaio destrutivo	A manter Viga ensaio destrutivo



Viga 11 – Apoio A

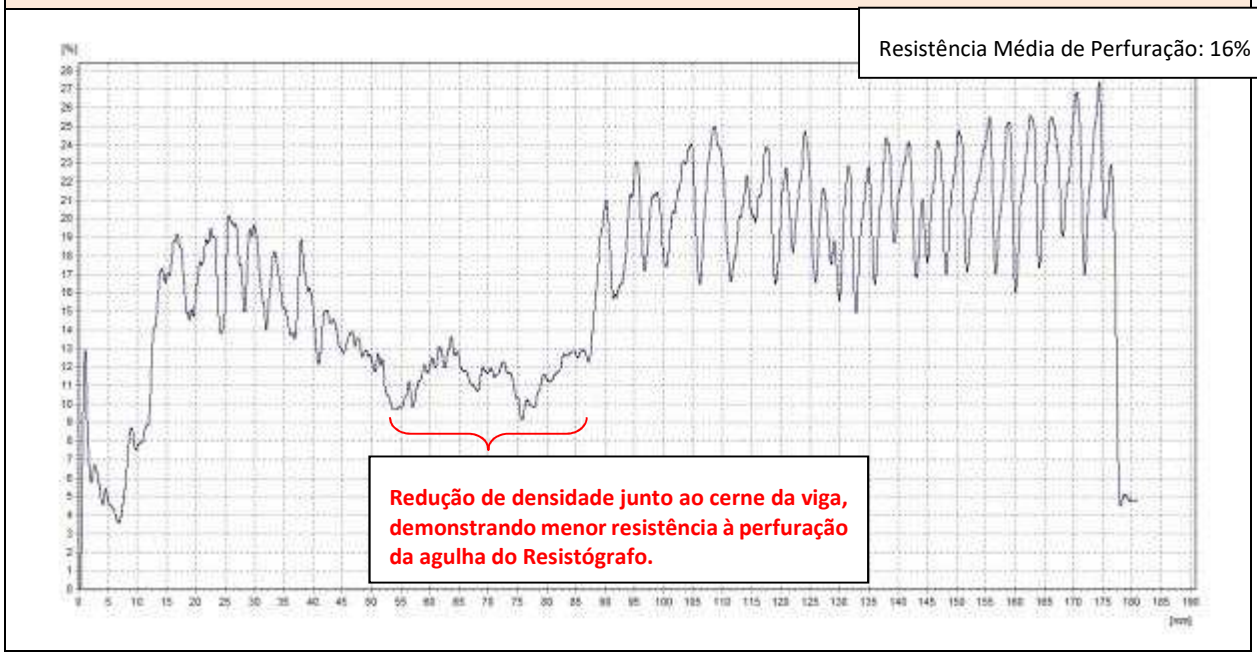


Viga 11 – Apoio B



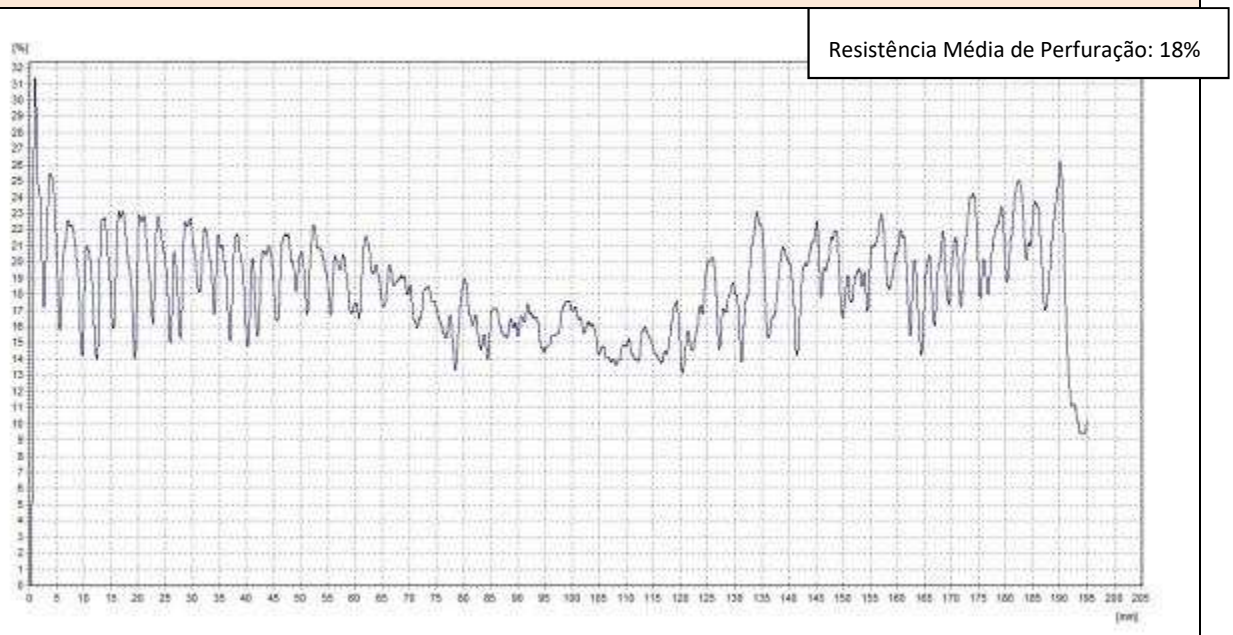
Viga 11 – Vista geral da viga

Local: Viga 11 Apoio A

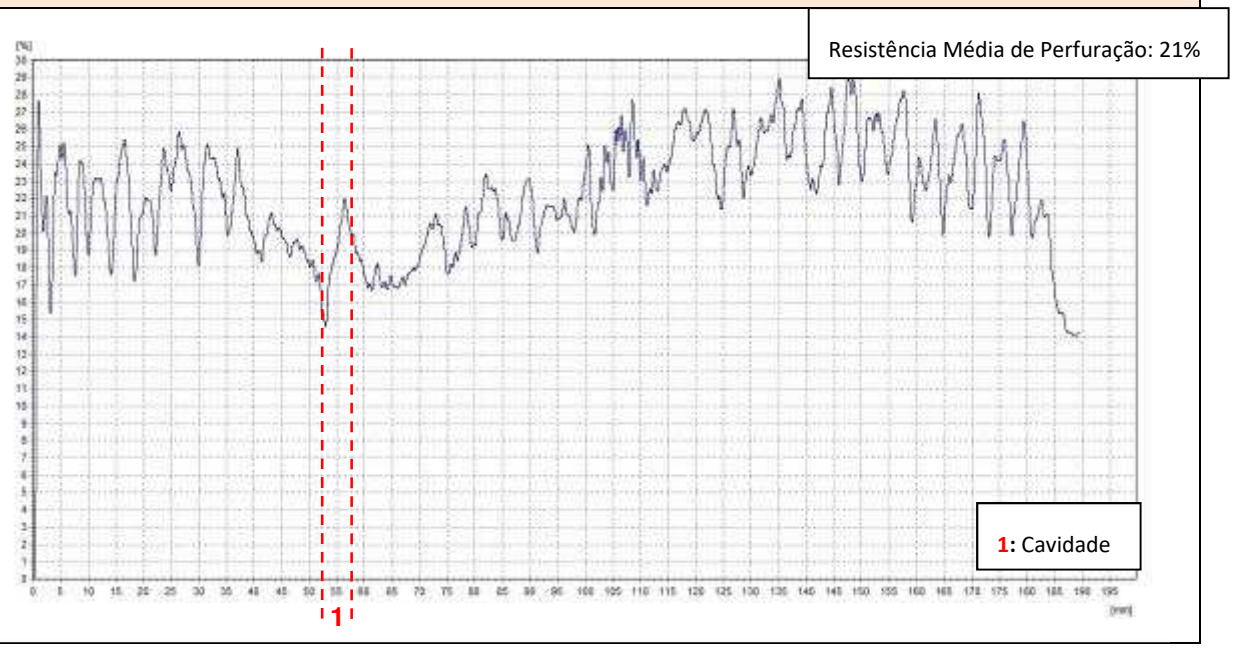


Viga 11 – Ensaio com Resistógrafo

Local: Viga 11. Local afastado 1,5 m do Apoio A



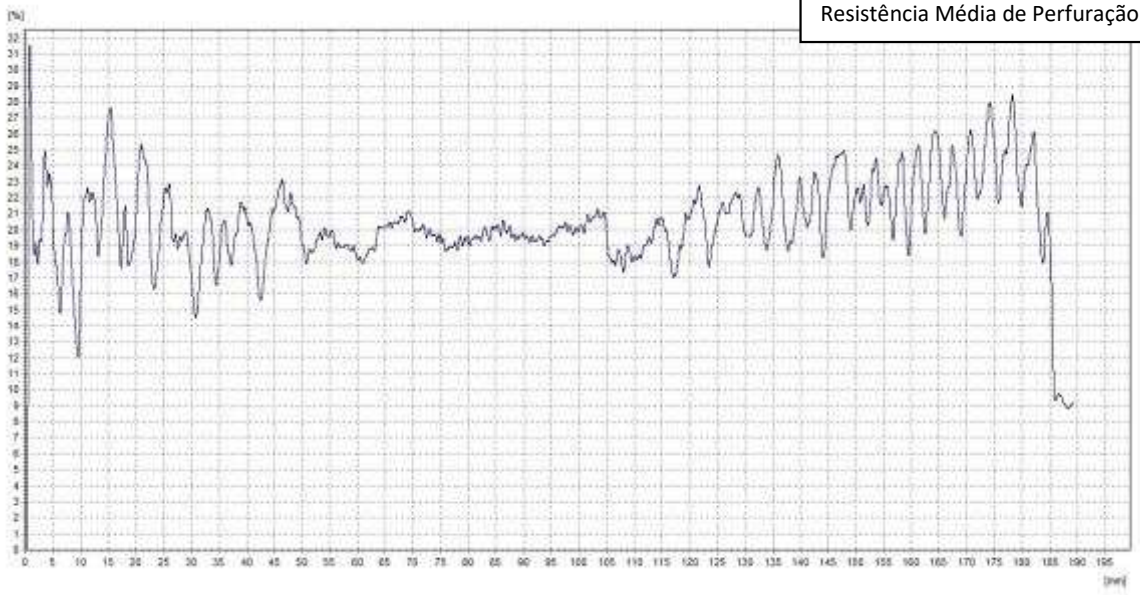
Local: Viga 11 Meio Vão



Viga 11 – Ensaios com Resistógrafo

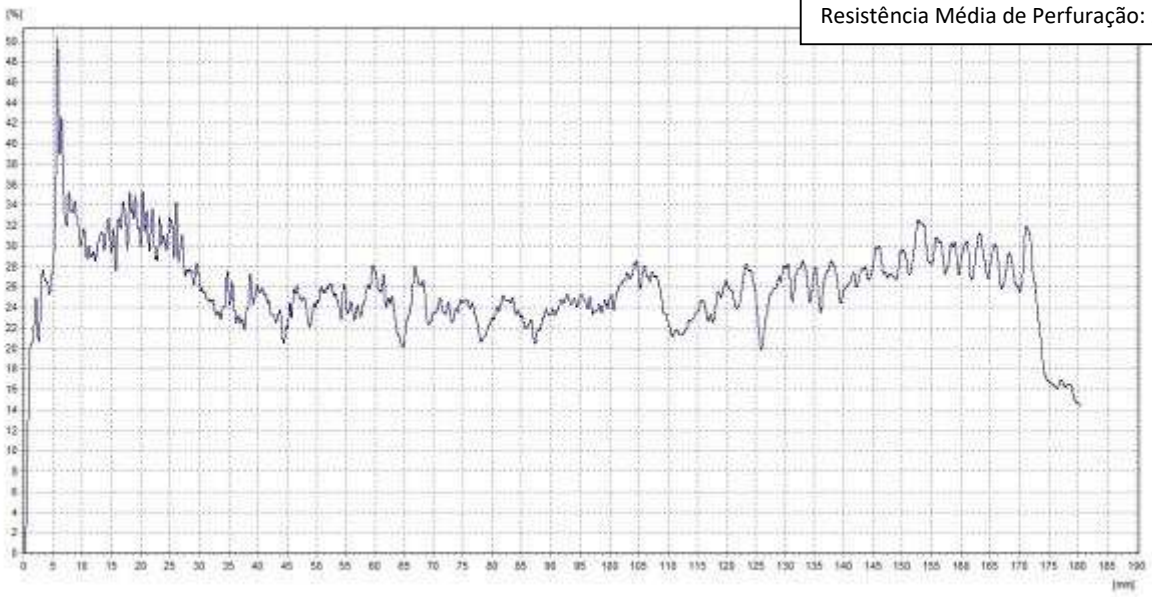
Local: Viga 11. Local afastado 1,5 m do Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 20%



Local: Viga 11. Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 25%



Viga 11 – Ensaios com Resistógrafo

Vigas de pavimento do Piso 4

Viga 12	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom Fenda de secagem	Bom	Bom Ataque pontual superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	18 %	18 %	--
Secção média (cm^2)	15x17	15x18	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 12 – Apoio A



Viga 12 – Apoio B



Viga 12 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 4

Viga 13	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável/Bom Fenda de secagem	Bom/Razoável	Bom/Razoável Ataque pontual superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	19 %	19 %	--
Secção média (cm^2)	20x20	18x18	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 13 – Apoio A



Viga 13 – Apoio B



Viga 13 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 4

Viga 14	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom Fenda de secagem	Bom	Bom Ataque superficial de caruncho e existência de nó.
Teor de Humidade (médio)	21 %	20 %	--
Secção média (cm^2)	16x15	16x14	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 14 – Apoio A



Viga 14 – Apoio B



Viga 14 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 4

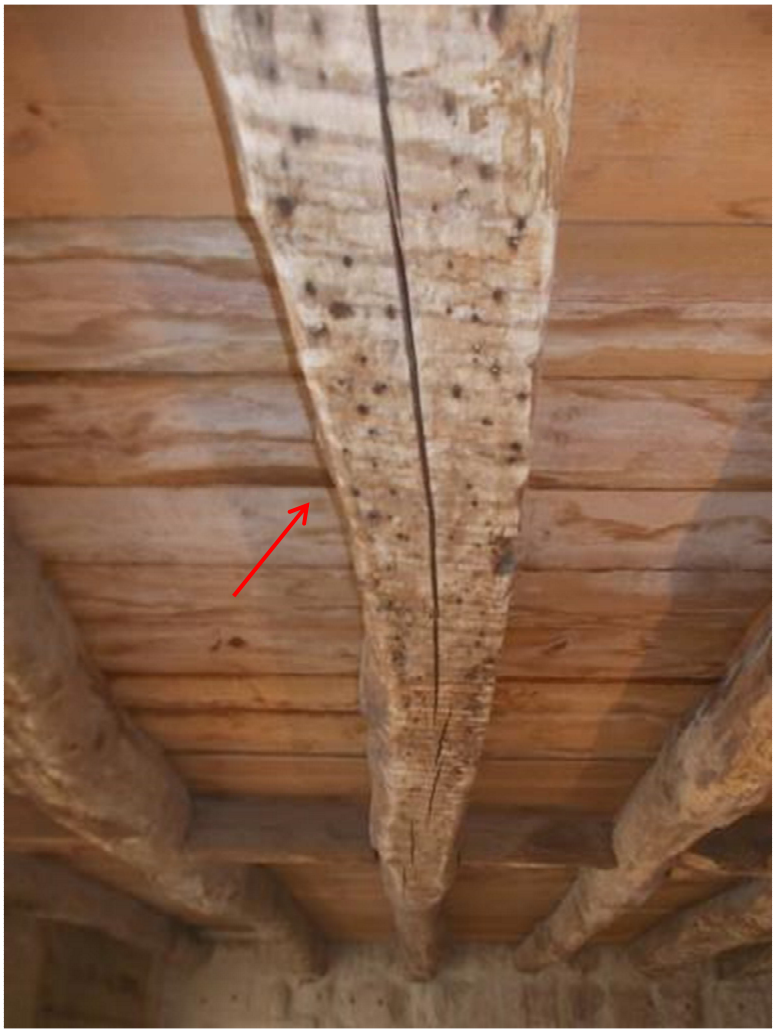
Viga 15	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom Fenda de secagem	Bom	Bom Ataque pontual superficial de caruncho e fendas de secagem.
Teor de Humidade (médio)	18 %	16 %	--
Secção média (cm^2)	15x14	17x15	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 15 – Apoio A



Viga 15 – Apoio B



Viga 15 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 4

Viga 16	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável Fenda de secagem	Bom	Bom/Razoável Ataque pontual superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	22 %	21 %	--
Secção média (cm^2)	17x21	20x21	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 16 – Apoio A



Viga 16 – Apoio B



Viga 16 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 4

Viga 17	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável Fenda de secagem	Razoável	Bom/Razoável Ataque pontual superficial de caruncho
Teor de Humidade (médio)	25 %	23 %	--
Secção média (cm^2)	14x19	14x18	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 17 – Apoio A



Viga 17 – Apoio B



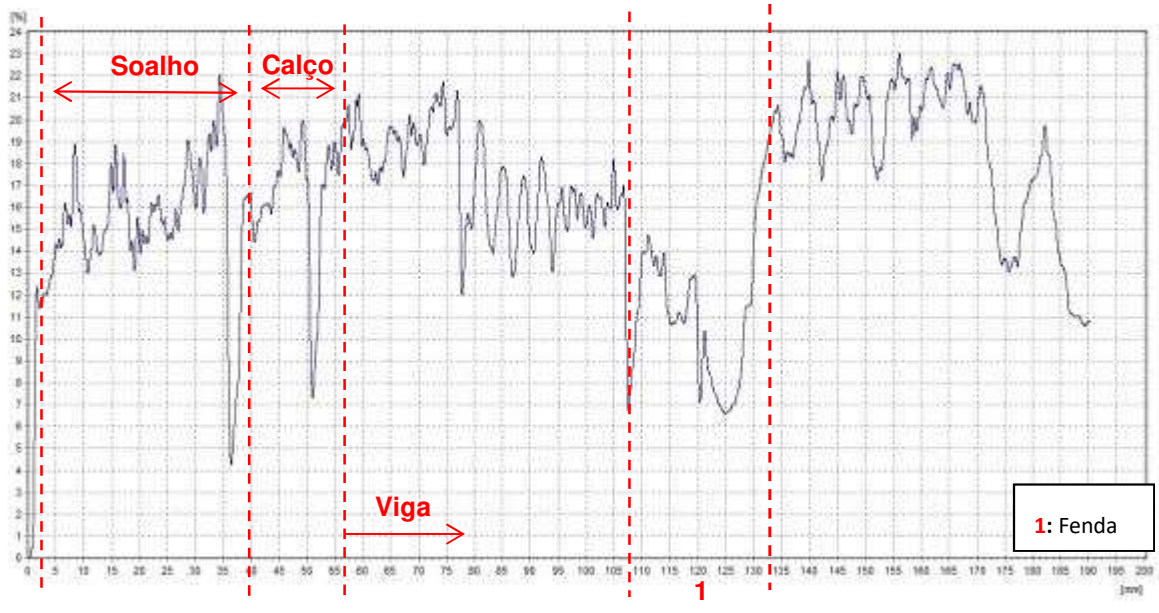
Viga 17 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 3

Viga Y	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	--	--	--
Observações	Viga Ensaio Destrutivo	Viga Ensaio Destrutivo	Viga Ensaio Destrutivo Fenda a meio vão

Local: Viga Y Meio Vão





Viga Y – Ensaios com Resistógrafo

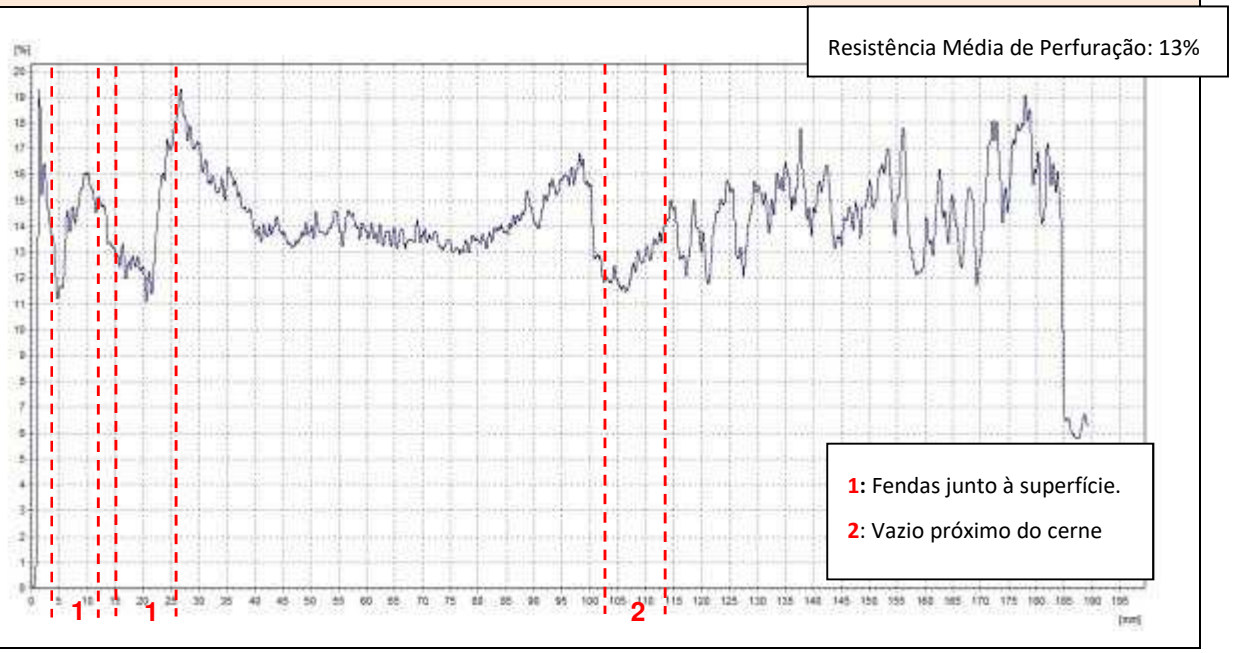
Vigas de pavimento do Piso 4

Viga Z	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	--	--	--
Secção média (cm2)	--	--	--
Observações	Viga Ensaio Destrutivo	Viga Ensaio Destrutivo	Viga Ensaio Destrutivo



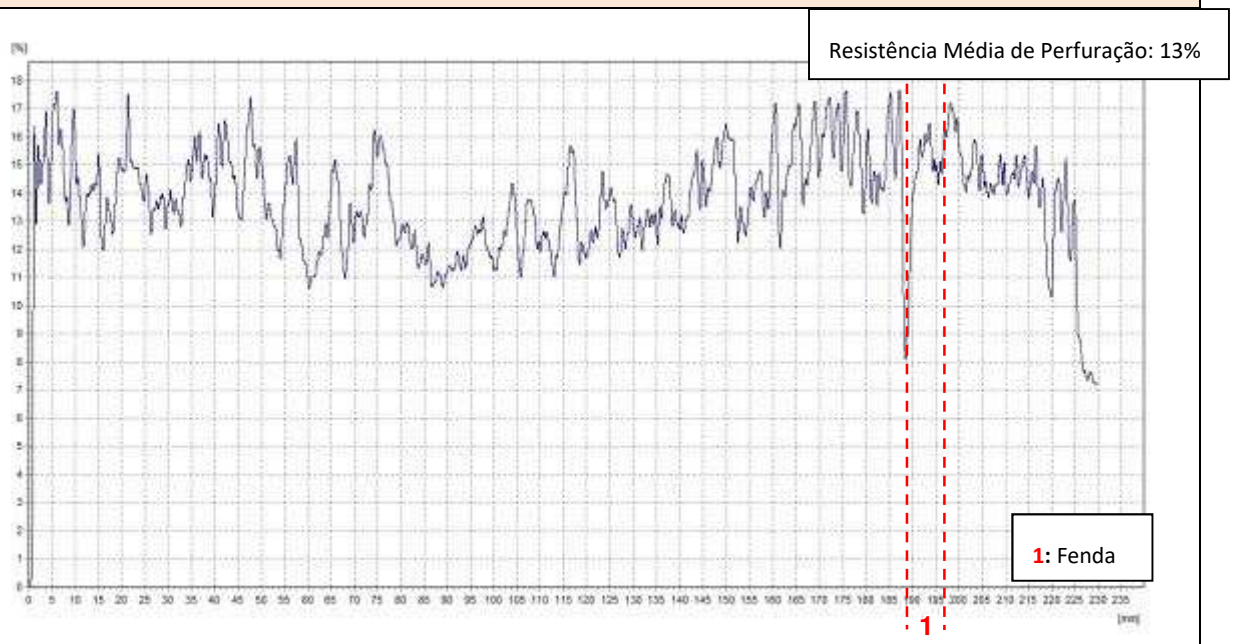
Viga Z – Vista Geral

Local: Viga Z Apoio A

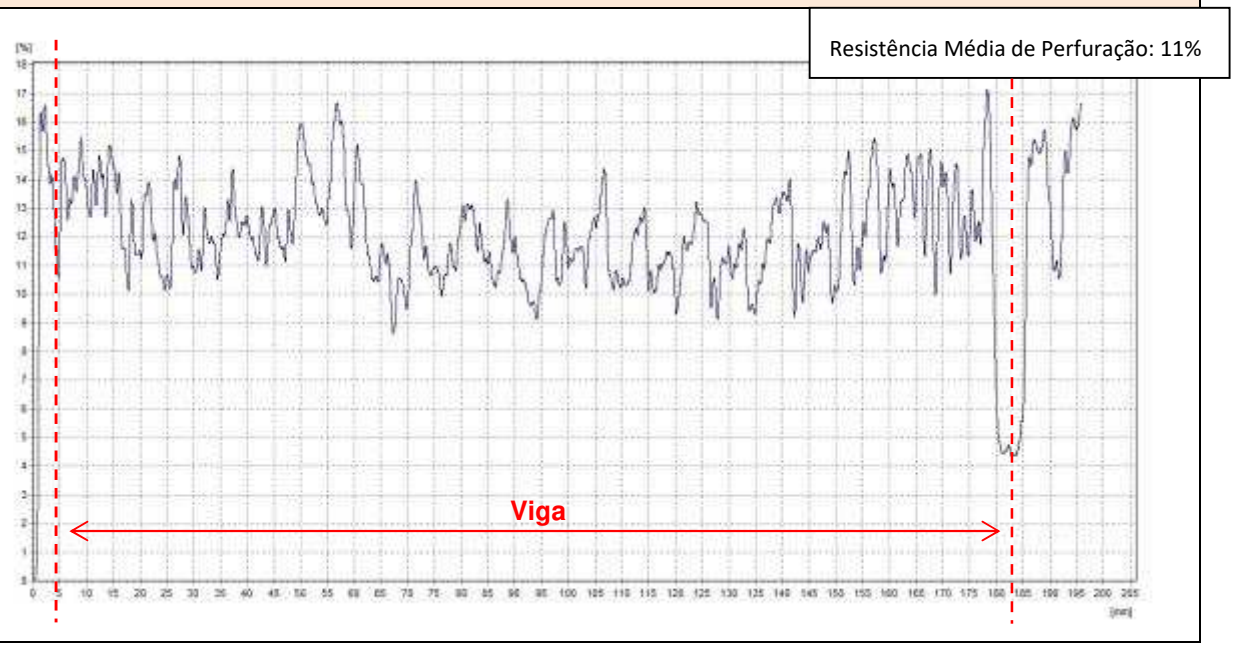


Viga Z – Ensaio com Resistógrafo

Local: Viga Z. Local afastado 1,5 m do Apoio A



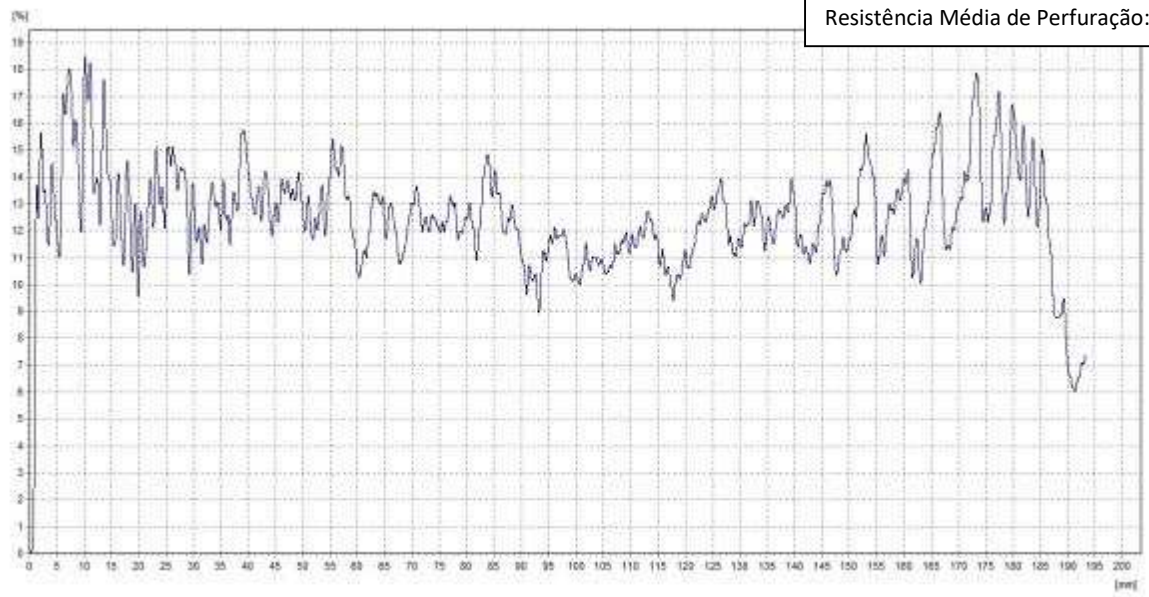
Local: Viga Z Meio Vão



Viga Z – Ensaios com Resistógrafo

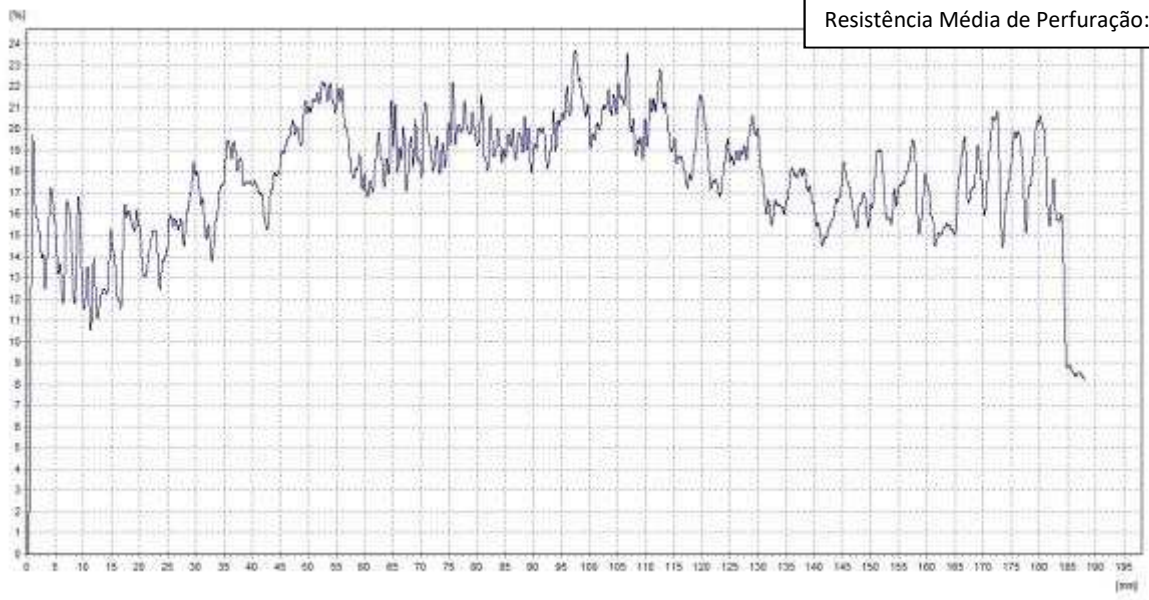
Local: Viga Z. Local afastado 1,5 m do Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 12%



Local: Viga Z. Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 17%



Viga Z – Ensaios com Resistógrafo

Vigas de pavimento do Piso 3

Viga 12	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável Fenda de secagem. Manchas de humidade.	Razoável Fenda de secagem. Manchas de humidade.	Razoável. Fenda de secagem. Manchas de humidade.
Teor de Humidade (médio)	19 %	20 %	--
Secção média (cm^2)	21x21	18x20	--
Observações	A manter Viga Ensaio Destrutivo	A manter Viga Ensaio Destrutivo	A manter Viga Ensaio Destrutivo



Viga 12 – Apoio A

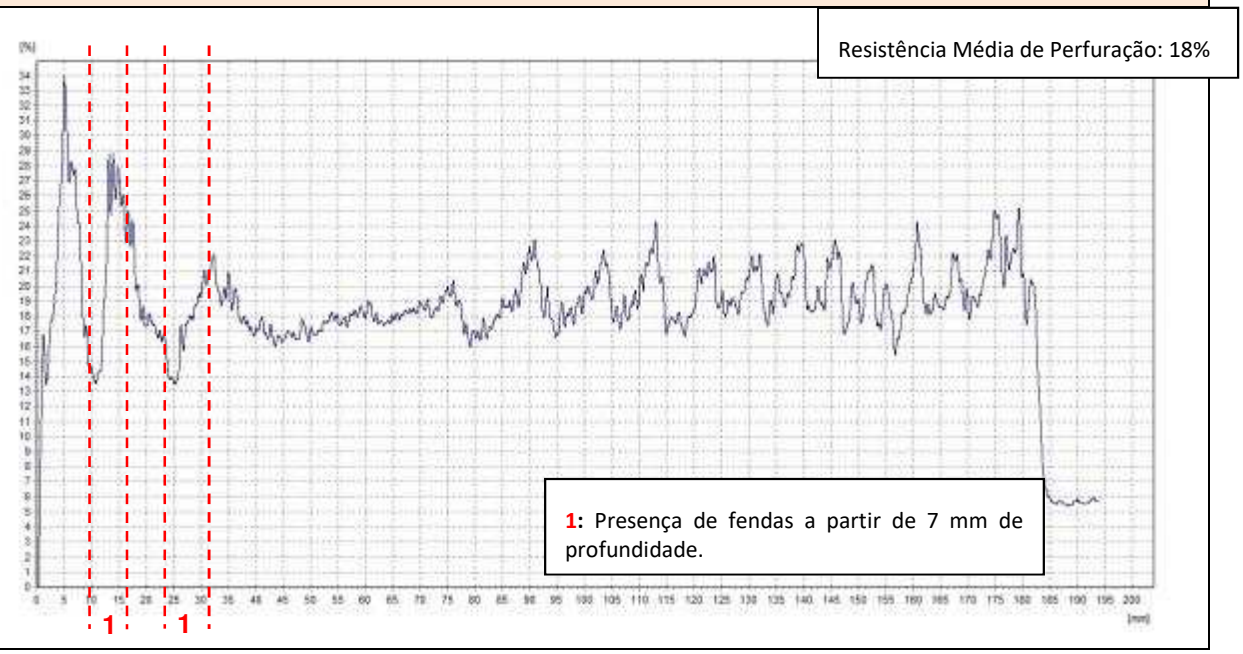


Viga 12 – Apoio B



Viga 12 – Vista geral da viga

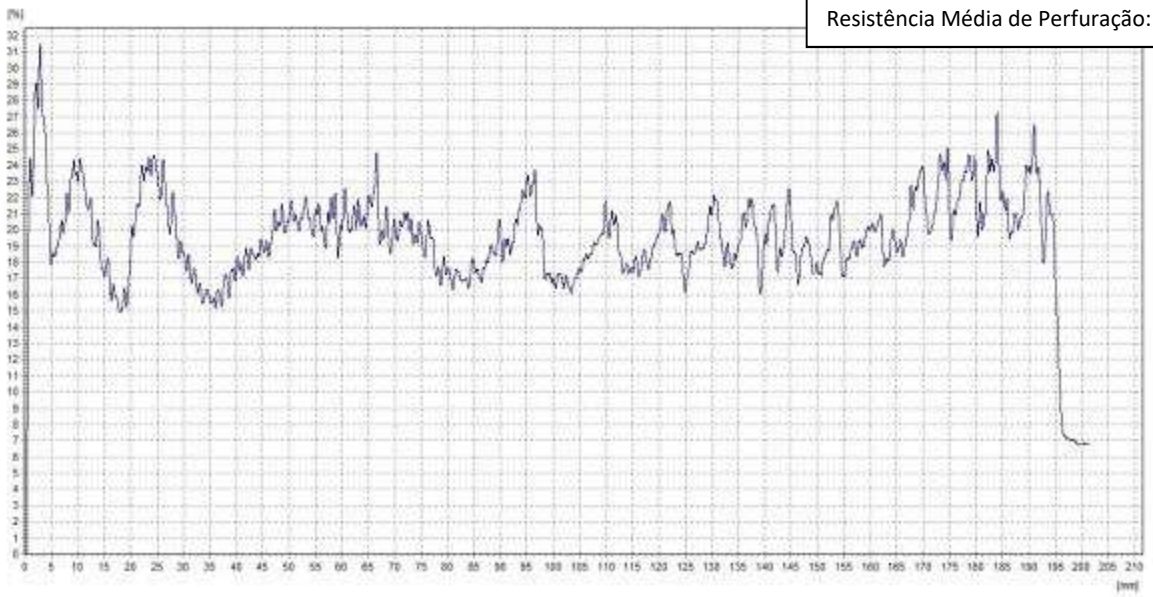
Local: Viga 12 Apoio A



Viga 12 – Ensaio com Resistógrafo

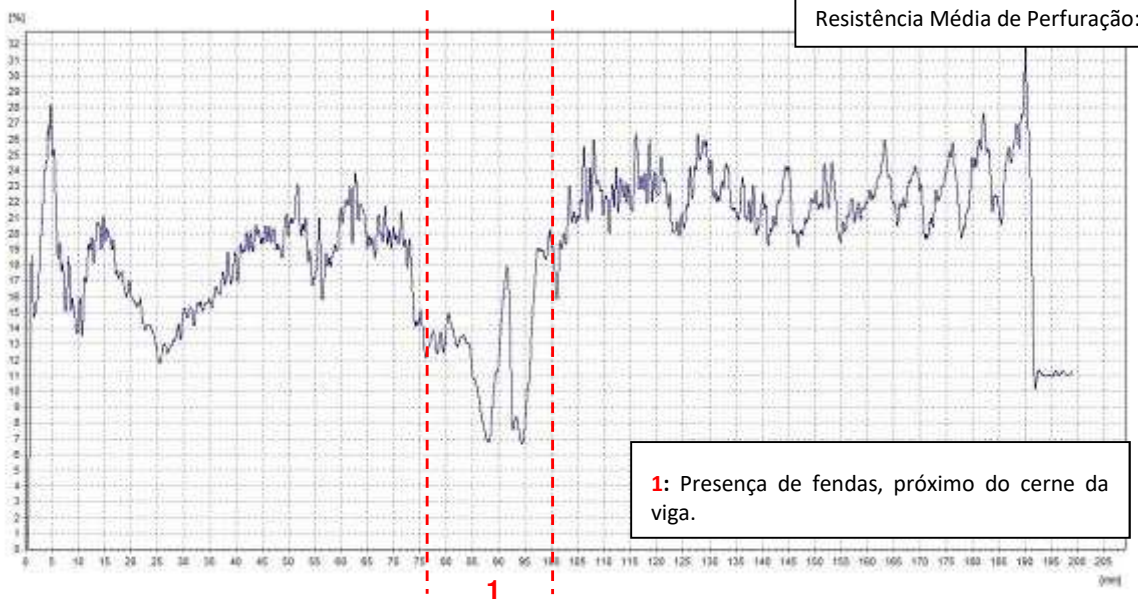
Local: Viga 12. Local afastado 1,5 m do Apoio A

Resistência Média de Perfuração: 19%



Local: Viga 12 Meio Vão

Resistência Média de Perfuração: 18%

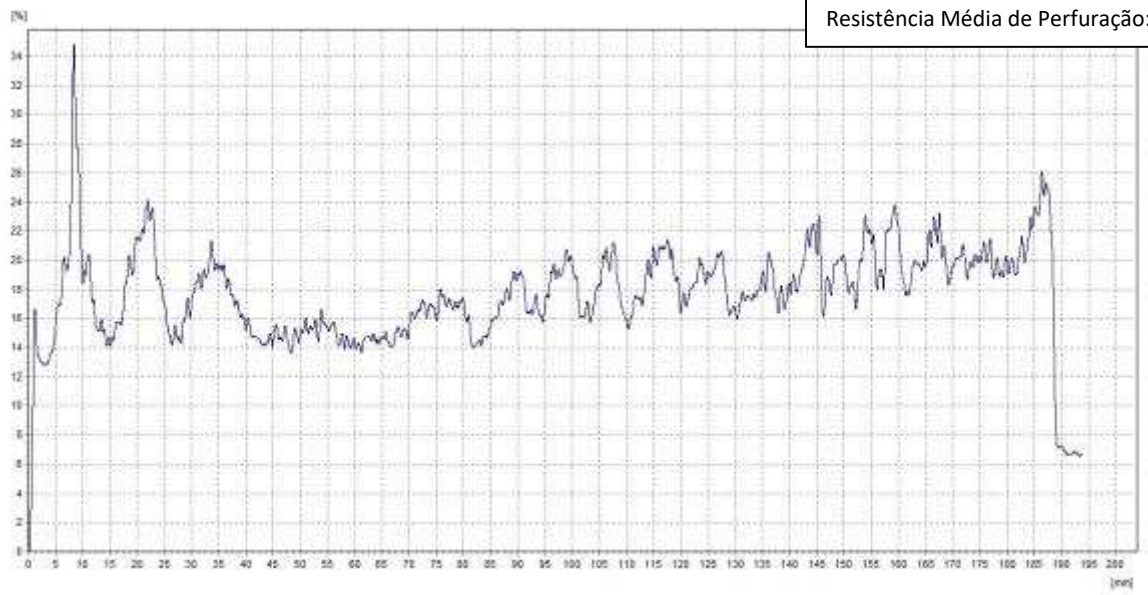


1: Presença de fendas, próximo do cerne da viga.

Viga 12 – Ensaios com Resistógrafo

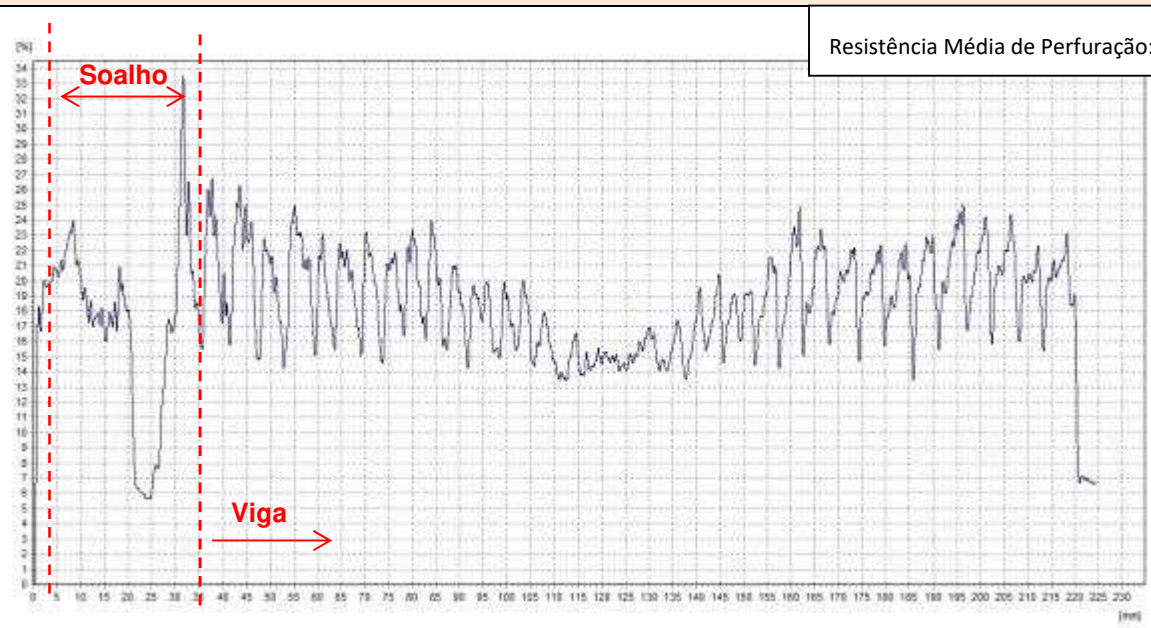
Local: Viga 12. Local afastado 1,5 m do Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 17%



Local: Viga 12. Apoio B

Resistência Média de Perfuração: 17%



Viga 12 – Ensaios com Resistógrafo

Vigas de pavimento do Piso 3

Viga 13	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom	Bom	Bom
Teor de Humidade (médio)	19 %	20 %	--
Secção média (cm^2)	15x20	15x18	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 13 – Apoio A



Viga 13 – Apoio B



Viga 13 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 3

Viga 14	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom	Bom	Bom
Teor de Humidade (médio)	22 %	18 %	--
Secção média (cm^2)	21x22	18x20	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 14 – Apoio A



Viga 14 – Apoio B



Viga 14 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 3

Viga 15	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom	Bom	Bom
Teor de Humidade (médio)	21 %	22 %	--
Secção média (cm^2)	18x21	17x20	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 15 – Apoio A



Viga 15 – Apoio B



Viga 15 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 3

Viga 16	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Razoável/Ataque de caruncho 2 cm	Bom	Bom
Teor de Humidade (médio)	20 %	21 %	--
Secção média (cm^2)	20x22	19x19	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 16 – Apoio A



Viga 16 – Apoio B



Viga 16 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 3

Viga 17	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom	Bom	Bom
Teor de Humidade (médio)	23 %	20 %	--
Secção média (cm^2)	15x14	13x18	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 17 – Apoio A



Viga 17 – Apoio B



Viga 17 – Vista geral da viga

Vigas de pavimento do Piso 3

Viga 18	Apoio A	Apoio B	Segmento entre apoios
Estado Conservação	Bom	Bom	Bom
Teor de Humidade (médio)	25 %	% Elevada	--
Secção média (cm^2)	20x20	18x17	--
Observações	A manter	A manter	A manter



Viga 18 – Apoio A



Viga 18 – Apoio B



Viga 18 – Vista geral da viga

ANEXO A.3

RELATÓRIO DE ENSAIOS DESTRUTIVOS EM PROVETES À ESCALA REAL

Relatório de ensaios de caracterização de

RIGIDEZ DE FLEXÃO e RESISTÊNCIA de



PAINÉIS MISTOS de MADEIRA-BETÃO



e VIGAS DE MADEIRA ANTIGAS

de um edifício existente

Por solicitação de:

A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda

Março 2016

IC182-RO127-A-NG416

Índice

1 Introdução 3

2 Descrição dos Provetes 4

3 Setup de Ensaio 7

4 Resultados dos Ensaios 12

4.1 Ensaios de Cubos de Betão 12

4.2 Ensaios de Painéis Mistos Madeira-Betão 13

4.2.1 Aspetos gerais sobre resultados dos ensaios dos painéis de pavimentos 13

4.2.2 Painel A – PISO 5 18

4.2.3 Painel B – PISO 6 21

4.2.4 Painel B – PISO 4 24

4.2.5 Painel A – PISO 3 28

4.2.6 Resumo dos resultados para os painéis 31

4.3 Ensaios de Vigas de Madeira 34

4.3.1 Aspetos gerais sobre resultados dos ensaios de vigas de madeira 34

4.3.2 Viga C – PISO 6 36

4.3.3 Viga C – PISO 5 40

4.3.4 Viga C – PISO 4 44

4.3.5 Resumo dos resultados para as vigas 47

5 Conclusões 49

6 Referências 52

1 Introdução

Refere-se o presente relatório ao processo técnico de ensaios laboratoriais de provetes de pavimento mistos madeira-betão, de vigas de pavimento de madeira à escala real e de cubos de betão, em resposta à solicitação da empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda., com o objetivo de avaliar as características mecânicas dos mesmos através da realização de ensaios à flexão, e compressão no caso dos provetes cúbicos de betão. Os ensaios laboratoriais foram realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

Foram fornecidos pela empresa requerente, A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia, Lda, os seguintes documentos:

- Peças desenhadas com esquema tipo dos provetes a ensaiar (não datadas);
- Valores estimados das características mecânicas.

O presente relatório é constituído por esta introdução, pela descrição dos provetes ensaiados, do *setup* de ensaio, por uma seção onde são apresentados os resultados, e as conclusões. no final de cada subsecção dedicada à apresentação dos resultados dos ensaios, apresenta-se um resumo desses resultados.

2 Descrição dos Provetes

Os provetes recebidos nas instalações do LESE têm origem num edifício antigo que será reabilitado para utilização hoteleira, e consistem em quatro painéis de pavimento, com dois tipos de soluções construtivas, três vigas de madeira e seis cubos de betão.

Os painéis de pavimento distinguem-se pela utilização de diferentes tipos de conectores, sendo: dois provetes da solução designada por A, com conectores do tipo TECNARIA CTL MAXI (Figura 1 (a)); e dois da solução B, do tipo TECNARIA CTL BASE (Figura 1 (b)) (informação obtida através das peças desenhadas fornecidas pelo requerente). Optou-se pela designação de provetes C para as três vigas de madeira, seguida da sua localização (piso) no edifício, e provetes D para os cubos de betão.

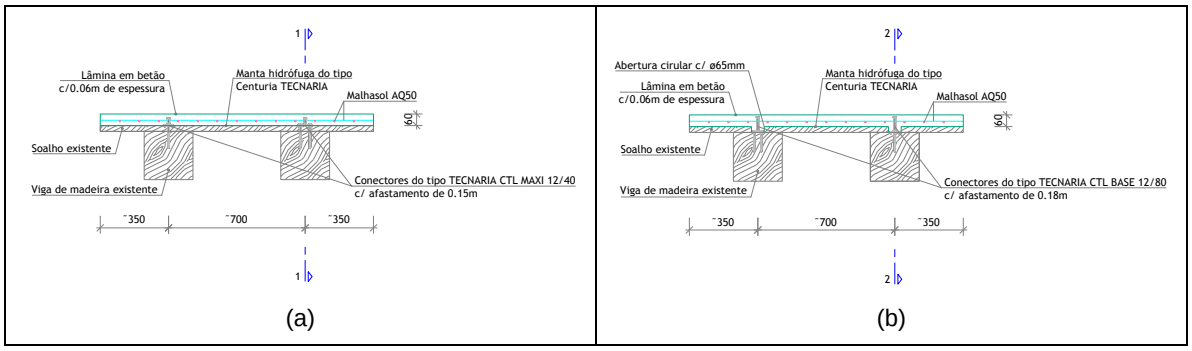
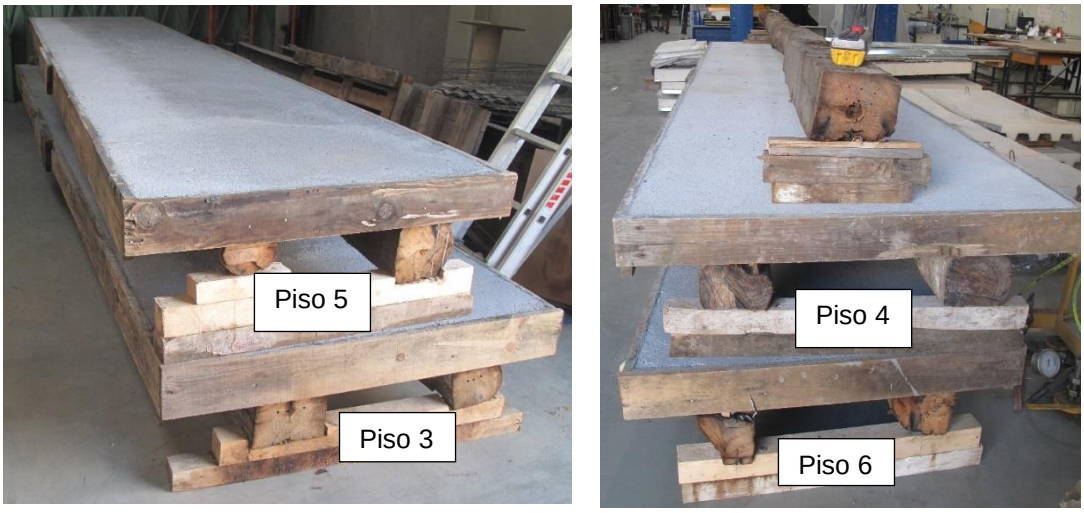


Figura 1: Desenho tipo dos painéis de pavimento: (a) Solução A; (b) Solução B.

Foram rececionados no dia 07 de março de 2016 os seguintes provetes:

- 2 painéis de pavimento do tipo A (Figura 2 (a));
- 2 painéis de pavimento do tipo B (Figura 2 (b));
- 3 vigas de madeira, provetes C (Figura 3);
- 6 cubos de betão, provetes D (Figura 4).



(a) (b)

Figura 2: Painéis de pavimentos: (a) provetes A; (b) provetes B.

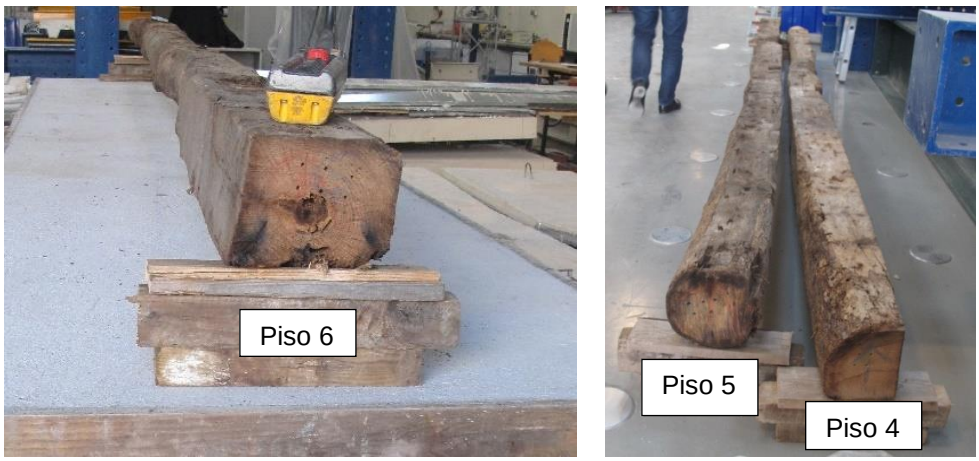


Figura 3: Vigas de madeira: provetes C.



Figura 4: Cubos de betão: provetes D.

Na Tabela 1 apresenta-se as características geométricas dos provetes ensaiados. De acordo com a solicitação inicial, os painéis e vigas estavam previstos ser

fornecidos com comprimentos superiores a 6m. Porém, aquando da receção no LESE, constatou-se terem todos medidas próximas de 5,70m, pelo que as distâncias entre apoios foram ajustadas, conforme descrito na Tabela 1, para uma distância próxima de 5,30m.

Tabela 1: Características geométricas dos provetes

Painéis Mistos				**Vigas de Madeira**			**Cubos de Betão**	
Provete	***l* (m)**	***b* (m)**	***h* (m)**	**Provete**	***l* (m)**	***Dm* (m)**	**Provete**	***cxc* (mxm)**
A-Piso_5	5,32	1,01	0,30	**C-Piso_6**	5,28	0,218	**D**	0,15
A-Piso_3	5,23	1,16	0,30	**C-Piso_5**	5,32	0,232		
B-Piso_6	5,28	1,02	0,30	**C-Piso_4**	5,24	0,225		
B-Piso_4	5,24	1,13	0,30					

onde os parâmetros apresentados têm o significado que a seguir se descreve:

- l = vão total do painel ou viga entre apoios;
- b = largura do painel;
- h = altura total do painel (da base das vigas à face superior da lajeta);
- Dm = diâmetro médio da secção transversal da viga de madeira;
- c = aresta de cubos de betão.

As características mecânicas estimadas e indicadas pela empresa requerente são as descritas na Tabela 2. Pela informação recebida via *e-mail*, estas caraterísticas foram estimadas para madeira da classe D30, considerando os provetes tipo A e B solicitados por carga uniformemente distribuída e os provetes tipo C por um par de cargas iguais aplicadas aos terços do vão (com momento resistente condicionado pela resistência à flexão). Foi também estimado que a resistência da conexão entre a lâmina de betão e as vigas de madeira fosse ultrapassada a partir dos 50kN·m.

Tabela 2: Características mecânicas estimadas.

Provete	EI_{eff} (SLS) **[kN·m^2]**	M_{rd} (ULS) **[kN·m]**
Tipo A (painel)	7542	80
Tipo B (painel)	13986	80
Tipo C (viga)	1000	35

Para os provetes do tipo D foi estimada uma resistência característica à compressão em provetes cilíndricos de 30MPa (C30/37), à data do ensaio.

3 Setup de Ensaio

O sistema de ensaio adotado para os painéis consistiu na aplicação de um par de cargas iguais entre si, uniformemente distribuídas a cutelo (i.e. lineares) na direção transversal a toda a largura por meio de um perfil metálico. Foram dispostas simetricamente em relação ao meio-vão, portanto à mesma distância aos apoios, e aplicadas de forma crescente até se atingir a rotura para se avaliar a capacidade de carga. A fim de estimar a rigidez de flexão, foram também realizados ciclos de carga e descarga, numa fase de comportamento correspondente a condições de serviço.

No caso das vigas de madeira, foi adotada a mesma estratégia de ensaio, com algumas adaptações de dimensões e das peças de aplicação da carga.

Durante os ensaios foi realizada a monitorização e registo contínuo dos valores da carga e do deslocamento vertical em vários pontos ao longo da laje ou da viga, de forma adequada para boa interpretação dos resultados, nomeadamente em três secções transversais da peça ensaiada.

Segundo a norma EN 408:2010+A1:2012:E, [1], o esquema de ensaio e carregamento a seguir são os apresentados na Figura 5 para vigas de madeira. Não havendo uma norma específica para o ensaio de painéis, foi para estes adotado o mesmo esquema de ensaio, facilitando o confronto dos resultados obtidos para os painéis mistos e para as vigas de madeira que se pretendem usar para a materializar os pavimentos.

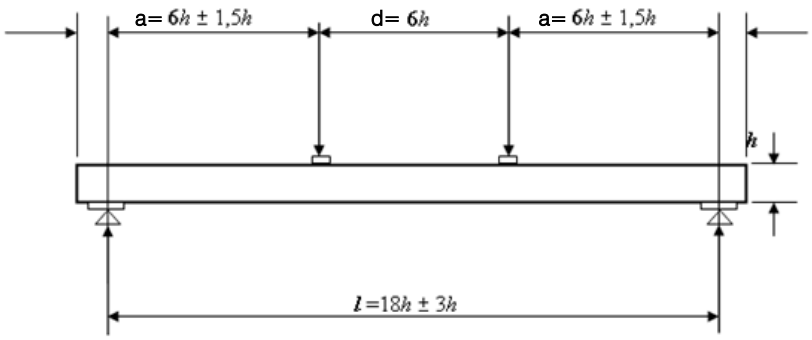


Figura 5: Esquema de ensaio segundo a norma EN 408:2010 - Adaptado de [1].

Aquando da preparação do esquema de ensaio, foram consideradas as dimensões indicadas nas peças desenhadas previamente fornecidas pelo adjudicante, sendo:

h = 0,34m (painéis); h = 0,25m (vigas)

l = 18xh = 6,12m (painéis) ; l = 18xh = 4,5m (vigas)

d = 6xh = 2,04m (painéis) ; d = 6xh = 1,5m (vigas)

Os painéis entregues para ensaio, apesar de terem comprimentos da ordem dos 5,70m, tiveram de ser ensaiados para um vão ligeiramente menor devido a algumas deficiências de esquadria, procurando-se no entanto adotar o maior vão possível e igual para os 4 painéis, que se fixou em cerca de 5,30m.

Relativamente às vigas, todas apresentavam comprimentos superiores a 4,50m e, portanto, poderia ter sido utilizado esse comprimento em concordância com a norma. Porém, dado pretender-se caraterizá-las mecanicamente para utilização na execução de painéis mistos, com as dimensões acima referidas, optou-se por manter o mesmo vão de 5,30m para o ensaio das vigas.

Assim, para este vão de cerca de 5,30m, para os painéis como para as vigas, a distância (d) entre cargas aplicadas a cutelo e (a) de cada apoio à carga transversal que lhe está mais próxima (entre os valores apresentados), obtidas por proporcionalidade de vãos, são as seguintes:

d = (5,30x2,04)/6,12 = 1,77m; a = 5,30 – 2xd = 1,76m

Na Figura 6 é possível observar um corte longitudinal representando o esquema de carregamento adotado. Foram utilizados perfis metálicos com adequada resistência e rigidez, para as forças estimadas, quer para o pórtico de reação (Figura 7) quer para o sistema de distribuição das cargas. O carregamento foi realizado através de um atuador servo-hidráulico, com aplicação da força a uma velocidade constante e reduzida, dotado de uma célula de carga para registo da evolução da força aplicada (Figura 7), com um perfil metálico HEB300 destinado a reparti-la para outros dois perfis transversais HEB100, sob os quais se interpôs uma fina placa de neopreno para melhor distribuição das cargas na superfície do painel.

Na Tabela 3 estão indicadas as distâncias reais (a) das cargas concentradas aplicadas relativamente aos apoios adjacentes, após ajustes inerentes às condicionantes do ensaio.

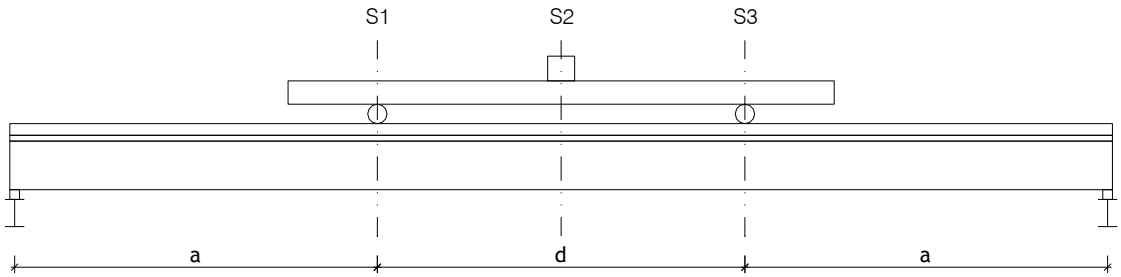


Figura 6: Desenho em corte do esquema de carregamento.



Figura 7: Pórtico de reação e esquema de carregamento.

Tabela 3: Distância (a) de aplicação das cargas concentradas aos apoios adjacentes

Painéis		Vigas	
Provete	**a (m)**	**Provete**	**a (m)**
A-Piso_5	1,71	**C-Piso_6**	1,69
A-Piso_3	1,67	**C-Piso_5**	1,71
B-Piso_6	1,69	**C-Piso_4**	1,67
B-Piso_4	1,67		

O esquema de monitorização adotado nos diversos ensaios dos painéis de pavimento e das vigas seguem o indicado na Figura 8 e na Figura 9, respetivamente, onde se inclui também a designação dos transdutores de deslocamentos utilizados.

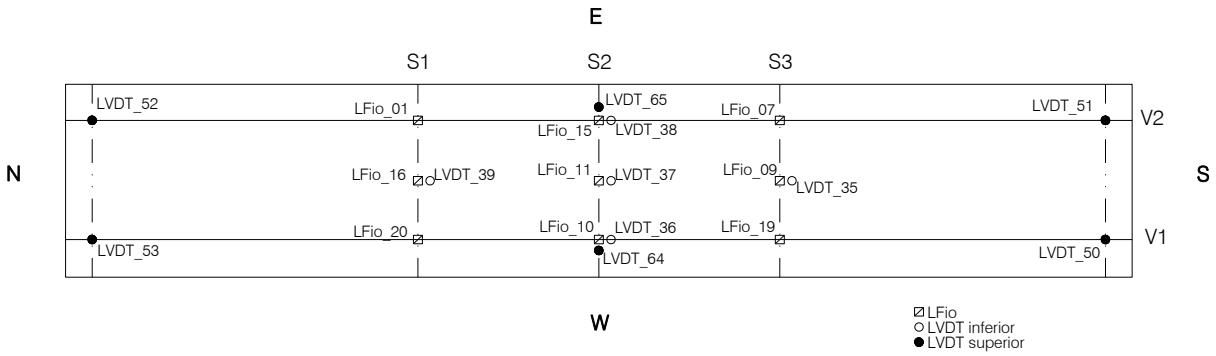


Figura 8: Esquema de monitorização dos ensaios dos painéis de pavimento mistos madeira-betão.

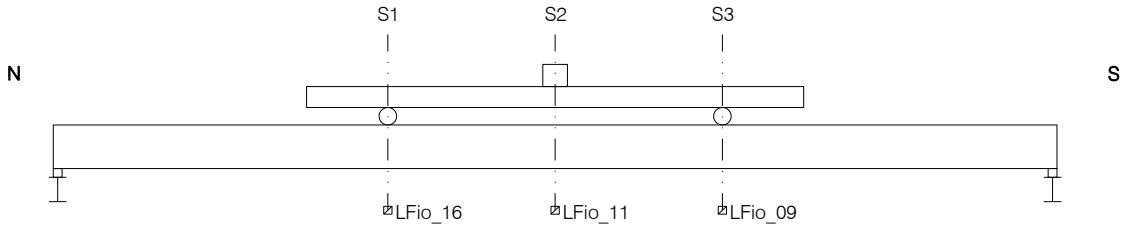


Figura 9: Esquema de monitorização dos ensaios das vigas de madeira.

Para os ensaios dos painéis foram utilizados vinte transdutores de deslocamento: onze de mola do tipo Linear Variable Displacement Transducer (LVDT); e, nove de fio do tipo potenciométrico (LFio), para medir os deslocamentos verticais de alguns pontos ao longo dos painéis, nas suas faces inferior e superior nas secções S1, S2 e S3, a fim de obter a caracterização da deformada na zona central, e na face superior nos apoios Norte (N) e Sul (S) para calcular deslocamentos relativos.

Em cada alinhamento longitudinal das vigas de madeira V1 e V2 de cada painel, bem como no alinhamento central do seu eixo longitudinal, foram dispostos os transdutores de deslocamento indicados na Figura 8, e descritos na Tabela 4. Os transdutores LVDT e LFio têm resoluções de leitura de 0,01mm e de 0,1mm, respetivamente. Por outro lado, os primeiros possuem campo de medição mais limitado (entre 15mm e 50mm) enquanto os últimos têm um gama de medida muito mais alargada (150mm a 625mm). Assim, para compatibilizar requisitos de resolução e precisão suficiente na gama de menores deslocamentos, para a qual se pretende obter medidas de módulo de deformabilidade, com a necessidade de registar também os deslocamentos até à rotura, optou-se por adotar redundância de transdutores, emparelhando transdutores de tipo LVDT e LFio no alinhamento

central da lajeta e na secção central S2. Além disso, de modo a evitar o risco de perda de leituras na face inferior, fruto de eventual rotura das vigas que pudesse soltar a ligação dos transdutores às mesmas ou danificar os sensores, optou-se por colocar também LVDTs adicionais na face superior da secção central S2.

Tabela 4: Distribuição de transdutores de deslocamento nos painéis e respetivas vigas

Posição		**Apoio**	**Vão Central**			**Apoio**
Alinhamento	**Face**	*Norte*	*S1*	*S2*	*S3*	*Sul*
V2	*Superior*	LVDT_52	-	LVDT_65	-	LVDT_51
	Inferior		LFio_01	LVDT_36 LFio_15	LFio_07	
Central (Lajeta)	*Inferior*		LVDT_39 LFio_16	LVDT_37 LFio_11	LVDT_35 LFio_09	
V1	*Superior*	LVDT_53	-	LVDT_64	-	LVDT_50
	Inferior		LFio_20	LVDT_36 LFio_10	LFio_19	

Para os ensaios das vigas apenas foram utilizados os transdutores de fio LFio_16, LFio_11 e LFio_09, amarrados à face inferior das mesmas, nas suas secções S1, S2 e S3, respetivamente, o que foi considerado suficiente em termos de resolução de leitura face à maior deformabilidade das vigas comparativamente à dos painéis.

Relativamente à velocidade de aplicação da carga, seguiu-se os requisitos da norma [1], que prescreve (0,003xh)mm/s, ou seja, 1,02mm/s e 0,75mm/s de velocidade máxima para os painéis e vigas, respetivamente. Dada a incerteza nos ensaios deste tipo de painéis, o 1º ensaio foi realizado com uma velocidade bastante baixa de 0,1mm/s, a fim de ganhar sensibilidade aos resultados e permitir fazer algum ajuste durante o ensaio caso fosse necessário. Tendo-se verificado a operacionalidade do sistema, nos ensaios seguintes a velocidade do ensaio foi alterada para 0,5mm/s, ainda dentro dos limites aconselhados pela norma. Nos ensaios das vigas foi mantida esta velocidade.

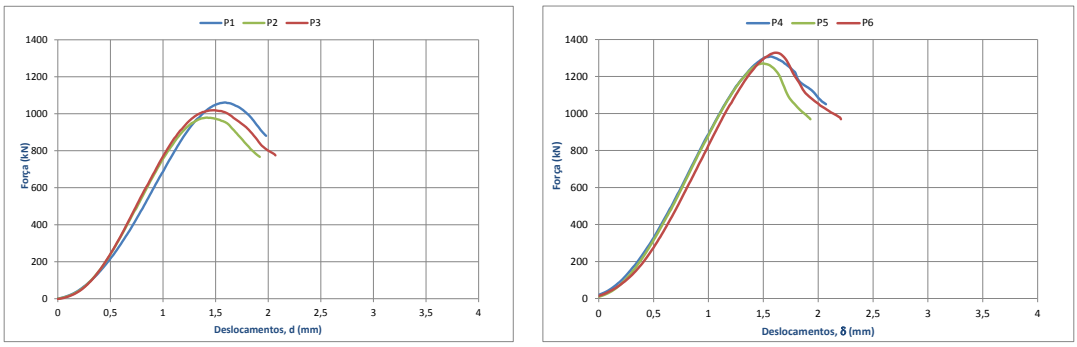
Por fim, refira-se que este esquema de ensaio (geralmente designado de ensaio de flexão em quatro pontos) é particularmente vocacionado para estimar a rigidez flexional **EI** e o momento resistente $\mathbf{M_r}$ em flexão pura circular, como de facto se materializa na zona central entre as secções S1 e S3, onde é nulo o esforço transverso.

4 Resultados dos Ensaios

4.1 Ensaios de Cubos de Betão

Os cubos de betão foram betonados a 29 de fevereiro de 2016, rececionados nas instalações do LESE a 7 de março de 2016 e ensaiados à compressão a 18 de março de 2016 (P1, P2 e P3, com 18 dias de idade) e a 2 de maio de 2016 (P4, P5 e P6, com 63 dias).

A Figura 10 mostra a evolução gráfica da força *vs.* deslocamento para cada amostra ensaiada, da qual se obteve a força máxima para o cálculo da tensão de rotura do betão à compressão. Na Figura 10-a) apresenta-se os resultados, para 3 provetes (P1 a P3) ensaiados entre 14 e 18 de março, nas datas dos ensaios dos painéis, concluindo-se que, nesse período, os valores obtidos correspondem a um betão da classe C30/37. Os restantes provetes, enviados por redundância e ensaiados mais tarde (63 dias), têm resistências maiores mas sem interesse para este relatório.



a) P1 a P3 b) P4 a P6

Figura 10: Evolução gráfica força *vs.* deslocamento dos cubos de betão com a) 18 e b) 63 dias de idade

Tabela 5: Resultados obtidos dos ensaios aos cubos de betão.

Provete	Idade (dias)	Massa (kg)	γ (kg/m^3)	Força máxima (kN)	Área (mm^2)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio (MPa)	δ (%)
P1	18	7,844	2324,1	1061,1	22500	47,16	45,33	1,8	4,0
P2		7,829	2319,7	979,4		43,53			
P3		7,796	2309,9	1019,0		45,29			
P4	63	7,825	2318,5	1308,1		58,14	57,88	1,3	2,3
P5		7,785	2306,7	1270,5		56,47			
P6		7,841	2323,3	1328,6		59,05			

γ = Peso volúmico da amostra
f_c = Tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm} = Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
δ = Coeficiente de variação (Desvio/f_{cm})

4.2 Ensaios de Painéis Mistos Madeira-Betão

4.2.1 Aspetos gerais sobre resultados dos ensaios dos painéis de pavimentos

Os ensaios de flexão nos painéis de pavimento foram executados com carregamento contínuo nos provetes A–Piso_5 e B–Piso_6. Nos restantes dois painéis, com configurações idênticas aos anteriores e havendo já uma estimativa da carga de rotura expectável, foram acrescentados ciclos de carga-descarga na história de carregamento, conforme se pode observar nos resultados apresentados.

Os quatro painéis foram ensaiados nas seguintes datas:

- Painel A – PISO 5: ensaiado em 14/03/2016
- Painel B – PISO 6: ensaiado em 16/03/2016
- Painel B – PISO 4: ensaiado em 17/03/2016
- Painel A – PISO 3: ensaiado em 18/03/2016

Os resultados, apresentados por ordem cronológica de realização dos ensaios, consistem em gráficos força *versus* deslocamento obtidos nos vários transdutores do sistema de monitorização instalado, tabelas com valores de alguns parâmetros calculados a partir dos dados obtidos para vários escalões de carga e fotografias dos ensaios, incluídos desde a Figura 11 até à Figura 34.

Para cada painel, apresenta-se uma primeira página com um esquema em planta do painel e respetiva indicação de instrumentação, onde se encontram os gráficos de evolução força *versus* deslocamento dos apoios Norte, LVDT52 e LVDT53, e Sul, LVDT51 e LVDT50, (ver Figura 11, Figura 15, Figura 19 e Figura 24) tanto em conjunto para cada apoio (gráficos nos cantos inferiores esquerdo e direito da página) como para cada os alinhamentos V1 e V2 (gráficos centrais superior e inferior da página).

Da informação relativa aos assentamentos dos apoios, foi possível obter a sua influência nos deslocamentos dos pontos monitorizados nas secções S1, S2 e S3, através de interpolação linear dos deslocamentos medidos nos apoios, subtraindo estes resultados aos deslocamentos registados pelos transdutores colocados naquelas secções.

Estas correções foram efetuadas nos pontos de leitura situados ao longo das vigas V1 e V2, usando os registos dos apoios Norte e Sul de cada viga. Nos gráficos centrais (designados de “Alinhamento V1” e “Alinhamento V2”) encontra-se a evolução dos assentamentos dos apoios e a do deslocamento do ponto central (secção S2) devido à cedência dos apoios. Para os pontos nas secções S1 e S3 dos mesmos alinhamentos, foram também obtidas as respetivas evoluções de assentamentos, que, porém não estão incluídas nas figuras.

Para os pontos de leitura ao longo do alinhamento central (na lajeta) as correções foram realizadas usando deslocamentos devidos aos movimentos dos apoios tomados iguais a valores médios dos que se obtiveram por interpolação nas vigas V1 e V2, para cada uma das secções S1, S2 e S3.

Refere-se ainda que estas correções foram feitas nas leituras de todos os transdutores, tanto nos LVDTs como nos LFio. Assim, após correção, foram comparados os registos de transdutores LVDT e LFio emparelhados, tendo-se concluído que os resultados se aproximaram muito bem entre ambos transdutores na mesma posição. Por esse motivo, optou-se por apresentar apenas os resultados dos transdutores de fio, para as 3 secções S1, S2 e S3, nos 2 alinhamentos de vigas (V1 e V2) e central.

Assim, para cada painel, apresenta-se uma segunda página, de novo com um esquema em planta do painel, mais realçado na sua zona central, onde se evidencia os grupos de instrumentação envolvidos com a seguinte simbologia:

- nas secções S1, S2 e S3, por elipses a cor verde;
- nos alinhamentos das vigas, por retângulos a vermelho (V2) e azul (V1); e,
- no alinhamento central da lajeta, por retângulo preto.

Na Figura 12, Figura 16, Figura 20 e Figura 25, referentes aos 4 painéis, apresenta-se para cada uma das 3 secções, uma primeira linha de 3 gráficos, cada um contendo 3 curvas correspondentes à evolução dos deslocamentos dos pontos dos 3 alinhamentos (V2, central e V1). Cada curva está traçada com a cor atribuída a cada um dos alinhamentos (vermelho, preto e azul). Numa segunda linha de gráficos, compara-se as evoluções (para as 3 seções) dos deslocamentos dos

pontos do alinhamento central, diretamente obtidas pelos transdutores aí colocados (LFio_16, LFio_11 e LFio_09), com as obtidas através das médias dos registos dos transdutores adjacentes mas colocados nos alinhamentos V2 e V1. Com esta leitura global comparativa de resultados por secção é possível observar a maior ou menor uniformidade de comportamento transversal e despistar eventuais anomalias de deformação, potencialmente devidas às diferentes caraterísticas das vigas.

Das curvas força-deslocamento completas (i.e. até à carga máxima, Figura 12, Figura 16, Figura 20 e Figura 25) relativas ao ponto central de cada painel, foram obtidos diversos parâmetros registados em tabelas, nomeadamente na Tabela 6, Tabela 7, Tabela 8 e Tabela 10, para os painéis A–PISO_5, B–PISO_6, B–PISO_4 e A–PISO_3, respetivamente. Esses parâmetros foram calculados para diversos escalões da carga máxima aplicada em cada painel (onde o máximo corresponde ao escalão de 100%) e, para cada escalão, consistem na força total aplicada no ensaio, na força distribuída equivalente, no deslocamento medido a meio vão e no módulo de flexão EI secante determinado conforme descrito abaixo.

Não sendo a distribuição de carga usada no ensaio aquela que, na realidade, virá a ser adotada nos pavimentos, naturalmente que o valor de carga equivalente máxima aplicável, compatível com a resistência e com a real distribuição de carga, tem de ser adequadamente convertida, o que faz sentido ser realizado através de uma condição de igualdade do momento fletor máximo obtido no ensaio e aquele que seria obtido com a distribuição real de carga.

Assim, considerando as dimensões a, b e l, já anteriormente definidas e apresentadas, admitindo a força real uniformemente distribuída no pavimento, e designando por:

- $M_{s,exp}$, o momento solicitante máximo no painel para um dado nível de força total (P) aplicada pelo atuador durante o ensaio;
- p_{eq}, a força (por m^2 de painel) equivalente a um dado nível de carga total P,

o valor desta carga equivalente pode ser obtido através das expressões seguintes e está listado nas referidas tabelas para cada escalão da força total aplicada:

$$M_{s,\exp} = \frac{P}{2}a = (p_{eq}\, b) l^2 / 8 \qquad \rightarrow \qquad p_{eq} = \frac{P}{4}\frac{a}{b l^2}$$

O módulo de flexão **EI** secante foi determinado com base no valor da carga total em cada escalão e no correspondente deslocamento no ponto central do painel. Porém, para este deslocamento, foram considerados dois valores possíveis:

i. a leitura direta $\mathbf{d_L}$ do transdutor L_{Fio11} localizado no ponto central do painel;
ii. o valor $\mathbf{d_{m,v}}$ obtido da média dos deslocamentos medidos nas vigas (V1 e V2), com os transdutores L_{Fio15} e L_{Fio10}.

Associado ao valor $\mathbf{d_L}$ obtém-se o módulo de flexão secante designado por $\mathbf{EI_L}$; com o valor $\mathbf{d_{m,v}}$ obtém-se o módulo de flexão secante $\mathbf{EI_{m,v}}$. Em ambos os casos, o módulo de flexão **EI** secante, foi calculado igualando a expressão da flecha teórica (abaixo indicada) obtida pelo método da Unidade Fictícia de Carga (UFC), ao valor da flecha (δ_c) medida no ensaio para cada nível de carga P estipulado. Assim, de acordo com o método UFC, a flecha central vem dada por:

$$\delta_c = 2\frac{A_1 + A_2}{EI} \text{ , onde: } A_1 = \frac{P.a^3}{12} \quad \text{e} \quad A_2 = \frac{P.a.\left((l/2)-a\right).\left((l/2)+a\right)}{8}$$

ou seja

$$\delta_c = \frac{a^3}{12EI}\left[3(l/2a)^2 - 1\right]P \quad => \quad EI = \left(\frac{P}{\delta_c}\right)\frac{a^3}{12}\left[3(l/2a)^2 - 1\right]$$

A comparação entre os valores de $\mathbf{EI_L}$ e de $\mathbf{EI_{m,v}}$, permite ter uma apreciação do grau de funcionamento conjunto do painel, que é tanto maior quanto mais próximos forem aqueles valores entre si. Ambos os valores estão listados na Tabela 6, Tabela 7, Tabela 8 e Tabela 10, correspondentes aos quatro painéis ensaiados.

Nos casos em que foram feitos ciclos de carga-descarga, foi também calculada a rigidez de flexão K retirada dos gráficos de força total (P) *vs.* flecha central (δ_c) nas zonas dos ramos de carga e de descarga, mediante o ajuste de regressões lineares a esses ramos, de forma independente e por cada ciclo. O declive dessas retas ajustadas corresponde à rigidez K pretendida e os valores dos módulos de flexão cíclica EI_c que lhe estão associados na carga e na descarga, bem o seu valor médio, são dados pela seguinte expressão que se obtém das anteriores:

$$K = \frac{P}{\delta_c} \quad => \quad EI_c = K\frac{a^3}{12}\left[3\left(l/2a\right)^2 - 1\right]$$

Os referidos ciclos de carga-descarga podem ser observados nas fases iniciais dos gráficos de resposta completa incluídos na Figura 20 e na Figura 25, relativas aos painéis B–PISO_4 e A–PISO_3, respetivamente. A separação dos ciclos entre si e dos seus ramos de carga, descarga e recarga, é ilustrada nos gráficos relativos aos mesmos painéis e incluídos na Figura 21 e na Figura 26. Os resultados extraídos destes gráficos, conducentes aos valores de rigidez K e correspondentes módulos de flexão cíclica EI_c, encontram-se descritos na Tabela 9 e Tabela 11, para os painéis B–PISO_4 e A–PISO_3, respetivamente.

Todos os parâmetros de resposta obtidos dos ensaios dos 4 painéis são resumidos na secção 4.2.6, para os diversos escalões de carga. Em particular, a Tabela 12 inclui os escalões de força total aplicada e força uniformemente distribuída equivalente, permitindo assim ter uma visão global comparativa da resistência dos 4 painéis que se atinge para o escalão de 100% da carga. Por sua vez, a Tabela 13 apresenta os deslocamentos no ponto central da lajeta obtidos por medição direta $\mathbf{d_L}$ nesse ponto ou a partir da média $\mathbf{d_{m,v}}$ das leituras feitas nas vigas, para os vários escalões de carga, possibilitando uma rápida comparação das flechas atingidas nos pontos centrais dos 4 painéis.

Finalmente, a Tabela 14 resume a informação do módulo de flexão quer em termos de valores secantes ($\mathbf{EI_L}$ e $\mathbf{EI_{m,v}}$) para os vários escalões de carga (de 10% a 100%) quer de valores médios $\mathbf{EI_{c,médio}}$ de ciclos carga-descarga em serviço.

Para facilitar a comparação dos 2 tipos de painéis A e B, nas tabelas resumo acima referidas, os resultados são agrupados primeiro para os painéis tipo A e depois para os do tipo B.

4.2.2 Painel A – PISO 5

4.2.2.1 Efeitos de assentamentos dos apoios

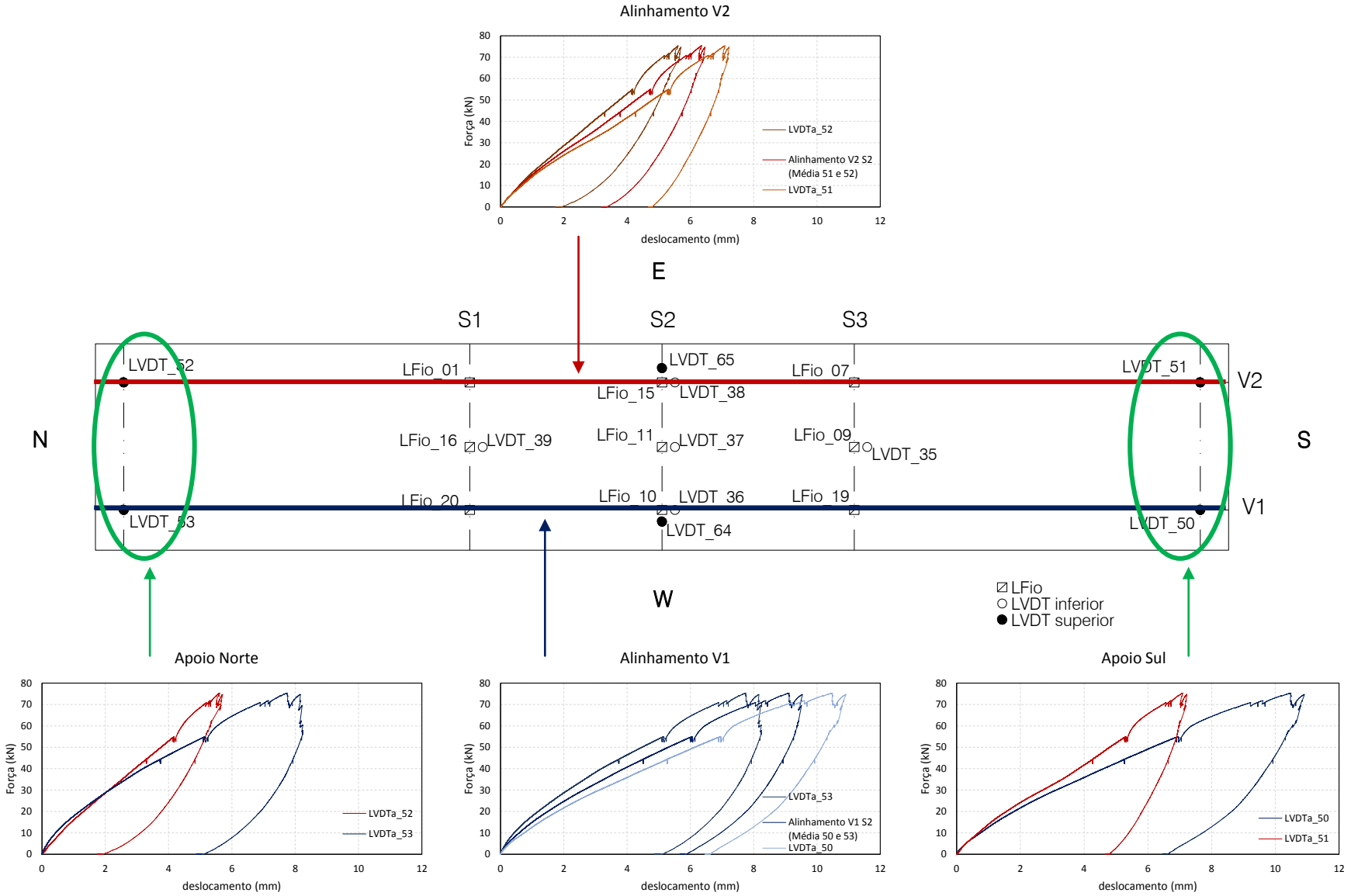


Figura 11: Painel A – PISO 5. Planta do painel, indicação de respetiva instrumentação e curvas força vs. deslocamentos devidos a assentamentos dos apoios

4.2.2.2 Resposta completa força-deslocamento do painel nas três secções

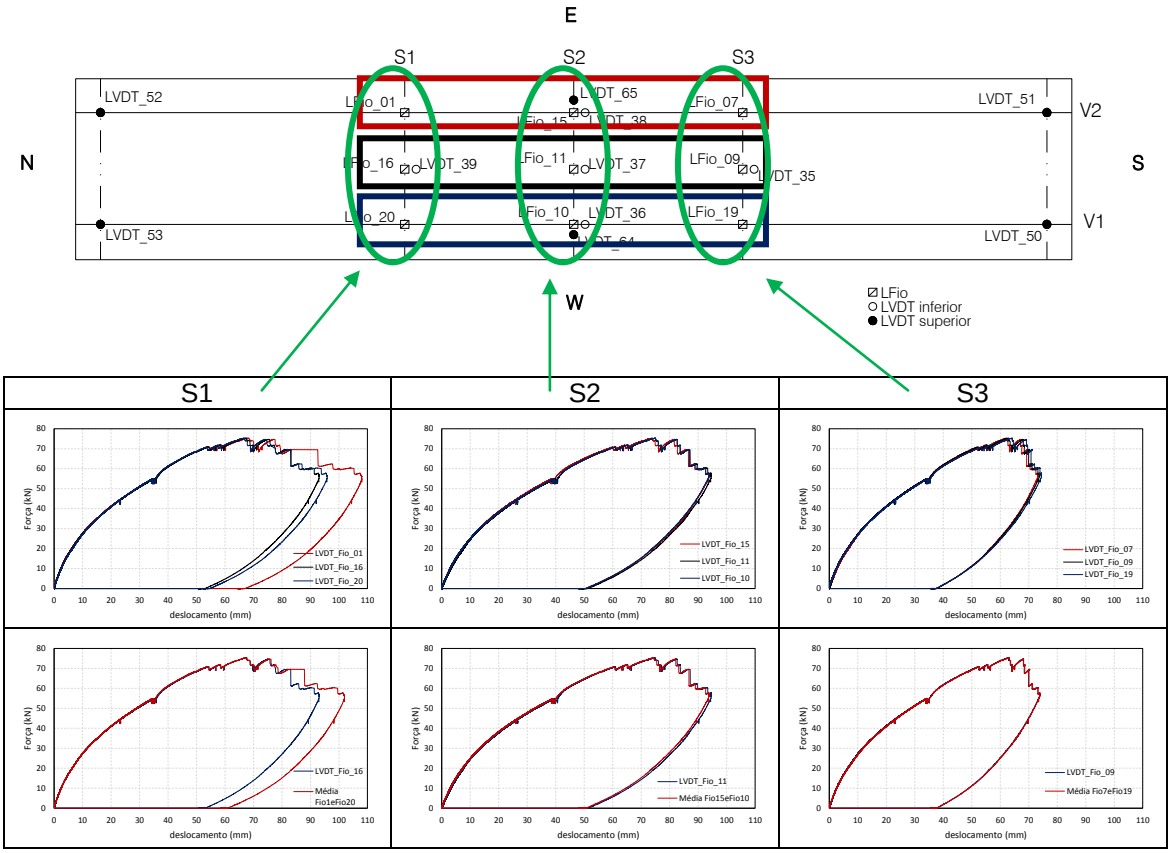


Figura 12: Painel A – PISO 5. Planta do painel, indicação de respetiva instrumentação e curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3, já descontados dos assentamentos de apoio

Tabela 6: Parâmetros por escalão de carga: força distribuída e módulos de flexão **EI** secantes

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m^2)	d_L (mm)	EI_L (kN·m^2)	d_{mv} (mm)	EI_{mv} (kN·m^2)
10%	7,52	0,88	2,40	8159,50	2,12	9276,15
20%	15,04	1,76	5,34	7341,92	4,89	8025,25
30%	22,53	2,64	8,92	6590,89	8,64	6801,20
40%	30,14	3,54	13,64	5762,15	13,32	5901,00
60%	45,18	5,30	27,45	4292,81	26,96	4371,06
80%	60,26	7,07	44,42	3538,39	44,02	3570,14
100%	75,36	8,84	74,98	2621,25	74,50	2638,07

Na Figura 13 e na Figura 14 observa-se, respetivamente, a configuração inicial do ensaio e a deformada à força máxima de rotura.



Figura 13: Painel A – PISO 5. Configuração inicial antes do ensaio.

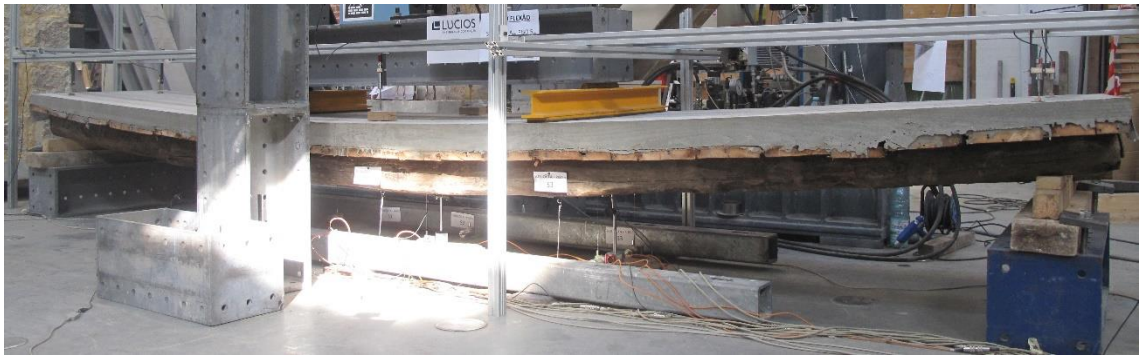


Figura 14: Painel A – PISO 5. Deformada para a força máxima.

4.2.3 Painel B – PISO 6

4.2.3.1 Efeitos de assentamentos dos apoios

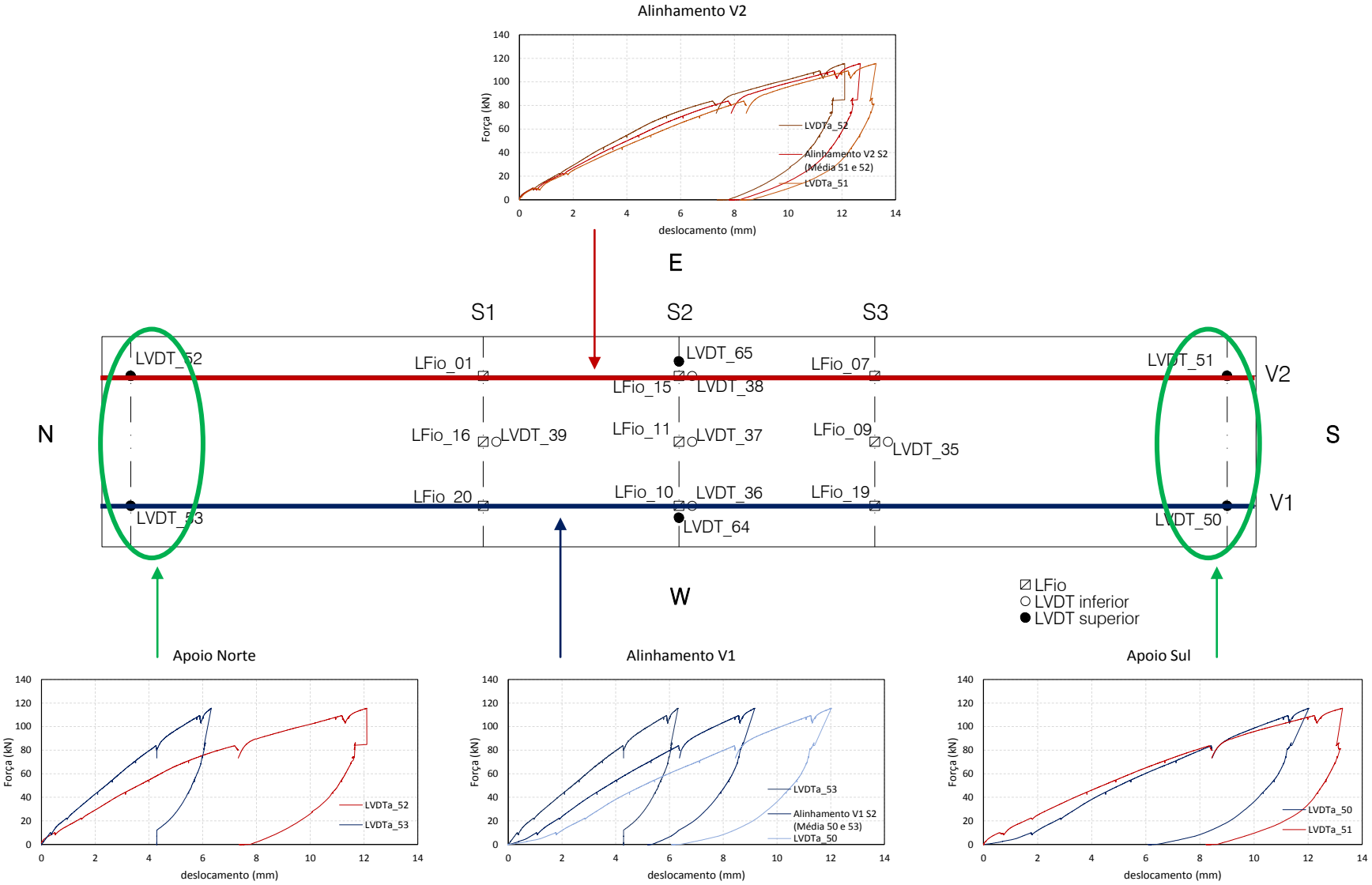


Figura 15: Painel B – PISO 6. Planta do painel, indicação de respetiva instrumentação e curvas força vs. deslocamentos devidos a assentamentos dos apoios

4.2.3.2 Resposta completa força-deslocamento do painel nas três secções

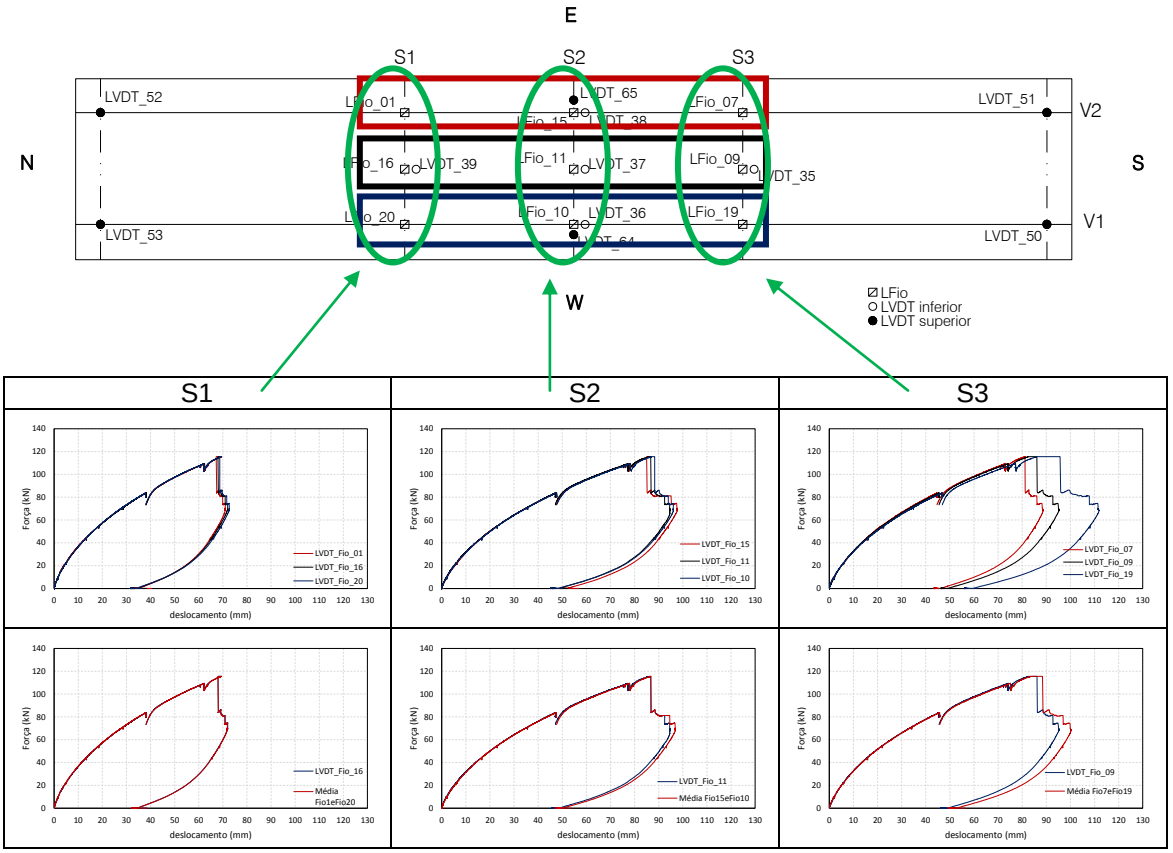


Figura 16: Painel B – PISO 6. Planta do painel, indicação de respetiva instrumentação e curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3, já descontados dos assentamentos de apoio

Tabela 7: Parâmetros por escalão de carga: força distribuída e módulos de flexão **EI** secantes

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m^2)	d_L (mm)	EI_L (kN·m^2)	d_{mv} (mm)	EI_{mv} (kN·m^2)
10%	11,48	1,35	2,32	12561,89	2,62	11137,87
20%	23,10	2,72	6,34	9259,97	6,58	8926,41
30%	34,65	4,08	11,24	7841,37	11,51	7652,09
40%	46,20	5,44	17,63	6661,50	17,62	6667,26
60%	69,30	8,16	34,05	5174,71	34,08	5170,13
80%	92,43	10,88	56,51	4158,42	57,13	4113,56
100%	115,59	13,61	86,12	3412,65	86,67	3390,96

Na Figura 17 e na Figura 18 observa-se, respetivamente, a configuração inicial do ensaio e a deformada para a força máxima, de rotura, aplicada.



Figura 17: Painel B – PISO 6. Configuração inicial antes do ensaio.



Figura 18: Painel B – PISO 6. Deformada para a força máxima.

4.2.4 Painel B – PISO 4

4.2.4.1 Efeitos de assentamentos dos apoios

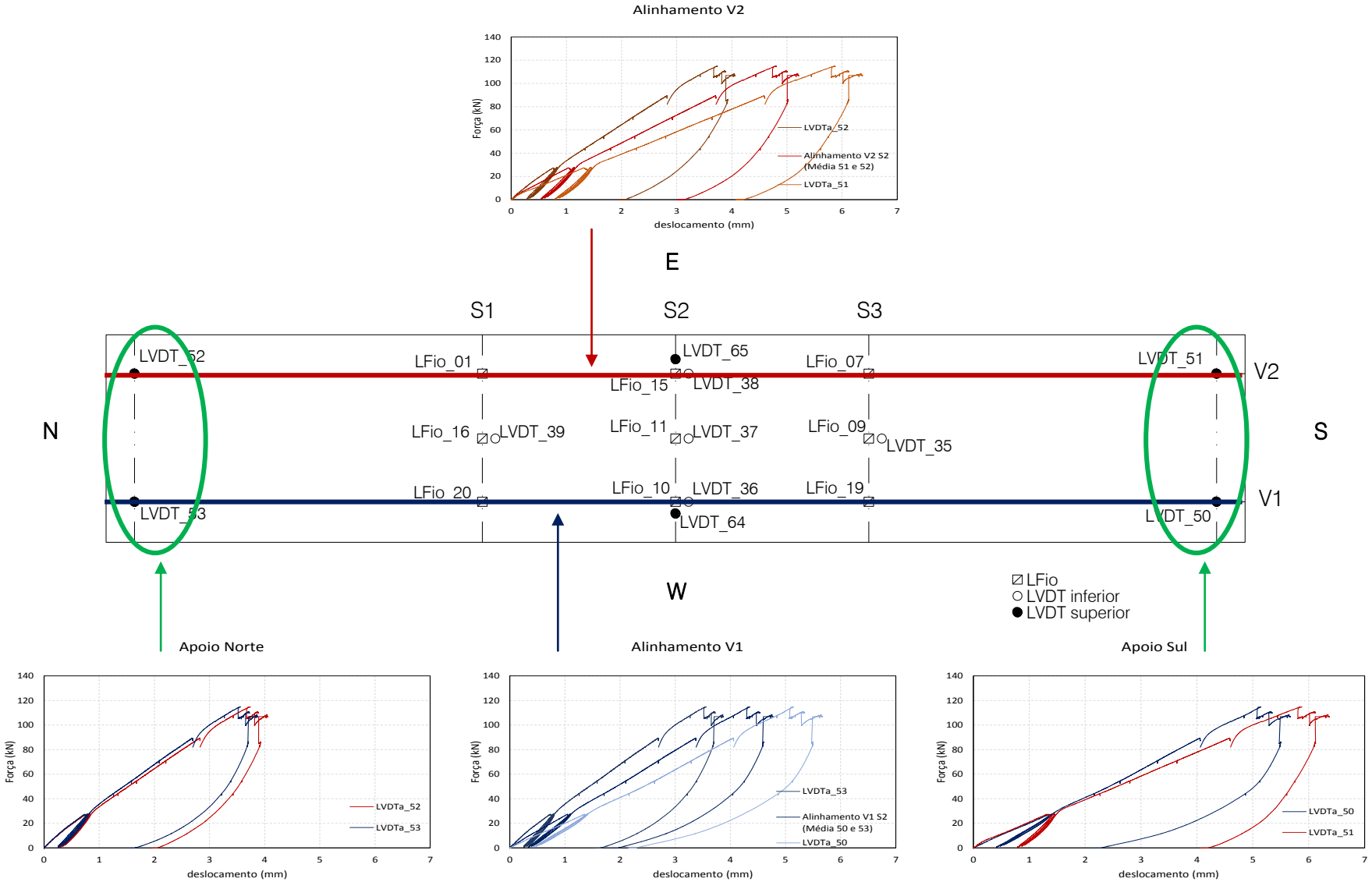


Figura 19: Painel B – PISO 4. Planta do painel, indicação de respetiva instrumentação e curvas força vs. deslocamentos devidos a assentamentos dos apoios

4.2.4.2 Resposta completa força-deslocamento do painel nas três secções

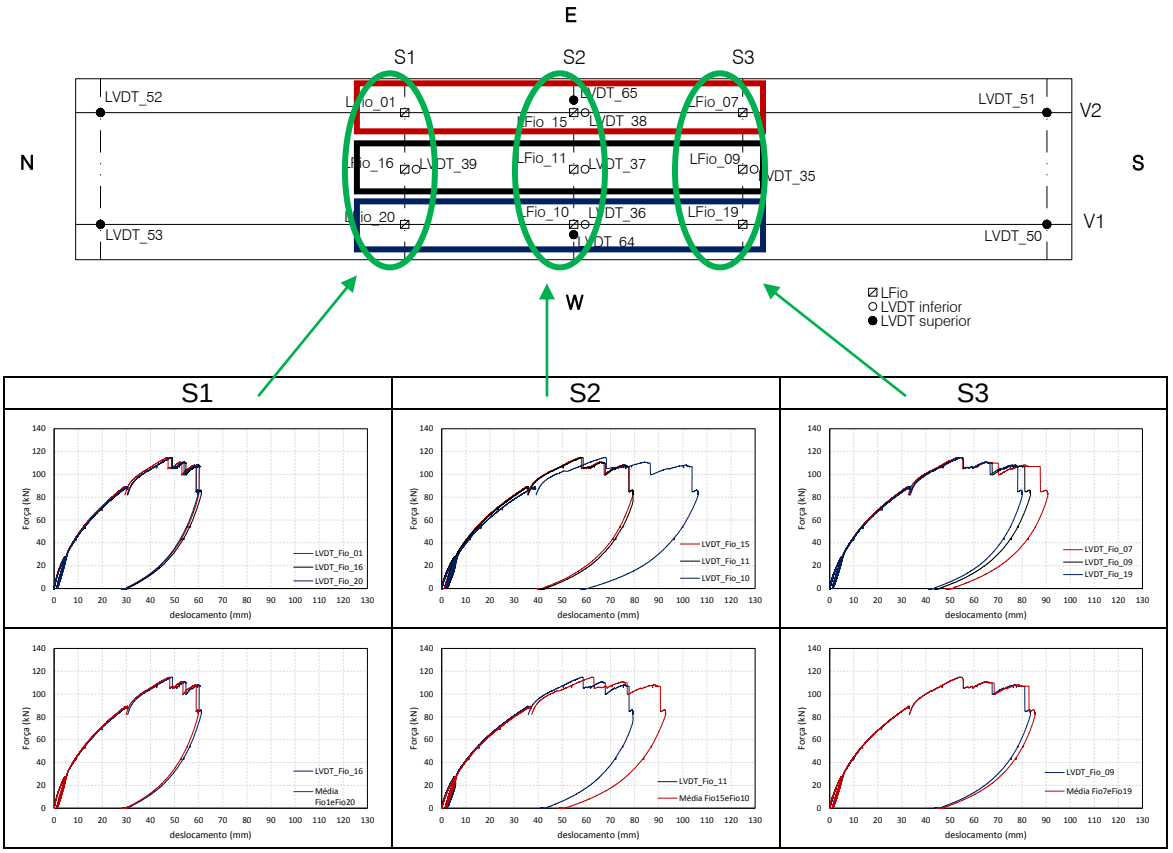


Figura 20: Painel B – PISO 4. Planta do painel, indicação de respetiva instrumentação e curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3, já descontados dos assentamentos de apoio

Tabela 8: Parâmetros por escalão de carga: força distribuída e módulos de flexão **EI** secantes

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m^2)	d_L (mm)	EI_L (kN·m^2)	d_{mv} (mm)	EI_{mv} (kN·m^2)
10%	11,37	1,22	1,43	19576,24	1,72	16316,79
20%	22,91	2,47	3,93	14333,98	4,29	13134,42
30%	30,88	3,33	6,53	11639,69	6,79	11189,43
40%	43,28	4,66	10,61	10047,70	10,93	9748,89
60%	67,01	7,22	21,33	7734,17	21,90	7532,22
80%	91,79	9,89	38,14	5924,77	39,65	5699,16
100%	114,80	12,37	58,20	4856,19	62,50	4522,08

4.2.4.3 *Comportamento carga-descarga em serviço no ponto central*

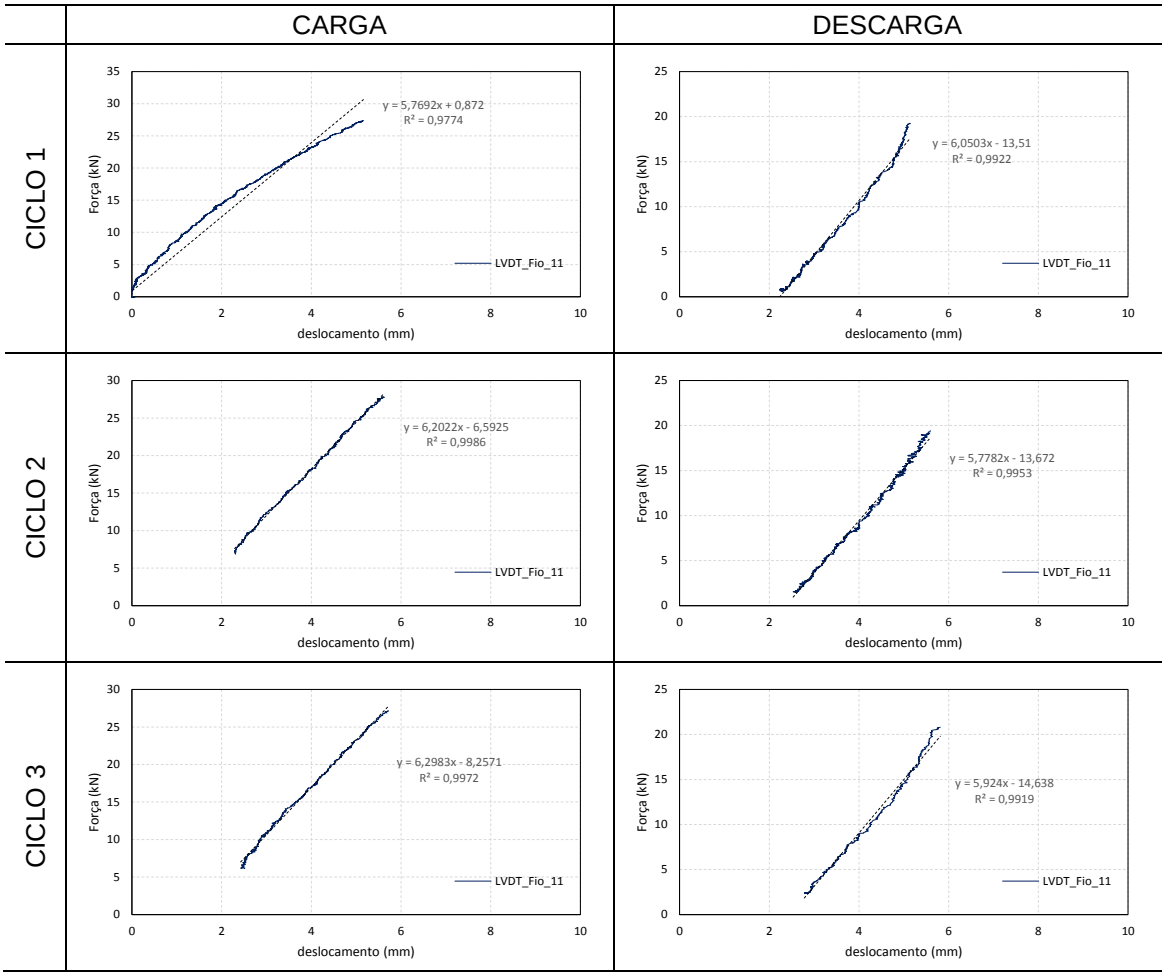


Figura 21: Painel B – PISO 4. Resposta cíclica em serviço – ramos de carga e descarga, por ciclo, das curvas força-deslocamento na secção S2, eixo central longitudinal, e respetivas regressões lineares

Tabela 9: Valores de rigidez **K** de carga e descarga, por ciclo, e correspondente módulo de flexão **EI**

	K (kN/m)			**EI**
Ciclo	**Carga**	**Descarga**	**Médio**	**(kN·m^2)**
1	5769,20	6050,30	5909,75	15025,08
2	6202,20	5778,20	5990,20	15229,62
3	6298,30	5924,00	6111,15	15537,12

Na Figura 22 e na Figura 23 observa-se, respetivamente, a configuração inicial do ensaio e a deformada para a força máxima de rotura.



Figura 22: Painel B – PISO 4. Configuração inicial antes do ensaio.



Figura 23: Painel B – PISO 4. Deformada para a força máxima.

4.2.5 Painel A – PISO 3

4.2.5.1 Efeitos de assentamentos dos apoios

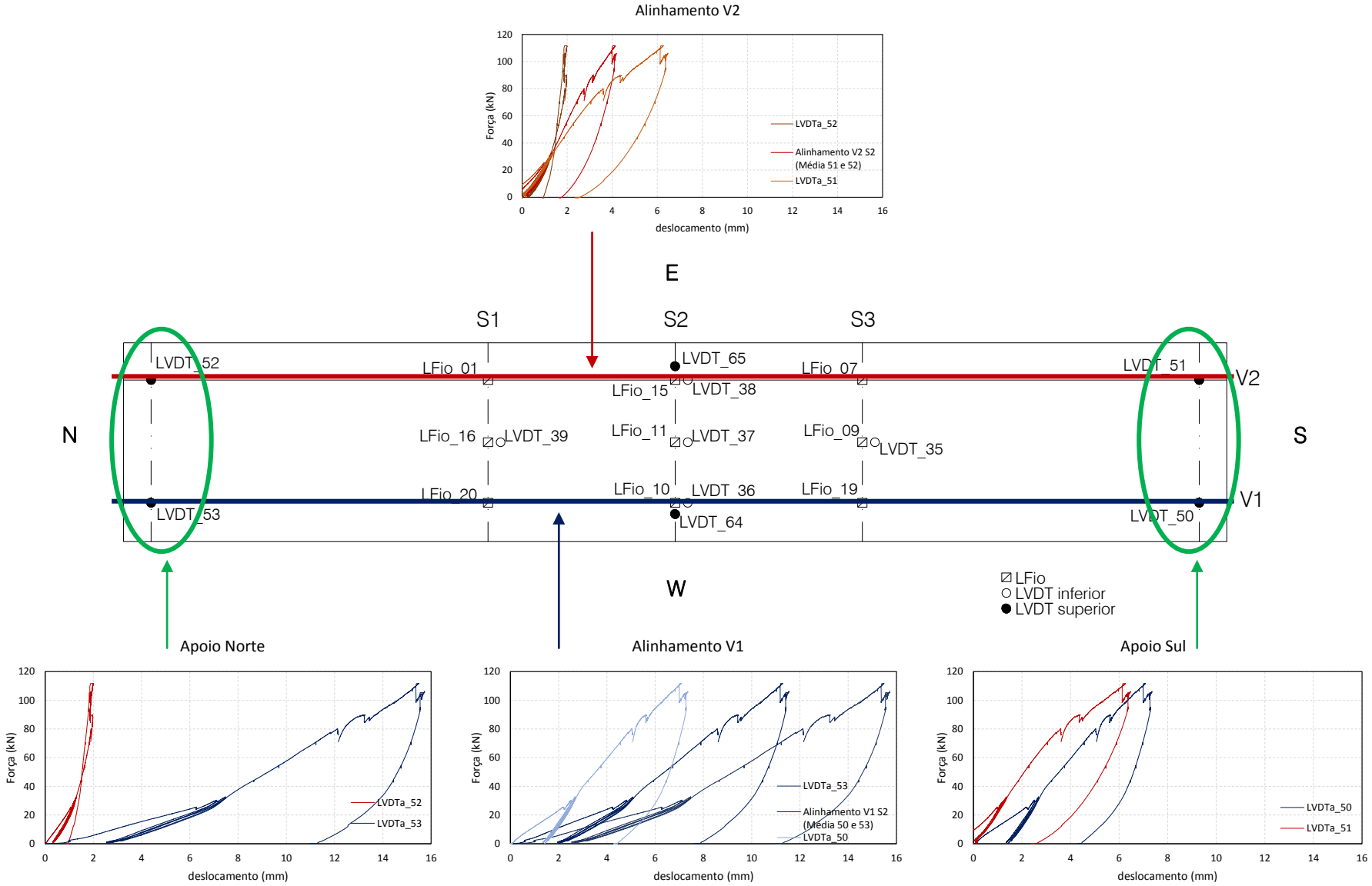


Figura 24: Painel A – PISO 3. Planta do painel, indicação de respetiva instrumentação e curvas força vs. deslocamentos devidos a assentamentos dos apoios

4.2.5.2 Resposta completa força-deslocamento do painel nas três secções

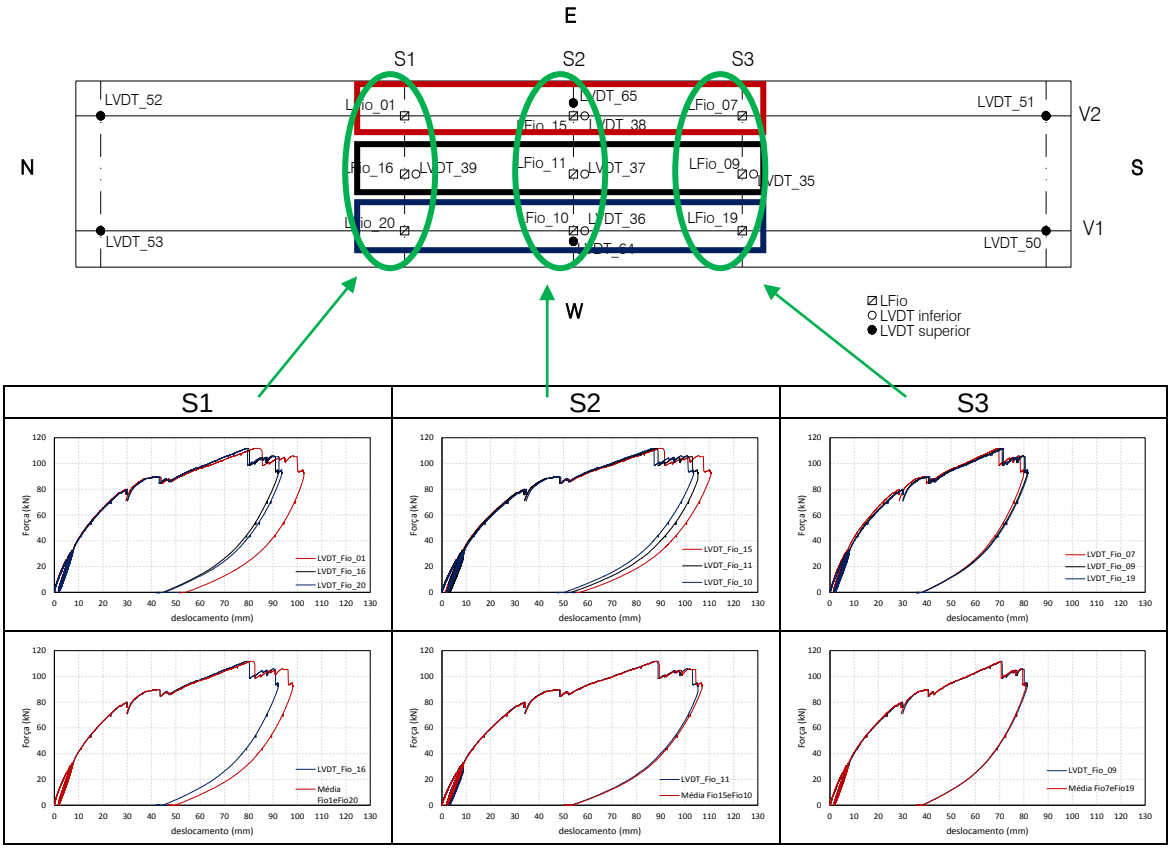


Figura 25: Painel A – PISO 3. Planta do painel, indicação de respetiva instrumentação e curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3, já descontados dos assentamentos de apoio

Tabela 10: Parâmetros por escalão de carga: força distribuída e módulos de flexão **EI** secantes

Escalão de Carga	**Força total aplicada (kN)**	**Força distribuída equivalente (kN/m^2)**	**d_L (mm)**	**EI_L (kN·m^2)**	**d_{mv} (mm)**	**EI_{mv} (kN·m^2)**
10%	11,10	1,19	2,05	13407,68	2,27	12130,50
20%	22,32	2,40	6,60	8383,75	6,70	8259,59
30%	33,51	3,61	9,07	9152,18	9,22	9008,27
40%	44,68	4,81	12,88	8594,83	13,09	8457,04
60%	66,95	7,21	24,10	6882,36	24,30	6825,84
80%	77,59	8,35	30,91	6219,11	31,30	6141,81
100%	111,72	12,03	88,54	3126,29	89,04	3108,70

4.2.5.3 Comportamento carga-descarga em serviço no ponto central

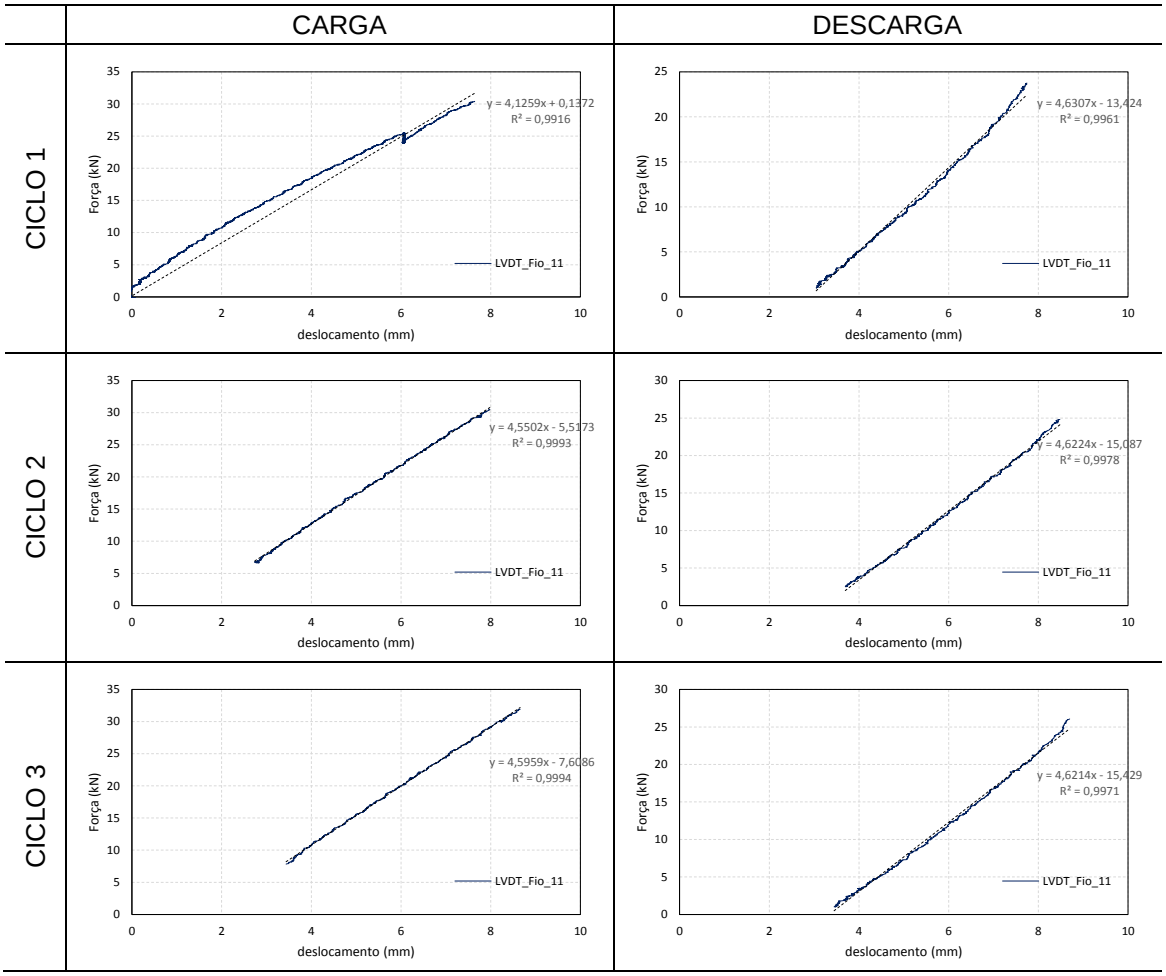


Figura 26: Painel A – PISO 3. Resposta cíclica em serviço – ramos de carga e descarga, por ciclo, das curvas força-deslocamento na secção S2, eixo central longitudinal, e respetivas regressões lineares

Tabela 11: Valores de rigidez **K** de carga e descarga, por ciclo, e correspondente módulo de flexão **EI**

	K (kN/m)			**EI**
Ciclo	**Carga**	**Descarga**	**Médio**	**(kN·m^2)**
1	4125,90	4630,70	4378,30	10848,40
2	4550,20	4622,40	4586,30	11363,77
3	4595,90	4621,40	4608,65	11419,15

Na Figura 27 e na Figura 28 observa-se, respetivamente, a configuração inicial do ensaio e a deformada para a força máxima de rotura.



Figura 27: Painel A – PISO 3. Configuração inicial antes do ensaio.



Figura 28: Painel A – PISO 3. Deformada para a força máxima.

4.2.6 Resumo dos resultados para os painéis

Nesta secção apresenta-se quadros resumo dos resultados obtidos para os 4 painéis de pavimento ensaiados, procurando facilitar a sua comparação. Começa-se por descrever os valores dos diversos escalões de carga nos 4 painéis, com base na força total máxima aplicada em cada um deles.

Tabela 12: Escalões de carga total aplicada e força distribuída equivalente, para os 4 painéis

Força total aplicada (kN) / Força distribuída equivalente (kN/m^2)								
Escalão de Carga	**Painel A Piso 5**		**Painel A Piso 3**		**Painel B Piso 6**		**Painel B Piso 4**	
	(kN)	**(kN/m^2)**	**(kN)**	**(kN/m^2)**	**(kN)**	**(kN/m^2)**	**(kN)**	**(kN/m^2)**
10%	7,52	0,88	11,10	1,19	11,48	1,35	11,37	1,22
20%	15,04	1,76	22,32	2,40	23,10	2,72	22,91	2,47
30%	22,53	2,64	33,51	3,61	34,65	4,08	30,88	3,33
40%	30,14	3,54	44,68	4,81	46,20	5,44	43,28	4,66
60%	45,18	5,30	66,95	7,21	69,30	8,16	67,01	7,22
80%	60,26	7,07	77,59	8,35	92,43	10,88	91,79	9,89
100%	**75,36**	8,84	**111,72**	12,03	**115,59**	13,61	**114,80**	12,37

Tabela 13: Deslocamentos a ½ vão, da lajeta e médio das vigas, para os escalões de carga nos 4 painéis

Deslocamento central na lajeta d_L / Deslocamento central médio das vigas $d_{m,v}$ (mm)								
Escalão de Carga	**Painel A Piso 5**		**Painel A Piso 3**		**Painel B Piso 6**		**Painel B Piso 4**	
	d_L	$d_{m,v}$	d_L	$d_{m,v}$	d_L	$d_{m,v}$	d_L	$d_{m,v}$
10%	2,40	2,12	2,05	2,27	2,32	2,62	1,43	1,72
20%	5,34	4,89	6,60	6,70	6,34	6,58	3,93	4,29
30%	8,92	8,64	9,07	9,22	11,24	11,51	6,53	6,79
40%	13,64	13,32	12,88	13,09	17,63	17,62	10,61	10,93
60%	27,45	26,96	24,10	24,30	34,05	34,08	21,33	21,90
80%	44,42	44,02	30,91	31,30	56,51	57,13	38,14	39,65
100%	74,98	74,50	88,54	89,04	86,12	86,67	58,20	62,50

Tabela 14: Módulos de flexão **EI** secantes, nos 4 painéis, obtidos pelos deslocamentos da lajeta e das vigas, e módulos de flexão médios dos ciclos EI_c

EI_L obtido de deslocamento na lajeta d_L / EI_V obtido de deslocamento das vigas $d_{m,v}$ ($kN \cdot m^2$)								
Escalão de Carga	**Painel A Piso 5**		**Painel A Piso 3**		**Painel B Piso 6**		**Painel B Piso 4**	
	EI_L	EI_V	EI_L	EI_V	EI_L	EI_V	EI_L	EI_V
10%	8159,5	9276,2	13407,7	12130,5	12561,9	11137,9	19576,2	16316,8
20%	7341,9	8025,2	8383,8	8259,6	9260,0	8926,4	14334,0	13134,4
30%	6590,9	6801,2	9152,2	9008,3	7841,4	7652,1	11639,7	11189,4
40%	5762,2	5901,0	8594,8	8457,0	6661,5	6667,3	10047,7	9748,9
60%	4292,8	4371,1	6882,4	6825,8	5174,7	5170,1	7734,2	7532,2
80%	3538,4	3570,1	6219,1	6141,8	4158,4	4113,6	5924,8	5699,2
100%	2621,2	2638,1	3126,3	3108,7	3412,6	3391,0	4856,2	4522,1
EI_c Serviço	n.d.		**$EI_{c,médio}$**		n.d.		**$EI_{c,médio}$**	
			1º ciclo	2º, 3º ciclos			1º ciclo	2º, 3º ciclos
			10848,4	11391,5			15025,1	15383,4

Legenda:

EI_L = Módulo de Flexão EI (secante), calculado com base em **d_L**
EI_V = Módulo de Flexão EI (secante), calculado com base em **$dm_{,v}$**
$EI_{c,médio}$ = Módulo de Flexão EI médio de ciclos carga-descarga em serviço.

De acordo com os resultados obtidos verifica-se que o primeiro ensaio (painel A-Piso_5) conduziu aos menores valores da força aplicada e também do módulo de flexão EI, comparativamente com os restantes. Esta diferença de valores poderá estar relacionada com a menor velocidade adotada neste ensaio face aos outros três, não se tendo encontrado outra explicação de índole experimental para este facto. Porém, não se exclui também que tenha havido influência da existência de um nó numa das vigas (V1), por onde se deu a rotura, na zona de uma das cargas transversais (a Norte) mas ligeiramente mais para o lado do apoio. De facto, é bem plausível que esta coincidência tenha precipitado a rotura, pois é nessa zona do painel que se conjuga a situação de momento fletor máximo com esforço de corte, potenciando maiores

tensões de tração (orientadas obliquamente ao eixo da peça, fruto da rotação de direções principais de tensão) precisamente numa região mais frágil da viga.

Comparativamente ao valor de cálculo do momento resistente estimado pelo projetista para os painéis (80 kN·m, de acordo com a Tabela 2), verifica-se que o momento resistente do painel A-Piso_5 fica aquém do previsto já que, à carga máxima aplicada, corresponde um momento máximo de cerca de 64 kN·m. De forma idêntica, o módulo de flexão para este painel, apenas fica acima do estimado (7542 kN·m^2) para 10% da força máxima.

Não obstante estas constatações, o painel do mesmo tipo, A-Piso_3, já apresenta maior resistência (momento instalado da ordem de 93 kN·m) mas ainda pouco confortável no que respeita à margem de segurança face ao valor apresentado como resistente de cálculo que é de 80 kN·m (ou seja, conferindo uma margem de apenas 1,16, relativamente a esse valor). Para este painel, o módulo de flexão secante obtido para escalões de carga até cerca de 40% supera o valor estimado, o mesmo acontecendo com o módulo de flexão obtido de ciclos carga-descarga.

Para os painéis do tipo B, a resistência apresenta-se com valores próximos do painel A-Piso_3, obtidos de ensaios realizados com a mesma velocidade. O módulo de flexão secante mostra valores mais elevados do que o estimado apenas no caso do painel B-Piso_4 e até cerca de 20% da carga máxima, ficando o módulo cíclico confortavelmente acima (não esquecendo porém que os ciclos foram efetuados para um nível de carga relativamente baixo face à força de rotura).

Importa no entanto referir que, o facto de a resistência máxima obtida nos ensaios não apresentar margens mais confortáveis relativamente à estimativa fornecida, não significa *de per si* a inviabilidade desta solução, porquanto o que interessa comparar efetivamente será os esforços previstos a instalar no pavimento com a resistência "real" obtida nos ensaios, envolvendo as margens de segurança apropriadas. Para tal, as cargas equivalentes uniformemente distribuídas aqui calculadas poderão constituir o parâmetro de "resistência" com mais interesse para o projetista no que se refere ao estado limite último.

4.3 Ensaios de Vigas de Madeira

4.3.1 Aspetos gerais sobre resultados dos ensaios de vigas de madeira

Nas vigas foram realizados ensaios cíclicos nos 3 provetes disponíveis, de modo a ter 3 amostras para estimar deformabilidade em fase de serviço sem "sacrificar" um deles para obter uma estimativa prévia da resistência. Por essa razão, no primeiro provete (C-Piso_6) foram realizados ciclos de carga-descarga até 2 níveis de deslocamento máximo de forma a ter maior probabilidade de se estar a ensaiar em fase de serviço. Nos restantes 2 provetes (C-Piso_5 e C-Piso_4), havendo já alguma informação do anterior, pese embora a variabilidade inerente aos 3 provetes, foram feitos ciclos de carga-descarga apenas até um nível de carga dentro da zona de comportamento linear em serviço. Em todos os provetes, os ensaios prosseguiram depois em carregamento monotónico até à rotura, tendo sido todos realizados no dia 23 de março de 2016.

Os resultados, apresentados por ordem cronológica de realização dos ensaios, consistem em gráficos força *versus* deslocamento dos vários transdutores do sistema de monitorização instalado (Figura 29), tabelas com valores de alguns parâmetros calculados a partir dos dados obtidos para vários escalões de carga e fotografias dos ensaios, incluídos desde a Figura 30 até à Figura 44.

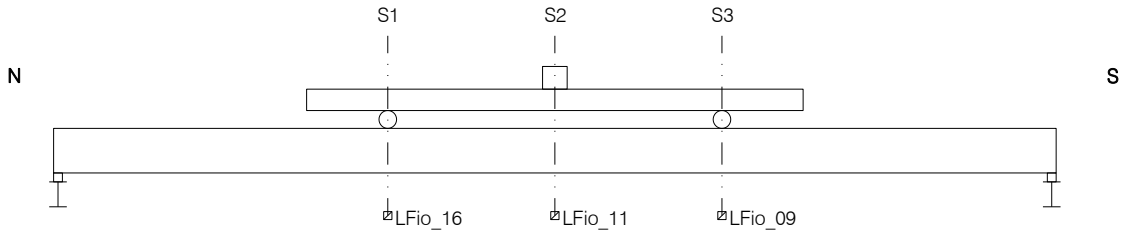


Figura 29: Esquema de ensaio, seções em análise e respetivos transdutores.

Tal como para os painéis, para cada viga ensaiada apresenta-se uma primeira página com os gráficos de evolução força *versus* deslocamentos das secções S1 (LFio_16), S2 (LFio_11) e S3 (LFio_09), ilustrados na Figura 30, Figura 35 e Figura 40, e os diversos parâmetros registados em tabelas, nomeadamente na Tabela 15, Tabela 17 e Tabela 19, para as vigas C-PISO_6, C-PISO_5 e C-PISO_4, respetivamente. Tais parâmetros foram obtidos para diversos

escalões de carga máxima aplicada em cada viga (sendo a máxima correspondente ao escalão de 100%) e, para cada escalão, consistem na força total aplicada no ensaio, na força distribuída equivalente, no momento máximo, no deslocamento ($\mathbf{d_V}$) registado a meio vão com o transdutor LFio_11 e no módulo de flexão $\mathbf{EI_V}$ secante determinado segundo o mesmo procedimento adotado para os painéis.

Seguidamente, e para melhor visualização, para cada viga, apresenta-se uma segunda página com os gráficos dos ciclos de carga-descarga individualizados, relativos às evoluções força *versus* deslocamentos das secções S1 (LFio_16), S2 (LFio_11) e S3 (LFio_09), incluídas na Figura 31, Figura 36 e Figura 41.

Tal como para os painéis mistos, na fase de ciclos de carga-descarga, foi calculada a rigidez de flexão K retirada dos gráficos de força total (P) *vs*. flecha central (δ_c) nas zonas dos ramos de carga e de descarga, adotando a mesma estratégia e as mesmas expressões usadas para os painéis. Para tal, foram usados apenas os gráficos cíclicos correspondentes à leitura do LFio_11, que foram separados nos ramos de carga, descarga e recarga conforme ilustrado na Figura 32, na Figura 37 e na Figura 42, das quais foram obtidos os valores de rigidez K e correspondentes módulos de flexão cíclica EI_c descritos nas Tabela 16, Tabela 18 e Tabela 20.

Dos ensaios das 3 vigas, todos os parâmetros obtidos estão resumidos na secção 4.3.5, para os diversos escalões de carga. Na Tabela 21 inclui-se os escalões de força total aplicada, força uniformemente distribuída equivalente e momento máximo, por forma ter uma visão global comparativa da resistência das 3 vigas, que se atinge para o escalão de 100% da carga. A Tabela 22 apresenta os deslocamentos no ponto central da viga para os vários escalões de carga, permitindo imediata comparação das flechas máximas atingidas nos pontos centrais das 3 vigas.

Por fim, na Tabela 23 resume-se a informação do módulo de flexão, em termos de valores secantes ($\mathbf{EI_V}$) para os vários escalões de carga (de 10% a 100%), e de valores médios $\mathbf{EI_{c,médio}}$ de ciclos carga-descarga em serviço.

4.3.2 Viga C – PISO 6

4.3.2.1 Resposta completa força-deslocamento da viga nas três secções

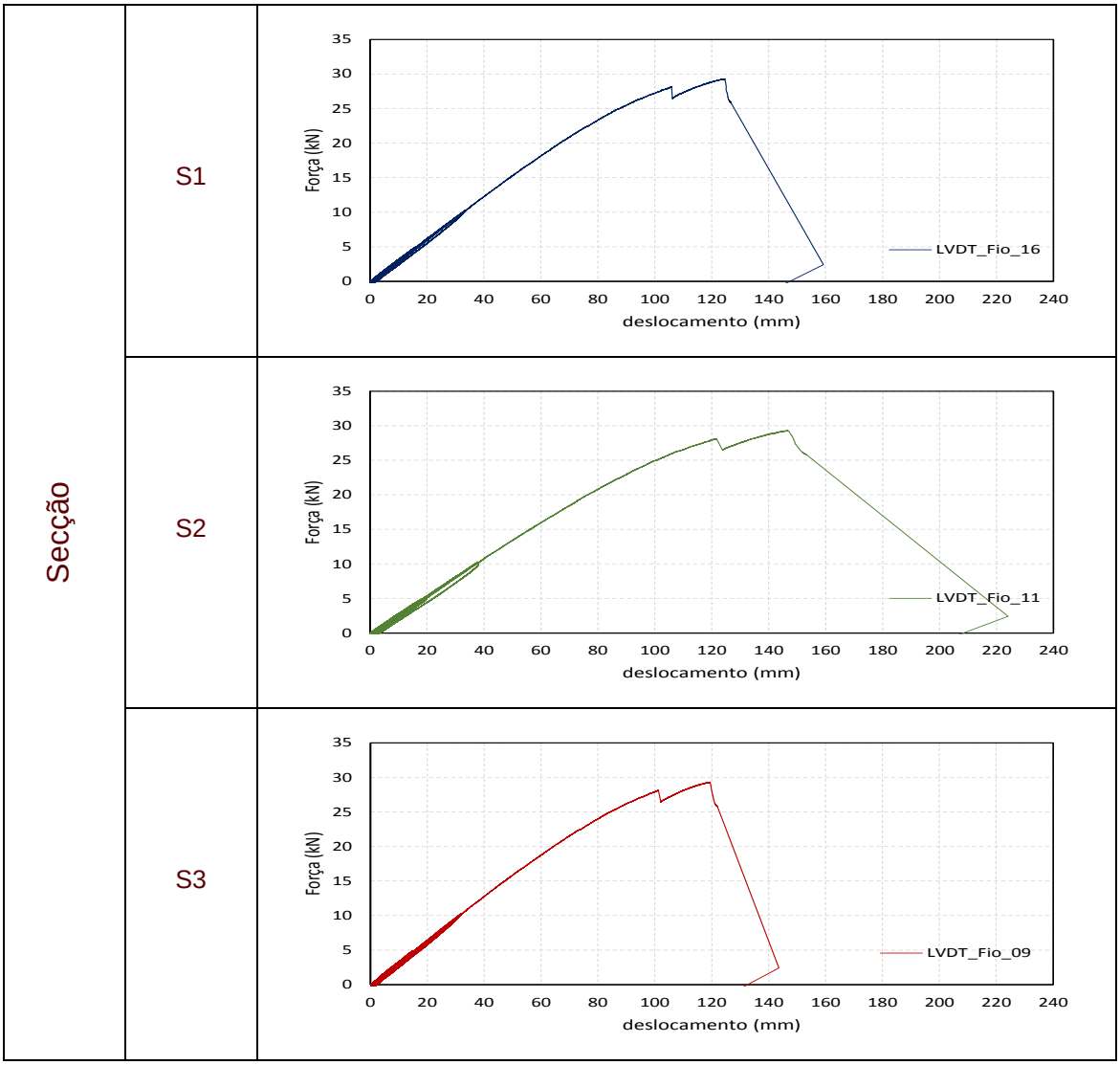


Figura 30: Viga C – PISO 6. Curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3

Tabela 15: Parâmetros por escalão de carga: força total, distribuída equivalente, momentos e deslocamentos máximos, e módulos de flexão secantes **EI_V**

Escalão de Carga	**Força total aplicada (kN)**	**Força distribuída equivalente (kN/m)**	**$M_{máx}$ (kN·m)**	**d_V (mm)**	**EI_V (kN·m^2)**
10%	2,94	0,36	2,48	10,55	707,48
20%	5,89	0,71	4,98	22,80	656,96
30%	8,80	1,07	7,44	33,07	676,38
40%	11,74	1,42	9,92	43,67	683,75
60%	17,61	2,14	14,88	66,64	671,92
80%	23,46	2,84	19,82	92,27	646,31
100%	**29,30**	**3,55**	**24,76**	146,71	507,76

4.3.2.2 Comportamento carga-descarga em serviço nas três secções

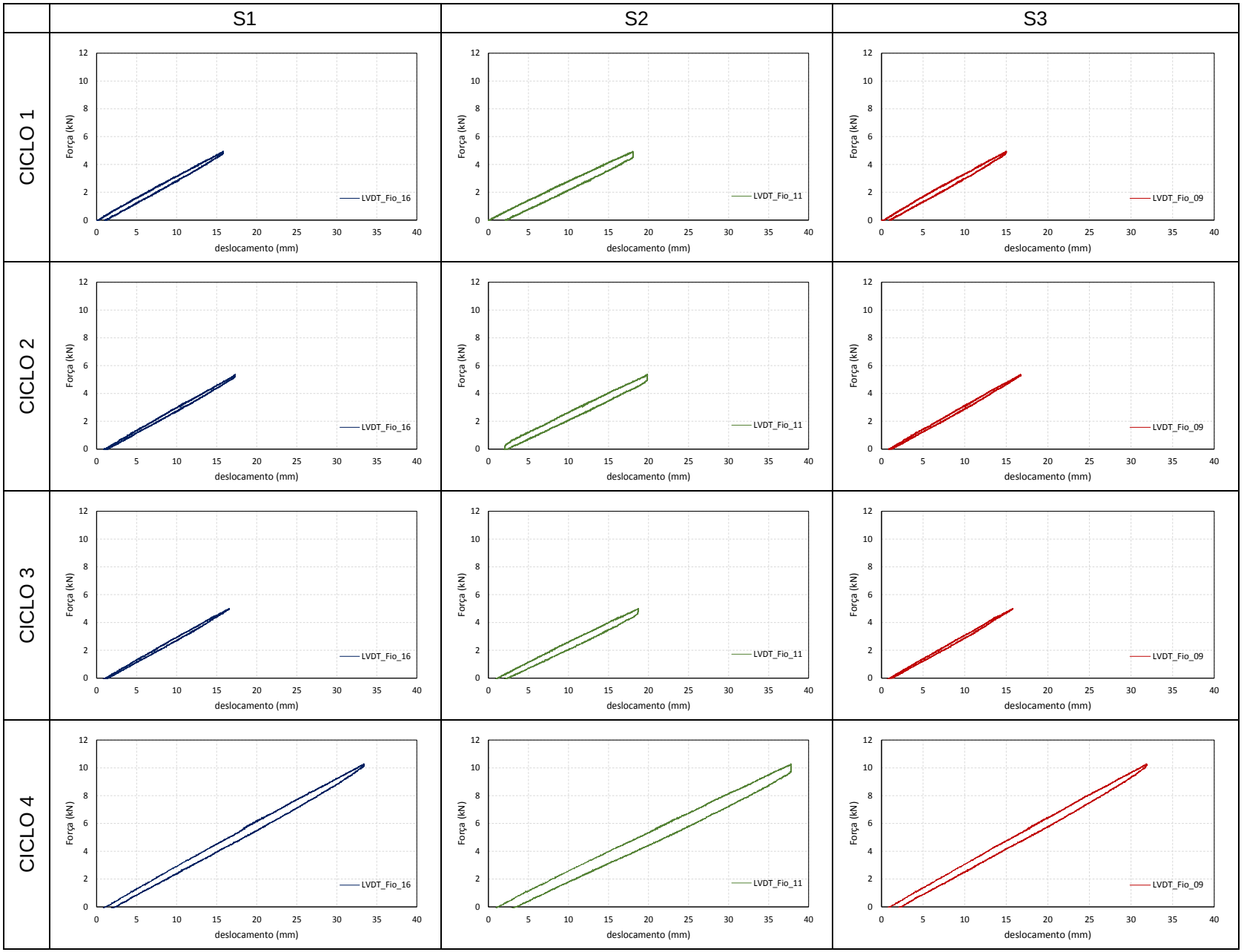


Figura 31: Viga C – PISO 6. Curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3; resposta cíclica em serviço individualizada por ciclos.

4.3.2.3 Comportamento carga-descarga em serviço na secção central

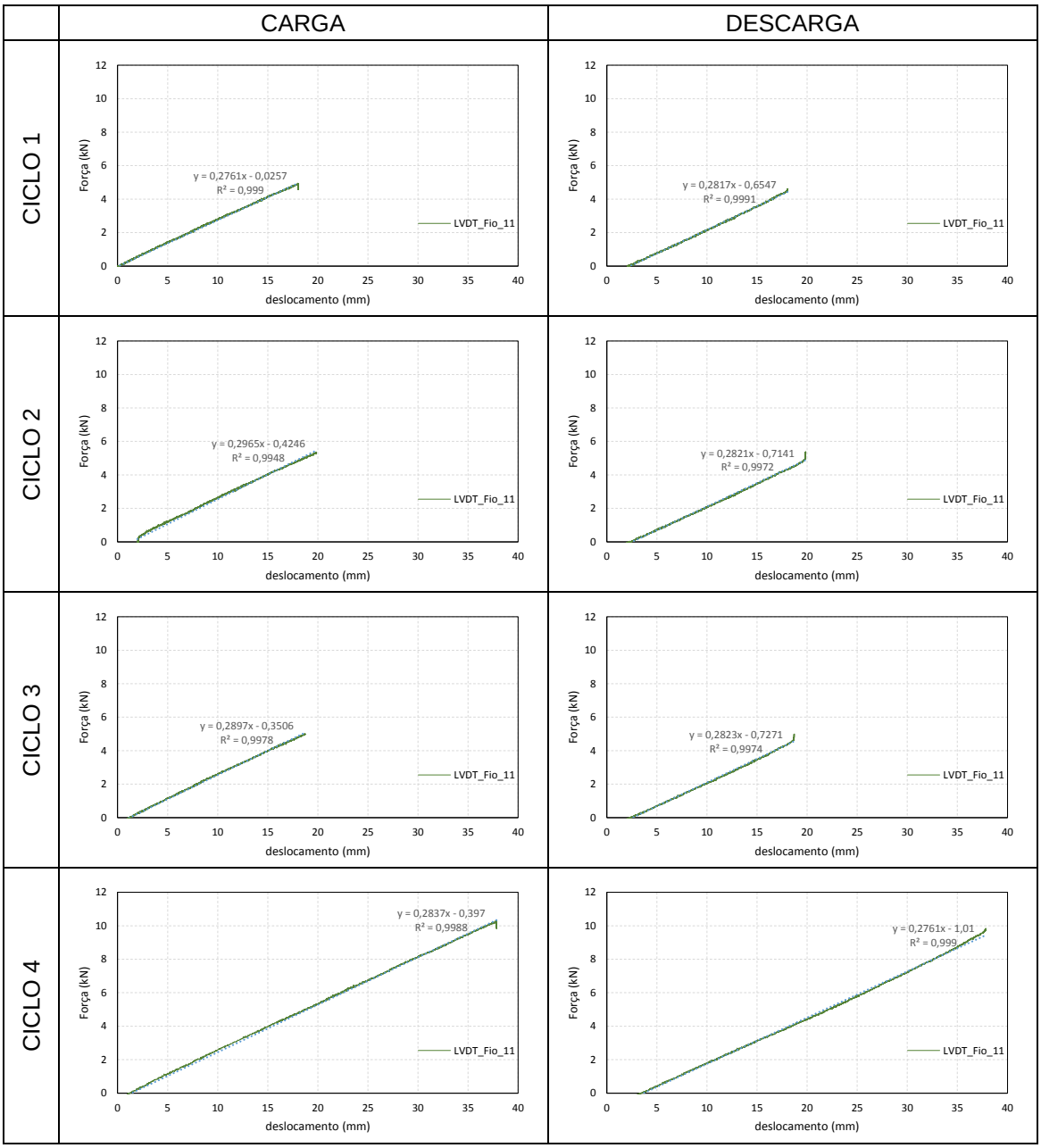


Figura 32: Viga C – PISO 6. Resposta cíclica em serviço – ramos de carga e descarga, por ciclo, das curvas força-deslocamento na secção central S2 e respetivas regressões lineares

Tabela 16: Valores de rigidez **K** de carga e descarga, por ciclo, e correspondente módulo de flexão **EI**

	K (kN/m)			**EI**
Ciclo	**Carga**	**Descarga**	**Médio**	**(kN·m^2)**
1	276,10	281,70	278,90	709,08
2	296,50	282,10	289,30	735,52
3	289,70	282,30	286,00	727,13
4	283,70	276,10	279,90	711,62

Na Figura 33 e na Figura 34 observa-se, respetivamente, a configuração inicial do ensaio e a deformada para a força máxima de rotura.



Figura 33: Viga C – PISO 6. Configuração inicial antes do ensaio.



Figura 34: Viga C – PISO 6. Deformada para a força máxima.

4.3.3 Viga C – PISO 5

4.3.3.1 Resposta completa força-deslocamento da viga nas três secções

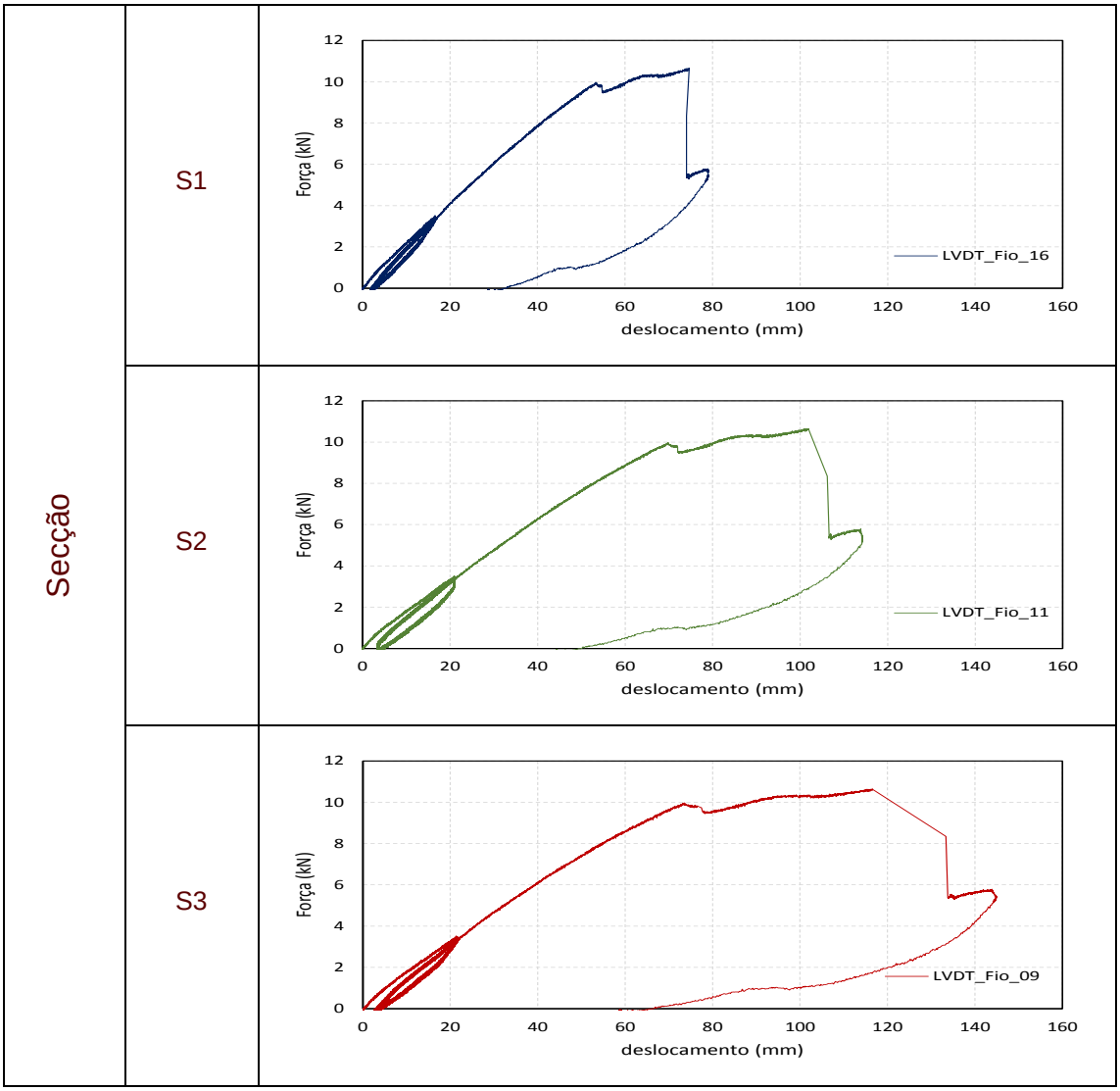


Figura 35: Viga C – PISO 5. Curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3

Tabela 17: Parâmetros por escalão de carga: força total, distribuída equivalente, momentos e deslocamentos máximos, e módulos de flexão secantes **EI_V**

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m)	$M_{máx}$ (kN·m)	d_V (mm)	EI_V (kN·m^2)
10%	1,08	0,13	0,92	5,34	526,32
20%	2,13	0,26	1,82	12,13	458,52
30%	3,23	0,39	2,76	19,14	440,13
40%	4,27	0,52	3,65	26,80	415,65
60%	6,37	0,77	5,44	40,93	405,78
80%	8,52	1,03	7,28	57,00	389,77
100%	10,64	1,29	9,10	106,18	261,38

4.3.3.2 *Comportamento carga-descarga em serviço nas três secções*

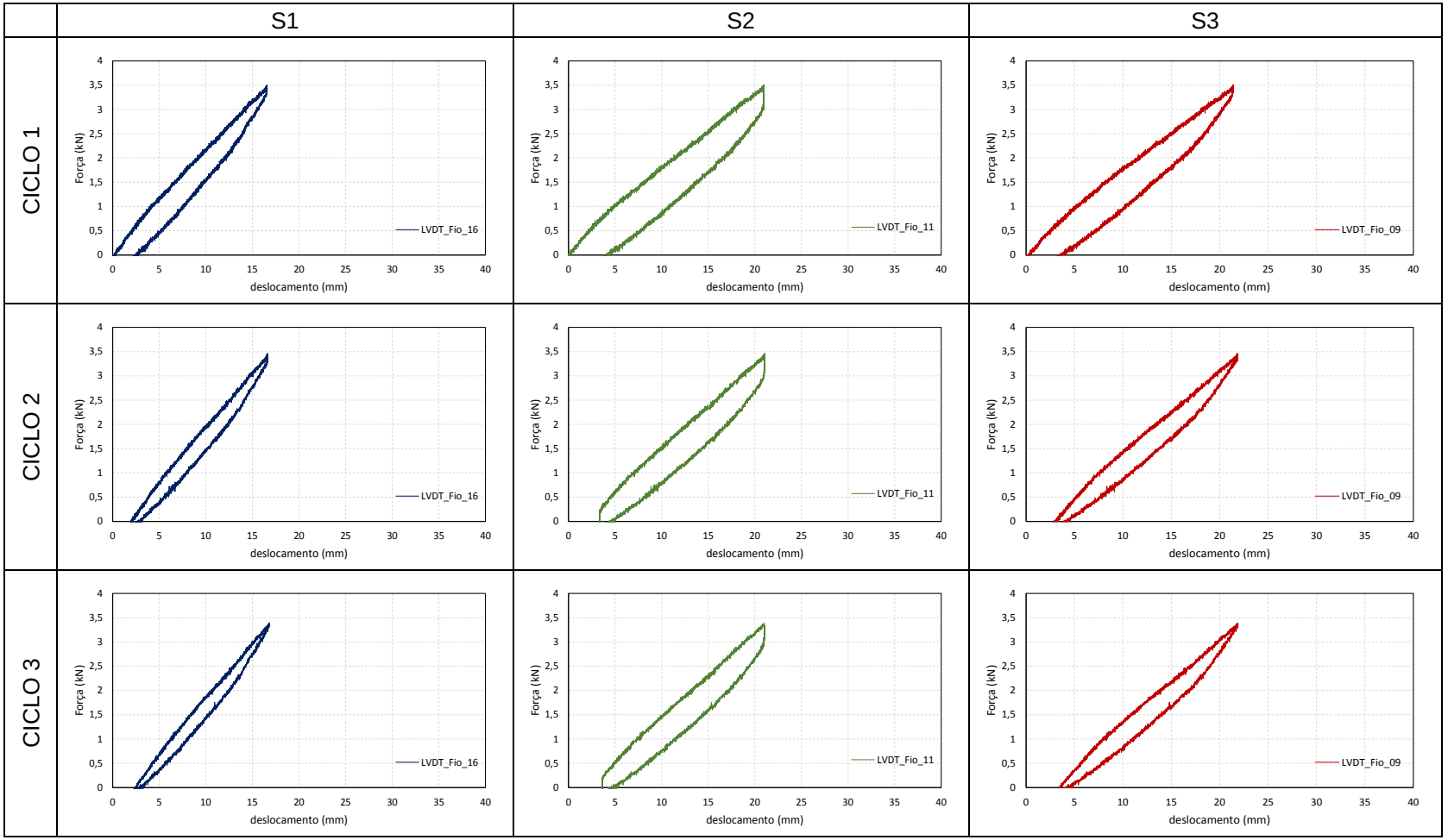


Figura 36: Viga C – PISO 5. Curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3; resposta cíclica em serviço individualizada por ciclos.

4.3.3.3 Comportamento carga-descarga em serviço na secção central

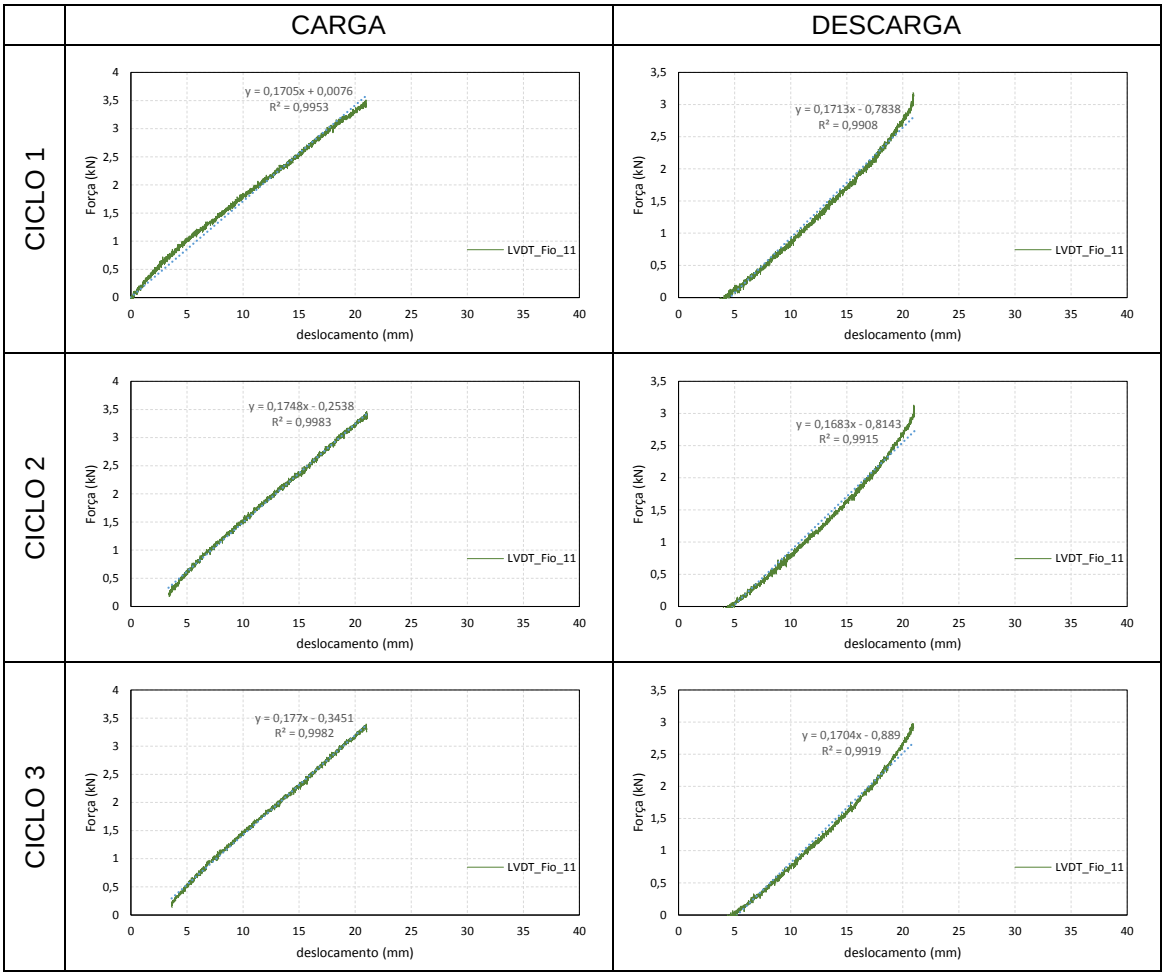


Figura 37: Viga C – PISO 5. Resposta cíclica em serviço – ramos de carga e descarga, por ciclo, das curvas força-deslocamento na secção central S2 e respetivas regressões lineares

Tabela 18: Valores de rigidez **K** de carga e descarga, por ciclo, e correspondente módulo de flexão **EI**

	K (kN/m)			**EI**
Ciclo	**Carga**	**Descarga**	**Médio**	**(kN·m^2)**
1	170,50	171,30	170,90	445,73
2	174,80	168,30	171,55	447,43
3	177,00	170,40	173,70	453,03

Na Figura 38 e na Figura 39 observa-se, respetivamente, a configuração inicial do ensaio e a deformada para a força máxima de rotura.



Figura 38: Viga C – PISO 5. Configuração inicial antes do ensaio.



Figura 39: Viga C – PISO 5. Deformada para a força máxima.

4.3.4 Viga C – PISO 4

4.3.4.1 Resposta completa força-deslocamento da viga nas três secções

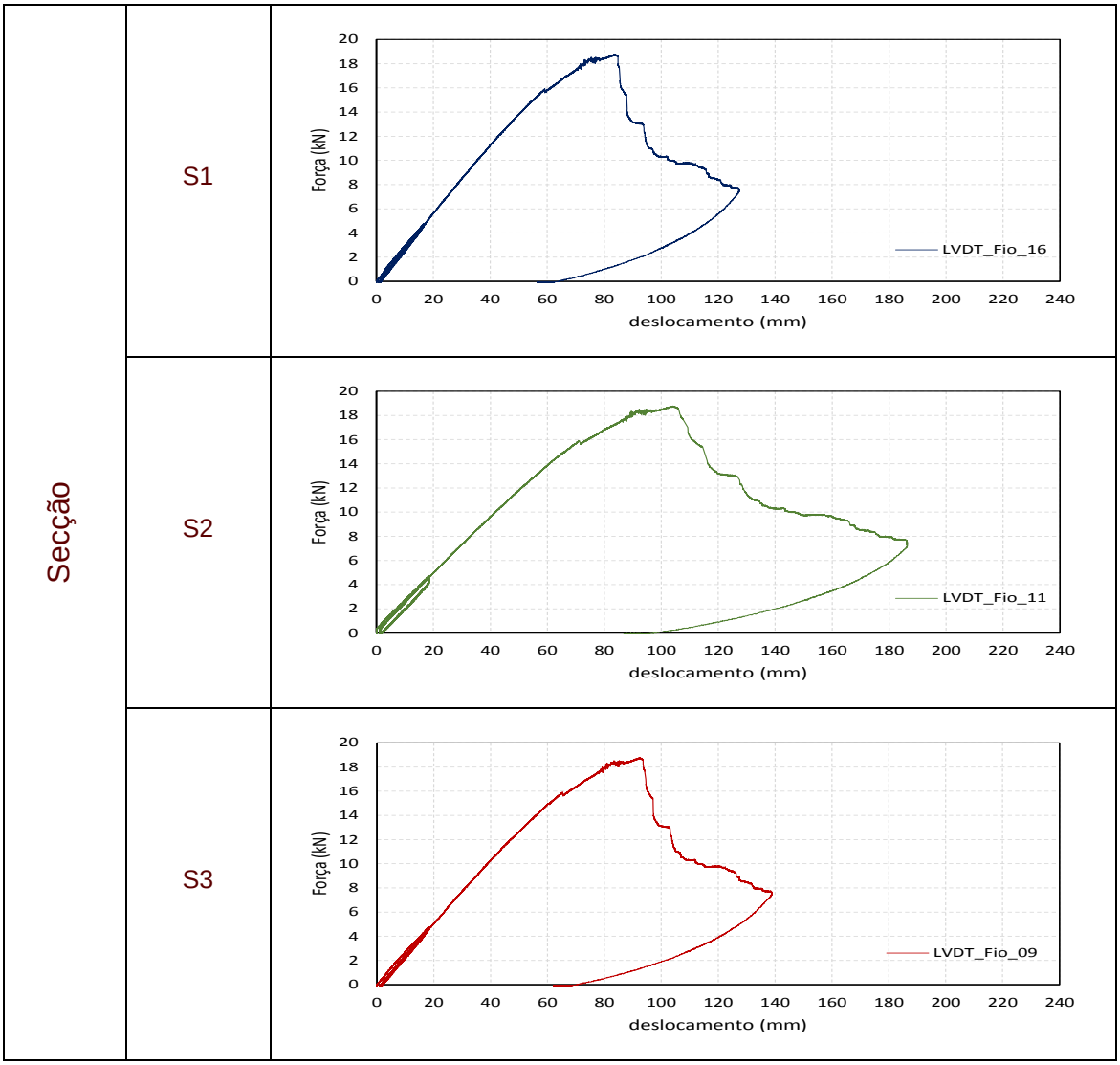


Figura 40: Viga C – PISO 4. Curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3

Tabela 19: Parâmetros por escalão de carga: força total, distribuída equivalente, momentos e deslocamentos máximos, e módulos de flexão secantes **EI_V**

Escalão de Carga	Força total aplicada (kN)	Força distribuída equivalente (kN/m)	$M_{máx}$ (kN·m)	d_V (mm)	EI_V (kN·m^2)
10%	1,89	0,23	1,58	6,43	727,24
20%	3,76	0,46	3,14	14,51	641,90
30%	5,63	0,69	4,71	22,80	612,31
40%	7,54	0,92	6,30	31,01	602,57
60%	11,28	1,37	9,42	47,54	587,69
80%	15,06	1,83	12,57	66,48	561,14
100%	18,78	2,28	15,68	104,11	446,93

4.3.4.2 *Comportamento carga-descarga em serviço nas três secções*

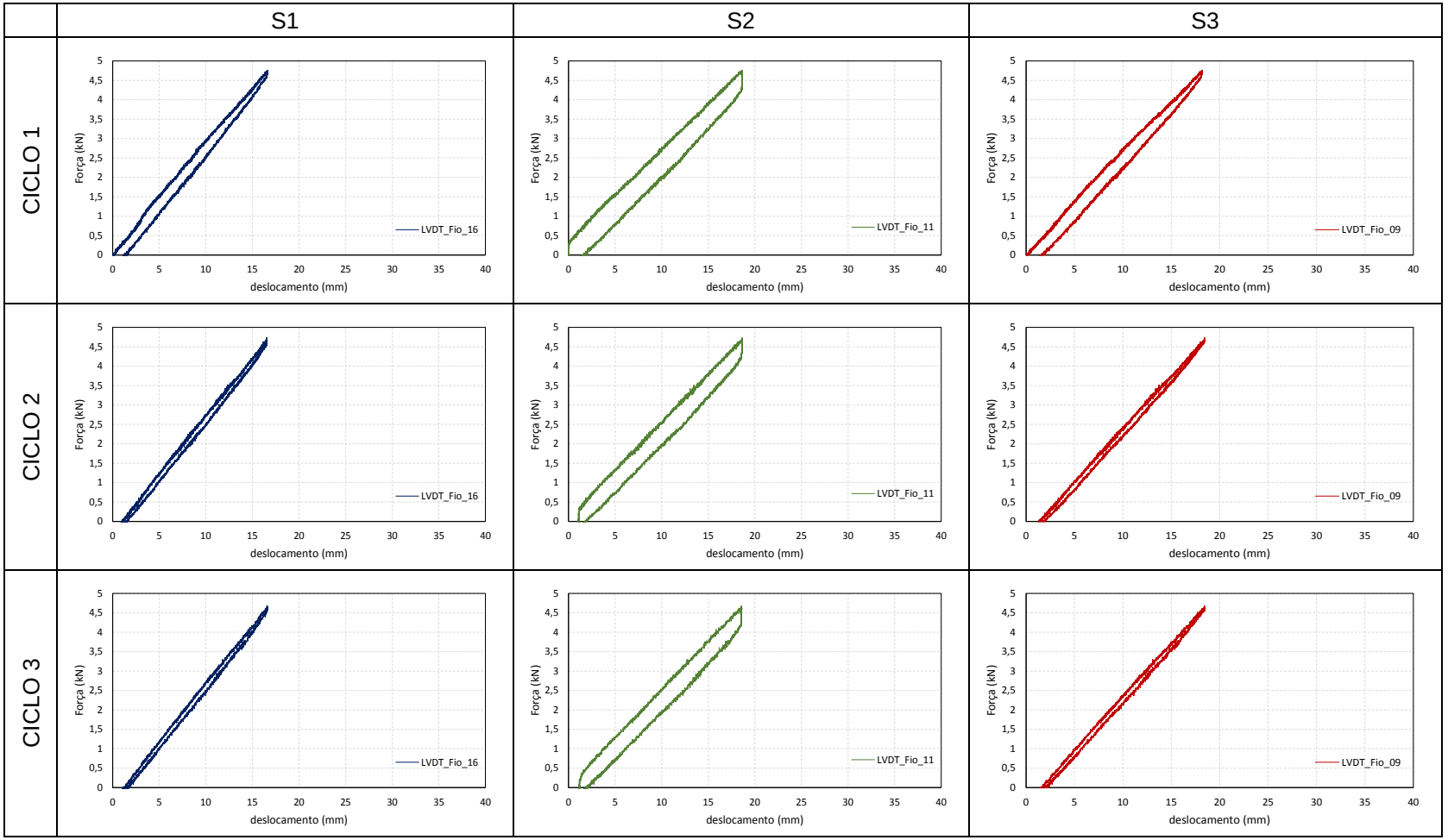


Figura 41: Viga C – PISO 4. Curvas força-deslocamento nas secções S1, S2 e S3; resposta cíclica em serviço individualizada por ciclos.

4.3.4.3 Comportamento carga-descarga em serviço na secção central

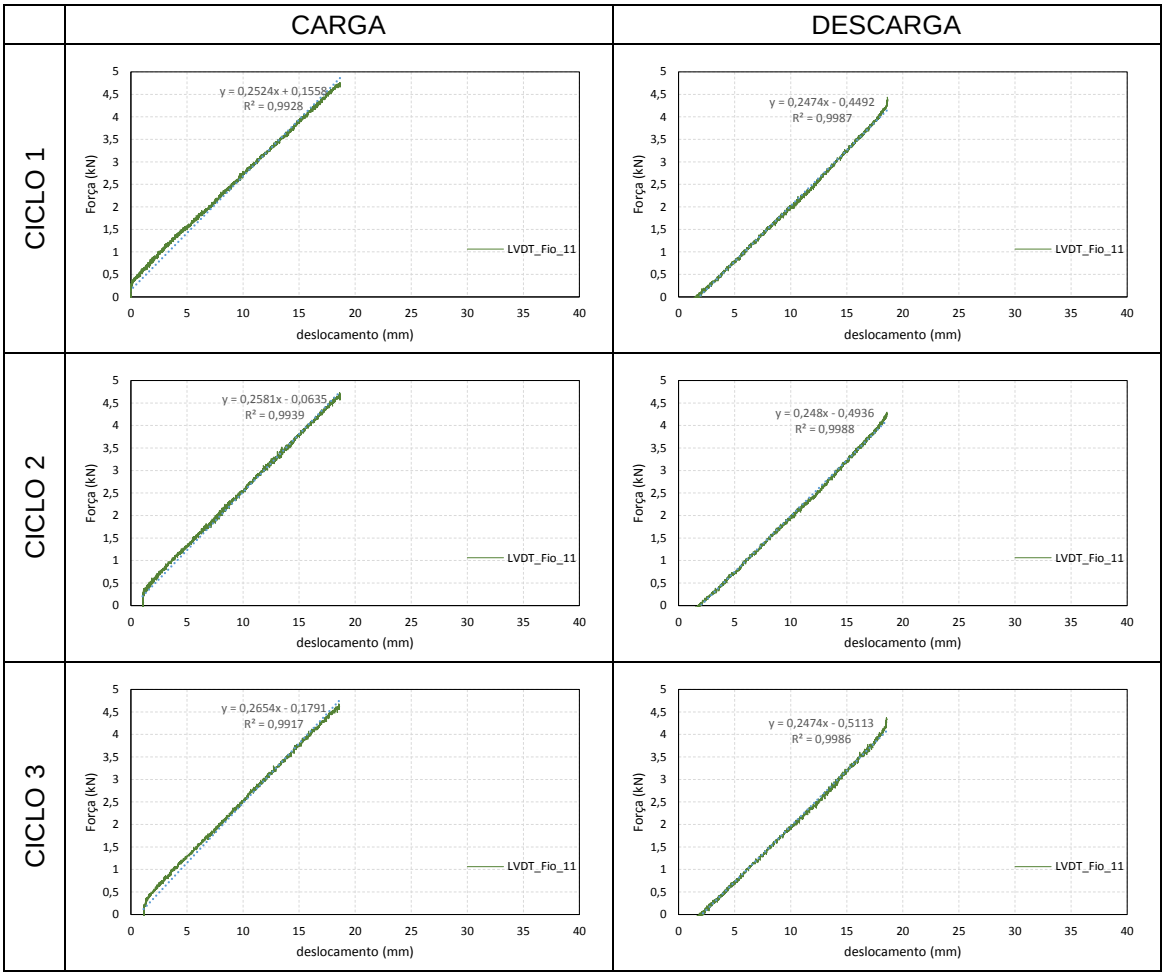


Figura 42: Viga C – PISO 4. Resposta cíclica em serviço – ramos de carga e descarga, por ciclo, das curvas força-deslocamento na secção central S2 e respetivas regressões lineares

Tabela 20: Valores de rigidez **K** de carga e descarga, por ciclo, e correspondente módulo de flexão **EI**

	K (kN/m)			**EI**
Ciclo	**Carga**	**Descarga**	**Médio**	**(kN·m^2)**
1	252,40	247,40	249,90	619,19
2	258,10	248,00	253,05	627,00
3	265,40	247,40	256,40	635,30

Na Figura 38 e na Figura 39 ilustram-se, respetivamente, a configuração inicial do ensaio e a deformada para a força máxima de rotura.



Figura 43: Viga C – PISO 4. Configuração inicial antes do ensaio.



Figura 44: Viga C – PISO 4. Deformada para a força máxima.

4.3.5 Resumo dos resultados para as vigas

Seguidamente resumem-se os resultados obtidos para as vigas de madeira de modo a facilitar a sua comparação, começando por descrever, na Tabela 21, os valores dos diversos escalões de carga nas 3 vigas, a correspondente força total máxima aplicada em cada uma delas, bem como os respetivos valores da força distribuída equivalente e o momento máximo instalado para cada escalão.

Tabela 21: Escalões de carga total, força distribuída equivalente e momento máximo para as 3 vigas

Força total aplicada (kN) / Força distribuída equivalente (kN/m) / Momento máximo (kN·m)									
Escalão de Carga	**Viga C Piso 6**			**Viga C Piso 5**			**Viga C Piso 4**		
	(kN)	**(kN/m)**	**(kN·m)**	**(kN)**	**(kN/m)**	**(kN·m)**	**(kN)**	**(kN/m)**	**(kN·m)**
10%	2,94	0,36	2,48	1,08	0,13	0,92	1,89	0,23	1,58
20%	5,89	0,71	4,98	2,13	0,26	1,82	3,76	0,46	3,14
30%	8,80	1,07	7,44	3,23	0,39	2,76	5,63	0,69	4,71
40%	11,74	1,42	9,92	4,27	0,52	3,65	7,54	0,92	6,30
60%	17,61	2,14	14,88	6,37	0,77	5,44	11,28	1,37	9,42
80%	23,46	2,84	19,82	8,52	1,03	7,28	15,06	1,83	12,57
100%	**29,30**	3,55	24,76	**10,64**	1,29	9,10	**18,78**	2,28	15,68

De seguida apresentam-se os valores da flecha máxima das vigas para cada escalão de carga (Tabela 22) e os correspondentes módulos de flexão secantes $\mathbf{EI_V}$, descritos na Tabela 23, onde se incluem também os módulos de flexão médios $\mathbf{EI_{c,médio}}$ dos ciclos de carga-descarga em serviço.

Tabela 22: Deslocamentos a ½ vão das vigas, para os escalões de carga nas 3 vigas

Deslocamento central na viga d_V (mm)			
Escalão de Carga	**Viga C Piso 6**	**Viga C Piso 5**	**Viga C Piso 4**
	d_V	**d_V**	**d_V**
10%	10,55	5,34	6,43
20%	22,80	12,13	14,51
30%	33,07	19,14	22,80
40%	43,67	26,80	31,01
60%	66,64	40,93	47,54
80%	92,27	57,00	66,48
100%	146,71	106,18	104,11

Tabela 23: Módulos de flexão $\mathbf{EI_V}$ secantes e médios dos ciclos $\mathbf{EI_c}$ nas 3 vigas

EI_V obtido do deslocamento na viga d_V (kN·m^2)						
Escalão de Carga	**Viga C Piso 6**		**Viga C Piso 5**		**Viga C Piso 4**	
	EI_V		**EI_V**		**EI_V**	
10%	707,48		526,32		727,24	
20%	656,96		458,52		641,90	
30%	676,38		440,13		612,31	
40%	683,75		415,65		602,57	
60%	671,92		405,78		587,69	
80%	646,31		389,77		561,14	
100%	507,76		261,38		446,93	
EI_c Serviço	**$EI_{c,médio}$**		**$EI_{c,médio}$**		**$EI_{c,médio}$**	
	1º ciclo	**2º, 3º, 4º ciclos**	**1º ciclo**	**2º, 3º ciclos**	**1º ciclo**	**2º, 3º ciclos**
	709,08	724,76	445,73	450,23	619,19	631,15

Legenda:

EI_V **=** Módulo de Flexão EI (secante), calculado com base em **d_V**
$EI_{c,médio}$ = Módulo de Flexão EI médio de ciclos carga-descarga em serviço.

Os valores obtidos para as vigas de madeira foram inferiores aos estimados pela empresa requerente, tanto no que respeita à resistência em flexão (35kN·m) como no referente ao módulo de flexão (1000 kN·m^2). Em especial observou-se que o ensaio da viga do piso 5 conduziu a valores inferiores às restantes, possivelmente devido à existência de uma fenda de secagem com grande abertura. Neste contexto, face ao observado, é de esperar que a variabilidade inerente ao material madeira, às irregularidades geométricas e aos defeitos das peças, aporte uma dispersão não desprezável nos resultados, e a ter em conta no cálculo da resistência.

5 Conclusões

O presente relatório refere-se ao processo técnico de ensaios laboratoriais à flexão de provetes de pavimento mistos madeira-betão e de vigas de pavimento de madeira, à escala real, e ainda de compressão em provetes cúbicos de betão, com o objetivo da determinação das suas características mecânicas.

Os provetes ensaiados referem-se a um edifício antigo em reabilitação para utilização hoteleira, e consistem em quatro painéis de pavimento misto madeira-betão, com dois tipos de soluções construtivas, três vigas de madeira e seis cubos do betão usado na lajeta do pavimento misto.

Os painéis de pavimento distinguem-se pela utilização de diferentes tipos de conectores, sendo dois provetes da solução designada por A, realizada com conectores do tipo TECNARIA CTL MAXI, e outros dois da solução B, do tipo TECNARIA CTL BASE (informação obtida através das peças desenhadas fornecidas pelo requerente). Os provetes C consistiram em vigas de madeira retiradas de três pisos diferentes do dito edifício.

As características mecânicas estimadas e indicadas pela empresa requerente são as descritas na Tabela 2 na secção 2.

O sistema de ensaio adotado consistiu na aplicação de um par de cargas iguais entre si, dispostas simetricamente em relação à secção de meio-vão, de forma crescente até se atingir a rotura para se avaliar a capacidade de carga. A fim de estimar a rigidez de flexão, foram também realizados ciclos de carga e descarga, numa fase de comportamento correspondente às condições de serviço.

Durante os ensaios foi realizada a monitorização e registo contínuo dos valores da carga e de deslocamento vertical em vários pontos ao longo dos painéis ou das vigas, nomeadamente em três secções transversais de cada peça ensaiada. O esquema de ensaio e carregamento para as vigas de madeira foi realizado em concordância com a norma EN 408:2010+A1:2012 (E), [1], e o mesmo foi adotado para os painéis mistos, por um lado por não haver norma conhecida para esses ensaios neste tipo de painéis e, por outro lado, para

garantir coerência de resultados com os das vigas e facilitar a sua análise conjunta.

Dos ensaios à compressão dos cubos de betão, realizados à data dos ensaios dos painéis, os valores obtidos evidenciam um betão da classe C30/37 como se pretendia, por forma a conferir uma resistência nos painéis idêntica à prevista instalar em obra.

Dos resultados obtidos nos ensaios de flexão dos painéis, verifica-se que, com exceção do primeiro ensaio (painel tipo A, piso 5) cuja velocidade de aplicação da carga foi mais baixa dos que em todos os restantes, e em que se observou a existência de um nó na zona de maiores esforços de corte e flexão em simultâneo, as resistências (em termos de momento fletor máximo instalado) superam o valor de cálculo do momento resistente estimado pelo projetista. Considerações sobre o nível de segurança envolvido estão naturalmente fora do âmbito deste relatório pois dependem dos esforços solicitantes instalados em cada situação particular.

No que se refere ao módulo de flexão secante verificou-se que, para os provetes do tipo A, os valores obtidos se encontram próximos dos módulos de flexão estimados pelo projetista para escalões de carga de 20% e 50%, respetivamente para os painéis dos pisos 5 e 3. Para os provetes do tipo B, o valor estimado do módulo de flexão não foi atingido para o painel do piso 6 e, para o painel do piso 4, foi atingido apenas até cerca de 20% da carga máxima.

Não obstante estas variações do módulo de flexão secante obtido nos ensaios, face ao valor estimado em projeto, importa referir que o módulo de flexão médio obtido dos ciclos de carga-descarga (nos 2 painéis em que foram feitos) é sempre superior à estimativa fornecida. Este resultado, no entanto, deve ser encarado com alguma prudência visto que os ciclos foram realizados para escalões de carga relativamente reduzidos face à carga máxima aplicada, não havendo por isso informação experimental de que aquele módulo de flexão (ou rigidez) médio de ciclos se mantenha ou reduza ao longo do ensaio. Ainda assim, as curvas cíclicas em fase inicial, e também as totais (incluindo a descarga controlada após força máxima), mostram deformações residuais compatíveis com uma rigidez média de carga-descarga maior do que a rigidez

secante, já que a resposta global sugere uma aproximação bilinear do comportamento força-deslocamento até à rotura.

Finalmente, para todas as vigas de madeira ensaiadas, desde logo se confirma o habitual comportamento essencialmente linear até muito próximo da rotura das primeiras fibras tracionadas. Porém, os valores do momento máximo instalado e do módulo de flexão (secante ou cíclico de carga-descarga) são inferiores às estimativas fornecidas pelo projetista, o que realça a importância de uma aferição o mais completa possível das caraterísticas mecânicas de um razoável número de provetes que permita acautelar influência das incertezas causadas pelas irregularidades do material (exemplo: defeitos) e seccionais das peças existentes *in-situ*.

Porto, 29 de abril de 2016



António Arêde
(Prof. Associado – FEUP)



Ana Gomes
(Eng. Civil – FEUP)



Humberto Varum
(Prof. Catedrático – FEUP)

6 Referências

1 CEN (2012). European Standard: Timber structures - Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties. EN 408:2010+A1:2012: E. CEN. Brussels, Belgium.