



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Sérgio Manuel Barros Fernandes

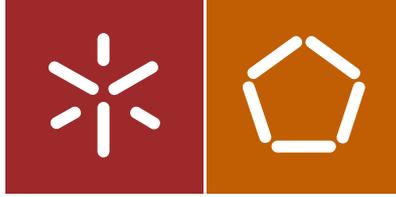
Análise experimental de novas soluções
para pavimentos mistos em aço e betão

Análise experimental de novas soluções
para pavimentos mistos em aço e betão

Sérgio Manuel Barros Fernandes

UMinho | 2017

dezembro de 2017



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Sérgio Manuel Barros Fernandes

Análise experimental de novas soluções
para pavimentos mistos em aço e betão

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação da
Professora Doutora Maria Isabel Brito Valente

DECLARAÇÃO

Nome: Sérgio Manuel Barros Fernandes.

Endereço eletrónico: sergio_fernandes21@hotmail.com

Telefone: 915555458

Número do Bilhete de Identidade: 14587067

Título da dissertação: Análise experimental de novas soluções para pavimentos mistos em aço e betão

Orientadora: Doutora Maria Isabel Brito Valente

Ano de conclusão: 2017

Designação do Mestrado: Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Escola: Escola de Engenharia da Universidade do Minho

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA DISSERTAÇÃO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE.

Universidade do Minho, ____/____/____

Assinatura: _____

AGRADECIMENTOS

Dedico este espaço a todos aqueles que de algum modo colaboraram diretamente ou indiretamente para a realização da presente dissertação. A todos eles deixo aqui o meu sincero agradecimento.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer à minha orientadora Maria Isabel Brito Valente pela disponibilidade, dedicação, conhecimento, atenção e ajuda prestada ao longo da realização do trabalho, visto que sem essa contribuição não seria possível, um muito obrigado.

Um agradecimento ao Eng. José Manuel Silva pela simpatia, oportunidade de participação na empresa OFELIZ no desenvolvimento da dissertação, pela disponibilidade de demonstrar o funcionamento da empresa e o espírito de um ambiente empresarial.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho Marco Jorge, António Matos e ao César pela disponibilidade e acompanhamento do trabalho laboratorial.

Aos meus pais, por tornarem tudo isto possível, por nunca deixarem que faltasse nada, e pelo seu apoio e amor incondicional, um grande abraço com muito amor.

Ao meu irmão, muito obrigado pela amizade e incentivo.

Agradeço ainda à minha namorada Carolina Castaño pelo carinho, amor, dedicação e incentivo demonstrado no desenvolvimento na dissertação.

Um agradecimento especial ainda ao Davide Fontes, ao Filipe Magalhães, ao Filipe Rodrigues, ao Bruno Carneiro, ao Carlos Santos, ao Neryvaldo Galvão, ao Ailton Veiga, ao Hugo Pereira, à Madalena Azevedo, à Sara Arantes e à Catarina Padrão por representarem um grupo de amizade para toda a vida, pela camaradagem demonstrada e na partilha de inúmeros momentos inesquecíveis.

Para finalizar, agradeço aos meus colegas do curso e amigos que me acompanharam durante esta longa caminhada académica, e principalmente aqueles que tornaram o meu processo de adaptação e integração mais fácil à nova realidade.

RESUMO

Em um pavimento misto, associa-se normalmente um perfil metálico a uma laje mista com chapa colaborante e camada de betão. Com este trabalho, pretende-se realizar um estudo que abordará novas disposições destes elementos, considerando que a viga metálica é realizada com perfis metálicos enformados a frio (tornando-se bastante mais leve do que uma solução tradicional com perfis laminados) e a laje é mista com chapa colaborante, aos quais se associa um conector metálico com elevada capacidade resistente. Este conector consiste numa chapa lisa recortada ou, em alternativa, numa chapa nervurada, que é posteriormente soldada à viga metálica e fica embebida na laje, após colocação e endurecimento do betão.

No âmbito de uma dissertação desenvolvida anteriormente (Neves, 2016), foi realizado um estudo preliminar para pré-dimensionar os provetes a serem testados em laboratório, pelo que a presente dissertação se dedica a desenvolver a correspondente parte experimental e a analisar os resultados obtidos. Assim, pretende-se explorar e avaliar o comportamento experimental desta solução e também comparar os resultados obtidos com dados apresentados por diversos autores que tenham desenvolvido ensaios com aspetos comuns aos que são considerados neste trabalho.

São realizados ensaios experimentais de tipo *push-out* para avaliação do comportamento dos conectores nervurado e indentado e ensaios de flexão em viga mista, considerando um trecho de laje mista associado à viga metálica através dos elementos de conexão propostos. Toda a investigação foi desenvolvida no Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da Universidade do Minho (LEST).

Para ambos os tipos de ensaio (ensaios de tipo *push-out* e ensaios de flexão), são desenvolvidos 4 provetes dos quais 2 provetes são de tipo nervurado e 2 provetes são de tipo indentado. Para caracterizar o betão utilizado, são fabricados 12 provetes cilíndricos, para os quais se avalia o módulo de elasticidade e a resistência à compressão em várias datas, próximas às dos ensaios experimentais referidos.

Nos resultados obtidos foram avaliados o comportamento da conexão, a sua capacidade de carga, a sua ductilidade e os modos de rotura associados, realizando posteriormente uma comparação com autores tendo em conta semelhança nos conectores utilizados e o tipo de ensaio. Verifica-se que os conectores testados apresentam elevada capacidade resistente e

proporcionam uma elevada resistência global nas vigas mistas, garantindo que a capacidade resistente à flexão das mesmas não é essencialmente limitada pela capacidade resistente da conexão. Os resultados demonstram que os conectores nervurados e indentados apresentam um bom comportamento em condições de carregamento em serviço e boa capacidade de deformabilidade em estado limite último.

Palavras-chave: conector indentado, conector nervurado, vigas mistas em aço e betão, ensaios de tipo *push-out*; ensaios em flexão de vigas mistas, chapa perfilada

ABSTRACT

There are structural systems that associate a metallic beam and a composite slab with steel decking in order to achieve a composite beam behaviour. The aim of the present work is to carry out a study that will address new requirements of these elements, considering that the metallic beam is made with cold-formed C-shaped profiles (making it considerably lighter than a traditional solution with hot-rolled profiles), to which a metallic connector with high load capacity and the ability to ensure the intended composite action is associated.

This connector is a plane strip element, that is welded to the metal beam and embedded in the slab after casting and hardening of the concrete layer. The steel beam is made of cold-formed steel profiles, making it considerably lighter than a traditional solution with hot-rolled profiles.

In another work, previously developed (Neves, 2016), a preliminary study was carried out to design the test samples to be tested in the laboratory. The present thesis continues this work and is essentially dedicated to the development of experimental work and the analysis of results obtained. Thus, it is intended to explore and evaluate the experimental behaviour of the proposed solution and compare the results obtained with data presented by several authors who have developed experimental tests with common aspects.

Push-out tests are performed to evaluate the behaviour of connections by adhesion, interlocking and friction and also indented connectors. Bending tests in composite beam elements are also developed considering a section of composite slab associated to the metal beam through the proposed connection elements. All the investigation was developed in the Structural Laboratory of the Civil Engineering Department, at the University of Minho (LEST).

For both types of test (push-out tests and bending tests), four test samples were prepared. Of these, two test samples were prepared with adhesion, interlocking and friction connectors and the other two test specimens were prepared with indented shape connectors. To characterize the concrete used, twelve cylindrical samples were manufactured, for which the modulus of elasticity and the compressive strength were evaluated on several dates, close to those of the push-out and bending tests.

It were possible to assess the behaviour of the connection, its load capacity, ductility and the associated failure modes. Results are compared with the work of some other authors that developed experimental work with comparable connectors and where similar parameters were

evaluated. It is verified that the tested connectors present a high load bearing capacity and provide high overall strength when applied in composite beams, ensuring that the flexural strength of the beam is not essentially limited by the strength of the connection. The results demonstrate that the connections by adhesion, interlocking and friction and indented connectors develop a good behaviour under service loading conditions and high deformation capacity in the ultimate limit state.

Keywords: Steel and concrete composite beams, Push-out tests, Flexural tests on composite beams, Indented connectors, Connections by adhesion, interlocking and friction, Profiled sheeting

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS	xvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações gerais	1
1.2. Objetivos da dissertação	2
1.3. Organização da dissertação	2
2. ESTADO DO CONHECIMENTO	5
2.1. Considerações Gerais	5
2.2. Breve abordagem de vigas mistas	6
2.2.1. Exemplos de soluções de vigas mistas	6
2.2.2. Tipos de apoios para soluções de vigas mistas	7
2.2.3. Utilização de conectores	8
2.2.4. Exemplos de soluções mistas aço-betão	11
2.3. Como construir lajes mistas	13
2.4. Vantagens e desvantagens da utilização de vigas mistas	14
2.5. Campo de aplicação do sistema	15
2.5.1. Grupo de aplicações viáveis	16
2.5.2. Espaçamento das vigas a serem utilizadas	16
2.5.3. Distância a partir do qual é necessário colocar escoramento	16
2.5.4. Aplicabilidade ligada à orçamentação	17
2.5.5. Segurança na aplicação	18
2.6. Caracterização do comportamento	19

2.6.1.	Ensaio dinâmico de corte	20
2.6.2.	Ensaio de tipo push-out segundo a NP EN 1994-1-1: 2011	20
2.6.3.	Ensaio de Viga.....	23
3.	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	25
3.1.	Considerações Gerais	25
3.2.	Identificação dos Provetes.....	25
3.3.	Geometria dos provetes de tipo Push-Out.....	25
3.3.1.	Conectores.....	25
3.3.2.	Perfil metálico.....	27
3.3.3.	Lajes de betão	28
3.4.	Preparação dos provetes de tipo push-out.....	30
3.4.1.	Armaduras.....	30
3.4.2.	Cofragem.....	30
3.5.	Geometria das Vigas	32
3.5.1.	Chapa trapezoidal.....	32
3.5.2.	Perfil em C enformado a frio	33
3.5.3.	Conectores.....	34
3.5.4.	Reforços	34
3.6.	Preparação das Vigas	35
3.6.1.	Disposição das armaduras.....	35
3.6.2.	Cofragem das vigas.....	36
3.6.3.	Isolamento da ligação entre conector e chapa trapezoidal.....	37
3.7.	Execução da betonagem	37
3.7.1.	Betonagem de provetes do tipo Push-Out.....	38
3.7.2.	Betonagem de vigas	39
3.7.3.	Betonagem de cilindros.....	40
3.8.	Descofragem.....	40
3.8.1.	Vigas e Provetes de tipo Push-out	40

3.8.2.	Provetes cilíndricos	41
3.9.	Caracterização experimental dos provetes cilíndricos	42
3.9.1.	Resistência à compressão	43
3.9.2.	Módulo de elasticidade	45
3.9.3.	Massa volúmica aparente	46
4.	ENSAIOS DE TIPO PUSH-OUT	49
4.1.	Introdução	49
4.2.	Setup experimental	49
4.3.	Protocolo de Ensaio	51
4.4.	Preparação do ensaio	53
4.4.1.	Deslocamento vertical do atuador	53
4.4.2.	Escorregamento e Separação Vertical	54
4.5.	Comportamento experimental e modos de rotura observados nos provetes	55
4.5.1.	Provetes com conector nervurado	55
4.5.2.	Provetes com conector indentado	59
4.6.	Resultados obtidos nos ensaios monotónicos	61
4.6.1.	Provetes de tipo push-out com conectores nervurados	61
4.6.2.	Comparação entre resultados obtidos em ensaios com conectores nervurados e resultados obtidos por outras investigações	64
4.6.3.	Provetes de tipo push-out indentado	69
4.6.4.	Comparação entre resultados obtidos em ensaios com conectores indentados e resultados obtidos por outras investigações	71
5.	ENSAIOS DE VIGAS	77
5.1.	Introdução	77
5.2.	Equipamento de ensaio e Setup	77
5.3.	Protocolo de Ensaio	80
5.4.	Montagem do ensaio	82
5.4.1.	Distribuidor de carga	82
5.4.2.	Perfil metálico	82

5.4.3.	Laje de betão	86
5.4.4.	Deslocamento vertical	88
5.4.5.	Escorregamento	89
5.5.	Comportamento experimental observado e modos de rotura dos provetes	90
5.5.1.	Vigas com conector de tipo nervurado	90
5.5.2.	Vigas com conector de tipo indentado	92
5.6.	Resultados obtidos nos ensaios de vigas com conector de tipo nervurado	94
5.6.1.	Deslocamento vertical nas vigas com conector nervurado	94
5.7.	Resultados obtidos nos ensaios de vigas com conector de tipo indentado	98
5.7.2.	Escorregamento entre a laje e o conetor nas vigas com conector indentado	99
5.7.3.	Extensões nas vigas com conector indentado	100
5.8.	Comparações	102
5.8.1.	Vigas de tipo nervurado	102
5.8.2.	Vigas de tipo indentado	103
6.	APLICABILIDADE DA SOLUÇÃO DE VIGA PROPOSTA	105
6.1.	Esquema estrutural da laje	105
6.2.	Cargas atuantes	105
6.2.1.	Revestimentos	105
6.2.2.	Sobrecarga	107
6.2.3.	Armadura e betão	107
6.3.	Procedimento de cálculo do vão máximo	108
6.4.	Cálculo da largura efetiva da viga mista	108
6.5.	Verificação aos estados limites de últimos	109
6.5.1.	Resistência secções transversais	109
6.5.2.	Resistência à encurvadura lateral	110
6.5.3.	Resistência à encurvadura por esforço transverso	111
6.5.4.	Resistência ao esforço transverso da chapa metálica	112
6.5.5.	Resistência ao corte longitudinal	112

6.6. Dimensionamento da viga.....	112
7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	115
7.1. Considerações finais	115
7.2. Desenvolvimentos futuros	118
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119
ANEXOS	123
ANEXO I.....	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Soluções estruturais de secções mistas em vigas. Fonte: ("Eng. Civil, FCTUC [Proj. Estruturas Metálicas]", 2017)	6
Figura 2.2 - Exemplo de cargas e esforços atuantes para apoios contínuos e simples	7
Figura 2.3 - Formas típicas de ligações nas lajes mistas. Fonte: (NP EN 1994-1-1, 2011)	8
Figura 2.4 - Comparação de viga fletida com e sem ação do conector. Fonte: (Caracterizações das construções mistas aço/concreto - PORTAL METÁLICA - Metálica, 2017)	9
Figura 2.5 - Diagrama de extensões.....	10
Figura 2.6 - Aeroporto Sá Carneiro, Porto (Webs, 2017).....	12
Figura 2.7 - Edifício Burgo, Porto (Webs, 2017)	12
Figura 2.8 - Betonagem acima da laje mista. Fonte: (Vasconcellos, 2003)	18
Figura 2.9 - Exemplo de dimensões dos provetes utilizados nos ensaios de arranque normalizado. Fonte: Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1, 2011).....	21
Figura 2.10 - Componentes do ensaio de tipo push-out (Neves, 2016).....	23
Figura 3.1 - a) Geometria conector nervurado; b) Geometria conector indentado	27
Figura 3.2 - Perfil HEB260 e suas características (Euronorma 53-62 com tolerância EN 10034: 1993.....	28
Figura 3.3 - a) Conector nervurado. b) Conector indentado	28
Figura 3.4 - Geometria lajes de betão: a) conector indentado; b) conector nervurado	29
Figura 3.5 - Vista lateral dos provetes	29
Figura 3.6 - Armadura disposta no interior do provete.....	30
Figura 3.7 - a) Secagem das peças de madeira; b) Solução para fixação das armaduras	32
Figura 3.8 - a) Cofragem dos provetes de tipo push-out; b) Aspeto final da cofragem dos provetes de tipo push-out (interior da laje)	32
Figura 3.9 - Geometria do perfil H60 [mm], Adaptado (OFELIZ, 2016)	33
Figura 3.10 - Perfil em C (OFELIZ, 2016).....	34
Figura 3.11 - Representação dos apoios	35
Figura 3.12 - Armadura introduzida na viga.....	35
Figura 3.13 - Cofragem definitiva	36
Figura 3.14 - Isolamento do conector e chapa trapezoidal	37
Figura 3.15 - Proвете de tipo push-out: a) Enchimento; b) Compactação.....	38
Figura 3.16 - Utilização de lonas impermeáveis devido a condições atmosféricas adversas ...	39
Figura 3.17 - Vigas mistas: a) Retificação das superfícies de betão; b) Impermeabilização.....	39

Figura 3.18 - Betonagem dos provetes cilíndricos.....	40
Figura 3.19 - Descobragem dos provetes de tipo push-out	41
Figura 3.20 - Descobragem das vigas.....	41
Figura 3.21 - Desmoldagem dos provetes cilíndricos.....	42
Figura 3.22 - Retificação dos provetes cilíndricos.....	42
Figura 3.23 - Ensaio de resistência à compressão.....	43
Figura 3.24 - Intervalos válidos de resistência para ensaios de tipo push-out e flexão	45
Figura 3.25 - Sequência de carregamento para determinação módulo elasticidade (ciclos carga e descarga)	45
Figura 3.26 - Pórtico de ensaio e monitorização para o ensaio de módulo de elasticidade.....	46
Figura 4.1 - Setup ensaio tipo push-out e planta do setup: a) Pórtico de ensaio; b) Planta do pórtico de ensaio com provete.....	50
Figura 4.2 - Estrutura de reação e instrumentação para o ensaio de tipo push-out: a) Medição do escorregamento; b) Medição da separação horizontal.....	51
Figura 4.3 - Fases do carregamento imposto durante o ensaio de tipo push-out.....	52
Figura 4.4 - Esquema dos transdutores de deslocamento.....	54
Figura 4.5 - Representação do posicionamento dos LVDT's que medem escorregamento (em cada lado do provete)	55
Figura 4.6 - Representação posicionamento LVDT's que medem a separação horizontal.....	55
Figura 4.7 - Representação dos lados do provete.....	56
Figura 4.8 - Evolução da fendilhação no provete PO_NERV_1.....	57
Figura 4.9 - Condição do conector metálico e das lajes de betão do provete PO_NERV_2 na fase pós-carregamento	58
Figura 4.10 - Evolução da fendilhação e deformação dos conectores nos provetes com conectores indentados.....	60
Figura 4.11 - Evolução da força aplicada e do escorregamento ao longo do ensaio dos provetes: a e b) PO_NERV_1; c e d) PO_NERV_2	62
Figura 4.12 - Evolução da força aplicada e do escorregamento ao longo dos ensaios dos provetes PO_NERV_1 e PO_NERV_2	63
Figura 4.13 - Evolução da capacidade de carga no provetes com conector liso, testados por Veríssimo (2007).....	67
Figura 4.14 - Representação das curvas força-escorregamento: a) e b) Provetes R (Hidelbrando, 2013); b) Provetes PO_NERV	69
Figura 4.15 - Evolução da força aplicada e do deslocamento ao longo do ensaio do provete: a e b) PO_IND_1; c e d) PO_IND_2.....	70

Figura 4.16 - Evolução da força aplicada e do deslocamento ao longo do ensaio do provete PO_IND_1 e PO_IND_2.....	71
Figura 4.17 - Curvas de força por conector/escorregamento: a) Provetes Crestbond (Torre, 2015) com $f_{cm}=30$ MPa; e b) Provetes Crestbond (Torre, 2015) com $f_{cm}=15$ MPa; c) Provetes PO_IND.....	73
Figura 5.1 - Pórtico de ensaio em flexão.....	78
Figura 5.2 - Esquema de posicionamento do equipamento de monitorização.....	79
Figura 5.3 - Pormenores da monitorização de transdutores que medem escorregamento entre: a) o conector e o perfil em C; b) o conector e a laje de betão.....	79
Figura 5.4 - Esquema do carregamento do ensaio de viga.....	81
Figura 5.5 - Colocação dos extensómetros nos perfis metálicos.....	82
Figura 5.6 - Representação frontal da viga mista.....	84
Figura 5.7 - Representação da posição dos extensómetros no perfil metálico.....	84
Figura 5.8 - Procedimentos associados à colocação de extensómetros no perfil metálico.....	85
Figura 5.9 - Representação e pormenor da posição do extensómetro na laje de betão.....	86
Figura 5.10 - Procedimentos associados à colocação de extensómetros na laje de betão.....	87
Figura 5.11 - Distribuição dos LVDT's.....	88
Figura 5.12 - Esquema de fixação dos LVDT's.....	89
Figura 5.13 - a) Representação do posicionamento dos transdutores na viga e no perfil em C; b) Representação da fixação das peças metálicas ao conetor.....	89
Figura 5.14 - Evolução da fendilhação no provete Beam_NERV_1.....	91
Figura 5.15 - Evolução da fendilhação no provete Beam_NERV_2: a) Fendilhação inicial; b) Fendilhação devido ao movimento relativo entre laje de betão e o conetor; c) Fendilhação para níveis próximos da capacidade máxima resistente; d) Fenda que provoca a rotura da viga mista.....	92
Figura 5.16 - Evolução da fendilhação do provete Beam_IND_1.....	93
Figura 5.17 - Sequência do comportamento experimental do provete Beam_IND_2.....	94
Figura 5.18 - Representação das curvas força/deformação vertical: a) Beam_NERV_1; b) Beam_NERV_2.....	95
Figura 5.19 - Escorregamentos.....	96
Figura 5.20 - Extensões.....	97
Figura 5.21 - Diagrama de extensões ao longo da seção transversal das vigas com conector de tipo nervurado.....	98
Figura 5.22 - Representação das curvas força/escorregamento: a) Beam_IND_1; b) Beam_IND_2.....	99

Figura 5.23 - Escorregamentos.....	100
Figura 5.24 – Extensões	101
Figura 5.25 - Diagramas de extensão ao longo da altura da seção transversal da viga.....	101
Figura 5.26- Resultados obtidos: a) Vigas Beam_NERV; b) Vigas VM.....	102
Figura 5.27- Resultados de vigas mistas: a) Beam_NERV_1; b) VM_Crest_1; c) Beam_NERV_2; b) VM_Crest_2.....	103
Figura 6.1 - Laje simplesmente apoiada	105
Figura 6.2 - Constituição do pavimento.....	106
Figura 6.3 - Parâmetros para cálculo do peso de paredes divisórias introduzidos no software H60 Calculator	107
Figura 6.4 - Verificações de segurança em lajes mistas realizadas com o software H60 Calculator.....	108
Figura 6.5 - Identificação dos parâmetros geométricos para utilização da ferramenta de cálculo. Fonte: (Neves, 2016).....	109
Figura 6.6 - Representação do carregamento.....	110
Figura 6.7 - Vão admissível para os diferentes perfis.....	113

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Vantagens e Desvantagens da Aplicação de Vigas Mistas. Adaptado de: (Torre, 2015), (Barros, 2011), (Rodrigues, 2008)(Melorose et al., 2007)(Veríssimo, 2006).....	14
Tabela 3.1 - Características e propriedades da chapa trapezoidal (OFELIZ, 2016).....	33
Tabela 3.2 - Caracterização da Chapa Trapezoidal (OFELIZ, 2016).....	33
Tabela 3.3 - Propriedades geométricas e mecânicas brutas do perfil em C (OFELIZ, 2016)..	34
Tabela 3.4 - Resistência à compressão dos provetes cilíndricos	44
Tabela 3.5 - Valores de módulo de elasticidade.....	46
Tabela 3.6 - Massa volúmica aparente dos provetes cilíndricos	47
Tabela 4.1 - Resultados obtidos com os conectores nervurados.....	61
Tabela 4.2 - Resultados obtidos com conectores de tipo perno e conectores de tipo Perfobond (Valente, I. B., Cruz, P. J. S. 2009).....	64
Tabela 4.4 - Resultados obtidos com provetes de chapa lisa (Veríssimo, 2007).....	66
Tabela 4.3 - Resultados obtidos com conectores de tipo nervurado (Hidelbrando, 2013).	67
Tabela 4.5 - Resultados obtidos com os conectores indentados	69
Tabela 4.6 - Resultados obtidos com conector Crestbond em lajes maciças de betão leve (Torre, 2015)	72
Tabela 4.7 - Resultados obtidos com conector Crestbond (Veríssimo, 2007).....	76
Tabela 5.1- Características dos protocolos utilizados nas vigas	83
Tabela 5.2 - Material utilizado nas vigas	85
Tabela 5.3 - Características dos extensómetros	85
Tabela 6.1 - Cargas atuantes na laje.....	107
Tabela 6.2 - Dados introduzidos na ferramenta de cálculo (Neves, 2016).....	109
Tabela 6.3 – Dimensionamento das série de perfis.....	113

1.1. Considerações gerais

Num pavimento misto, associa-se normalmente um perfil metálico a uma laje mista com chapa colaborante e camada de betão. Estes dois elementos estruturais funcionam em conjunto devido à existência de conectores que garantem a ligação entre eles. Os conectores são elementos metálicos que são soldados ao perfil metálico e posteriormente ficam embebidos na laje, após betonagem e endurecimento do betão. A chapa perfilada possui a capacidade de ser utilizada como cofragem durante a fase de betonagem e como armadura de tração após o endurecimento do betão. A utilização da chapa perfilada possibilita a construção sem recurso a escoramentos.

Com este trabalho, pretende-se realizar um estudo que abordará novas disposições destes elementos, considerando que a viga metálica é realizada com perfis metálicos enformados a frio e a laje é mista com chapa colaborante, aos quais se associa um conector metálico com elevada capacidade resistente, comportamento dúctil e capacidade para garantir o funcionamento misto pretendido. Este conector consiste numa chapa lisa recortada ou, em alternativa, numa chapa nervurada, que é posteriormente soldada à viga metálica e fica embebida na laje, após colocação e endurecimento do betão. Os conectores propostos devem permitir a transferência de forças de corte entre a laje mista e a viga metálica. A viga metálica é realizada com perfis metálicos enformados a frio, tornando-se bastante mais leve do que uma solução tradicional com perfis laminados.

No âmbito de uma dissertação desenvolvida anteriormente (Neves, 2016), foi realizado um estudo preliminar para pré-dimensionar os provetes a serem testados em laboratório, pelo que a presente dissertação terá um carácter essencialmente experimental. Assim, pretende-se explorar e avaliar o comportamento experimental da solução proposta e comparar os resultados obtidos com dados apresentados por diversos autores que tenham desenvolvido ensaios com aspetos comuns aos que são considerados neste trabalho.

O estudo referido envolve a realização de ensaios experimentais de tipo *push-out* para avaliação do comportamento do conector e o ensaio de uma viga mista (associando a viga metálica, o conector e a laje mista), tendo por base a montagem já utilizada em ensaios anteriormente realizados na Universidade do Minho.

Um aspeto essencial no desenvolvimento da solução proposta corresponde ao uso de 2 conectores distintos e à utilização de perfis enformados a frio, garantindo uma diminuição significativa no peso da viga metálica contrariando a prática corrente da utilização de perfis metálicos em “I” que implica um maior peso da estrutura. Para efeitos de análise são desenvolvidos 2 tipos de ensaios. O ensaio em flexão, que procura avaliar a capacidade resistente da viga tendo em conta a deformabilidade da solução e ainda o ensaio de tipo *push-out* que procura avaliar a resistência ao corte do conector

As soluções a desenvolver são mais leves que o usual. Por se tratar de um sistema inovador, é necessário compreender o seu comportamento, para que se possa garantir a capacidade resistente necessária e um comportamento dúctil do sistema. É também importante avaliar a aplicabilidade da solução, identificando as situações onde a sua aplicação é vantajosa, e quantificar os vãos para os quais a solução é estruturalmente e economicamente viável.

1.2. Objetivos da dissertação

Com a realização deste trabalho pretende-se avaliar experimentalmente uma nova solução para pavimentos mistos em aço e betão. Nesse contexto, o principal objetivo é a avaliação do comportamento de dois conectores distintos (conector indentado e conector nervurado), por meio de ensaios de tipo *push-out* como em ensaios de vigas sujeitas a flexão.

De forma faseada, pretende-se alcançar os seguintes objetivos parciais:

- Testar dois novos arranjos para conectores de corte, um indentado e outro nervurado;
- Validação do comportamento estrutural da solução de laje mista desenvolvida, através da realização de ensaios experimentais;
- Avaliação e comparação de duas soluções de conexão que são propostas;
- Demonstração das várias vantagens da utilização deste sistema, identificação das aplicações viáveis e quantificação da gama de vãos em que a solução pode ser economicamente aplicada.

1.3. Organização da dissertação

Ademais o que já fora apresentado até aqui, a presente dissertação se organiza em mais 6 capítulos, onde:

O Capítulo 2 demonstra quais os tipos de soluções mais usuais em secções mistas de aço e betão, os esquemas estruturais mais correntes e ainda a importância da utilização dos conectores. É ainda apresentado o modo de execução da solução, um campo de vantagens e desvantagens e ainda um conjunto de características a ter em conta na escolha de este tipo de solução. São ainda explicados aspetos relevantes relativos aos diferentes ensaios utilizados na caracterização de elementos mistos em aço e betão. O capítulo finaliza com um conjunto de estruturas onde foram utilizados elementos estruturais mistos.

No Capítulo 3 é apresentado todo o procedimento preparatório desenvolvido a nível de laboratório antes do transporte dos provetes para os respetivos pórticos de ensaio. Apresenta-se a quantidade de provetes utilizados e detalha-se a sua geometria; caracterizam-se todos os materiais utilizados nos provetes. Descreve-se toda a fase de preparação das vigas imediatamente antes da betonagem, durante a betonagem e também as tarefas associadas à descofragem.

No Capítulo 4 é apresentado o ensaio de tipo *push-out*. Descreve-se os equipamentos utilizados, o protocolo utilizado na realização do ensaio, a preparação do ensaio, o comportamento experimental, identificam-se os modos de rotura e apresentam-se os resultados obtidos. Realizam-se comparações com diferentes autores tendo em consideração a semelhança nos conectores utilizados.

No Capítulo 5 é apresentado o ensaio de flexão das vigas mistas. Descreve-se os equipamentos utilizados, o protocolo utilizado na realização do ensaio, a preparação do ensaio, o comportamento experimental, os modos de rotura e os resultados obtidos. Realizam-se comparações com diferentes autores tendo em consideração a semelhança nos conectores utilizados.

No Capítulo 6 é apresentada a aplicabilidade da solução em estudo com conector indentado. Inicialmente é representado o esquema estrutural e posteriormente descreve-se as cargas atuantes consideradas, o procedimento de cálculo para obtenção do vão máximo da laje, o cálculo da largura efetiva, a verificação aos estados limites últimos e por último o dimensionamento da viga.

Por último no Capítulo 7 são apresentadas as conclusões para as soluções abordadas ao longo da dissertação. Referem-se ainda alguns aspetos que não foram explorados no decorrer deste trabalho que podem servir de base a trabalhos futuros dando continuidade ao trabalho desenvolvido.

2. ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1. Considerações Gerais

“Nas últimas décadas, em várias partes do mundo, as estruturas mistas de aço e betão, de que são exemplo as lajes mistas, as vigas mistas e os pilares mistos entre outros, têm sido cada vez mais utilizadas na construção de pontes e edifícios devido a vantagens económicas e construtivas” (Veríssimo, 2006).

Esta tendência de utilização de vigas mistas resulta das inúmeras vantagens quer a nível do comportamento da solução mista quer a nível da aplicabilidade na construção. A utilização de vigas mistas permite um acréscimo de resistência e rigidez na solução (Trindade et al., 2015) proporcionando um equilíbrio de esforços de compressão e tração, causando uma diminuição da altura total da secção e conseqüentemente uma redução da utilização de materiais (Rodrigues, 2008).

Sendo o aço 100% reciclável, é fácil de identificar que a solução provoca um impacto mais positivo ao ambiente comparativamente a uma solução apenas em betão, pois a percentagem de betão utilizado é menor e o aço embora seja utilizado em maiores quantidades, poderá ser totalmente reciclado infinitas vezes sem que ocorra perda de qualidade (Martinho, 2014) e (Mateus, 2004).

A solução mista (aço e betão) como o próprio nome indica, corresponde ao funcionamento conjunto de ambos os materiais: aço e betão. Para melhorar a ligação são utilizados os conectores metálicos que permitem a transmissão de esforços de corte entre ambos os materiais, conseguindo desenvolver valores de deslocamento relativo entre os dois materiais nulos, ou valores muito baixos (Queiroz & Paiva, 2013).

A utilização de soluções mistas aplicada em pavimentos é composta por um perfil metálico (viga), uma chapa nervurada aparafusada no banzo superior do perfil metálico e ainda uma camada de betão (laje) que se encontra imediatamente acima da chapa nervurada. A chapa nervurada apresenta resistência suficiente para suportar o peso do betão, funcionando como elemento de cofragem na fase de betonagem (Jurado, 2008)(Barros, 2011). É importante salientar que para o caso presente de estudo, a chapa nervurada e o perfil metálico vão ser constituídos por elementos enformados a frio.

O perfil metálico é constituído por um conector metálico geralmente soldado e centrado em todo o comprimento da viga, que proporciona ligação entre o aço e betão após a fase de betonagem (Torre, 2015).

No caso presente de estudo, foram utilizados dois tipos de conectores soldados ao perfil metálico: conector constituído por uma chapa lisa indentada ou recortada e um conector que por indisponibilidade de mercado de uma chapa nervurada de ambos os lados, é constituído por duas chapas nervuradas com apenas uma das faces nervurada. Posteriormente, as chapas são soldadas de modo a desenvolver uma chapa com nervuras de ambos os lados.

2.2. Breve abordagem de vigas mistas

2.2.1. Exemplos de soluções de vigas mistas

A utilização de vigas mistas pode ser constituída por inúmeros materiais de diversas configurações, como por exemplo: o perfil se encontrar totalmente embebido em betão, a laje apresentar secções distintas, as nervuras apresentarem um intervalo de dimensões possíveis e espaçamentos entre cada nervura podendo estas apresentar orientações segundo as duas direcções (Jurado, 2008)(Arrizabalaga et al., 2009). São apresentadas na Figura 2.1 exemplos de configurações de vigas mistas:

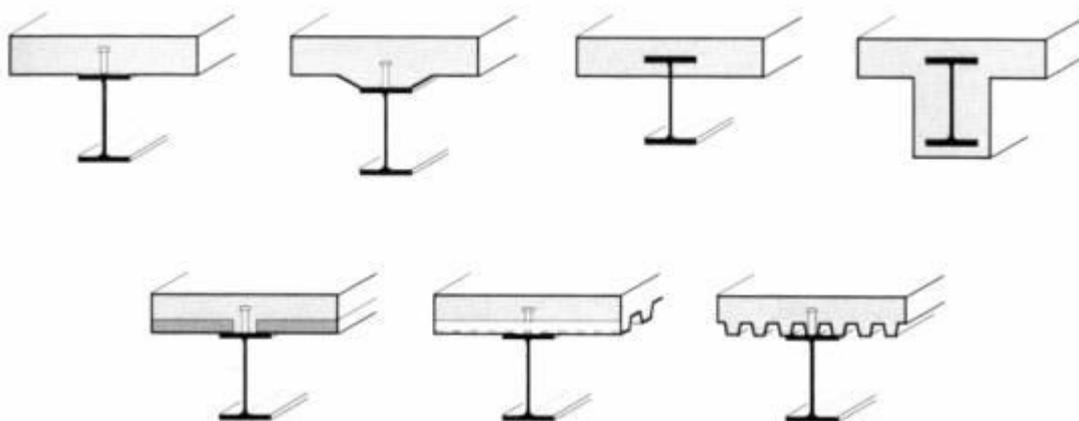


Figura 2.1 - Soluções estruturais de secções mistas em vigas. Fonte: ("Eng. Civil, FCTUC [Proj. Estruturas Metálicas]", 2017)

2.2.2. Tipos de apoios para soluções de vigas mistas

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. No caso das vigas simplesmente apoiadas, estas apresentam melhor comportamento face aos esforços atuantes, porque o perfil metálico apresenta um comportamento à tração e o betão apresenta um comportamento à compressão (Rodrigues, 2008).

Recorrendo ao *software* FTOOL 3.0.1, facilmente se observa na Figura 2.2 a representação de diagramas de esforços atuantes para ambas as configurações de apoios: apoios contínuos e simples.

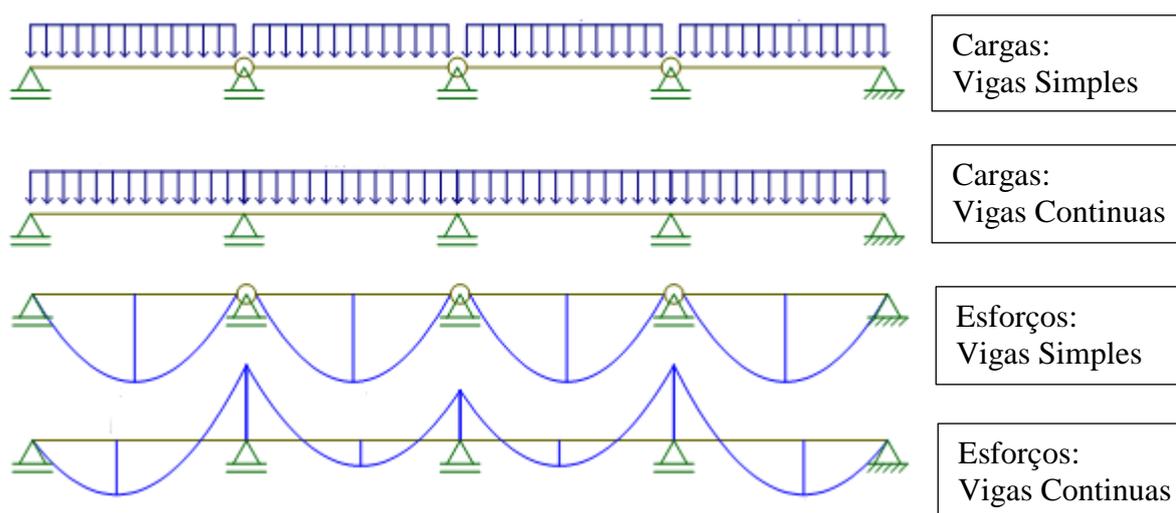


Figura 2.2 - Exemplo de cargas e esforços atuantes para apoios contínuos e simples

Para a mesma configuração de secção e tendo em conta a utilização dos mesmos materiais verifica-se que para apoios simples, apenas ocorre momentos positivos, pelo que está de acordo com a disposição das soluções de vigas mistas. Ou seja, o aço está à tração e o betão à compressão como desejado. Agora, observando os apoios contínuos verifica-se que nos apoios interiores, ocorre momentos negativos, resultando deste modo tração na face superior. Assim sendo, o aço está à compressão e o betão à tração, enfraquecendo a ligação desenvolvida. No entanto esta última solução com apoios contínuos pode ser viável em alguns casos que obriga o posicionamento de armadura de tração no banzo de betão. Para além da fendilhação do betão nestas condições, o problema mais importante a ter em consideração diz respeito à instabilidade do perfil metálico comprimido. Neste caso, o pavimento não funciona como elemento de contraventamento do banzo comprimido, desenvolvendo a possibilidade de se movimentar

lateralmente e induzir à encurvadura lateral pelo banzo inferior, sendo por isso necessário um cuidado adicional na aplicação desta situação (Gonçalves et al., 2013)

2.2.3. Utilização de conectores

Segundo (NP EN 1994-1-1, 2011), a utilização de chapas perfiladas de aço deve ser capaz de transmitir o corte horizontal ao nível da interface entre a chapa e o betão, no entanto, a aderência entre a chapa de aço e o betão não é considerada efetiva para a ação mista, sendo por isso necessário recorrer a conectores (Rodrigues, 2008).

Assim sendo, a funcionalidade da utilização de conectores favorece a transmissão de esforços entre o perfil metálicos (viga) e o betão (laje). Existem diversos modos que são válidos segundo (NP EN 1994-1-1, 2011):

- A) Interligação mecânica provocada pela deformabilidade do perfil (cortes ou bossas)
- B) Interligação entre o perfil com formas reentrantes e a chapa perfilada;
- Amarração de extremidade através de pernos soldados ou outro tipo de conexão local entre o betão e a chapa de aço, unicamente em combinação com A e B;
- Amarração de extremidade por deformação das nervuras na extremidade das chapas perfiladas, unicamente em combinação em B);

Segue-se na Figura 2.3 a representação de cada situação anteriormente mencionada:

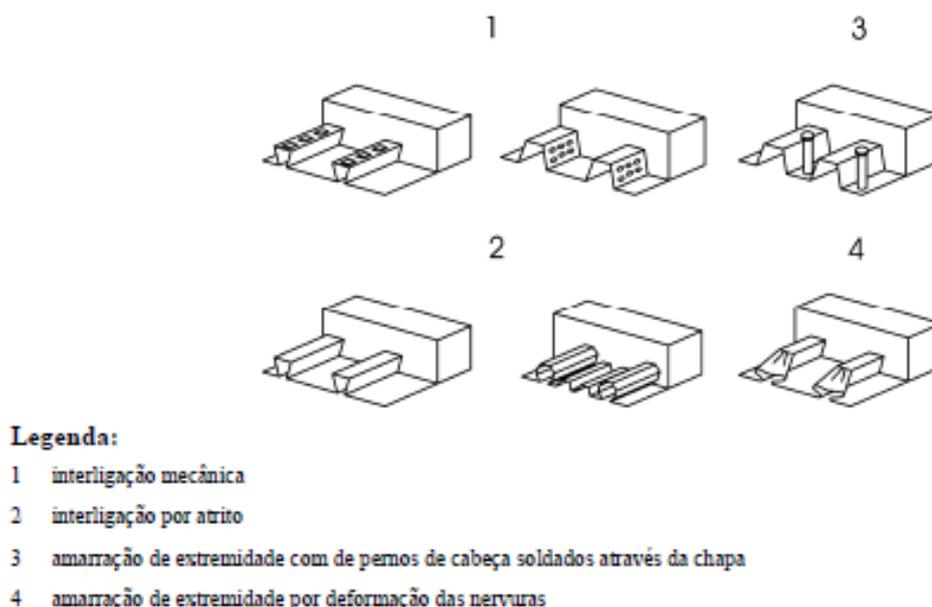
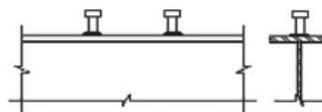


Figura 2.3 - Formas típicas de ligações nas lajes mistas. Fonte: (NP EN 1994-1-1, 2011)

Existem conectores bastante distintos e de inúmeras formas, como por exemplo:

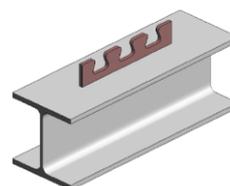
1. Conectores pernos de cabeça (stud)
(Caracterizações das construções mistas aço/concreto - PORTAL METÁLICA - Metálica, 2017)



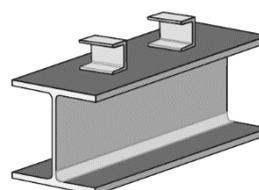
2. Conector chapa xadrez;



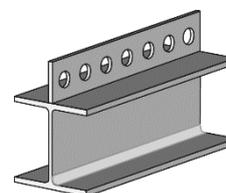
3. Conector do tipo dentado;(Veríssimo, 2006)



4. Conector perfil U;
(Veríssimo, 2006)

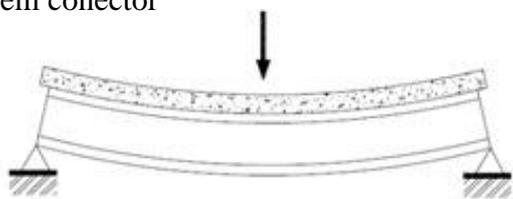


5. Conector soldado;(Veríssimo, 2006)



Para melhor interpretar a importância da transmissão de esforços é demonstrada na Figura 2.4 o comportamento de esforços entre a utilização de conector e sem utilizar conector.

Sem conector



Com conector

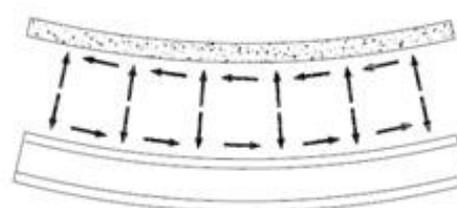
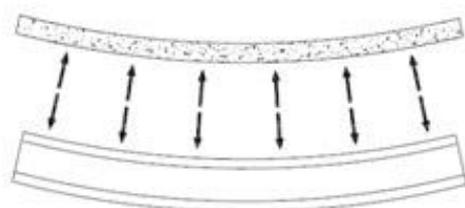
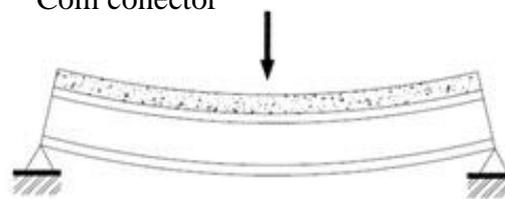


Figura 2.4 - Comparação de viga fletida com e sem ação do conector. Fonte: (Caracterizações das construções mistas aço/concreto - PORTAL METÁLICA - Metálica, 2017)

É facilmente observado que na Figura 2.4 para a viga sem conector, o betão não acompanha a deformada do perfil metálico, ocorrendo um movimento relativo entre os dois materiais. Pelo contrário, observa-se na Figura 2.4 do lado direito que os dois materiais acompanham a deformada, pelo que se pode admitir que não ocorre um movimento relativo entre ambos os materiais, ou seja, o comportamento desta secção é mais homogéneo.

Segundo a disposição 9.1.2.2 da (NP EN 1994-1-1, 2011) podemos assumir que uma laje tem uma conexão total quando o aumento da resistência da conexão longitudinal não aumenta o valor de cálculo da resistência à flexão. Em caso contrário é uma conexão parcial.

Na Figura 2.5, é demonstrada o diagrama de extensões para vigas mistas tendo em conta o grau de ligação entre os dois materiais

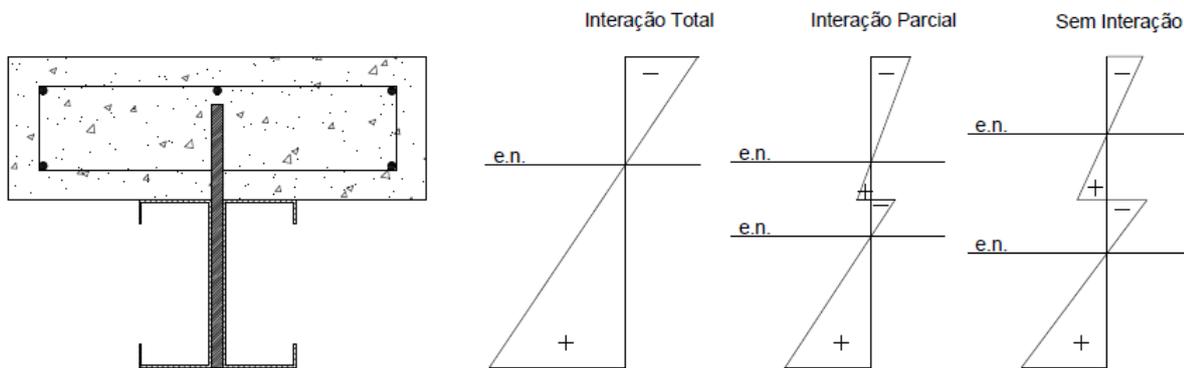


Figura 2.5 - Diagrama de extensões.

Através da interpretação da Figura 2.5, é de destacar que quando o deslocamento relativo entre os dois materiais é zero, estamos presentes de uma interação total entre os dois materiais. Esta interação implica que as duas superfícies de contacto permaneçam paralelas entre si, dando origem apenas a um eixo neutro.

Por outro lado, quando não ocorre interação entre os dois materiais, os dois materiais apresentam liberdade de deslocamento funcionando como dois materiais independentes. Para este caso em que não ocorre interação, origina duas linhas de eixo neutro independentes correspondentes ao comportamento de cada material.

No caso em que ocorra interação não total entre os dois materiais, ocorre o intermédio entre as duas situações descritas anteriormente, pelo que, origina na mesma duas linhas de eixo neutro. No entanto, essas linhas encontram-se em posições consoante o grau de ligação, sendo que para

valores mais altos de interação, as linhas de eixo neutro sobem, aproximando-se da ligação de interação total, tornando as extensões menores. As extensões encontram-se também no intermédio entre uma ligação com interação total e a parcial.

2.2.4. Exemplos de soluções mistas aço-betão

Em Portugal, as estruturas mistas tiveram uma evolução mais relevante a partir dos anos 90 (Alves, 2014). Cada vez mais é possível encontrar exemplos de diversas estruturas mistas em diferentes aplicações como parques de estacionamento, edifícios comerciais, edificações de habitação, viadutos, entre outros.

Um exemplo importante em Portugal é o edifício Burgo em 1837, no Porto. Segundo (Rodrigues, 2008) é uma aplicação recente de colunas mistas. As lajes da plataforma são maciças com capiteis salientes e nos pisos superiores as lajes são fungiformes de moldes recuperáveis apoiadas num núcleo de betão armado (caixa de escadas e elevadores) e em pilares mistos periféricos de secção totalmente embebida em betão.

Segundo Mendes (2010) o viaduto rodoviário do lagar sobre IC19, no Cacém construído em 2017. O viaduto apresenta 4 vãos e uma largura entre guardas de 11 metros. Outro viaduto misto é o viaduto do vale de Maupré que com as elevadas inércias das chapas proporciona a dispensa de reforços verticais. Nos esforços longitudinais também são desnecessários pelo facto de a ondulação retirar à alma a participação da resistência à flexão, proporcionando a absorção das extensões sem danificação a nível estrutural e estético.

Outros exemplos de estruturas mistas em Portugal são o aeroporto Sá Carneiro no Porto, o tabuleiro ferroviário da Ponte 25 de Abril em Lisboa, os viadutos na autoestrada A13, a reabilitação do Hotel Jerónimos 8 em Lisboa

Segue-se na Figura 2.6 e Figura 2.7, dois dos exemplos mencionados anteriormente.



Figura 2.6 - Aeroporto Sá Carneiro, Porto (Webs, 2017)



Figura 2.7 - Edifício Burgo, Porto (Webs, 2017)

2.3. Como construir lajes mistas

Uma das características da construção de lajes mistas é a sua facilidade de aplicação e o tempo da montagem e fixação relativamente curto. A montagem e fixação podem ser desenvolvidos em apenas 5 passos (OFELIZ, 2016).

Após a introdução das vigas principais de aço, pode-se proceder à instalação de painéis juntamente com os acessórios necessários tendo em conta:

- Remoção de ferrugem, rebarbas, respingos de soldas e oleosidades;
- Remoção da pintura e humidade nas proximidades da região de soldagem;

Posteriormente, tendo em conta os cuidados necessários, é possível fixar os conectores às vigas por intermédio de soldadura através de um equipamento de solda por eletrofusão. No entanto, esta situação deve ser evitada sempre que possível. Segundo OFELIZ (2016), para uma solda eficaz, a espessura da chapa deve ser inferior a 1.5 mm e o revestimento de zinco deve ser

inferior a 0.03 mm/face, recomendando que a soldadura dos conectores deve ser preferencialmente e sempre que possível soldados em fabrica.

Segue-se a introdução das chapas perfiladas sobre as vigas, recorrendo a possíveis recortes e ajustes nos contornos dos pilares de modo a adaptar a laje à geometria da edificação. Esta fixação deve ser assegurada através de parafusos autoperfurantes (OFELIZ, 2016).

Após estar concluída a instalação, é possível introduzir as armaduras adicionais das lajes e proceder à betonagem. Deve-se garantir que antes da betonagem a chapa esteja limpa, isenta de detritos e óleos e que todas as juntas devem garantir a selagem do betão, sendo que a selagem pode ser feita por intermédio de fita adesiva nas juntas. Durante a betonagem, o betão deve ser distribuído uniformemente de modo a não acumular quantidades excessivas na mesma área, contribuindo a pontos de carga críticos que podem levar ao rompimento da chapa perfilada. É necessário ainda colocar contenção lateral através de cofragem de modo a garantir que o betão permaneça na posição final (OFELIZ, 2016).

A solução de lajes mistas permite aberturas na laje, no entanto estas devem ser previamente preparadas antes da betonagem, criando moldes de material do tipo EPS ou equivalente de modo a preencher o espaço na fase de betonagem. Relativamente à abertura, o recorte deve ser feito por intermédio de máquinas especiais após a cura do betão. Para efetuar a abertura, o betão deve possuir uma resistência superior a 20 MPa. Deve-se ter especial cuidado a zonas costeiras sujeitas a sais de cloretos uma vez que é expressamente proibido a utilização de cloretos para aceleração de cura do betão, pois a utilização de cloretos pode comprometer a galvanização das chapas de aço levando ao risco de erosão do material (OFELIZ, 2016).

2.4. Vantagens e desvantagens da utilização de vigas mistas

Uma solução em vigas mistas apresenta uma boa capacidade resistente face aos esforços atuantes e ainda permite uma relação vão/altura mais alto em relação a uma solução em betão para o mesmo vão. Para além desta capacidade de resposta, o processo de fabrico é mecânico proporcionando um nível de pormenorização bastante superior comparativamente a uma solução de betão uma vez que as peças já são pré-fabricadas. Além disto, o processo de execução é muito mais rápido fazendo-se cumprir para prazos mais curtos (Barros, 2011).

A nível de armazenamento, como a solução é sempre igual e rapidamente aplicada, não necessita de um grande armazenamento de materiais pelo que a necessidade de espaço em obra é inferior.

A aplicação da solução é análoga do início ao final da construção, pelo que a oportunidade de encontrar dificuldades ou a necessidade de contornar problemas durante o seu desenvolvimento é bastante diminuta.

Com a ligação dos dois materiais, aço e betão, podemos retirar vantagens e desvantagens relativamente a cada material, desenvolvendo um comportamento do betão para esforços de compressão e o aproveitamento do aço para situações de esforços de tração.

Assim sendo, a utilização de estruturas mistas acarreta inúmeras vantagens e desvantagens, das quais se destacam na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Vantagens e Desvantagens da Aplicação de Vigas Mistas. Adaptado de: (Torre, 2015), (Barros, 2011), (Rodrigues, 2008)(Melorose et al., 2007)(Veríssimo, 2006).

Vantagens	Desvantagens
Elementos com menores dimensões proporcionando maior leveza.	Dificuldade da ligação entre os dois materiais.
Maior capacidade resistente uma vez que aproveita o bom comportamento dos dois materiais utilizados (aço e betão).	Dificuldade de obter um bom comportamento do aço, quando este está exposto ao fogo.
Facilidade e rapidez de execução da construção.	A aplicação da solução requer trabalhadores com nível de especialização capazes de proporcionar a correta aplicação e o correto funcionamento e aproveitamento da solução.
Aplicação em desenvolvimento de desafios arquitetónicos cada vez mais complexos.	
Menor altura total do edifício resultante de menores alturas dos pavimentos.	O estudo de soluções mistas desenvolveu-se a partir do século 20, pelo que apresenta um estudo ainda pouco desenvolvido.

2.5. Campo de aplicação do sistema

A aplicabilidade da solução de lajes mistas é uma das características fundamentais para que a mesma possa vir a ser utilizada em construções reais. Para o estudo de soluções é importante abordar o campo de aplicação.

Em vigas mistas, como são utilizados dois materiais de composição diferente é importante analisar o grau de ligação possível entre os dois materiais tendo em conta o processo de ligação entre ambos. Quanto maior o grau de ligação entre os dois materiais, mais representativo será

o comportamento conjunto, conduzindo a deslocamentos nulos ou próximos entre os dois materiais. Deste modo, a solução obterá uma deformação uniforme comportando-se como se correspondesse a um único material, desenvolvendo uma boa interação de esforço (Torre, 2015).

Existe uma grande aplicabilidade de vigas mistas em estruturas tais como reabilitações de pavimentos em casas, pavilhões industriais, parques de estacionamento, entre outros (Malite, 1990). No entanto, para casos de reabilitação por exemplo, é importante conhecer os diversos materiais e o tipo de estrutura para determinar o grau de ligação entre os materiais existentes a inserir. Assim, para uma nova solução desenvolvida, é necessário caracterizá-la ao máximo e obter a maior informação possível relativamente aos materiais para que seja compatível, garantindo a eficiência da solução para as diferentes necessidades.

2.5.1. Grupo de aplicações viáveis

Após finalizar o estudo da solução, é importante proceder ao desenvolvimento de um catálogo capaz de transmitir as características da solução, com esquemas e representações gráficas de aplicações para a qual a solução é vantajosa. Deste modo, garante-se a apresentação para o grupo de situações onde a solução resulta numa boa eficiência na aplicação e ainda uma boa relação custo/durabilidade

É necessário ter em conta o tipo de edifício para o qual está a ser desenvolvida a solução. Para cada tipo de edifício é necessário quantificar as cargas a que poderá estar sujeita a solução. Então, é importante garantir que a solução a ser executada garanta o perfeito comportamento da estrutura a nível de verificação aos estados limites últimos de resistência e a nível dos estados limites de serviço (Lima & Souza, 2010).

2.5.2. Espaçamento das vigas a serem utilizadas

Ao desenvolver um estudo sobre uma solução, é possível estudar as disposições construtivas de modo a que seja viável a aplicabilidade da solução. Assim, tendo em conta a distância a vencer, facilmente se determina o intervalo de espaçamentos entre vigas de modo a que a utilização da solução seja economicamente viável (OFELIZ, 2016).

2.5.3. Distância a partir do qual é necessário colocar escoramento

Numa solução mista, geralmente não é necessário colocar escoramento. No entanto, quando é necessário vencer vãos de maior distância, é necessário colocar escoramento. Se for explorada a distância máxima de vão para a qual a solução pode ser aplicada, facilmente se identifica a necessidade ou não da aplicação de escoramento. No caso de ser preciso escoramento, obviamente é preciso ter em conta o custo do escoramento e posteriormente verificar a viabilidade da solução, pois a necessidade de escoramento leva a um maior tempo de construção (Barros, 2011)(ArcelorMittal, 2013).

No caso da utilização de vãos que levam à necessidade de aplicação de escoramento, este deve ser mantido até que o betão atinja uma resistência superior a 75% da resistência aos 28 dias (Trindade et al., 2015).

2.5.4. Aplicabilidade ligada à orçamentação

A orçamentação é um processo complexo e importante a ter em conta em qualquer processo construtivo a ser implementado numa construção ou reabilitação. Tem como objetivo garantir uma meta em termos de custos, ou seja, o mais baixo possível garantindo o maior lucro possível.

A orçamentação depende de inúmeros fatores tais como materiais utilizados para o desenvolvimento da construção, processos construtivos, precisão das medições ou ainda o tipo de software a ser utilizado para concretização das medidas reais.

Para construções em estruturas mistas, como o caso de pavimentos em aço e betão, podemos salientar que existe uma aproximação quantitativa mais real relativamente aos seguintes fatores:

- Perfis pré-fabricados: uma vez que os perfis vêm diretamente da empresa fabricante, e a empresa apresenta catálogos disponíveis com as dimensões exatas das produções dos perfis com as respetivas resistências e preços associados, o diretor apenas tem de escolher qual o perfil que pretende utilizar e fazer a estimativa do número de perfis necessários. Assim, com o número de perfis necessários consegue determinar o custo total associado.
- Precisão: uma das características importantes para obter um orçamento próximo da realidade corresponde à precisão das medidas reais da obra. Para isso, é possível recorrer

a software que nos permitem obter as medidas exatas e assim, reduzir o erro das medições das quantidades.

- Processo de execução
 - a) Uma estrutura mista apresenta um processo construtivo ao longo do faseamento construtivo muito idêntico, pelo que a probabilidade de encontrar problemas na fase construtiva é relativamente diminuta comparativamente às situações de construção de lajes apenas em betão armado.
 - b) A construção em elementos estruturais mistos apresenta um processo de construção cíclico, ou seja, corresponde sempre ao mesmo processo de implementação das soluções mistas de início ao fim, diminuindo o número de processos possíveis para realizar a obra, otimizando deste modo o processo construtivo.
 - c) É possível controlar o custo total de mão de obra mais eficazmente uma vez que o processo de construção não apresenta grande variabilidade.
- Desperdício: como se trata de perfis pré-fabricados, a necessidade de realizar cortes nos perfis é menor, pelo que o desperdício de aço utilizado é significativamente mais baixo face a outro tipo de construção, o que tem um impacto direto no preço final na construção.
- Mapeamento: ao realizar uma construção com elementos estruturais mistos, é mais fácil mapear o processo construtivo e obter deste modo, uma cronologia rápida relativamente ao avanço da construção como por exemplo a existência de atrasos.

2.5.5. Segurança na aplicação

Um dos fatores importantíssimos relativamente ao modo de execução é o nível de segurança que a solução proporciona. Uma das características que a solução de pavimentos mistos de aço e betão apresenta é a dispensa da utilização de cofragem (Jurado, 2008), uma vez que a aplicação exige uma chapa suficientemente resistente (boas condições de ligação nos apoios) permitindo que os diferentes operários possam trabalhar sob a secção da solução como se identifica na Figura 2.8. Deste modo, é facilmente observado que o grau de segurança de trabalho é bastante superior uma vez que não constitui nenhum “buraco” ao longo do pavimento.



Figura 2.8 - Betonagem acima da laje mista. Fonte: (Vasconcellos, 2003)

Como se trata de uma solução com um nível de pormenor bastante significativo, exige mão de obra qualificada, o que requer que haja um maior conhecimento sobre as potencialidades de perigo, proporcionando maior segurança a toda a equipa.

2.6. Caracterização do comportamento

Segundo Moacyr et al. (2000), o desenvolvimento de sistemas formados por elementos mistos aço-betão ocorreu no início do século 20, sendo que a utilização do betão era apenas como componente de revestimento do perfil metálico, protegendo deste modo o perfil metálico contra o fogo e a corrosão. Com o crescente desenvolvimento económico, técnico e científico foi possível explorar o sistema misto que visa aproveitar as vantagens de cada material, quer a nível estrutural como a nível construtivo.

Existem vários ensaios para caracterização do comportamento dos materiais utilizados. Em 2014, foi avaliado o comportamento do conector Crestbond colocado numa viga mista sujeita a esforços de flexão. Todos os cálculos de pré-dimensionamento foram obtidos através do software de cálculo ATENA 2D. Os ensaios experimentais realizados nas vigas mistas submetidas a carregamentos monotónicos (avaliação da influência do comportamento do conector na viga mista) e cíclicos (avaliar possíveis efeitos de fadiga) medindo ao longo dos ensaios a evolução da carga aplicada, a deformação vertical, o escorregamento relativo, a separação vertical (*uplift*) das extremidades da interface entre a viga metálica e a laje de betão e ainda a extensão entre as duas secções transversais (Alves, 2014)

No entanto os materiais utilizados em vigas mistas podem-se estender a mais materiais, como no caso de Valarinho (2010) que desenvolveu um estudo envolvendo uma viga mista usando

como materiais, vidro, GFRP e adesivos estruturais. Os principais objetivos seriam ensaios para caracterização mecânica de todos os materiais. Ensaios de tração que permitiram avaliar três tipos de adesivos e ainda ensaios de flexão em vigas de vidro e em vigas mistas.

Em ambos os ensaios se desenvolve o interesse em determinar a capacidade resistente ao corte longitudinal, nomeadamente a eficiência do conector, a capacidade resistente e a transmissão dos esforços da laje para a viga. É importante avaliar a capacidade resistente do betão, do perfil e ainda do conector pois existem inúmeros conectores e ainda muitos tipos de perfis a serem utilizados.

Relativamente ao conector, podemos avaliar a capacidade resistente do betão, a resistência do conector e a capacidade resistente do adesivo quando utilizado. No caso presente não será tido em conta uma vez que o conector se encontra soldado ao perfil metálico.

2.6.1. Ensaios dinâmicos de corte

O ensaio dinâmico de corte foi desenvolvido com o objetivo de estudar o comportamento ao corte do pavimento.

O comportamento mecânico e as propriedades modais de uma viga composta, dependem da ligação entre os dois elementos de construção. Nos elementos mistos de aço e betão, a ligação entre estes dois materiais é normalmente obtida por meio de um conector soldado à viga metálica, que fica embebido na laje de betão. As propriedades mecânicas dos conectores usados e o espaçamento entre conectores determinam então o grau de conexão (Henderson, Zhu, Uy, & Mirza, 2017).

Assim sendo, quanto melhor for a ligação entre os dois materiais, mais eficiente a secção se torna, por isso, uma das características fundamentais para obter uma solução mista eficaz é a colocação de um número adequado de conectores.

Normalmente o ensaio tem como finalidade avaliar pavimentos de grandes estruturas, como pontes, face a situações em que há envolvimento de forças horizontais de maior intensidade, tais como travagens bruscas de veículos ou sismos. No entanto, o ensaio pode também ser realizado em pavimentos mistos de parques de estacionamento, onde existem forças horizontais que resultam de acelerações e travagens instantâneas de veículos.

A avaliação do ensaio dinâmico de corte tem a particularidade de recorrer a uma avaliação visual bastante complicada, uma vez que a inacessibilidade de controlar o comportamento do conector é de extrema dificuldade, visto que o conector não se encontra à vista, isto é, para verificar o desenvolvimento do conector é necessário esperar pelo fim do ensaio, retirar as lajes e observar o sucedido.

2.6.2. Ensaios de tipo push-out segundo a NP EN 1994-1-1: 2011

O provete de tipo *push-out* é constituído por duas lajes de betão com armadura, que ficam ligadas ao perfil metálico através de conectores metálicos Figura 2.9.

A configuração dos provetes destinados aos ensaios de tipo *push-out* apresentam sempre as mesmas dimensões exteriores e baseiam-se nas indicações do Anexo B da (NP EN 1994-1-1, 2011). Deve ser utilizado 15cm de recobrimento e o provete permanecer assente numa face plana de betão no caso de não conter cofragem inferior. No caso de conter cofragem pode assentar diretamente na cofragem. Relativamente a armaduras, deve ser composto por varões nervurado ϕ 10mm de alta aderência em que o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade deve estar no intervalo de 450 N/mm² a 550 N/mm². O perfil utilizado corresponde a um perfil em aço HEB 260.

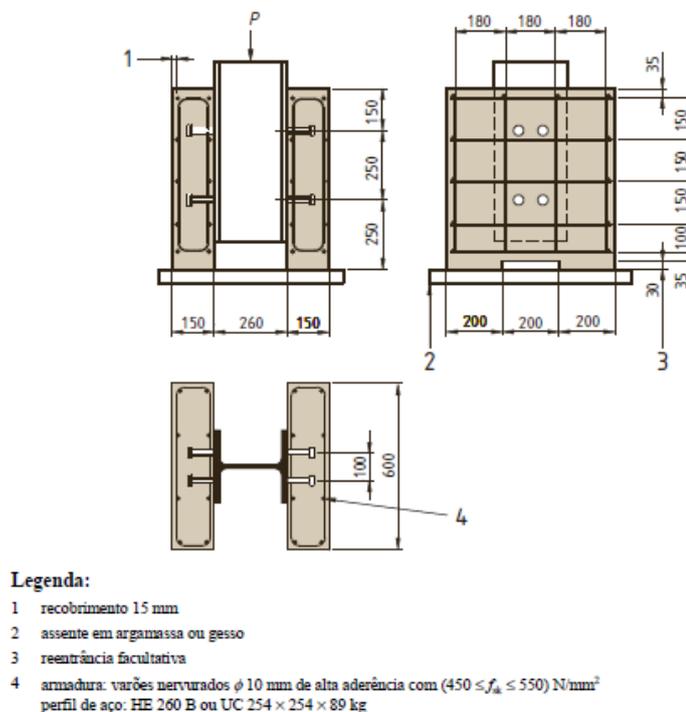


Figura 2.9 - Exemplo de dimensões dos provetes utilizados nos ensaios de arranque normalizado. Fonte: Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1, 2011).

Acrescenta ainda que a betonagem de cada uma das duas lajes deve ser betonada na posição horizontal, tal como se faz para as vigas. Para o perfil metálico deverá ser eliminada a aderência na interface entre os banzos do perfil metálico (viga) e o betão, devendo-se recorrer a óleo ao longo dos banzos ou utilizar outros produtos que provoquem o mesmo objetivo.

Relativamente à cura do betão, esta poderá ser efetuada ao ar livre sendo que para cada betonagem com diferentes composições de betão é necessário obter 4 provetes de betão (cilíndricos ou cúbicos) de modo a que a resistência do betão f_{cm} utilizada no provete seja obtida pela média das quatro resistências dos provetes.

Para os conectores, é necessário determinar a tensão de cedência, a resistência à tração e ainda a extensão máxima de uma amostra do material do conector utilizado.

Para chapas perfiladas como por exemplo as chapas trapezoidais é necessário determinar a resistência à tração e a tensão de cedência da chapa perfilada de aço tendo em conta que a determinação deve ser obtida através de ensaios realizados sobre amostras cortadas das chapas perfiladas utilizadas no ensaio.

Existem dois grandes grupos de características que podem ser avaliadas através do ensaio de tipo *push-out*: a possibilidade de avaliar a resistência do conector e a resistência do enchimento (betão). Tendo em conta a sua deformabilidade, os conectores podem ser de dois tipos: flexíveis e rígidos (Tristão, 2005).

A utilização do ensaio de tipo *push-out* proporciona uma análise mais real da resistência da união uma vez que o ensaio exige a cedência paralelamente à face de adesão, resultando assim uma rotura por corte.

A utilização de conectores para uma chapa do tipo Crestbond apresenta inúmeras vantagens: é facilmente produzido em grande escala, pode assumir diferentes tamanhos e formas, é facilmente soldado ao perfil metálico sem necessidade de equipamentos especiais e a soldadura pode ser efectuada tanto em obra como em fábrica (Torre, 1994)

O estudo do comportamento do conector pode ser realizado através do ensaio de tipo *push-out*, no qual é possível caracterizar a relação carga-escorregamento. A metodologia do ensaio dos provetes está descrita no Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1, 2011). Na realização do ensaio, é necessário ter em conta a geometria dos provetes que está definida na (NP EN 1994-1-1, 2011) e as condições de aplicação do carregamento. Inicialmente é aplicada um incremento de carga de 40% da carga de rotura e posteriormente realizam-se 25 ciclos de carga e descarga no intervalo de 5% e 40% do valor da carga de rutura esperada, tendo em conta que os incrementos de carga subsequentes, não causam a rotura do provete em menos de 15 minutos.

O escorregamento entre a secção de aço e a laje de betão deve evoluir de forma contínua ao longo do carregamento. O escorregamento deve ser medido pelo menos até que a carga máxima se reduza 20%.

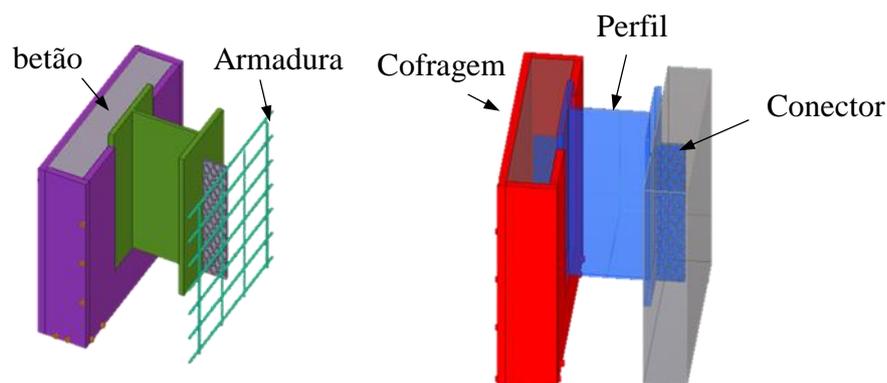


Figura 2.10 - Componentes do ensaio de tipo *push-out* (Neves, 2016)

2.6.3. Ensaio de Viga

O ensaio de viga tem as condições de fronteira de uma viga simplesmente apoiada, solicitada por uma carga posicionada a meio vão. O carregamento é controlado através da deformação vertical da viga a meio vão, para a qual se impõe uma taxa de incremento de valor constante. Para melhorar a distribuição da força a meio vão, é possível colocar uma chapa metálica que permite uniformizar a intensidade da força numa área específica.

O ensaio é realizado após se completarem 28 dias de cura do betão.

Com o objetivo de monitorizar a evolução do ensaio, são colocados LVDT's (Linear Variable Differential Transformers) para medir a deformação vertical da viga ao longo do seu desenvolvimento e o escorregamento entre as secções de aço e de betão ao longo do vão, e extensómetros eléctricos colocados em secções transversais pré-definidas para medir extensões. Estes dispositivos permitem obter informação precisa que servirá para avaliar o comportamento do elemento estrutural da viga mista ensaiada. É ainda possível colocar defletómetros dos dois lados da viga, de modo a obter a rotação da secção transversal. Relativamente aos extensómetros, estes devem estar suficientemente afastados dos pontos de aplicação de carga para que não haja influência local da aplicação de carga sobre os registos efetuados com os extensómetros (Neves, 2016).

Numa fase final de análise de resultados, através da curva carga/deslocamento é possível avaliar o comportamento da viga mista e classificar como comportamento frágil ou dúctil, sendo que para ser considerado como dúctil, é necessário ocorrer conformidade com 9.7.3(3) da (NP EN 1994-1-1, 2011). Segundo o Eurocódigo 4, o comportamento ao corte longitudinal poderá ser considerado dúctil se a carga de rotura exceder em mais de 10% a carga correspondente a um escorregamento de extremidade registado de 0,1 mm. Se a carga máxima for atingida para uma flecha a meio-vão superior a $L/50$, a carga de rotura deverá ser considerada como a carga correspondente à flecha a meiovão de $L/50$ (NP EN 1994-1-1, 2011), caso contrário o comportamento da secção deverá ser considerado como frágil.

Existem diversas variáveis, nomeadamente a espessura e o tipo de chapas de aço, a classe de betão, o revestimento da chapa de aço, a massa volúmica e a qualidade do betão, a espessura da laje e o vão.

O Eurocódigo 4 permite uma extrapolação de uma série de ensaios de modo a evitar um estudo exaustivo da investigação para diferentes secções. Para isso, os ensaios são válidos para as seguintes situações:

- Espessuras de chapas de aço superiores à ensaiada;
- Betão com resistência especificada f_{ck} não inferior a $0.8 f_{cm}$ em que o valor de f_{cm} é o valor médio das resistências dos ensaios;
- Chapas de aço com uma tensão de cedência f_{yp} não inferior a $0.8 f_{ypm}$ em que f_{ypm} é o valor médio da tensão de cedência dos ensaios;

3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1. Considerações Gerais

Neste capítulo procura-se definir os materiais utilizados no fabrico dos provetes que serão ensaiados na campanha experimental e de seguida, avaliar com detalhe as suas propriedades mecânicas. Serão realizados ensaios experimentais para quantificação dos valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade em várias idades do betão. Estes resultados serão importantes na avaliação do comportamento dos provetes ensaiados experimentalmente e na adequada calibração de modelos numéricos que venham a ser desenvolvidos.

3.2. Identificação dos Provetes

Para proceder à preparação dos provetes é necessário ter em conta além das dimensões, a quantidade de provetes a desenvolver. No total foram desenvolvidas 4 vigas mistas com as mesmas dimensões, sendo que duas das vigas apresentam conector indentado e as outras duas vigas apresentam o conector com chapa nervurada.

Para além das vigas, foram ainda desenvolvidos 4 provetes de tipo *push-out*, sendo que dois dos provetes apresentam conector indentado e os outros dois provetes apresentam o conector com chapa nervurada. Ambos os conectores se encontram embebidos no interior do betão proporcionando o elo de ligação entre o perfil metálico e as lajes de betão. É importante salientar que os conectores ao serem embebidos no betão geram uma superfície de contacto entre ambos, de modo a que quando o provete é solicitado ao corte, gere tensões longitudinais e transversais ao conector.

Para além dos provetes referidos, foram ainda necessários desenvolver 12 provetes cilíndricos para a caracterização do betão.

3.3. Geometria dos provetes de tipo *Push-Out*

3.3.1. Conectores

No âmbito do presente trabalho são avaliados experimentalmente dois conectores metálicos.

O primeiro é um conector de chapa nervurada, onde a superfície da chapa apresenta nervuras com orientação a 52° em relação ao desenvolvimento do conector (Figura 3.1 a). O conector nervurado representado na Figura 3.1 a) é obtido a partir do corte de uma chapa plana de aço cuja superfície é nervurada. A chapa utilizada possui um módulo de elasticidade (E) de 200 GPa e uma tensão de cedência (f_y) de 235 MPa correspondendo a um aço laminado a quente.

Com o objetivo de obter igual textura nas duas faces do conector que ficam em contacto com a laje de betão, optou-se por soldar duas chapas nervuradas na posição simétrica, “costas com costas”, de forma a existirem nervuras nos dois lados do conector, garantindo um comportamento simétrico da ligação, proporcionando resistência ao corte longitudinal e prevenindo a separação transversal entre o perfil metálico e a laje de betão (efeito de *uplift*).

A altura do conector de chapa nervurada de tipo xadrez é de 80 mm, sendo que esta altura está totalmente embebida no interior da laje de betão. Cada chapa nervurada apresenta 4 mm de chapa lisa mais 2 mm de nervura originando um total de 6 mm de chapa pelo que a espessura total do conector é de 12 mm (uma vez que o conector é constituído por duas chapas soldadas). Importa salientar que o conector nervurado deveria ser de menor espessura, mas por indisponibilidade no mercado de chapas com nervuras de ambos os lados, optou-se pela solução descrita. O comprimento total do conector é de 460 mm. É apresentada a geometria do conector na Figura 3.1.

O segundo conector é um conector de chapa lisa indentado. A chapa utilizada possui um módulo de elasticidade (E) de 210 GPa e uma tensão de cedência (f_y) de 220 MPa correspondendo a um aço enformado a frio.

O conector de chapa lisa indentado apresenta uma altura de 90 mm, ou seja, mais 10 mm em relação ao conector nervurado. Esta necessidade ocorre devido à altura do conector ser insuficiente para permanecer acima da chapa trapezoidal de modo a transmitir esforços de corte da laje de betão para a viga metálica. Acrescenta-se ainda que a presença dos 10 mm adicionais favoreceu o contínuo cordão de soldadura ao longo do desenvolvimento do conector no perfil HEB, garantindo assim uma ligação mais rígida.

A espessura do conector indentado é de 5 mm e o comprimento é de 505,56 mm de modo a acomodar três dentes completos, com as dimensões representadas na Figura 3.1 b).

Na Figura 3.1 representam-se os dois conectores descritos, com as respetivas dimensões:

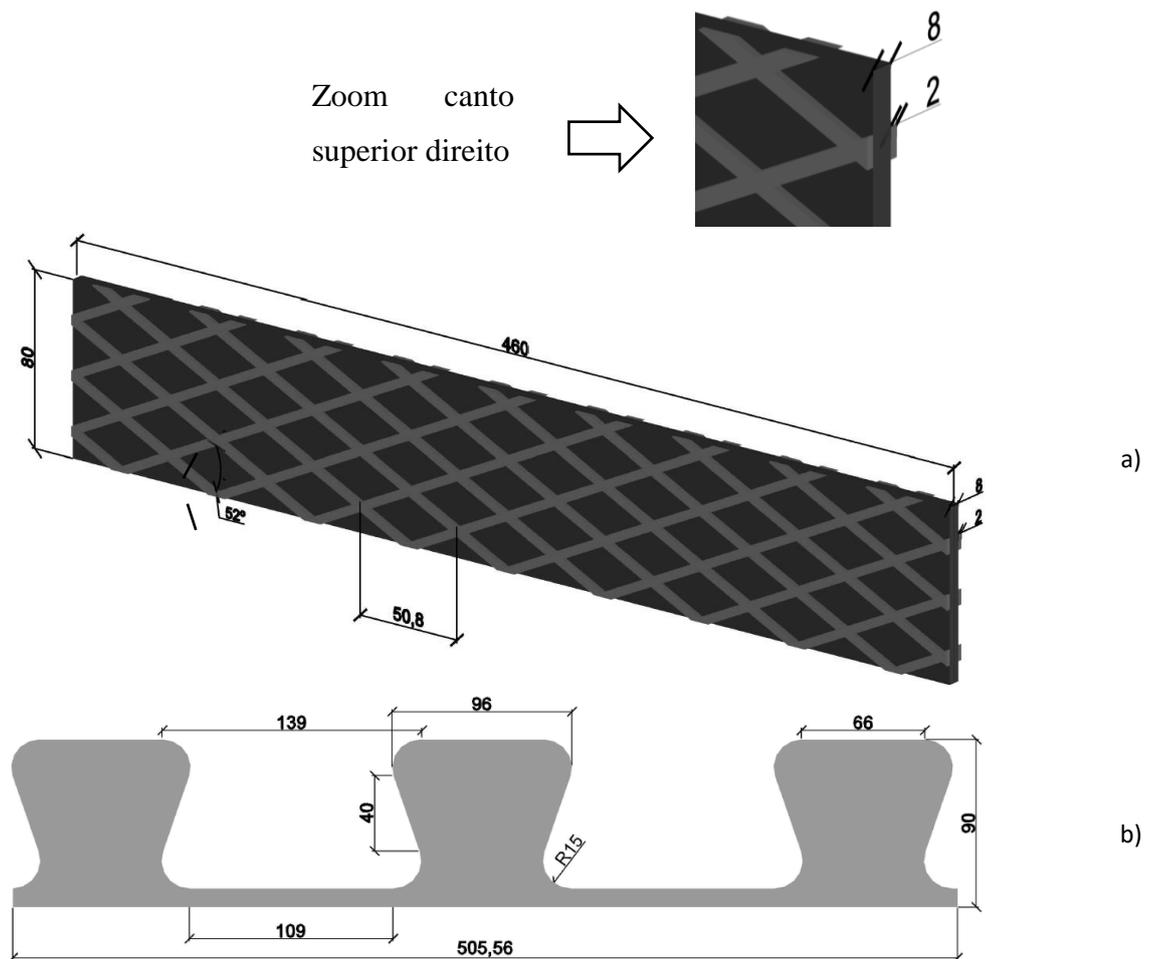


Figura 3.1 - a) Geometria conector nervurado; b) Geometria conector indentado

3.3.2. Perfil metálico

De modo, a aplicar a carga e distribuí-la de forma “igual” aos dois conectores e respectivas lajes de betão, é utilizado um troço de perfil metálico. O perfil metálico utilizado nos provetes de tipo *push-out* corresponde a um HEB260. O tipo de aço utilizado neste perfil foi um S275.

Para o conector indentado e nervurado Figura 3.3 a) e Figura 3.3 b) respetivamente, o perfil metálico utilizado é um HEB260. No caso do conector indentado apresenta uma altura total de 600 mm e para o conector nervurado uma altura total de 560 mm. Em ambos os casos os conectores iniciam o desenvolvimento imediatamente na extremidade inferior do perfil metálico.

Na Figura 3.2 apresentam-se as características geométricas do perfil HEB260.

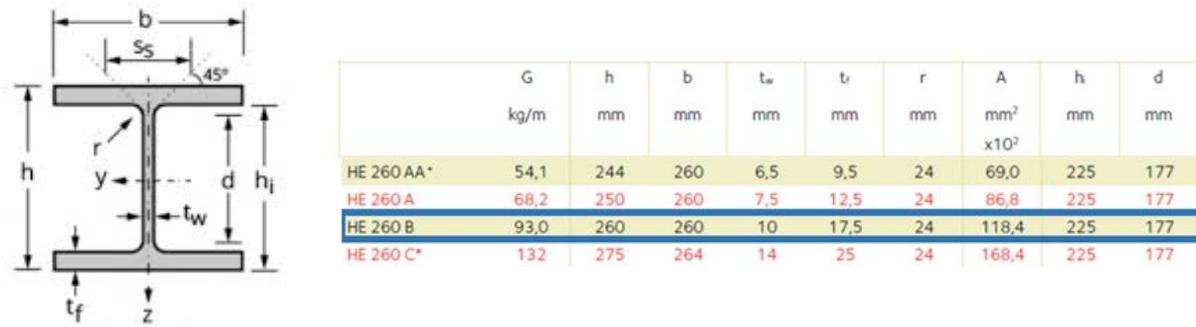


Figura 3.2 - Perfil HEB260 e suas características (Euronorma 53-62 com tolerância EN 10034: 1993)

Na Figura 3.3 representam-se os conectores já soldados ao perfil HEB260, tal como foram montados para realização dos provetes de tipo *push-out*.

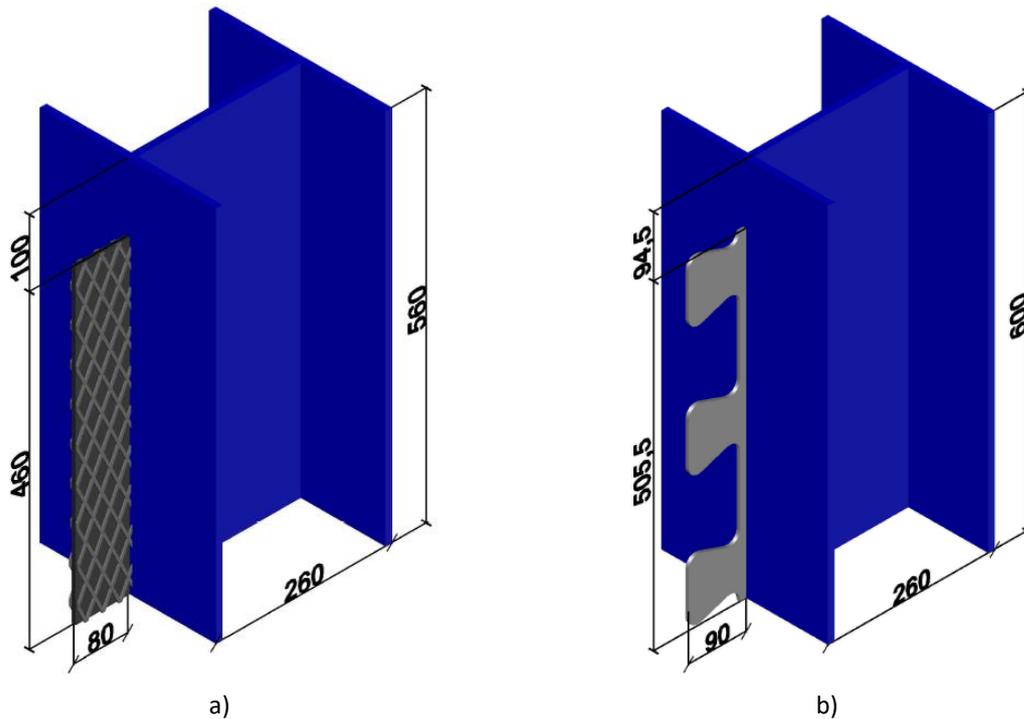


Figura 3.3 - a) Conector nervurado. b) Conector indentado.

3.3.3. Lajes de betão

As dimensões para as lajes de betão são apresentadas para ambos os conectores na Figura 3.4.

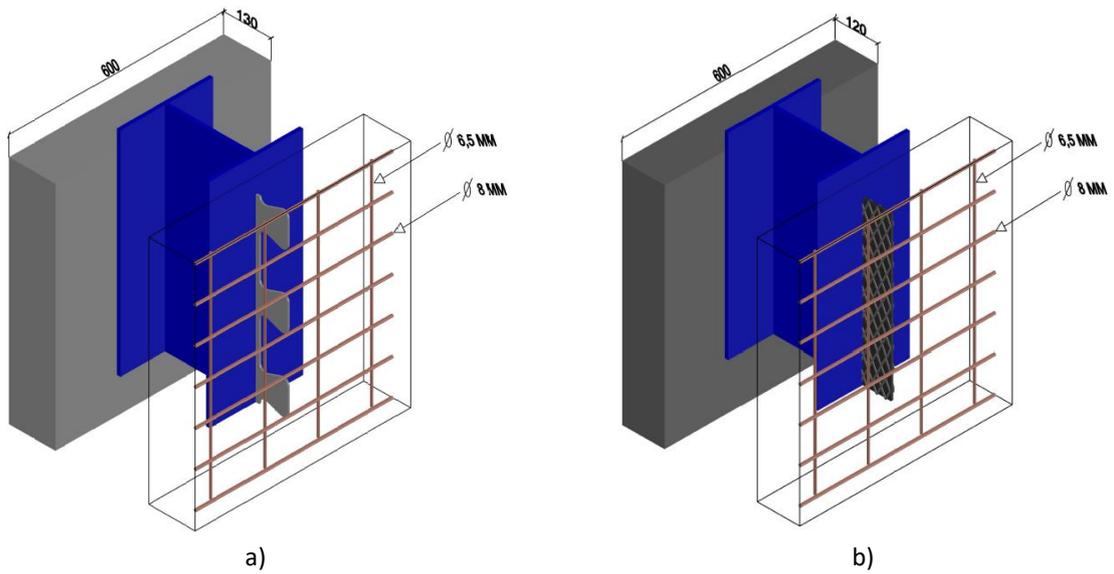


Figura 3.4 - Geometria lajes de betão: a) conector indentado; b) conector nervurado

Recorda-se que o conector indentado possui mais 10 mm em relação ao conector nervurado, resultando deste modo para o provete de conector indentado uma laje com mais 10 mm de espessura em relação à laje do conector nervurado. Relembra-se ainda que o conector indentado possui um desenvolvimento superior de modo a garantir a existência de “3 dentes completos”, proporcionando assim a disposição apresentada na Figura 3.5.

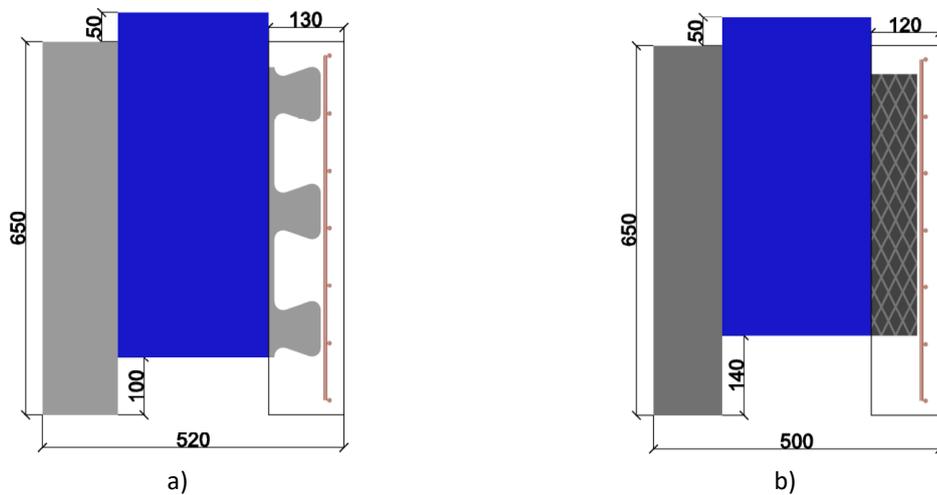


Figura 3.5 - Vista lateral dos provetes

3.4. Preparação dos provetes de tipo *push-out*

3.4.1. Armaduras

A preparação dos provetes começa com a montagem das armaduras. Em todos os provetes, as lajes possuem armadura longitudinal e transversal, como se mostra na Figura 3.6.

As armaduras utilizadas nos provetes correspondem a uma malha eletrossoldada, cortada com as dimensões pretendidas. O corte foi efetuado de forma a que a armadura ficasse com um recobrimento de 25mm. Foram utilizados varões de 6,5 mm de diâmetro, espaçados de 15 cm no sentido longitudinal e varões de 8 mm de diâmetro, espaçados de 10 cm no sentido transversal. Utilizam-se armaduras do tipo A500 com módulo elasticidade nominal de 200 GPa. É importante salientar que a armadura utilizada é diferente da recomendada segundo o Anexo B do Eurocódigo 4.

A armadura colocada na direção horizontal fica posicionada exteriormente à armadura colocada na direção vertical. A armadura horizontal é constituída por um total de 7 varões e a armadura vertical fica imediatamente soldada à armadura horizontal perfazendo um total de 4 varões (ver Figura 3.4 e Figura 3.6).



Figura 3.6 - Armadura disposta no interior do provete

3.4.2. Cofragem

O material utilizado na cofragem dos provetes de tipo *push-out* corresponde a MDF hidrófugo. As cofragens dos ensaios de tipo *push-out* são mais elaboradas em relação à cofragem desenvolvida para as vigas uma vez que necessitam de uma maior quantidade de peças diferentes. Assim, optou-se por montar a cofragem das diferentes lajes separadamente e

posteriormente implementar no perfil. No ANEXO I mostram-se todas as peças utilizadas na cofragem dos provetes de tipo *push-out*.

Para executar a montagem da cofragem dos provetes de tipo *push-out*, foi necessário seguir uma sequência de procedimentos enumerados em 3.4.2.1.

3.4.2.1. Procedimentos para a preparação da cofragem

<p>Preparação do Material</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Inicialmente juntou-se todo o material necessário e preparou-se uma bancada de trabalho;
<p>1º Procedimento: Impermeabilização da Madeira</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Após colocar as peças lado, cobriram-se todas as superfícies com verniz tapa-poros; - Após secagem, repetiu-se o processo, aplicando uma segunda mão de verniz tapa-poros;
<p>2º Procedimento: Montagem da Cofragem</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Procedeu-se à montagem das peças, provete por provete, recorrendo a parafusos de tamanho superior no interior da peça e parafusos mais pequenos nas laterais, de modo a que a madeira não ficasse danificada;
<p>3º Procedimento: Travamento da Cofragem</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Utilizou-se varões roscados nos caibros de madeira de dimensão de 50×50 mm² para travamento lateral das cofragens. Entre as duas lajes de betão, foram utilizadas placas de madeira de modo a garantir o espaçamento constante entre as duas lajes.



a)



b)

Figura 3.7 - a) Secagem das peças de madeira; b) Solução para fixação das armaduras



a)



b)

Figura 3.8 - a) Cofragem dos provetes de tipo *push-out*; b) Aspecto final da cofragem dos provetes de tipo *push-out* (interior da laje)

3.5. Geometria das Vigas

3.5.1. Chapa trapezoidal

A chapa trapezoidal utilizada na zona superior do perfil da viga corresponde a um perfil H60 (OFELIZ, 2016), produzido pela empresa OFELIZ.

O perfil H60 é um perfil enformado a frio, obtido por perfilagem. É produzido a partir de bobina de chapa galvanizada a zinco por imersão a quente classe S320GD+Z, de acordo com a norma EN 10346:2009 (OFELIZ, 2016). As características e as propriedades do aço encontram-se esquematizadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Características e propriedades da chapa trapezoidal (OFELIZ, 2016)

Tratamento de Superfície	Galvanização (de acordo com a EN 10346)
Tensão de Cedência, f_{yk}	$f_{yk} \geq 320 \text{ N/mm}^2$
Tensão de Rotura, f_u	$f_u \geq 390 \text{ N/mm}^2$
Alongamento Após Rotura δ	$\delta \geq 17\%$

Para melhor demonstrar a sua geometria, são representadas na Figura 3.9 as dimensões da chapa trapezoidal.



Figura 3.9 - Geometria do perfil H60 [mm], Adaptado (OFELIZ, 2016)

A Tabela 3.2 resume as principais características geométricas e mecânicas da chapa trapezoidal.

Tabela 3.2 - Caracterização da Chapa Trapezoidal (OFELIZ, 2016)

Chapa perfilada de aço		Unidades
Catálogo	O FELIZ	-
Chapa Aço	60 × 820 × 1,0	-
Classe de aço	S320GD+Z	-
Tensão de cedência	320	(MPa)
Altura nervura	60	(mm)
Largura total	820	(mm)
Espessura	1,0	(mm)
Distância entre nervuras	205	(mm)
Largura da base da nervura	60	(mm)
Largura superior da nervura	105	(mm)

3.5.2. Perfil em C enformado a frio

A secção metálica que se pretende utilizar na viga mista corresponde a dois perfis do tipo C dispostos “alma com alma”. Entre as duas almas, é colocado o conector e posteriormente, este e os dois perfis em C são todos aparafusados entre si. Os dois perfis C140×60×2,0 são realizados em aço enformado a frio do tipo S280GD+Z.

Na Figura 3.10, é apresentada a geometria do perfil em C e na Tabela 3.3 incluem-se as propriedades geométricas e mecânicas da correspondente secção bruta.

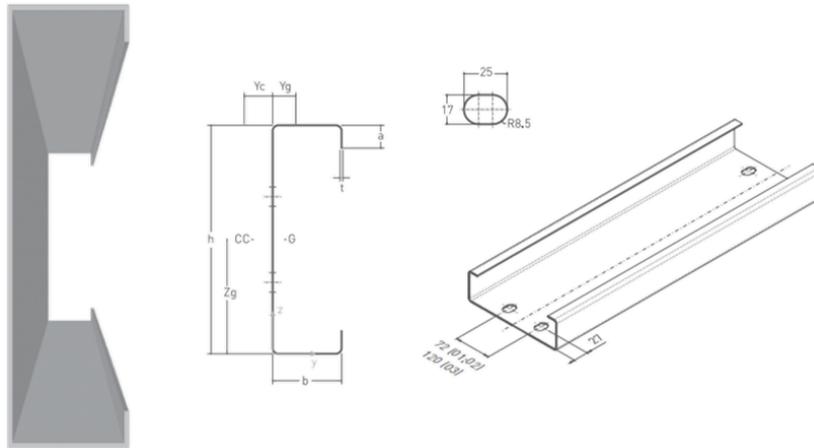


Figura 3.10 - Perfil em C (OFELIZ, 2016)

Tabela 3.3 - Propriedades geométricas e mecânicas brutas do perfil em C (OFELIZ, 2016)

	G kg/m	h mm	b mm	a mm	t mm	Área mm ²	y _g mm	z _g mm	I _{y_g} mm ⁴	I _{z_g} mm ⁴	W _{y_g} mm ³	W _{z_g} mm ³	i _{y_g} mm	i _{z_g} mm	I _{w_g} mm ⁴	I _{c_g} mm ⁴	y _c mm
C140x60x1,5	3,5	140	60	20	1,5	441	19,3	69,25	1380840	233601	19940	5959	56	23	1013638507	331	29,3
C140x60x1,8	4,2	140	60	20	1,8	527	19,2	69,10	1642329	276048	23767	7071	56	23	1189999614	569	29,1
C140x60x2,0	4,7	140	60	20	2,0	584	19,1	69,00	1813987	303584	26290	7798	56	23	1302974988	779	28,9

3.5.3. Conectores

Os conectores metálicos inseridos na viga mista apresentam a configuração proposta na Figura 3.1, mas com desenvolvimento em todo o vão da viga mista.

A chapa do conector prolonga-se numa altura adicional de 140 mm que lhe permite ficar posicionada entre os perfis de tipo C. A ligação entre a chapa do conector e os perfis de tipo C é garantida por aparafusamento.

3.5.4. Reforços

Nos perfis de tipo C, foram colocadas nervuras de reforço sobre as zonas de apoio. Essas nervuras são soldadas às almas e aos banzos dos perfis de tipo C de modo a prevenir a encurvadura local desses elementos durante o ensaio, estando representadas a amarelo na Figura 3.11. Estas nervuras são de aço tipo S235 e têm 5 mm de espessura. Foi ainda colocada uma chapa com 200×170×20 [mm³] com o objetivo de proporcionar uma melhor distribuição da reação ativada pelo apoio e uma maior estabilidade à estrutura. Estas chapas estão representadas a cinza na Figura 3.11.

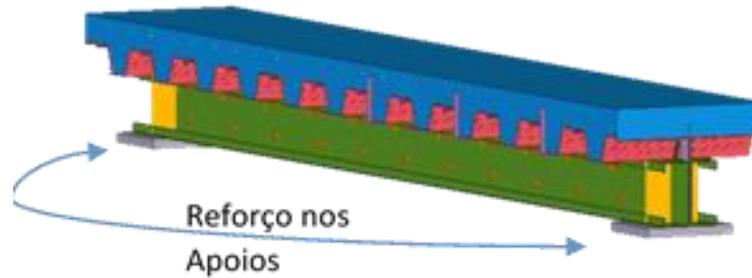


Figura 3.11 - Representação dos apoios

3.6. Preparação das Vigas

3.6.1. Disposição das armaduras

A armadura utilizada nas vigas mistas corresponde a uma rede eletrossoldada que é disposta em todo o comprimento e largura da laje. A rede eletrossoldada contém varões com diâmetro de 6,5 mm espaçados de 15 cm, dispostos no sentido longitudinal da viga, e varões com diâmetro de 8 mm espaçados de 10 cm, no sentido transversal da mesma. A armadura é do tipo A500 com módulo elasticidade de 200 GPa e os varões são soldados entre si em todas as interseções. Tendo em conta a geometria da rede eletrossoldada escolhida e as dimensões da viga mista estudada, procurou-se definir uma disposição otimizada de armadura, o que resultou num total 3 varões com 6.5 mm de diâmetro, dispostos na direção longitudinal da viga, e 7 varões com 8 mm de diâmetro dispostos na direção transversal. A armadura transversal fica posicionada externamente à armadura longitudinal. Para efeitos de recobrimento, foram colocados espaçadores que garantem um recobrimento de 25 mm.



Figura 3.12 - Armadura introduzida na viga

3.6.2. Cofragem das vigas

O material utilizado no fabrico da cofragem corresponde a MDF hidrófugo. A cofragem consiste em barras colocadas em todos os limites laterais da laje mista, resultando (em planta) num retângulo que envolve toda a chapa nervurada. Este retângulo tem 12 cm de altura em todo o desenvolvimento, de modo a garantir a espessura prevista para a camada de betão. As ligações entre peças de MDF são aparafusadas. A ligação entre as peças de MDF e a parte metálica da viga é feita através de pequenas cantoneiras que são fixas à chapa trapezoidal e posteriormente servem de suporte à cofragem (ver Figura 3.13 b). Como o comprimento das barras de MDF é relativamente grande face à sua espessura, foi necessário colocar travamentos ao longo da viga, de modo a impedir que o impulso horizontal imposto pelo betão fresco causasse deformação nos elementos da cofragem. Se essa deformação ocorresse, haveria um alargamento da secção transversal na zona de meio vão da viga. Utilizaram-se dois serra-juntas por cada viga, como elementos de travamento (Figura 3.13 d).



a) Componentes metálicas



b) Componentes metálicas + cofragem



c) Componentes metálicas + cofragem + armadura



d) Componentes metálicas + cofragem + armadura + elementos de travamento

Figura 3.13 - Cofragem definitiva

É de referir que foram aplicadas duas camadas de verniz tapa-poros nas peças utilizadas na cofragem das vigas, de modo a evitar absorção da água de amassadura no material de cofragem utilizado.

3.6.3. Isolamento da ligação entre conector e chapa trapezoidal

A chapa trapezoidal é interrompida sobre a viga metálica, de modo a permitir que o conector metálico fique posicionado entre os perfis de tipo C e inserido dentro da laje. A chapa trapezoidal foi cortada e foi necessário colocar silicone nas zonas de contacto entre a chapa trapezoidal e os conectores, de modo a que no processo de betonagem, não ocorresse perda de argamassa pelos espaços livres.

Tal como se mostra na Figura 3.14, esta técnica requer bastante tempo para assegurar o total isolamento em torno da nervura. A Figura 3.14 corresponde apenas a uma nervura das 13 nervuras existentes da viga, e ainda é necessário desenvolver o mesmo processo de ambos os lados da viga. Assim, é importante salientar que será necessário vir a desenvolver uma solução que proporcione um melhor contacto entre a chapa trapezoidal e o conector, de modo a garantir que não haja espaços vazios entre estes dois elementos, já que uma das principais vantagens desta solução construtiva resulta de utilizar a chapa trapezoidal como elemento de cofragem.



Figura 3.14 - Isolamento do conector e chapa trapezoidal

3.7. Execução da betonagem

Após a preparação das cofragens e colocação dos perfis e armaduras, seguiu-se a fase da betonagem.

Para garantir boas condições de cura do betão, evitando fenómenos de retração e consequente abertura de fendas, optou-se pela utilização de uma película de plástico para impermeabilização e controlo das condições de humidade a envolver toda a zona superfície do betão em todos os provetes de tipo *push-out*, vigas e cilindros.

Todos os provetes foram realizados com betão de massa volúmica normal da classe C25/30. É importante que o betão apresente uma boa trabalhabilidade, de modo a garantir boas condições de betonagem, pelo que foi solicitado à central de fornecimento de betão um diâmetro máximo do agregado igual a 12.5 mm e um abaixamento da classe S4. Foi realizada uma única amassadura, de onde resultaram todos os provetes de tipo *push-out*, vigas e cilindros.

3.7.1. Betonagem de provetes do tipo *Push-Out*

Na betonagem dos provetes de tipo *push-out*, foi necessário garantir que a armadura colocada no interior da cofragem não se movesse devido ao processo de colocação do betão e à atuação do vibrador. Assim, houve um cuidado adicional para que o primeiro betão não fosse introduzido no interior da cofragem muito bruscamente. Salienta-se ainda o cuidado para que o vibrador não tocasse nas molas de posicionamento das armaduras, pois apesar de estas serem suficientemente fortes, o melhor seria evitar o contacto.



Figura 3.15 - Provede de tipo *push-out*: a) Enchimento; b) Compactação

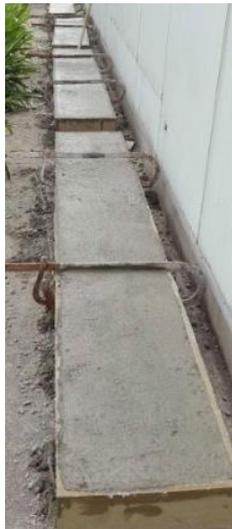


Figura 3.16 - Utilização de lonas impermeáveis devido a condições atmosféricas adversas

3.7.2. Betonagem de vigas

A altura da laje é reduzida e é necessário que a camada de betão fique bem compactada e sem vazios, que podem aparecer em torno das armaduras e nos bordos das vigas. Para garantir a eficiência da compactação, recorreu-se a um vibrador, de modo a melhorar a compactação nas zonas de mais difícil acesso como as que foram referidas. Durante a compactação do betão, a cofragem das vigas tem tendência a encurvar. Optou-se por utilizar dois serra-juntas em cada viga, de modo a controlar a deformabilidade da cofragem de madeira utilizada, garantindo as dimensões impostas inicialmente.

O último passo corresponde ao nivelamento e alisamento da superfície superior, de modo a garantir dimensões adequadas e constantes dos provetes (Figura 3.17).



a)



b)

Figura 3.17 - Vigas mistas: a) Retificação das superfícies de betão; b) Impermeabilização

3.7.3. Betonagem de cilindros

Os provetes cilíndricos apresentam 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Estes provetes foram betonados em simultâneo com as vigas e os provetes de tipo *push-out*. Deste modo, todos os provetes são fabricados com o betão proveniente da mesma amassadura. No processo de betonagem adotou-se o seguinte procedimento: preencher com betão até metade da altura da cofragem e de seguida vibrar, novamente preencher com betão até ao topo da cofragem e vibrar novamente, com a finalidade de obter uma melhor compactação da camada de betão. O último passo corresponde ao nivelamento e alisamento da superfície superior, de modo a garantir dimensões adequadas e constantes dos provetes. Posteriormente, os provetes cilíndricos ficaram expostos às mesmas condições de cura que os restantes provetes (tipo *push-out* e vigas mistas).

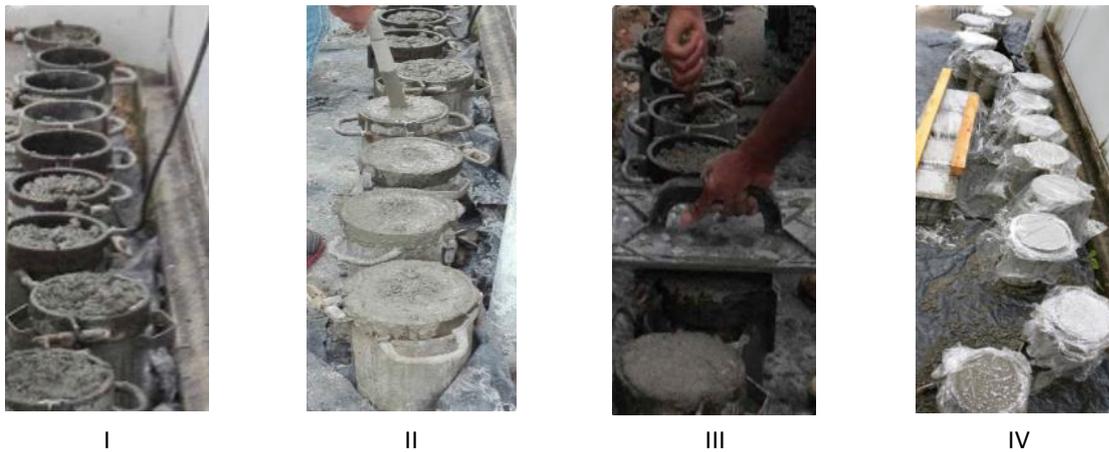


Figura 3.18 - Betonagem dos provetes cilíndricos

3.8. Descofragem

O processo de descofragem consistiu em desaparafusar e separar as peças da cofragem, que foram desviadas para o lado da laje. Procedeu-se de imediato à limpeza do material por meio de uma espátula, de modo a que este possa vir a ser reutilizado.

3.8.1. Vigas e Provetes de tipo *Push-out*

As vigas foram descofradas 11 dias após a betonagem e os provetes de tipo *push-out* foram parcialmente descofrados 5 dias após a betonagem. A descofragem parcial corresponde à retirada das peças laterais dos provetes, deixando-se decorrer mais alguns dias de cura até se proceder à recolha das peças localizadas sob os provetes (ver Figura 3.19).

Conclui-se que o processo de descofragem decorreu de forma muito satisfatória porque se verificou grande facilidade na separação entre as peças da cofragem e as superfícies de betão (Figura 3.19 e Figura 3.20), levando assim à quase inexistência de vestígios de betão nas superfícies dos elementos de cofragem e à obtenção de dimensões transversais constantes nos vários provetes.



Figura 3.19 - Descofragem dos provetes de tipo *push-out*



Figura 3.20 - Descofragem das vigas

3.8.2. Provetes cilíndricos

O processo de descofragem dos provetes foi realizado 4 dias após a betonagem. Verificou-se também que os provetes descolavam facilmente dos moldes cilíndricos e apresentavam uma superfície lisa, como seria de esperar.



Figura 3.21 - Desmoldagem dos provetes cilíndricos

3.8.2.1. Retificação

Nos provetes cilíndricos acresce o processo de retificação uma vez que a superfície superior apresenta sempre irregularidades. Durante o caso de aplicação de carga, é imprescindível a superfície perfeitamente lisa de modo a distribuir eficazmente a força aplicada. Este procedimento foi realizado sobre todos os provetes cilíndricos aos 12 dias de cura do betão. Foi utilizada a máquina de retificação de cilindros, existente no Laboratório de Materiais de Construção da Universidade do Minho. Posteriormente, mediu-se a altura final dos provetes e realizou-se a sua pesagem de modo a possibilitar o cálculo da massa volúmica aparente.



Figura 3.22 - Retificação dos provetes cilíndricos

3.9. Caracterização experimental dos provetes cilíndricos

Os provetes cilíndricos foram submetidos a ensaios para determinar os respetivos valores de módulo de elasticidade e resistência à compressão. Os resultados obtidos com os provetes ensaiados permitem avaliar as referidas propriedades dos materiais, à data de realização dos

ensaios. No total foram definidas 3 fases de ensaios, a primeira imediatamente antes do início dos ensaios de tipo *push-out*, a segunda fase entre o final dos ensaios de tipo *push-out* e o início dos ensaios de vigas e a terceira fase imediatamente após o final dos ensaios de flexão. Foram realizados ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade aos dias 49º, 61º, 77º após a betonagem. No 48º dia apenas foi ensaiado o 1º provete de modo a obter uma estimativa da carga máxima a que os provetes resistem. Este valor é importante para definir os limites de carga nos ensaios de módulo de elasticidade.

Estes ensaios permitem obter um intervalo válido dos parâmetros de resistência à compressão e módulo de elasticidade do betão na data de ensaio dos provetes de tipo *push-out* e ensaios em flexão. Relembra-se que foi desenvolvida apenas uma amassadura, pelo que o mesmo betão foi utilizado em todos os provetes.

No total foram ensaiados 9 provetes cilíndricos distribuídos pelas 3 fases de ensaio. Em cada fase foram ensaiados 3 provetes, à exceção da primeira fase que um dos provetes foi ensaiado à compressão para permitir estimar o valor da carga máxima.

3.9.1. Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão consiste na aplicação de incrementos constantes de deslocamento no atuador, que por sua vez são acompanhados de incrementos de força. Após ocorrer a aplicação da força máxima, o provete perde capacidade de carga. O ensaio prossegue até que apenas cerca de 40% da força máxima é aplicada ao provete, momento a partir do qual o ensaio é terminado.



a) Provete durante o ensaio



b) Após o ensaio

Figura 3.23 - Ensaio de resistência à compressão

A equação (3.1) permite calcular a resistência à compressão de cada provete cilíndrico, relacionando a força máxima aplicada ao provete com a área da superfície onde é aplicado o carregamento.

$$f_{cm,i} = \frac{\text{força máxima [kN]}}{\text{área [m}^2\text{]}} \quad (3.1)$$

Na Tabela 3.4 são apresentados os valores da resistência à compressão obtidos em todos os provetes cilíndricos ensaiados.

Tabela 3.4 - Resistência à compressão dos provetes cilíndricos

	Datas	Dias Totais	Força Máx (kN)	$F_{cm,i}$ (MPa)	Média F_{cm} (MPa)	Desvio padrão	Variância
Resistência à compressão	Prov.1	21/06/2017	48	758,8	42,94	-	-
	Prov.2	22/06/2017	49	761,2	43,08	42,69	0,38
	Prov.3		747,6	42,31			
	Prov.4		804,4	45,52			
	Prov.5	04/07/2017	61	759,6	42,98	43,84	21,03
	Prov.6			760	43,01		
	Prov.7	20/07/2017	77	797,2	45,11	45,98	15,31
	Prov.8			806,8	45,66		
	Prov.9			833,4	47,16		

Na Figura 3.24 apresenta-se um gráfico que demonstra a evolução da resistência à compressão que o betão experimenta no período em que foram realizados os ensaios experimentais. O *Período A* corresponde à fase dos ensaios de tipo *push-out* e o *Período B* corresponde à fase dos ensaios das vigas.

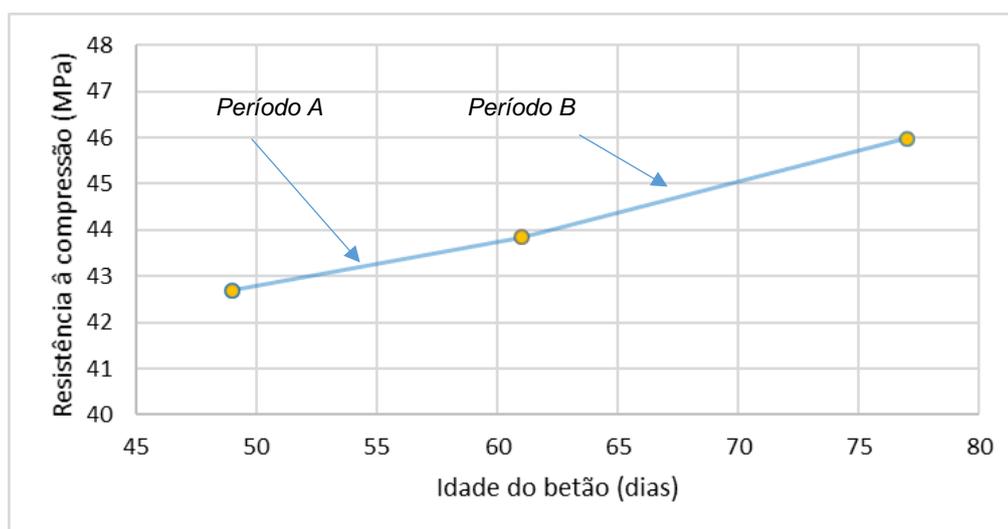


Figura 3.24 - Intervalos válidos de resistência para ensaios de tipo *push-out* e flexão

3.9.2. Módulo de elasticidade

Os procedimentos de ensaio que permitem determinar o valor do módulo de elasticidade incluem:

1. O ensaio até à rotura de um provete cilíndrico para estimativa inicial da capacidade resistente do betão, no dia de ensaio;
2. Aplicação de ciclo de carga e descarga, em que a carga é progressivamente crescente até se atingir 30% da resistência à compressão do betão ($0,3 f_{cm}$), depois mantém-se constante nesse patamar ao longo de 1 min e a carga volta a ser progressivamente decrescente, tal como se mostra na Figura 3.25;
3. O ensaio envolve a repetição de 5 ciclos de carga e descarga, em que cada um destes repete a sequência descrita em 2.

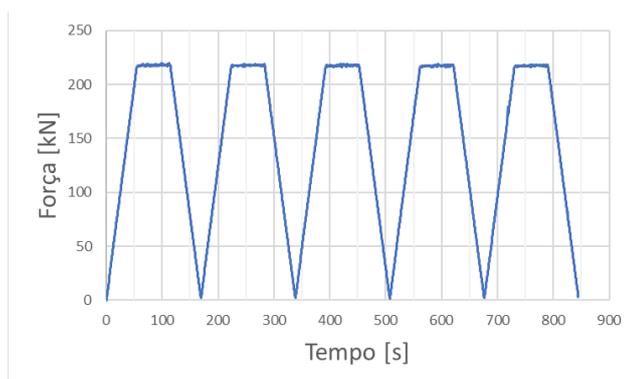


Figura 3.25 - Sequência de carregamento para determinação do módulo de elasticidade (ciclos carga e descarga)

No total são sempre obtidos valores referentes aos 5 ciclos de carga e descarga efetivados, mas para efeitos de cálculo do módulo de elasticidade, não se consideram os resultados do 1º e 2º ciclo. Deste modo, os valores apresentados na Tabela 3.5 correspondem à média dos 3 ciclos efetuados no ensaio de cada provete.



Figura 3.26 - Pórtico de ensaio e monitorização para o ensaio de módulo de elasticidade

Verifica-se que os resultados de módulo de elasticidade obtidos em cada idade apresentam um coeficiente de variação baixo, o que demonstra uma muito baixa dispersão de resultados.

Tabela 3.5 - Valores de módulo de elasticidade

	Provetes	Datas	Dias Totais	Valor ME (GPa)	Desvio Padrão	Variância	$E_{cm}(t)$ GPa
Módulo de elasticidade	Provete 1			-	-	-	-
	Provete 2	22/06/2017	49	31,78	0,01	0,04	31,77
	Provete 3			31,76			
	Provete 4			31,31			
	Provete 5	04/07/2017	61	30,64	0,34	1,10	30,95
	Provete 6			30,90			
	Provete 7			37,68			
	Provete 8	20/07/2017	77	37,36	0,20	0,53	37,45
	Provete 9			37,31			

3.9.3. Massa volúmica aparente

A massa volúmica aparente dos provetes cilíndricos corresponde ao peso por unidade de volume do provete. A equação (3.2) permite calcular a massa volúmica aparente do betão utilizado:

$$\text{Massa Volúmica} = \frac{\text{Peso [kg]}}{\text{Altura[m]} \times \text{área da base [m}^2\text{]}} \quad (3.2)$$

Tabela 3.6 - Massa volúmica aparente dos provetes cilíndricos

	Altura (m)	Área (m ²)	peso (kg)	Massa volúmica (kg/m ³)
Prov. 10	0,290	0,018	12,10	2361,1
Prov. 11	0,293	0,018	12,05	2327,3
			Média	2344,2

O cálculo da massa volúmica apenas foi realizado em dois provetes, em data posterior aos ensaios em flexão. Foi obtido um valor médio de 2344,2 kg/m³.

4. ENSAIOS DE TIPO *PUSH-OUT*

4.1. Introdução

O comportamento da ligação aço-betão em vigas mistas pode ser simulado por meio de um ensaio de tipo *push-out*, através do qual é possível efetuar uma análise rigorosa do comportamento da conexão e dos mecanismos de rotura associados ao betão e aos conectores. Uma grande vantagem deste ensaio é que os esforços instalados nos conectores resultam diretamente das forças introduzidas pelo atuador, sendo possível medir o escorregamento entre a laje de betão e o perfil metálico bem como observar os modos de rotura associados à laje e ao conector.

De acordo com as disposições referidas na (NP EN 1994-1-1, 2011), a configuração dos provetes neste tipo de ensaio corresponde a duas lajes de betão armado posicionadas verticalmente e ligadas aos banzos de um perfil metálico através de conectores metálicos. Já que se trata de um ensaio com simetria, a ligação é submetida a uma carga vertical, produzindo-se um esforço de corte ao longo da interface entre a laje de betão e o perfil metálico, em ambos os lados do provete. Nos ensaios abordados no presente capítulo, seguem-se as disposições definidas na (NP EN 1994-1-1, 2011) para ensaios de conexão. As dimensões das lajes de betão correspondem a $650 \times 600 \times 120 \text{ mm}^3$ para os provetes que utilizam o conector nervurado, aqui designados de “PO_NERV” (Figura 3.1a) e $650 \times 600 \times 130 \text{ mm}^3$ para os provetes que utilizam o conector indentado, aqui designado “PO_IND” (Figura 3.1b) sendo que os conectores apresentam dimensões análogas entre si.

4.2. Setup experimental

O pórtico de ensaio é constituído por duas chapas maciças de aço estrutural, cada uma delas com 200 mm de espessura, separadas por quatro colunas tubulares com 275 mm de diâmetro e 1150 mm de altura. A ligação entre os cilindros e as chapas metálicas é pré-esforçada, garantindo que o pórtico funciona como uma estrutura de reação. O atuador possui duas células de pressão internas e dois transdutores de deslocamento internos, possibilitando a realização de ensaios com controle de força ou de deslocamento.

Na Figura 4.1 está representado o pórtico de ensaio e todos os elementos acessórios: atuador, distribuidor de carga, transdutor de deslocamento interno, transdutores de deslocamento externos, mangueiras hidráulicas, provete, etc).

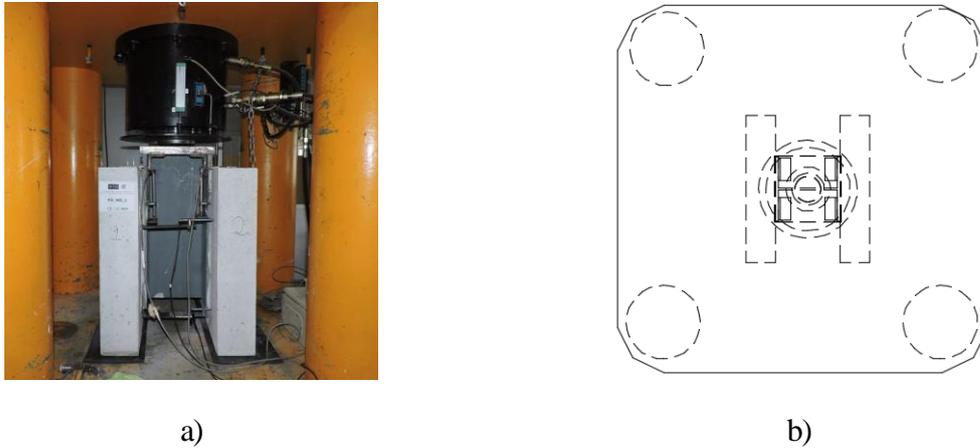


Figura 4.1 - Setup ensaio tipo *push-out* e planta do *setup*: a) Pórtico de ensaio; b) Planta do pórtico de ensaio com provete

Para monitorização do ensaio, utilizaram-se oito canais de aquisição de dados:

- 4 canais para transdutores de deslocamento que medem escorregamento;
- 2 canais para transdutores de deslocamento que medem separação horizontal entre as lajes de betão;
- 1 canal para transdutor de deslocamento externo (faz controlo);
- 1 canal para transdutor deslocamento interno (faz controlo);

Na Figura 4.2 estão representados os principais componentes do sistema de aquisição de dados utilizado na monitorização dos ensaios.

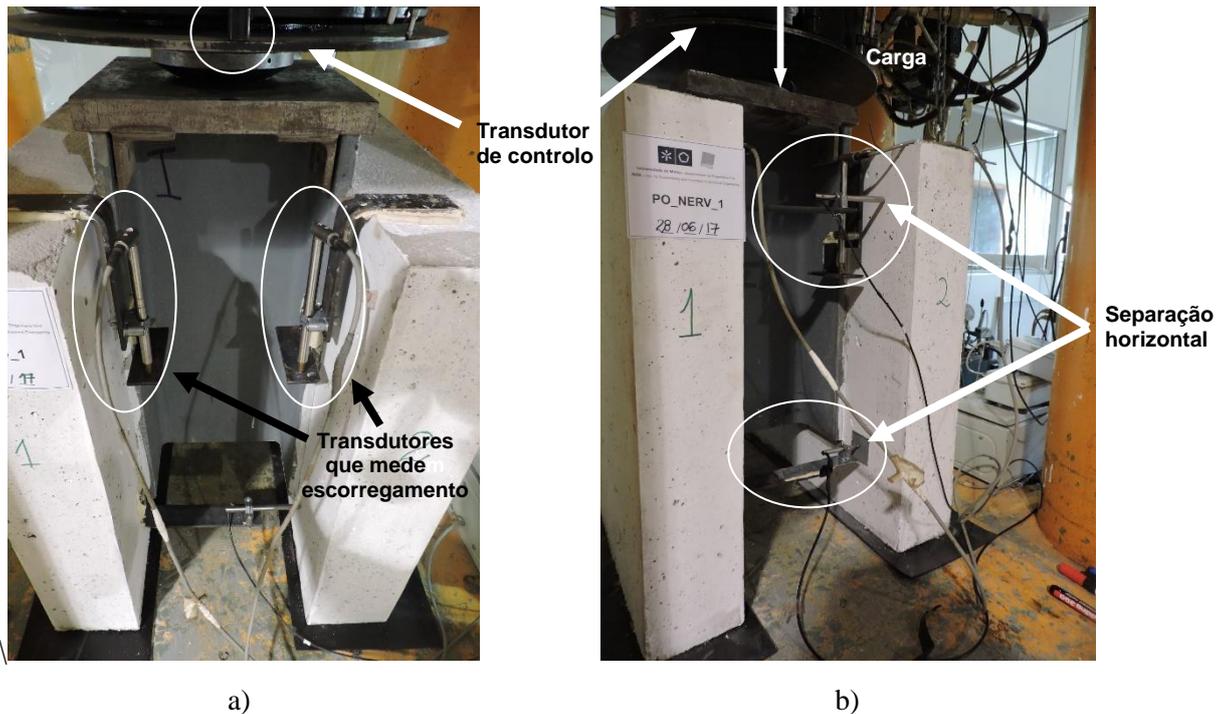


Figura 4.2 - Estrutura de reação e instrumentação para o ensaio de tipo *push-out*: a) Medição do escorregamento; b) Medição da separação horizontal

4.3. Protocolo de Ensaio

Para realizar o ensaio de tipo *push-out*, foi utilizado o *software DynaTester*, que permite programar algoritmos de controlo para as diferentes fases do ensaio. Para este ensaio, usou-se um algoritmo com 5 fases distintas de modo a ser possível avaliar o comportamento do provete no decorrer do ensaio. Segue-se na Figura 4.3 um esquema demonstrativo das 5 fases de carregamento consideradas no ensaio de tipo *push-out* realizado.

Como se pode observar na Figura 4.3, o ensaio apresenta dois momentos distintos em termos do controlo efetuado: uma fase inicial onde o ensaio é controlado por força e um 2º momento em que se impõe controlo de deslocamento do atuador.

Antes de o sistema começar a registar os dados do ensaio, aplica-se um carregamento preliminar de 20kN. Esta carga inicial garante que o carregamento não é iniciado de forma brusca o que permite uma análise melhor do comportamento do provete ao longo do carregamento.

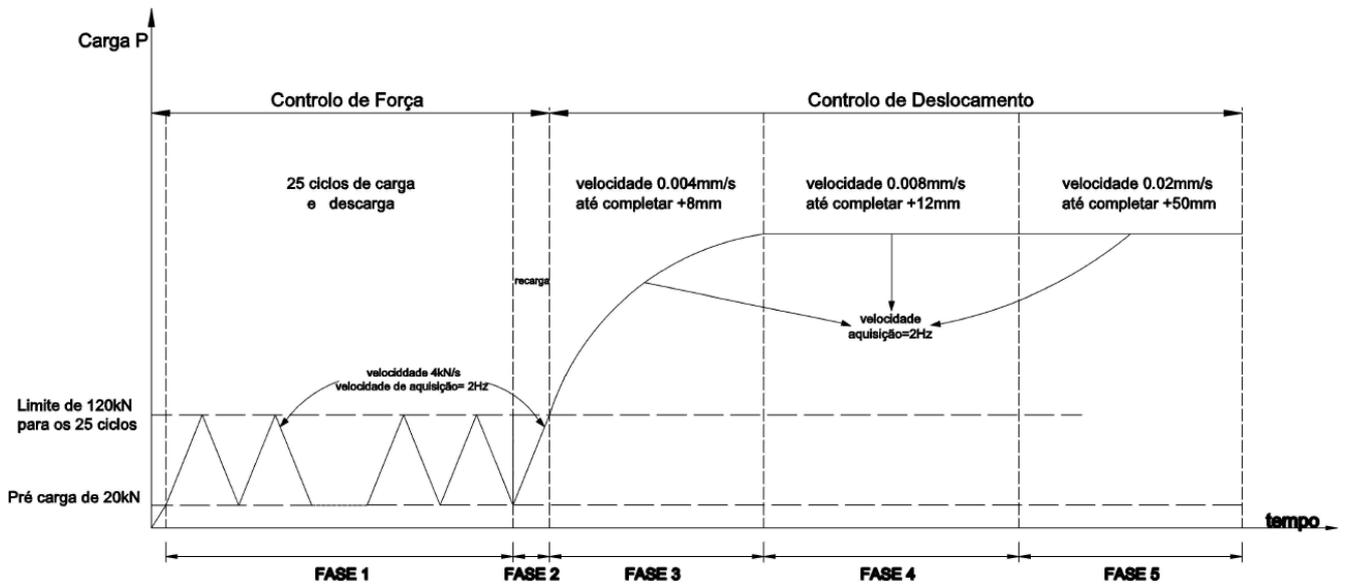


Figura 4.3 - Fases do carregamento imposto durante o ensaio de tipo *push-out*

Posteriormente, o ensaio é iniciado com a Fase 1, durante a qual são aplicados 25 ciclos de carga e descarga com o valor mínimo de 20 kN e o valor máximo de 120 kN, a uma velocidade de 4 kN/s e com aquisição de 2 valores por segundo. Esta fase desenvolve-se durante 20m e 51s. Estes valores de carga representam um intervalo entre cerca de 5% e 30% da carga de rotura esperada, ou seja, são valores bastante inferiores ao valor da capacidade resistente do provete. Nesta fase, pretende-se que o provete mantenha um comportamento aproximadamente elástico, sem apresentar fissuras e com recuperação total de capacidade de carga no final de cada ciclo.

Segue-se a Fase 2 que corresponde a um carregamento ainda em controlo de força, aplicado à velocidade de 4 kN/s, até se atingir novamente o valor de 120 kN (situação de recarga), resultando numa duração total de 27 segundos. Mantém-se a monitorização de 2 registos por segundo.

Nas fases seguintes, o controlo do ensaio passa a ser realizado considerando o deslocamento do atuador, o que inclui as seguintes fases: Fase 3, Fase 4 e Fase 5. A Fase 3 decorre até o atuador completar 8 mm de deslocamento vertical que é imposto a uma velocidade constante de 0.004 mm/s com aquisição de 2 dados por segundo, perfazendo uma duração total 26m e 44s. Durante a Fase 4 são impostos 12 mm de deslocamento no atuador, resultando num total de 28 minutos de ensaio. A Fase 5 prevê a possibilidade de deslocamento adicional de 50 mm no atuador, que é aplicado com uma velocidade de 0,02 mm/s. O ensaio pode ser interrompido

antes da Fase 5 se ter desenvolvido na sua totalidade. Normalmente, prevê-se que o carregamento seja aplicado até que a capacidade de carga do provete diminua para valores na ordem de 30% a 40% da sua capacidade máxima de carga.

Resumindo:

Fase preliminar: aplicação de pré-carga de 20kN;

Fase 1: aplicação de 25 ciclos de carga e descarga entre 5% e 30% da carga resistente (20kN e 120kN);

Fase 2: aplicação de recarga até ao patamar superior de carga atingida na Fase 1;

Fase 3: aplicação de deslocamento do atuador a uma velocidade de 0,004 mm/s até se completar uma deformação total de +8 mm;

Fase 4: aplicação de deformação a uma velocidade de 0,008 mm/s até completar uma deformação total de +12 mm;

Fase 5: aplicação de uma deformação a uma velocidade de 0,02 mm/s até completar uma deformação total de +50 mm;

4.4. Preparação do ensaio

Após colocar o provete no pórtico procede-se à sua preparação. Com o intuito de reduzir algumas imperfeições que possam existir nas bases das lajes, são colocadas folhas de neoprene sob as mesmas. Sobre a parte metálica do provete é colocada uma chapa rígida que encaixa perfeitamente no perfil metálico e na superfície superior apresenta uma concavidade na qual assenta uma rótula. A superfície de contacto entre a rótula e a chapa é polida e posteriormente lubrificada, de forma que as duas permitam ajustes entre o atuador e o provete.

Segue-se a fixação de peças metálicas que suportam os transdutores de deslocamento no provete e a colocação dos próprios transdutores nesses mesmos suportes.

4.4.1. Deslocamento vertical do atuador

O deslocamento vertical do atuador é medido inicialmente através do transdutor 1 e posteriormente é medido através de um transdutor interno ao sistema. Os dois transdutores são representados na Figura 4.4 Tal como foi referido na secção 4.3, durante a primeira fase do ensaio de tipo *push-out* o carregamento foi controlado através do incremento da força aplicada

ao provete. Numa segunda fase, o ensaio passou a ser controlado pelo deslocamento do atuador, sendo este efetivado através da velocidade imposta pelo transdutor 1 e posteriormente pelo transdutor interno.

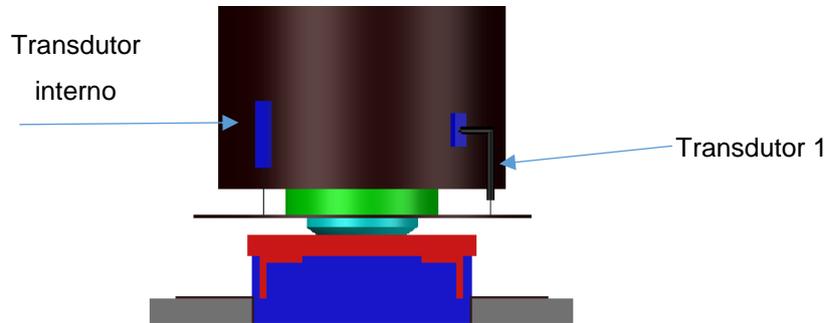


Figura 4.4 - Esquema dos transdutores de deslocamento

4.4.2. Escorregamento e Separação Vertical

Em cada uma das lajes e em cada lado do provete são colocados transdutores para medir o movimento relativo entre a laje e o perfil metálico, a partir de agora designado de escorregamento (ver

Figura 4.5). Colocam-se também transdutores para medir o movimento relativo entre as lajes de betão, a partir de agora designado de separação horizontal, conforme a Figura 4.6. Para assegurar a fixação das peças metálicas em forma de “L” que suportam os LVDT’s, foi utilizada massa de ferro entre as peças metálicas e a laje de betão. Foram utilizadas ainda peças metálicas, designadas como “batente” que são coladas ao perfil metálico e apresentam comprimento e largura suficiente para possibilitar a aquisição de dados com o LVDT.

O escorregamento entre o conector e as lajes de betão foi medido em dois pontos de medição posicionados em cada laje. Todos os transdutores foram colocados à mesma distância da face superior da laje e também em posições similares na direção transversal da laje, proporcionando um efeito de simetria. No total foram utilizados 4 transdutores para medir escorregamento (ver Figura 4.5).

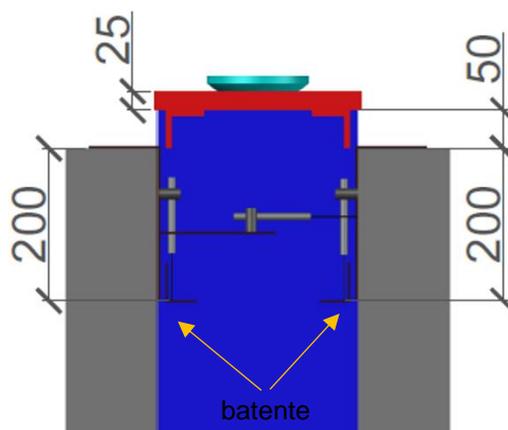


Figura 4.5 - Representação do posicionamento dos LVDT's que medem escorregamento (em cada lado do provete)

O deslocamento proveniente da separação horizontal entre o conector metálico e as lajes de betão foi medido através de dois transdutores. O primeiro transdutor ficou posicionado a 150 mm da face inferior da laje e o segundo transdutor foi colocado 90 mm abaixo da face superior da laje de betão, tal como se representa na Figura 4.6.

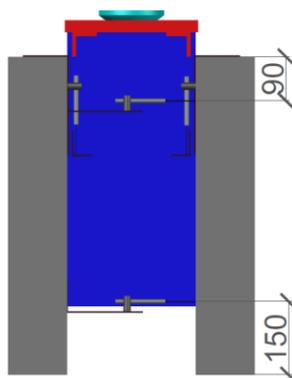


Figura 4.6 - Representação posicionamento LVDT's que medem a separação horizontal

4.5. Comportamento experimental e modos de rotura observados nos provetes

4.5.1. Provetes com conector nervurado

Na Figura 4.7 é apresentado o esquema do posicionamento dos lados em torno do provete de modo a favorecer a interpretação do comportamento experimental.

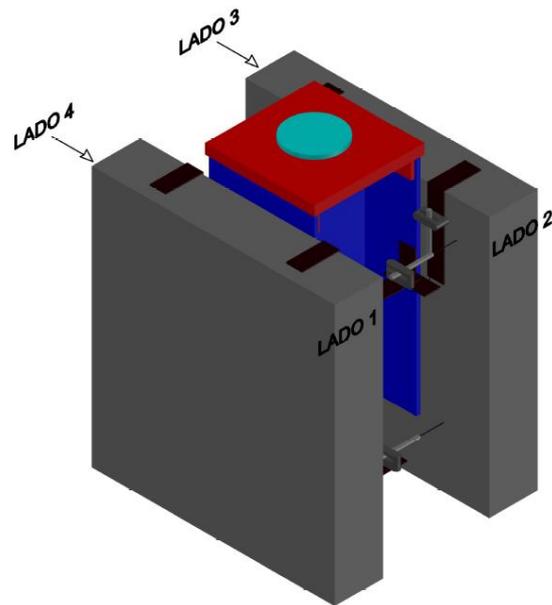


Figura 4.7 - Representação dos lados do provete

Foram realizados dois ensaios com conectores do tipo nervurado: PO_NERV_1 e PO_NERV_2. Durante a realização dos dois ensaios, verificou-se que ambos os provetes se comportaram de forma bastante similar. Para o provete PO_NERV_1, as primeiras fendas ocorreram no lado interior da laje de betão, na zona que se localiza imediatamente abaixo do conector nervurado (ver Figura 4.8.a). Estas primeiras fendas apareceram na laje 2-3, aos 24 minutos de ensaio, para uma carga aplicada de cerca de 125 kN (valor de carga por conector). Este nível de carga é inferior a metade do valor de carga máxima posteriormente aplicada ao provete. Ao longo do ensaio, e com o aumento da carga, apareceram mais fendas nessa mesma zona, tal como se mostra na Figura 4.8.b). Aos 25 minutos de ensaio são já visíveis fendas em ambas as lajes do provete PO_NERV_1 e aos 28 minutos desenvolve-se uma fenda horizontal do lado interior da laje 2-3, que leva ao destacamento do transdutor que mede separação horizontal (ver Figura 4.8.c).

Com o aumento da carga, apareceram também fendas nas faces exteriores das lajes, o que acontece por volta dos 30 minutos de ensaio. Algumas destas fendas apresentam uma orientação vertical e outras apresentam orientação a 45°. Todas se desenvolvem da base para o topo do provete (Figura 4.8.d e Figura 4.8.e). À medida que o carregamento é incrementado, a fenda vertical que se gera na zona abaixo do conector propaga-se pela laje até ao seu topo e quando a fenda se aproxima do topo da laje, o provete atinge a sua capacidade de carga máxima. No topo da laje, a fenda abre desde a base do conector e até perfazer a sua altura, evoluindo depois na direção transversal da laje, em posição correspondente à armadura (ver Figura 4.8.f). Nas faces

interiores dos provetes (voltadas para o perfil metálico) não se observa fendilhação da laje, na zona superior dos provetes. De um modo geral, observa-se, ao longo dos ensaios, um dano progressivo nas lajes de betão.

Na fase final do ensaio, há esmagamento e destacamento de betão na parte de baixo do provete, sob o conector metálico.

Na Figura 4.8 mostram-se imagens representativas da evolução da fendilhação no provete PO_NERV_1. O provete PO_NERV_2 apresentou um comportamento muito semelhante ao que foi observado no provete PO_NERV_1.



Figura 4.8 - Evolução da fendilhação no provete PO_NERV_1



a)



b)



c)



d)



e)



f)



g)



h)

Figura 4.9 - Condição do conector metálico e das lajes de betão do provete PO_NERV_2 na fase pós-carregamento

Após a realização dos ensaios de tipo *push-out* em provetes com conectores do tipo nervurado, decidiu-se explorar melhor a observação dos provetes ensaiados, pelo que se tomou a decisão de “forçar” a separação física entre a laje de betão e o perfil metálico com conectores soldados (Figura 4.9.a e Figura 4.9.b). Esta separação permitiu avaliar o estado “pós carregamento” do conector (ver Figura 4.9.f) e Figura 4.9.g) e também das lajes de betão (ver Figura 4.9.c a Figura 4.9.e).

4.5.2. Provetes com conector indentado

Foram realizados dois ensaios com conectores do tipo indentado: PO_IND_1 e PO_IND_2. Nos dois ensaios realizados com conector indentado, ambos os provetes apresentaram um comportamento bastante similar, tal como já havia acontecido com o par de provetes com conector nervurados. A fendilhação dos provetes teve início por volta dos 27 minutos e quando esta se inicia, ocorre imediatamente uma perda de 15% da capacidade de carga. Esta perda de carga é depois totalmente recuperada, de forma gradual, e a carga máxima é atingida quando o valor médio do escorregamento é de aproximadamente 5 mm. A principal diferença encontrada entre os provetes PO_IND_1 e PO_IND_2 é que enquanto o início da fendilhação do primeiro ocorre no interior da laje 1-4, enquanto que o início da fendilhação do segundo decorre no interior da laje 2-3 (ver Figura 4.7 para interpretação dos lados da laje). Tal como já havia acontecido com os provetes com conectores nervurados, a fendilhação inicia-se imediatamente abaixo do conector indentado, em ambos os provetes, tal como demonstra a Figura 4.10.b). No entanto, após 29 minutos do início do ensaio o aparecimento da fissura no lado oposto de cada provete já era visível.

Aos 30 minutos já são visíveis fendas nas superfícies superiores de ambos os lados dos provetes. Estas fendas partem inicialmente do conector e desenvolvem-se depois ao longo da armadura no sentido longitudinal da laje (ver Figura 4.10 d). Em simultâneo desenvolvem-se mais fendas imediatamente abaixo do conector (ver Figura 4.10 d). Após 32 minutos de ensaio, é visível o aumento da separação horizontal, e onde se observa um maior afastamento dos provetes na sua zona superior (Figura 4.10 a) e Figura 4.10 c). Verifica-se, de início ao fim dos ensaios, que não apareceram fendas nas faces exteriores da laje.

Ambos os ensaios decorrem ao longo de aproximadamente 1h45m. O valor máximo da carga atingida é de 174,5 kN (valor por conector) para o provete PO_IND_1, ocorrendo aos 26m41s,

enquanto que no provete PO_IND_2 se atinge o valor máximo de carga de 162,95 kN (valor por conector) aos 26m20s.

Na fase final do ensaio, há esmagamento e destacamento de betão na parte de baixo do provete, sob o conector metálico nos provetes PO_IND.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 4.10 - Evolução da fendilhação e deformação dos conectores nos provetes com conectores indentados

4.6. Resultados obtidos nos ensaios monotônicos

4.6.1. Provete de tipo *push-out* com conectores nervurados

Na Tabela 4.1 são apresentados os resultados dos ensaios realizados com conectores nervurados. Apresentam-se resultados para os seguintes parâmetros: carga máxima ($P_{\text{máx}}$) e correspondente valor característico (P_k), valor do escorregamento correspondente à carga máxima ($s_{P_{\text{máx}}}$) e valor do escorregamento último (s_u). Apresentam-se ainda os valores de resistência à compressão do betão, obtidos por interpolação para a data do respetivo ensaio (f_{cm}), a partir dos valores apresentados na Figura 3.24.

Tabela 4.1 - Resultados obtidos com os conectores nervurados

Provete	Betão		Armadura			$P_{\text{máx}}$ [kN]	s ($P_{\text{máx}}$) [mm]	P_{Rk} [kN]	s_u [mm]
	idade	f_{cm}	Φ	A_{tr}	f_y				
	[dias]	[MPa]	[mm]	[mm ²]	[MPa]				
PO_NERV_1	55	43.3	8	351,86	500	300,1	5,39	270,1	10,37
PO_NERV_2	57	43.5	8	351,86	500	279,7	5,47	257,1	9,91

onde,

f_{cm} é o valor médio da resistência à compressão do betão, à data de ensaio, obtido por interpolação a partir dos valores apresentados na Figura 3.24

Φ é o diâmetro dos varões colocados na direção transversal

A_{tr} é a área total de armadura transversal existente em cada laje

f_y é o valor nominal da tensão de cedência à tração nas armaduras utilizadas

$P_{\text{máx}}$ é a força máxima, por conector, obtida no decorrer do ensaio de tipo *push-out*

P_k é a força característica ($= 0.9P_{\text{máx}}$), por conector, obtida no decorrer do ensaio

$s(P_{\text{máx}})$ é o escorregamento medido no momento em que se atinge a carga máxima

s_u é o escorregamento correspondente ao valor de P_k , na fase de pós-pico

Na Figura 4.11 pode observar-se a evolução da relação entre força aplicada e escorregamento obtido nos ensaios dos provetes PO_NERV_1 e PO_NERV_2, respetivamente.

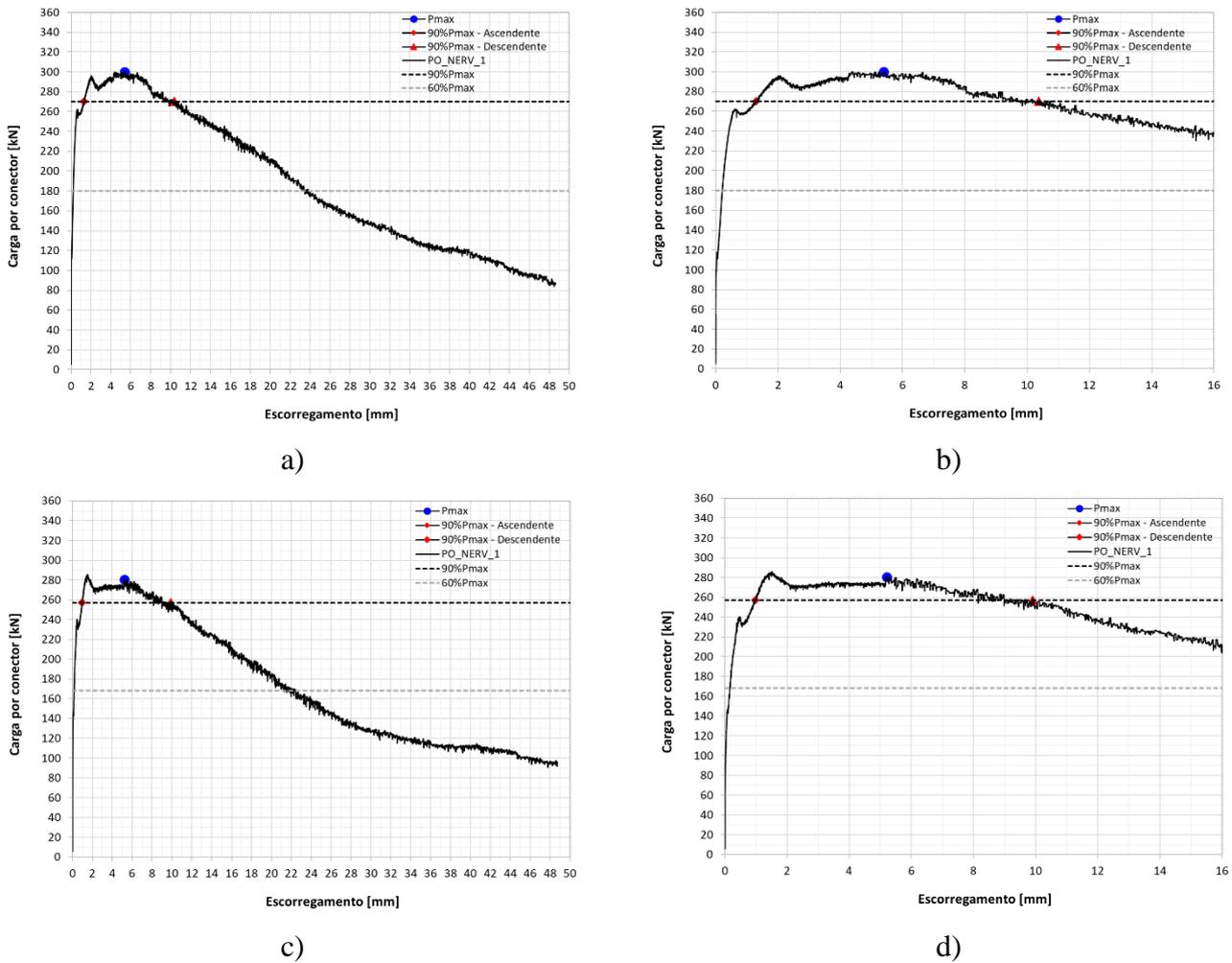


Figura 4.11 - Evolução da força aplicada e do escorregamento ao longo do ensaio dos provetes: a e b) PO_NERV_1; c e d) PO_NERV_2

Numa comparação inicial, verifica-se que o andamento das curvas que relacionam força aplicada a cada conector e escorregamento, obtidas nos provetes com conectores nervurados, é bastante semelhante entre os dois provetes testados.

A carga desenvolve-se até um 1º pico e logo de seguida dá-se uma perda de aproximadamente 7% do valor da carga aplicada. Após o 1º pico de carga e da subsequente rápida perda de carga referida, o provete volta a desenvolver incrementos de capacidade de carga até atingir um escorregamento médio de aproximadamente 5,5 mm. Posteriormente, o provete continua a desenvolver deformação: os valores de escorregamento aumentam enquanto se dá uma perda de carga gradual e lenta.

O ponto representado a azul corresponde à carga máxima atingida no decorrer de cada ensaio. Os pontos assinalados a vermelho permitem identificar o valor do escorregamento quando a carga aplicada é igual a 90% da carga máxima, tanto na fase ascendente como descendente do carregamento. O parâmetro $0.9P_{\max}$ é o valor de carga que normalmente tomamos como valor característico da capacidade de carga do conector.

Este valor de escorregamento (escorregamento último - s_u) é representativo do comportamento do conector, já que normalmente se considera que corresponde ao valor que permite aferir a ductilidade do comportamento do conector.

A partir do 2º pico de carga ambos os provetes vão desenvolvendo perdas de capacidade de carga de forma gradual apresentando para valores de escorregamento na ordem dos 23 mm um nível de carga correspondente a 60% da carga máxima. Trata de um valor de escorregamento muito elevado para um nível de carga ainda muito significativo.

Na Figura 4.12 é apresentado um gráfico que junta as curvas de força-escorregamento obtidas nos ensaios dos provetes PO_NERV_1 e PO_NERV_2.

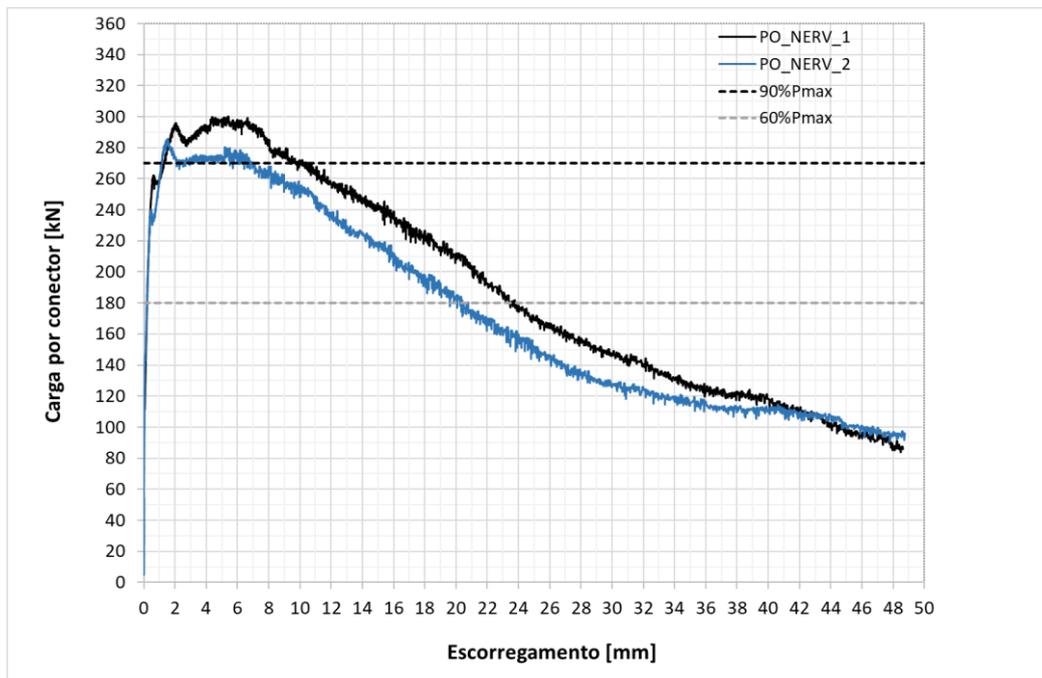


Figura 4.12 - Evolução da força aplicada e do escorregamento ao longo dos ensaios dos provetes PO_NERV_1 e PO_NERV_2

Verifica-se que o provete PO_NERV_2 apresenta valores de capacidade de carga um pouco mais baixos do que o provete PO_NERV_1, sendo esta diferença de cerca de 20 kN, o que

corresponde a cerca de 7% do valor médio de carga máxima obtido nos dois ensaios realizados. Esta diferença pode dever-se a uma melhor distribuição das cargas no provete PO_NERV_1, uma vez que este apresentou uma melhor distribuição de fendas entre as duas lajes.

No caso presente, verifica-se que o conector consegue desenvolver valores de escorregamento elevados para um nível de carga correspondente a 90% da carga máxima, ou seja, valores na ordem dos 10 mm em ambos os provetes. Tendo em conta os valores de escorregamento medidos, pode considerar-se que o comportamento da conexão é dúctil.

4.6.2. Comparação entre resultados obtidos em ensaios com conectores nervurados e resultados obtidos por outras investigações

Na Tabela 4.2 apresentam-se resultados anteriormente obtidos em ensaios de tipo *push-out* realizados com pernos de cabeça (CN - com diâmetros iguais a 19 e a 22 mm) e com conectores de tipo *Perfobond* (CP - chapa plana, lisa e perfurada com 3 aberturas de 50 mm de diâmetro e desenvolvimento similar ao que foi testado nos ensaios apresentados no presente trabalho (Valente, I. B., Cruz, P. J. S. 2009)

Salienta-se que a resistência à compressão do betão utilizado nos provetes mencionados na Tabela 4.2 é superior à resistência à compressão do betão utilizado no presente trabalho.

Tabela 4.2 - Resultados obtidos com conectores de tipo perno e conectores de tipo Perfobond (Valente, I. B., Cruz, P. J. S. 2009)

Provete	Conector		Betão		Armadura			P_{max}	P_{Rk}	s_u
	L	H	idade	f_{cm}	Φ	A_{tr}	f_y			
	[mm]	[mm]	[dias]	[MPa]	[mm]	[mm ²]	[MPa]			
CN 19.1	-	100	-	53,7	10	785,4	500	141,0	126,9	8,59
CN 19.2	-	100	-	56,0	10	785,4	500	140,4	126,4	8,19
CN 19.3	-	100	-	55,4	10	785,4	500	139,4	125,5	7,79
CN 22.1	-	100	-	58,7	10	785,4	500	155,1	139,6	*
CN 22.2	-	100	-	55,2	10	785,4	500	156,0	140,4	8,65
CN 22.3	-	100	-	54,1	10	785,4	500	154,5	139,1	9,39
CP 1.2	375	100	-	56,6	10	471,2	500	375,1	337,6	18,40
CP 5.2	375	100	-	56,7	10	471,2	500	311,0	277,0	20,17
PO_NERV_1	460	80	55	43,3	8	351,9	500	300,1	270,1	10,37
PO_NERV_2	460	80	57	43,5	8	351,9	500	285,7	257,1	9,91

Verifica-se que a capacidade de carga individual de cada conector com funcionamento por aderência é superior à capacidade de carga de dois conectores de tipo perno, com 19 mm de diâmetro e sensivelmente equivalente à capacidade de carga de dois conectores de tipo perno, com 22 mm de diâmetro. No entanto, é inferior à capacidade de carga de um conector de tipo *Perfobond* com espessura e comprimento similares (CP 1.2) aos dos provetes PO_NERV. De qualquer modo, essa capacidade de carga é próxima à de um conector de tipo *Perfobond* onde são retirados os furos, passando a funcionar como uma chapa plana lisa (proвете CP 5.2), apesar da diferença na resistência à compressão do betão.

Desenvolveu-se também uma análise comparativa com os resultados obtidos por (Veríssimo, 2007). Este autor testou provetes de chapa lisa, com dimensões (comprimento, altura e espessura) muito próximas daquelas que foram consideradas nos provetes com conector nervurado, testados neste trabalho. Do trabalho desenvolvido por Veríssimo (2007), retiram-se os resultados obtidos nos provetes B7, B8, A3, C7 e C8. Neste conjunto de provetes, encontram-se diferenças principalmente ao nível da resistência à compressão do betão utilizado. O provete A2 é um pouco mais curto do que os restantes, apresentando $L=315$ mm.

Segundo os dados da Tabela 4.3, verifica-se que os provetes PO_NERV apresentam valores de capacidade de carga superiores aos valores obtidos nos provetes ensaiados por (Veríssimo, 2007). Com base nos resultados obtidos por (Veríssimo, 2007), foi possível encontrar uma curva de tendência, que é representada na Figura 4.13. Verifica-se que há uma relação aproximadamente linear entre a carga máxima suportada pelo conector e a resistência à compressão do betão utilizado. Deste modo, considerando que o valor médio da resistência à compressão do betão nos provetes PO_NERV_1 e PO_NERV_2, estima-se um valor de carga máxima, $P_{max} = 207,4$ kN. Deste modo, verifica-se que há uma contribuição efetiva das nervuras existente na superfície do conector para a sua capacidade resistente. Essa contribuição é, em média, igual a 82,5 kN, no caso estudado. Estima-se que esta contribuição pudesse ser ainda um pouco superior, caso a quantidade total de armadura transversal fosse igual entre os provetes testados por Veríssimo (2007) e os provetes testados neste trabalho. Mesmo assim, esta contribuição corresponde a um incremento de 40% na capacidade resistente da conexão.

Tabela 4.3 - Resultados obtidos com provetes de chapa lisa (Veríssimo, 2007)

Provete	Tipo	Conector			Betão		Armadura	P_{max}	P_{medio}	s	P_k	s_u
		L	H	t	idade	f_{cm}	A_{tr}					
		[mm]	[mm]	[mm]	[dias]	[MPa]	[mm ²]					
B7	Retangular – Sem furos	413,4	81,2	12	20	28,3	471,2	183,7		3,50	165,3	7,80
B8	Retangular – Sem furos	413,4	81,2	12	9	24,8	471,2	177,6		5,11	159,8	11,90
A2	Retangular – Sem furos	315	81,2	12	49	33,0	471,2	193,5		5,46	174,2	10,90
C7	Retangular – Sem furos	413,4	81,2	12	29	49,7	471,2	215,5		6,45	193,9	10,00
C8	Retangular – Sem furos	413,4	81,2	12	26	49,4	471,2	217,6		5,03	195,8	9,23
PO_NERV_1	Retangular – Sem furos	460	80,0	12	55	43,3	351,9	300,1	289,9	5,39	270,1	10,37
PO_NERV_2	Retangular – Sem furos	460	80,0	12	57	43,5	351,9	279,7		5,47	257,1	9,91

sendo,

- L comprimento total do conector
- H altura total do conector
- t espessura total do conector
- f_{cm} resistência à compressão do concreto à data do ensaio *push-out*
- A_{tr} área total de armadura transversal existente em cada laje
- $P_{máx}$ força máxima, por conector, obtida no decorrer do ensaio de tipo *push-out*
- s escorregamento correspondente ao valor de P_{max}
- P_k força característica (= $0.9P_{máx}$), por conector, obtida no decorrer do ensaio
- A_{tr} área total de armadura transversal existente em cada laje
- P_k força característica (= $0.9P_{máx}$), por conector, obtida no decorrer do ensaio
- s_u escorregamento correspondente ao valor de P_k

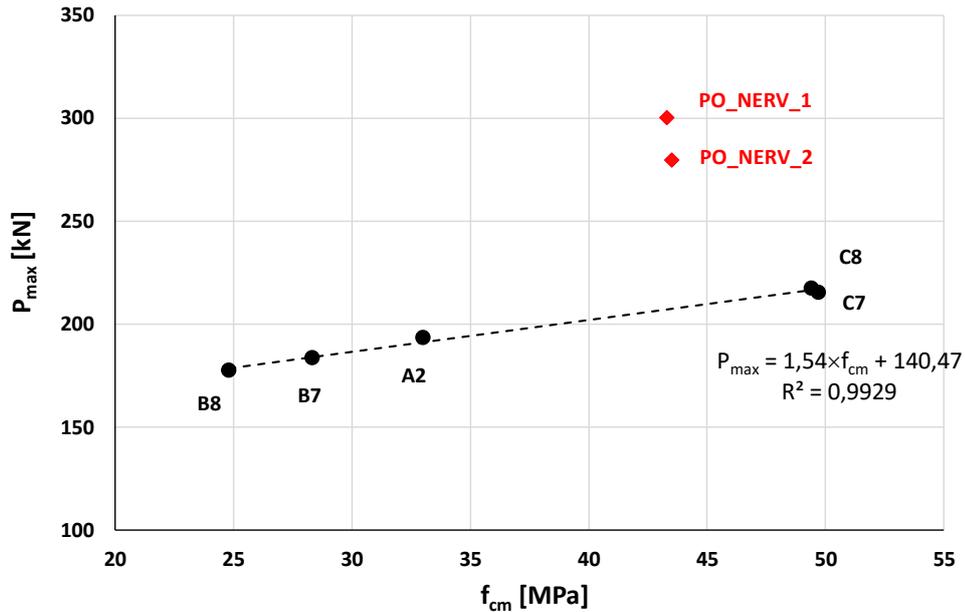


Figura 4.13 - Evolução da capacidade de carga no provetes com conector liso, testados por Veríssimo (2007)

Desenvolveu-se ainda uma análise comparativa com os resultados obtidos por (Diógenes, H. J. F., El Debs, A.L.H.C., & Valente, I. B., 2015) para conectores nervurados de tipo R, correspondente ao provete com mais semelhanças aos provetes PO_NERV a nível da configuração do conector, das dimensões e da resistência do betão utilizado na laje. Os resultados obtido por (Hidelbrando, 2013) são mostrados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Resultados obtidos com conectores de tipo nervurado (Hidelbrando, 2013).

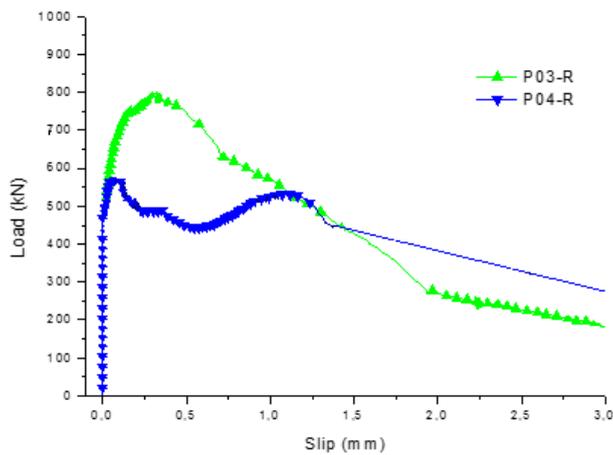
Protótipo	Conector	L [mm]	H [mm]	F_{max} [kN]	$s(F_{max})$ [mm]	s_u [mm]	s_k [mm]
03*	R	570	65	395,2	0,33	0,57	0,51
04*	R	570	65	283,5	0,07	0,16	0,14
09	R	570	65	310,2	0,26	0,50	0,45
10	R	570	65	342,6	0,34	0,67	0,60

Deste modo, é possível perceber que a nível de resistência, os provetes PO_NERV atingiram valores de resistência próximos daqueles que foram obtidos com o provete de tipo R ensaiado por (Hidelbrando, 2013). Salienta-se que no presente trabalho, foi utilizado betão do mesmo tipo em toda a laje e um conector com 12 mm de espessura total, enquanto que (Hidelbrando, 2013) utilizou argamassa de alto desempenho na zona junto ao conector proporcionando um elemento com uma área superior de contacto (largura variável de argamassa de alto desempenho

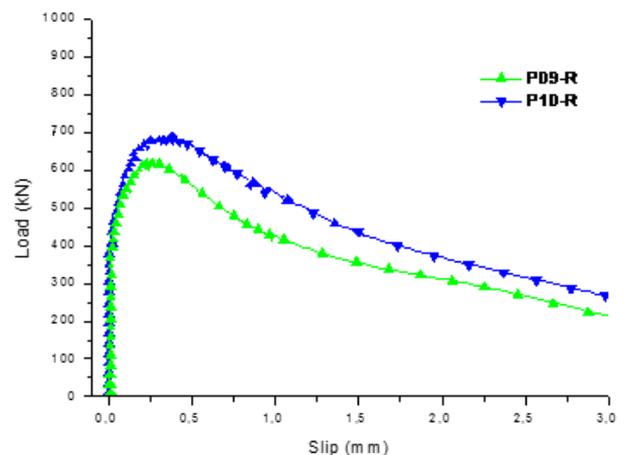
de 15,5 mm a 20,5 mm para cada lado do conector) e com um conector com uma espessura de 19 mm. Os provetes ensaiados por (Hidelbrando, 2013) foram semelhantes aos provetes de (Thomamm, 2016), com a existência de uma nervura na laje pré-fabricada, e por esse motivo sem betão no “pé” do conector para “calça-lo”. Ainda apresenta chaveamento similar ao utilizado por Papastergiou (2012).

Apesar dos conectores testados por (Hidelbrando, 2013) serem mais longos ($L=570$ mm), a sua altura é menor ($H=65$ mm), resultando numa área de contacto igual a 74100 mm², enquanto que nos provetes do tipo PO_NERV, a área de contacto é igual a 73600 mm².

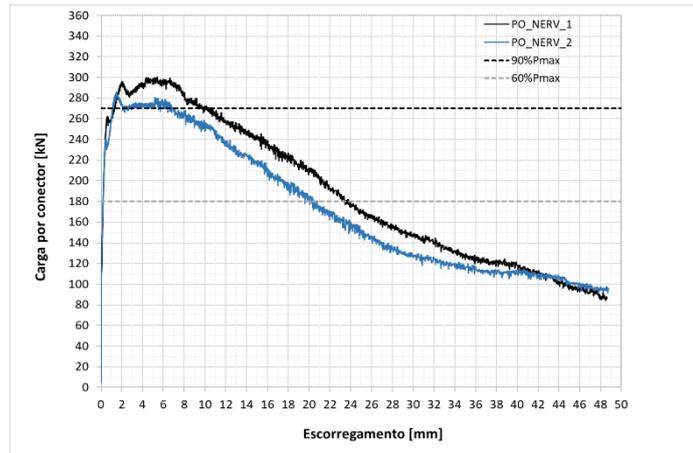
Os resultados obtidos são bastante próximos entre si. Adicionalmente, a representação das curvas resultantes dos ensaios de ambos os provetes (Figura 4.14), que existe um comportamento similar das curvas de carregamento obtidas no presente trabalho com a curva obtida no provete 3 de tipo R. Verifica-se ainda que para o trabalho presente, o valor da carga diminui mais lentamente e atingindo-se valores de escorregamento na ordem dos 50 mm para carregamento de 100 kN enquanto no conector de tipo R atinge a mesma capacidade de carga para um escorregamento de 2 mm o que evidencia um comportamento muito menos dúctil do que os provetes PO_NERV. Salienta-se ainda que o presente trabalho mostrou que ambos os provetes do tipo PO-NERV apresentaram comportamento e capacidade de carga muito similares, enquanto que nos valores obtidos nos provetes de tipo R se nota uma diferença significativa de capacidade resistente, e mesmo no aspeto do comportamento ao longo do ensaio.



a)



b)



c)

Figura 4.14 - Representação das curvas força-escorregamento: a) e b) Provetes R (Hidelbrando, 2013); b) Provetes PO_NERV

4.6.3. Provetes de tipo *push-out* indentado

Na Tabela 4.5 são apresentados os resultados dos ensaios realizados em provetes com conectores indentados. Apresentam-se resultados para os seguintes parâmetros: carga máxima por conector ($P_{\text{máx}}$) e correspondente valor característico (P_k), valor do escorregamento correspondente à carga máxima ($s(P_{\text{máx}})$) e ao escorregamento último (s_u). Apresentam-se ainda os valores de resistência à compressão do betão, calculados por interpolação para a data do respetivo ensaio.

Tabela 4.5 - Resultados obtidos com os conectores indentados

Proвете	Betão			Armadura		$P_{\text{máx}}$ [kN]	s ($P_{\text{máx}}$) [mm]	P_{Rk} [kN]	s_u [mm]
	idade [dias]	f_{cm} [N/mm ²]	Φ [mm]	A_{tr} [mm ²]	f_y [N/mm ²]				
PO_IND_1	54	43,2	8	351,9	500	170,8	17,62	156,8	34,11
PO_IND_2	56	43,4	8	351,9	500	162,9	23,85	146,7	31,29

f_{cm} valor médio da resistência à compressão do betão, à data de ensaio, obtidos por interpolação a partir dos valores apresentados na Figura 3.34;

Φ diâmetro dos varões colocados na direção transversal;

A_{tr} área total de armadura transversal existente em cada laje;

$P_{\text{máx}}$ força máxima, por conector, obtida no decorrer do ensaio de tipo *push-out*;

P_k força característica (= 0.9 $P_{\text{máx}}$), por conector, obtida no decorrer do ensaio;

$s(P_{\text{máx}})$ escorregamento correspondente ao valor de $P_{\text{máx}}$;

s_u escorregamento correspondente ao valor de P_k ;

Na Figura 4.15 pode-se observar a relação entre os valores de força aplicada e escorregamento, obtidos nos ensaios dos provetes PO_IND_1 e PO_IND_2.

Ambos os provetes apresentam um comportamento inicial linear, atingindo um 1º pico de carga ao qual se segue uma perda rápida e acentuada de carga, de aproximadamente 40 kN. A esta perda de carga segue-se uma recuperação gradual da totalidade da capacidade de carga, até se atingir um novo pico que corresponde a P_{max} . Este pico de carga ocorre para valores de escorregamento muito elevados, de 17,62 mm no provete PO_IND_1 e 23,85 mm no provete PO_IND_2.

Após ser atingida a carga máxima, os provetes voltam a sofrer perda de carga, agora de forma lenta e gradual. Verifica-se que para um escorregamento igual ao dobro de $s(P_{max})$, o valor da capacidade de carga é de 89,2% P_{max} no provete PO_IND_1 e 69% P_{max} no provete PO_IND_2

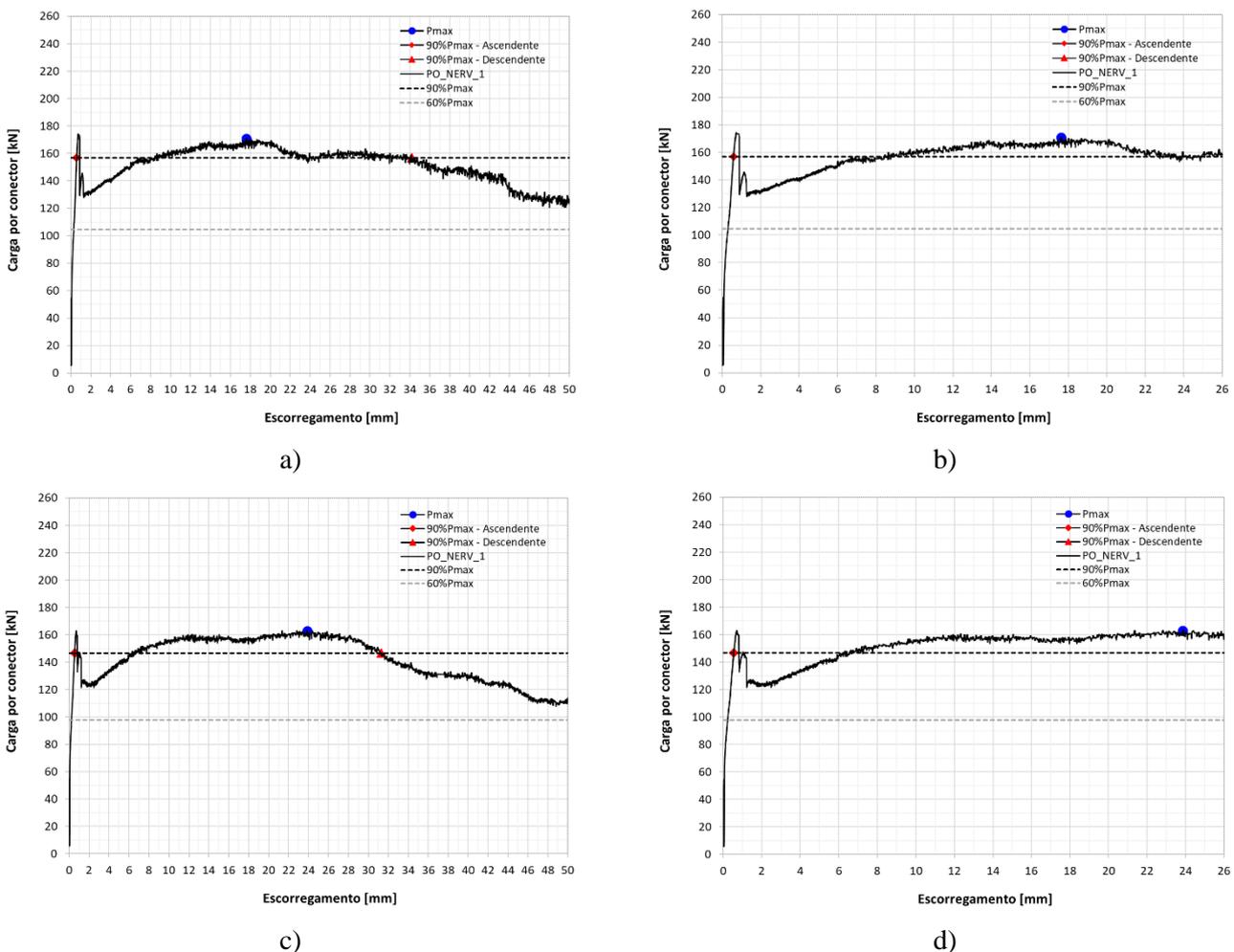


Figura 4.15 - Evolução da força aplicada e do deslocamento ao longo do ensaio do provete: a e b) PO_IND_1; c e d) PO_IND_2

O ponto representado a azul corresponde à carga máxima atingida no decorrer do ensaio. Os pontos assinalados a vermelho permitem identificar o valor do escorregamento quando a carga aplicada é igual a 90% da carga máxima, que é o valor da carga normalmente tomado como valor característico da capacidade de carga do conector. Este valor de escorregamento (escorregamento último - s_u) é representativo do comportamento do conector, já que normalmente se considera é o valor que permite aferir a ductilidade do comportamento do conector.

Os dois provetes apresentam ainda 90% da capacidade resistente numa fase já avançada do ensaio correspondente a um escorregamento que ronda o intervalo de 32 mm a 35 mm.

Na Figura 4.16 é apresentado um gráfico com as curvas que relacionam força e escorregamento nos provetes testados, PO_IND_1 e PO_IND_2.

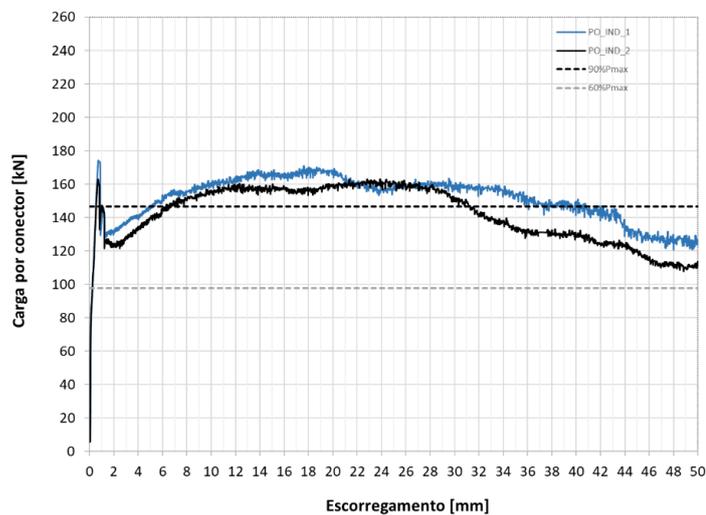


Figura 4.16 - Evolução da força aplicada e do deslocamento ao longo do ensaio do provete PO_IND_1 e PO_IND_2

Verifica-se que o conector consegue desenvolver valores de escorregamento elevados para níveis de carga próximos da sua capacidade de carga máxima, em ambos os provetes. Deste modo, pode considerar-se que o comportamento da conexão é dúctil.

4.6.4. Comparação entre resultados obtidos em ensaios com conectores indentados e resultados obtidos por outros autores

A título comparativo a ensaios semelhantes a este tipo de conector, desenvolveram-se comparações com dois autores: (Torre, 2015) e (Veríssimo, 2007).

Parte-se de uma comparação entre os ensaios desenvolvidos no presente trabalho e os ensaios desenvolvidos por (Torre, 2015), cujo trabalho consistiu em avaliar o comportamento do conector Crestbond em provetes fabricados com betão leve de resistência à compressão próxima dos 15 MPa e dos 30 MPa e diferentes quantidades de armadura transversal. Para os betões em consideração, desenvolveram-se 4 ensaios, cujos resultados se resumem na Tabela 4.6. Os resultados apresentados na Tabela 4.6 mostram que tanto a resistência à compressão do betão como a quantidade de armadura transversal, têm influência na capacidade resistente e no comportamento dos conectores.

Tabela 4.6 - Resultados obtidos com conector Crestbond em lajes maciças de betão leve (Torre, 2015)

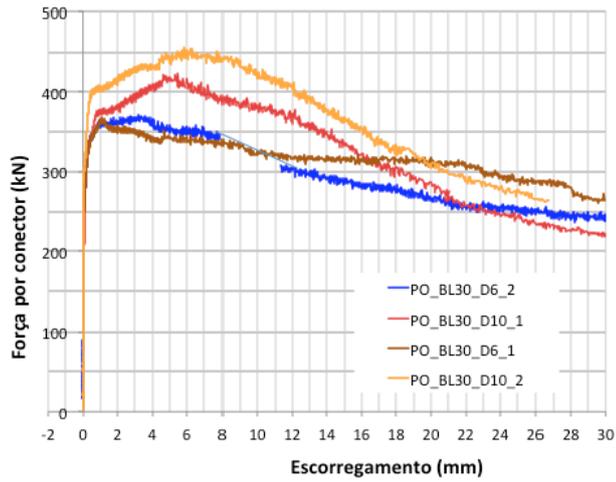
Provete	f_{cm} [N/mm ²]	Φ [mm]	A_{tr} [mm ²]	f_y [MPa]	P_{max} [kN]	$s_{P_{max}}$ [mm]	P_{Rk} [kN]	s_u [mm]
PO_BL15_D6_1	14,51	6	339,3	500	276,6	0,288	249,0	16,81
PO_BL15_D10_1	15*	10	785,4	500	273,0	0,329	245,7	17,06
PO_BL30_D6_1	30,30	6	339,3	500	368,1	1,030	331,2	9,15
PO_BL30_D6_2	30,29	6	339,3	500	370,6	3,199	333,5	8,70
PO_BL30_D10_1	25,96	10	785,4	500	423,2	5,465	380,8	10,81
PO_BL30_D10_2	29,32	10	785,4	500	456,1	5,741	410,4	11,70

f_{cm} – valor médio da resistência à compressão do betão, à data de ensaio

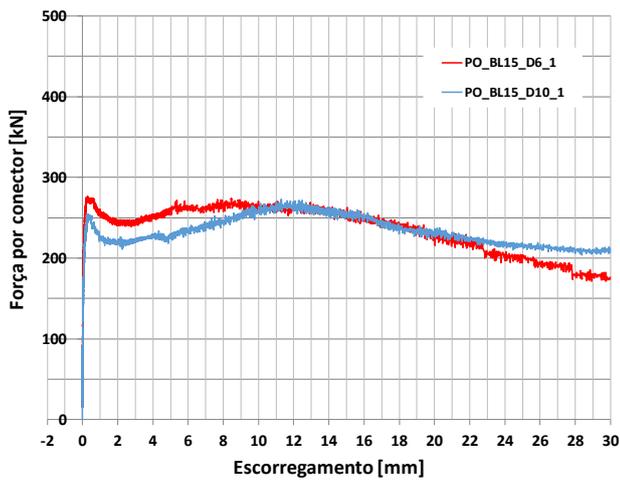
* - valor estimado, não determinado experimentalmente

Os resultados coligidos na Tabela 4.6 mostram que os valores de capacidade de carga obtidos nos provetes Crestbond inseridos em lajes de betão leve foram significativamente superiores aos obtidos nos provetes PO_IND. É importante lembrar que existe uma diferença considerável na espessura dos conectores: o provete Crestbond apresenta uma espessura de 12 mm, que é mais do dobro da espessura de 5 mm que foi considerada nos conectores dos provetes PO_IND. Identifica-se ainda uma diferença relativamente número de “dentes” uma vez que o Crestbond apresenta 4 “dentes” enquanto que o PO_IND apresenta apenas 3 “dentes”.

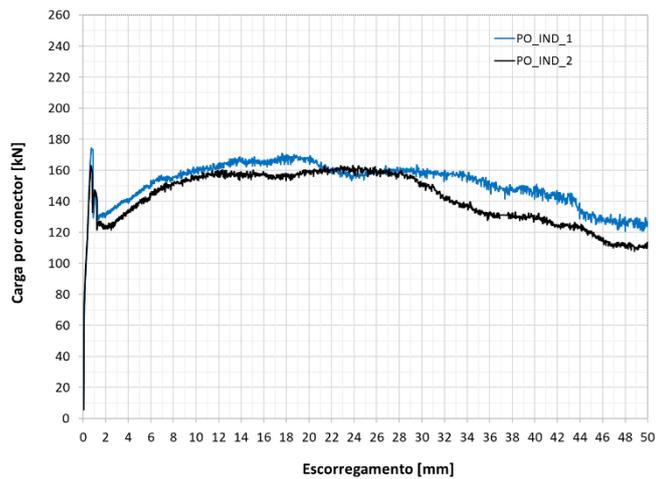
Na Figura 4.17 apresentam-se as curvas que relacionam a força aplicada aos provetes e o correspondente escorregamento médio.



a)



b)



c)

Figura 4.17 - Curvas de força por conector/escorregamento: a) Provetes Crestbond (Torre, 2015) com $f_{cm}=30$ MPa; e b) Provetes Crestbond (Torre, 2015) com $f_{cm}=15$ MPa; c) Provetes PO_IND

Apesar da diferença de espessura, é possível encontrar aspetos comuns no comportamento dos diferentes provetes. Verifica-se que o andamento das curvas que relacionam força aplicada e escorregamento é similar entre os provetes testados por Torre (2015) e os provetes PO_IND, observando-se uma perda de carga muito rápida após ser atingido um primeiro pico de capacidade resistente, à qual se segue uma recuperação lenta e gradual da capacidade de carga. Considera-se que a perda de carga referida resulta da fendilhação do betão provocada pela transmissão localizada de carga entre a parte frontal do conector e a laje de betão. Quando essas fendas aparecem, dá-se uma perda de carga no provete, que é depois recuperada. Quanto mais localizada é a transmissão de carga entre o conector e a laje de betão, tal como acontece nos provetes PO_IND que apresentam menor espessura, maior a perda de carga.

Verifica-se uma diferença relativamente ao comportamento de ambos os provetes. Os provetes Crestbond desenvolvem a capacidade resistente até atingir um valor máximo diminuindo posteriormente a capacidade resistente constantemente. No comportamento dos ensaios PO_IND verifica-se um crescimento contínuo da capacidade resistente até se atingir um valor máximo seguindo-se uma perda localizada da capacidade resistente e uma posterior recuperação total da capacidade resistente, para um valor de escorregamento na ordem dos 23 mm, que é um valor de escorregamento muito elevado.

Os provetes PO_IND recuperam a capacidade de carga que é perdida na fase inicial, mas não chegam a ultrapassar significativamente esse limite, o que não acontece com os provetes PO_BL30_D10, onde se verifica um acréscimo de capacidade de carga, em relação à carga máxima registada na fase inicial de carregamento. Comprova-se que esse acréscimo é proporcionado pela quantidade superior de armadura transversal.

Para proceder à comparação com (Veríssimo, 2007), é necessário ter em conta as características, propriedades e os resultados obtidos representados na Tabela 4.7.

Partindo de uma análise geral, os provetes PO_IND apresentam capacidades resistentes mais baixas em relação aos provetes de (Veríssimo, 2007). No entanto, salienta-se que os provetes de (Veríssimo, 2007) possuem 4 dentes ao longo do comprimento do conector enquanto que os provetes PO_IND só apresentam 3 dentes. Assim, de modo a tornar uma comparação mais semelhante, será desenvolvida uma análise de carga máxima dividida por unidade de dente.

De acordo com a Tabela 4.7, dos provetes ensaiados por (Veríssimo, 2007), os provetes C1 e C2 correspondem aos provetes com maior semelhança em relação aos provetes PO_IND. Os provetes C1 e C2 apresentam comprimento e altura inferiores, mas em compensação possuem

uma espessura do conector muito superior (2,5 vezes em relação à espessura do conector indentado), maior quantidade de armadura e ainda uma maior resistência à compressão do betão. Verifica-se na Tabela 4.7 que a capacidade resistente média por dente dos provetes PO_IND é inferior em 36,74 kN, comparativamente à capacidade resistente dos provetes C1 e C2.

Os provetes A7 e A8 possuem geometria muito próxima dos provetes PO_IND. A altura do conector apresenta mais 3 mm, mas o seu desenvolvimento apresenta menos 127 mm em relação aos provetes PO_IND. Acrescenta-se ainda que os provetes A7 e A8 mantêm a mesma espessura do conector que os provetes C1 e C2 (12 mm). Verifica-se que a utilização da armadura nos provetes A7 e A8 é aproximadamente 3 vezes maior em relação aos provetes de tipo PO_IND e que a resistência à compressão do betão é de 33 MPa enquanto que para os ensaios PO_IND a resistência à compressão do betão é em média 43,3 MPa. Através da Tabela 4.7 confirmar-se que a capacidade resistente média por conector dos provetes A7 e A8 é maior em 51,14 kN relativamente à capacidade resistente dos provetes PO_IND.

Pensa-se que a presença da espessura de 2,5 vezes menor nos provetes PO_IND em relação aos provetes de (Veríssimo, 2007) é um dos fatores principais para a obtenção dos menores valores de capacidade resistente. Acrescenta-se ainda que na comparação inicial com (Torre, 2015), verificou-se que o acréscimo de armadura proporciona um aumento da capacidade resistente dos provetes, pelo que se pode extrapolar a comparação aos resultados de (Veríssimo, 2007), pois o facto de os provetes apresentarem sempre uma taxa superior de armadura leva a obtenção de valores superiores da capacidade resistente comparativamente aos resultados dos provetes PO_IND.

Tabela 4.7 - Resultados obtidos com conector Crestbond (Veríssimo, 2007)

Provete	Conector tipo	Conector			Betão		Armadura	P_{max}	P_{medio} <i>por dente</i>	s	P_{RK}	s_u
		L	H	t	idade	f_{cm}	A_{tr}					
		[mm]	[mm]	[mm]	[dias]	[N/mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[mm ²]	[kN]	[mm ²]
A3	CR50_R10_As10	315	81,2	12	52	33,1	471,24	338,4	88,84	5,03	304,5	12,70
A4	CR50_R10_As10	315	81,2	12	42	32,9	471,24	372,3		4,35	335,0	9,00
B1	CR56b_As10	413,4	81,2	12	13	26,6	471,24	296,2	75,34	4,92	266,6	9,22
B2	CR56b_As10	413,4	81,2	12	13	26,6	471,24	306,5		4,36	275,8	9,30
C1	CR56_R12_As10	413,4	81,2	12	17	46,9	471,24	361,3	92,35	2,26	325,2	10,74
C2	CR56_R12_As10	413,4	81,2	12	20	48,1	471,24	377,5		2,13	339,8	12,32
A7	CR60_R10_As10	378	93,0	12	49	33,0	942,48	421,0	106,75	4,48	378,9	11,10
A8	CR60_R15_As10	378	93,0	12	47	32,9	942,48	433,0		3,90	389,7	9,70
PO_IND_1	Ver Figura 3.1b)	505,56	90,0	5	54	43,2	351,90	170,8	55,61	17,62	156,0	34,11
PO_IND_2	Ver Figura 3.1b)	505,56	90,0	5	56	43,4	351,90	162,9		23,85	146,7	31,29

sendo,

- L comprimento total do conector;
- H altura total do conector;
- t espessura total do conector;
- f_{cm} resistência à compressão do concreto à data do ensaio *push-out*;
- A_{tr} área total de armadura transversal existente em cada laje;
- $P_{máx}$ força máxima, por conector, obtida no decorrer do ensaio de tipo *push-out*;
- s escorregamento correspondente ao valor de $P_{máx}$;
- P_k força característica (= $0.9P_{máx}$), por conector, obtida no decorrer do ensaio;
- A_{tr} área total de armadura transversal existente em cada laje;
- P_k força característica (= $0.9P_{máx}$), por conector, obtida no decorrer do ensaio;
- s_u escorregamento correspondente ao valor de P_k ;

5.1. Introdução

Após a análise do comportamento da ligação aço-betão através do ensaio de tipo *push-out*, realizaram-se ensaios de vigas mistas sujeitas a carregamento vertical que desenvolvem esforços de flexão, de modo a avaliar o comportamento dos conectores indentados e dos conectores nervurados.

Os ensaios em elementos mistos de aço e betão, sujeitos a esforços de flexão, permitem avaliar a capacidade do conector em mobilizar a transmissão de esforços de corte entre a laje de betão e o perfil metálico.

Ao longo do presente capítulo, descreve-se a preparação das vigas a ensaiar, a sua disposição e colocação no pórtico de ensaio, e as opções tomadas no que se refere ao equipamento de monitorização. Analisam-se também os resultados obtidos durante a realização dos ensaios, dando ênfase à avaliação do comportamento das vigas ao longo do ensaio, à identificação dos respetivos modos de rotura, e à análise dos parâmetros medidos (carga aplicada, deformação vertical, escorregamento horizontal entre a laje de betão e o conector metálico, etc). O capítulo finaliza com uma comparação entre os resultados obtidos no presente trabalho e os resultados obtidos por outros autores que ensaiaram provetes com características semelhantes.

5.2. Equipamento de ensaio e Setup

Na Figura 5.1 está representado o pórtico de ensaio. Representam-se também todas os elementos acessórios que foram colocadas para a garantir o correto funcionamento de todo o equipamento utilizado (pórtico de ensaio, sistema hidráulico, atuador de carga, distribuidor de carga, provete, suportes para colocação de transdutores, etc)

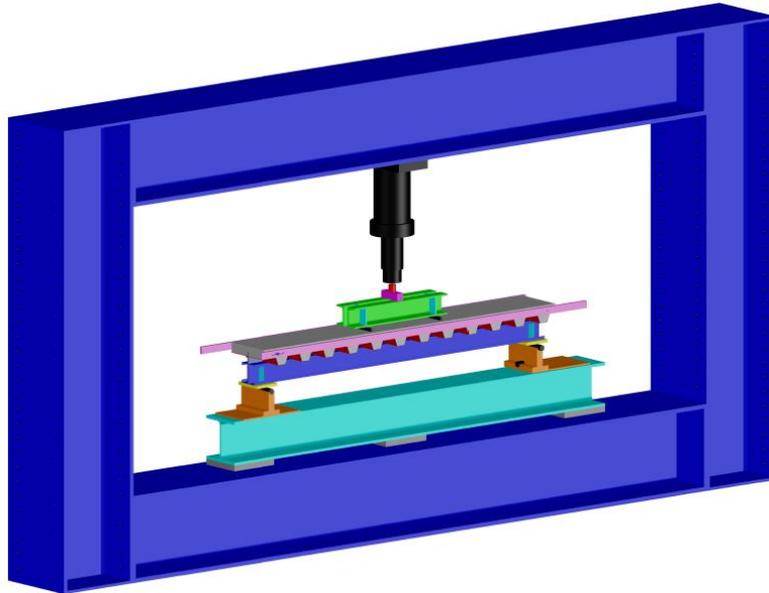


Figura 5.1 - Pórtico de ensaio em flexão

Para desenvolver os ensaios, foi necessário recorrer a dois atuadores, devido ao nível de carregamento necessário a cada tipologia de viga. O atuador de carga para os ensaios das vigas de tipo indentado tem 200 kN de capacidade, enquanto que para as vigas do tipo nervurado foi utilizado um atuador com 500 kN de capacidade.

A viga foi colocada sobre dois apoios nivelados e centrados. O apoio do lado esquerdo corresponde a um apoio com capacidade de rotação apenas em torno do eixo de maior inércia da secção transversal e sem capacidade de translação. O apoio do lado direito corresponde a um apoio simples, que permite a rotação da viga em torno do eixo de maior inércia da secção transversal e em torno do seu eixo longitudinal, bem como capacidade de translação no seu eixo longitudinal.

Para a monitorização do ensaio, utilizaram-se 16 canais de aquisição de dados, distribuídos do seguinte modo:

- 1 canal para a célula de carga;
- 2 canais para os transdutores que monitorizam o escorregamento entre a laje de betão e o conector metálico;
- 1 canal para o transdutor que monitoriza o escorregamento entre o perfil em C enformado a frio e o conector;
- 4 canais para transdutores que medem a deformação vertical da viga;

- 8 canais para extensômetros;

Na Figura 5.2 estão representados os principais componentes utilizados para monitorização dos ensaios.

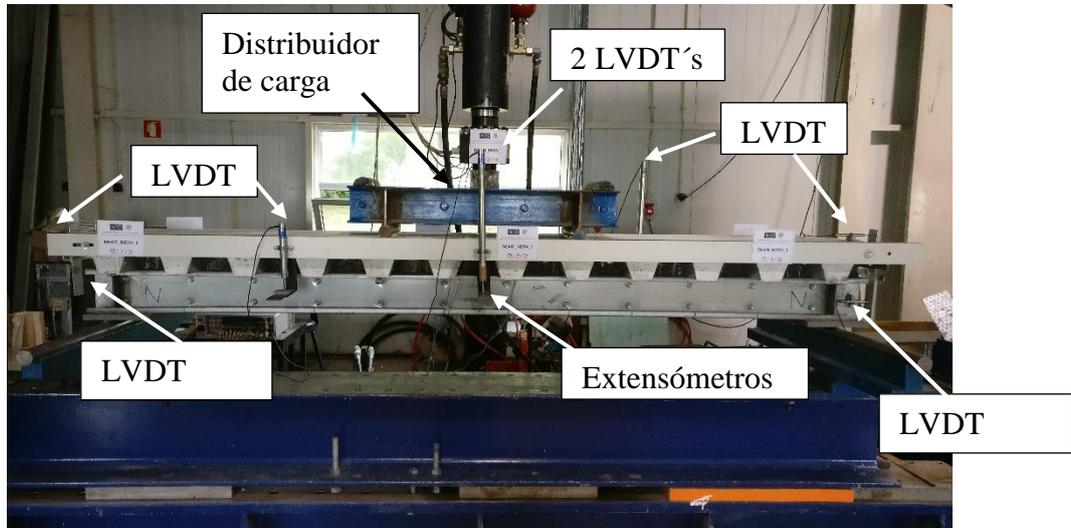


Figura 5.2 - Esquema de posicionamento do equipamento de monitorização.

Na Figura 5.3 está representado o pormenor dos transdutores que monitorizam o escorregamento entre o conector e o perfil em C e entre a laje de betão e o conector.



a)



b)

Figura 5.3 - Pormenores da monitorização de transdutores que medem escorregamento entre: a) o conector e o perfil em C; b) o conector e a laje de betão.

5.3. Protocolo de Ensaio

Para realizar o ensaio de vigas, foi necessário recorrer ao *software DynaTester*, que permite programar algoritmos para diferentes fases de carregamento. Para este ensaio, consideraram-se 3 fases distintas de carregamento. A Figura 5.4 apresenta um esquema demonstrativo do carregamento realizado no ensaio das vigas sob flexão. Inicialmente, aplica-se uma carga de 5 kN para garantir que o atuador está em contacto com o provete e que o carregamento não é iniciado de forma brusca. De seguida, aplicam-se 25 ciclos de carga e descarga entre os patamares de 5 e 20 kN. Este carregamento pretende ajustar o provete ao sistema de apoios e eliminar desajustes que existam entre as várias componentes da viga. Nesta fase, espera-se que o provete mantenha um comportamento elástico, sem apresentar fendilhação.

No final dos 25 ciclos de carga e descarga, a viga volta a ser carregada até aos 20 kN. Pretende-se que o provete volte a ser carregado até ao nível mais alto de carga suportado na fase imediatamente anterior. Todos os procedimentos descritos até ao momento são controlados por força e a velocidade de aplicação do carregamento é sempre de 0,5 kN/s.

Após a recarga até 20 kN, o ensaio passa a ser controlado pelo deslocamento do atuador. Neste caso, impõe-se uma velocidade de deslocamento igual a 0,015 mm/s nas vigas com conectores nervurados. Nas vigas com conectores indentados, considerou-se a velocidade de 0,012 mm/s no provete BEAM_IND_1 e 0,020 mm/s no provete BEAM_IND_2. O carregamento desenvolve-se até a o provete atingir a carga máxima e continua após este momento, pelo menos até se verificar uma perda significativa da respetiva capacidade de carga. Na Tabela 5.1 é indicado o rácio entre o valor da carga aplicada ao provete no momento em que o ensaio é dado por terminado e o valor da carga máxima aplicada ao provete no decorrer do mesmo. Ao longo desta fase, a laje de betão passa de um comportamento não fendilhado para uma fase de comportamento fendilhado. Do mesmo modo, o comportamento da conexão altera-se já que no início o valor do escorregamento é muito baixo e na fase final do ensaio, tende a crescer mais rapidamente.

Em todas as fases de carregamento anteriormente referidas, a aquisição de dados manteve-se constante com o valor de 2Hz, correspondente ao registo de 2 leituras por segundo, em cada transdutor colocado nas vigas.

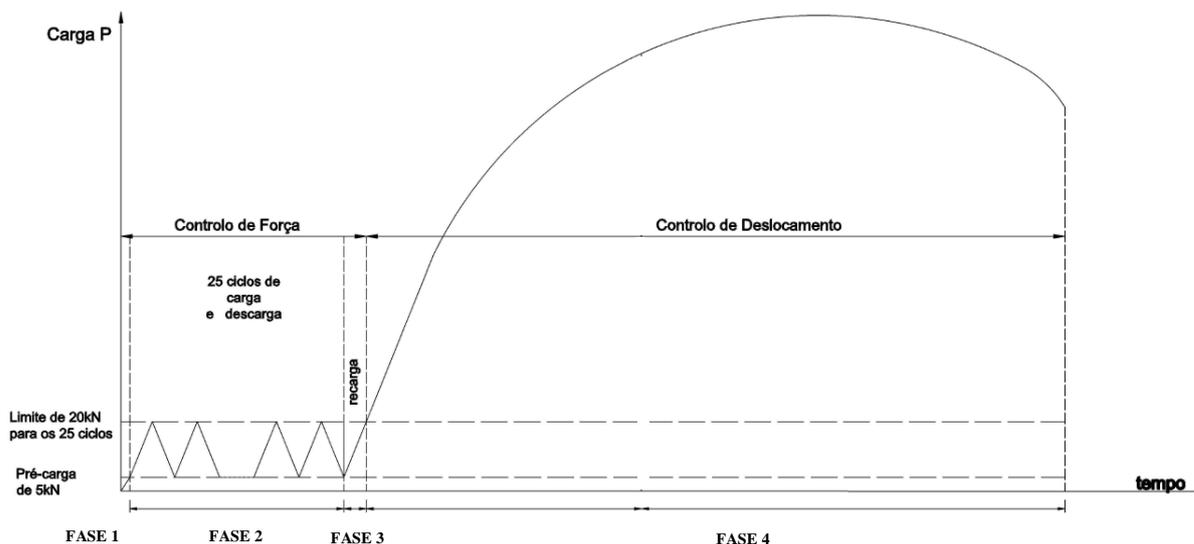


Figura 5.4 - Esquema do carregamento do ensaio de viga

Tabela 5.1- Características dos protocolos utilizados nas vigas

	Fase 1		Fase 2 e Fase 3		Fase 4	
	Veloc.	Ampl.	Veloc.	Ampl.	Veloc.	Ampl.
BEAM_NERV_1	0,5 kN/s	5 kN	0,5 kN/s	5 kN a 15 kN	0,015 mm/s	Q.Q
BEAM_NERV_2					0,015 mm/s	55mm
BEAM_IND_1					0.012 mm/s	Q.Q
BEAM_IND_2					0.020 mm/s	Q.Q

De seguida, resumem-se as fases de carregamento impostas nos ensaios de vigas mistas:

Fase 1: pré-carga de 20 kN;

Fase 2: Aplicação de 25 ciclos de carga e descarga com valores entre 5 kN e 20 kN, o que corresponde a uma carga que varia entre 5% e 10% da carga resistente para as vigas com conectores indentados e uma carga que varia entre 5% e 15% da carga resistente para os provetes nervurados;

Fase 3: Aplicação de carga até ao valor de 20 kN correspondente à recarga do provete;

Fase 4: Aplicação de deformação com velocidades definidas na Tabela 5.1;

5.4. Montagem do ensaio

5.4.1. Distribuidor de carga

Recorreu-se a um distribuidor com um peso total de 38,58 kg de modo a que a solicitação fosse aplicada em dois pontos, criando uma zona da viga submetida a momento fletor constante e esforço transversal nulo. Assim, conseguiu-se distribuir a carga em dois pontos equidistantes da secção de meio vão da viga, tal como foi representado na Figura 5.1 Nos pontos de aplicação da carga, o distribuidor aplica a carga em toda a largura da secção transversal.

Para dar maior altura ao distribuidor de carga (diminuindo a necessidade de “desperdiçar” curso do atuador), colocou-se ainda uma peça cúbica com um peso de 4,25 kg.

Na superfície de contacto entre o distribuidor de carga e a laje de betão, foi colocada massa de ferro de modo a reduzir algumas imperfeições que pudessem existir na superfície da laje de betão.

5.4.2. Perfil metálico

Relativamente à colocação de extensómetros no perfil metálico, definiu-se previamente a localização e o modo da sua aplicação para a obtenção dos resultados mais representativos possíveis. Os extensómetros foram colocados na posição de meio vão, na face superior do banzo inferior do perfil e na face inferior do banzo superior do perfil com o intuito de obter eficazmente as deformações impostas pela aplicação da carga (ver Figura 5.5). No entanto, estes extensómetros precisam de ser bem protegidos do ambiente e aplicados em superfícies rigorosamente lisas. Assim, procedeu-se de forma cuidadosa durante o processo de colagem, cumprindo as etapas enumeradas na Figura 5.8.

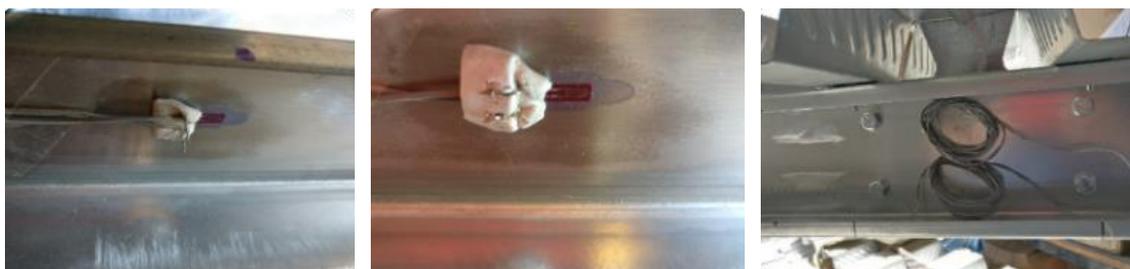


Figura 5.5 - Colocação dos extensómetros nos perfis metálicos

Na Tabela 5.2 são enumerados os diferentes materiais utilizados na colagem dos extensómetros em vigas e na Tabela 5.3 são apresentadas as características dos extensómetros que serão colados nas secções de aço e de betão.

Tabela 5.2 - Material utilizado nas vigas

1. Fios	6. Extensómetros	11. Fita Cola
2. Protetor para extensómetro	7. Papel para extensómetro	12. Solda e Aparelho de soldar
3. Álcool	8. Acetona	13. Máquina de furar
4. Pinça	9. Super Cola	14. Lixa para polir o banzo do perfil
5. Fita dupla face	10. Algodão	

Tabela 5.3 - Características dos extensómetros

	Perfil Metálico	Betão
Marca	TML	TML
Tipo	FLA-3-11	PFL-30-11
Nº Lote	A515511	A701615
Fator de calibre	$2.10 \pm 1 \%$	$2.13 \pm 1 \%$
Adesivo	P-2	P-2
Testado em:	SS 400	SS 400
Condições de teste	23°C 50%RH	23°C 50%RH
Coefficiente de expansão térmica	$11,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	$11,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
Coefficiente de temperatura	$0,1 \pm 0,05 \%/10^{\circ}\text{C}$	$0,15 \pm 0,05 \%/10^{\circ}\text{C}$
Tolerância	$\pm 0,85 [(\mu\text{m}/\text{m})/^{\circ}\text{C}]$	$\pm 0,85 [(\mu\text{m}/\text{m})/^{\circ}\text{C}]$
Sensibilidade transversal	0.1 %	-0.7 %

A Figura 5.6 inclui um esquema representativo do posicionamento dos extensómetros na secção mista de aço e betão. A Figura 5.7 complementa a informação referente aos extensómetros, definindo a posição da secção transversal onde estes são colocados.

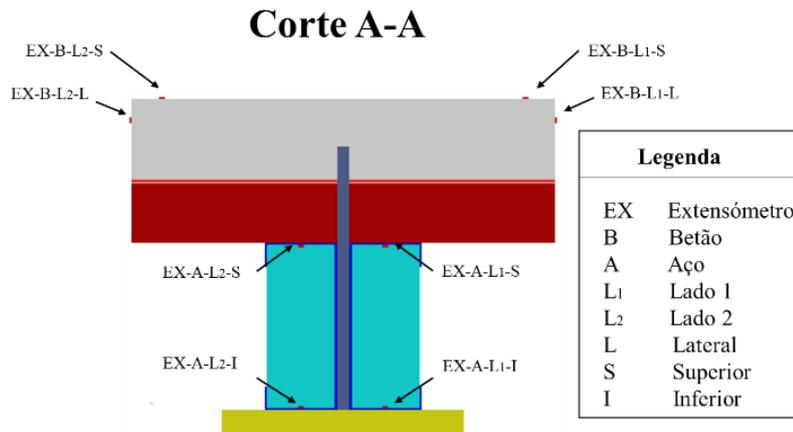


Figura 5.6 - Representação frontal da viga mista

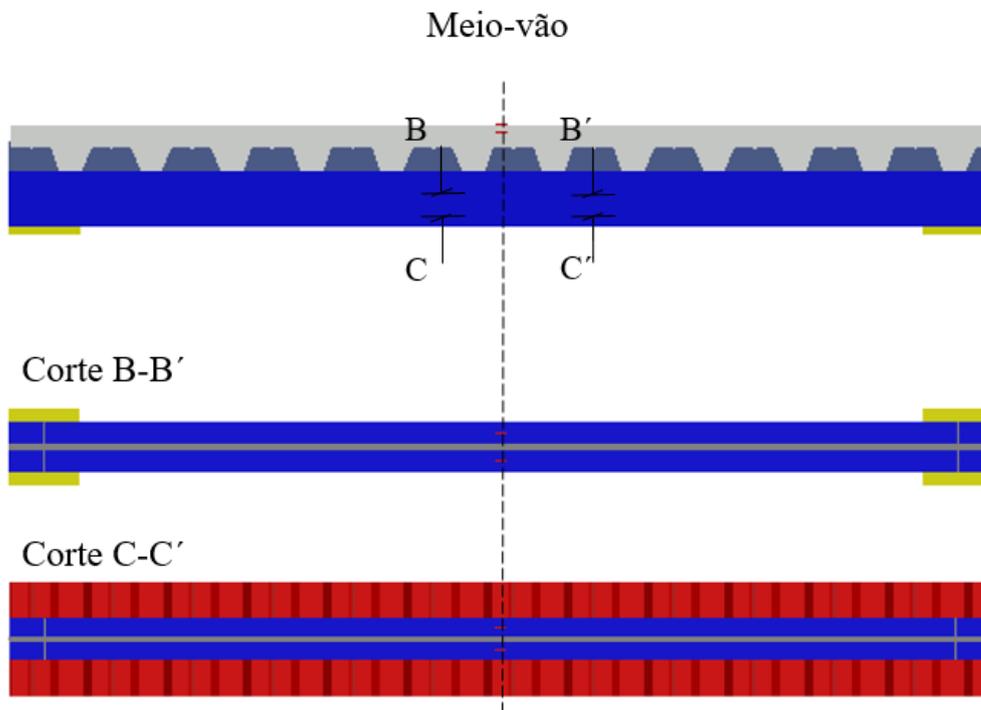


Figura 5.7 - Representação da posição dos extensómetros no perfil metálico

A Figura 5.8 descreve os vários procedimentos necessários à colocação e colagem de extensómetros no perfil metálico.

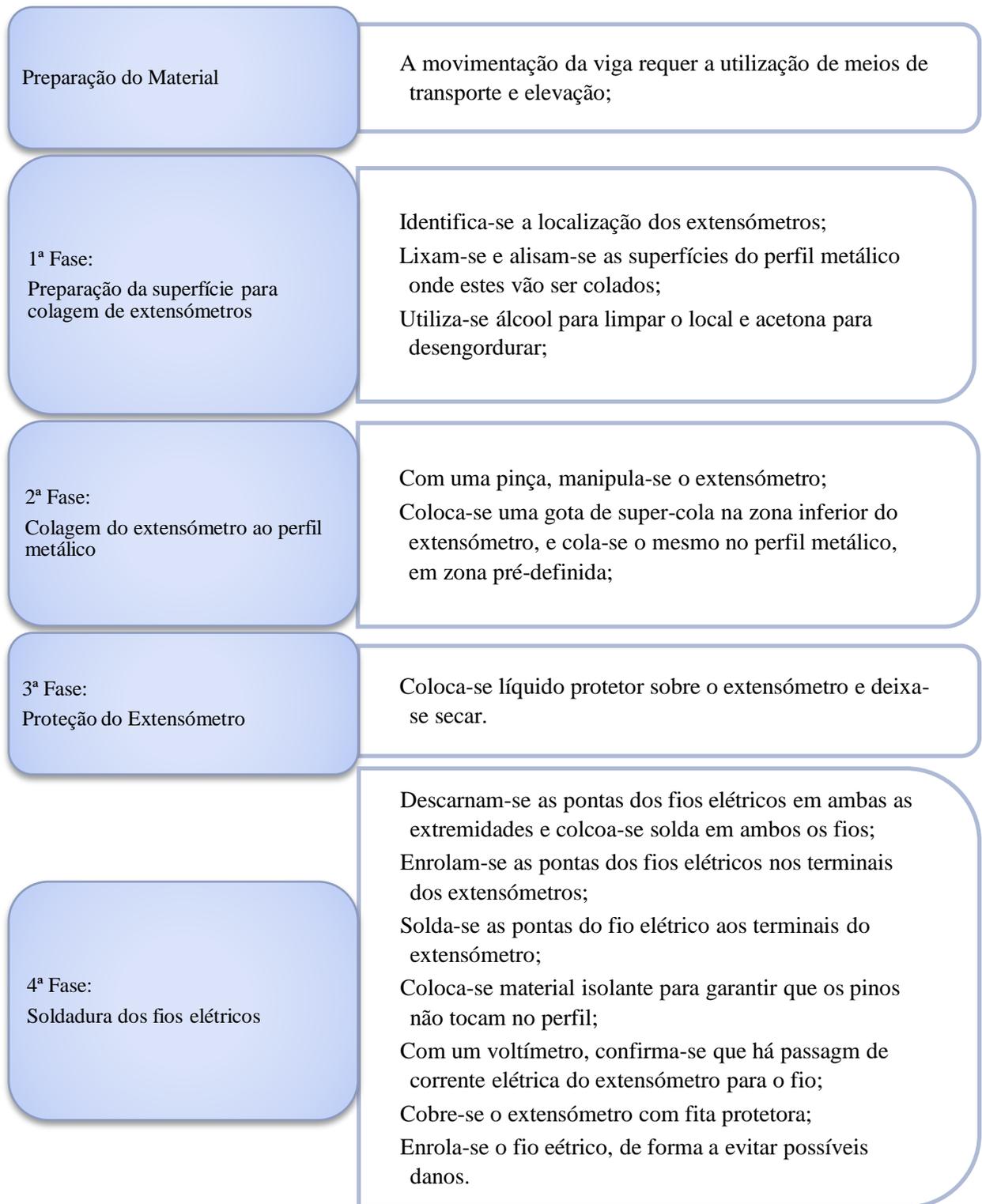


Figura 5.8 - Procedimentos associados à colocação de extensómetros no perfil metálico

5.4.3. Laje de betão

Tal como aconteceu com o perfil metálico, foi decidido também colocar extensómetros na laje de betão. Para isso, optou-se por posicionar os extensómetros no mesmo alinhamento transversal dos extensómetros que tinham sido colocados no perfil metálico, para tal adotada a posição da face lateral e da face superior da laje de betão, tal como se representa na Figura 5.9. A secção transversal onde são colocados os extensómetros (secção de meio vão), para além de se localizar numa zona onde os esforços de flexão são máximos, tem a vantagem de não estar demasiado próxima dos pontos de aplicação de carga, que poderiam ser mais sensíveis à possibilidade de esmagamento local em fase de rotura.

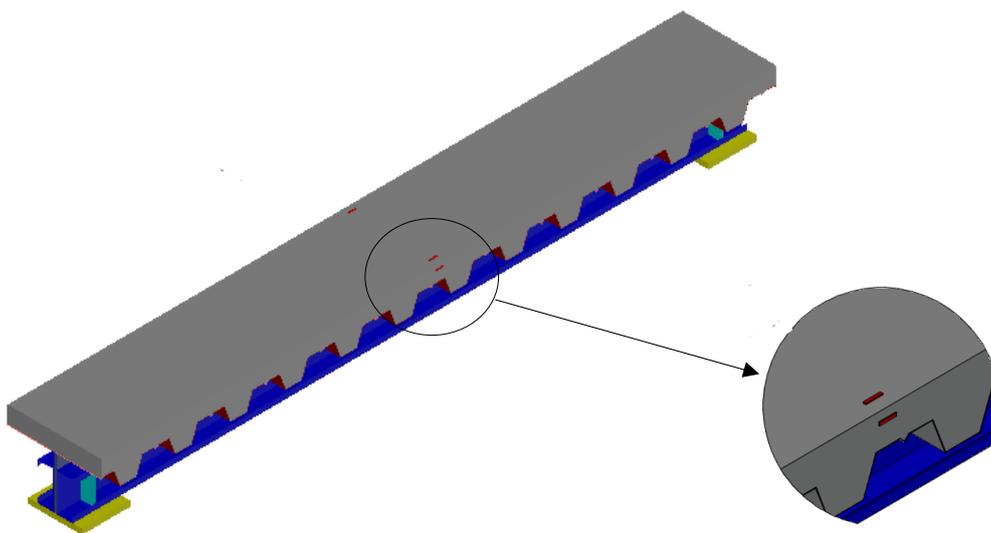


Figura 5.9 - Representação e pormenor da posição do extensómetro na laje de betão

A Figura 5.10 descreve os vários procedimentos necessários à colocação e colagem de extensómetros na laje de betão.

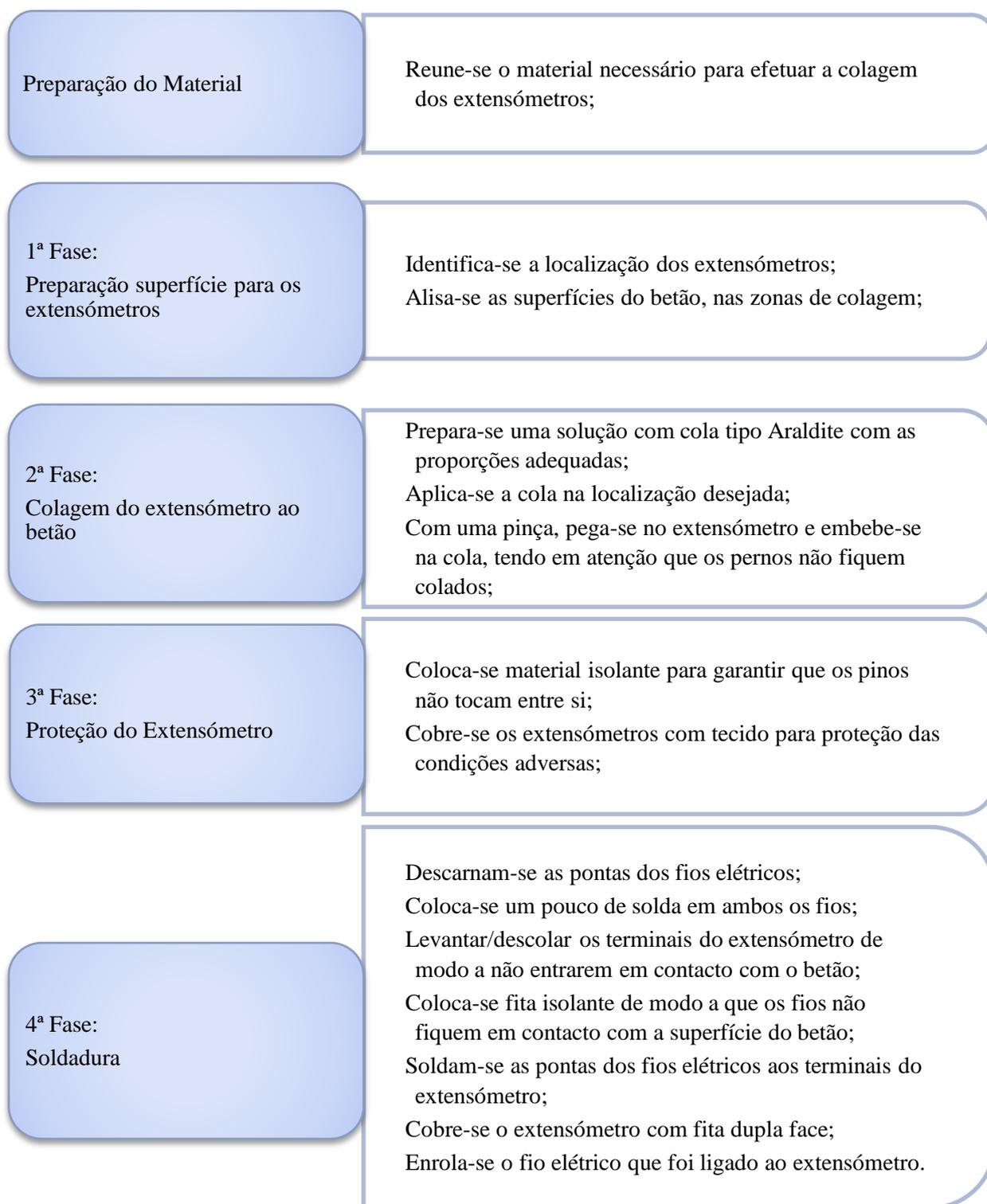


Figura 5.10 - Procedimentos associados à colocação de extensómetros na laje de betão

5.4.4. Deslocamento vertical

Para medir a deformação vertical sofrida pela viga durante o carregamento, foram utilizados 4 LVDT's. Optou-se por colocar 2 LVDT's de cada lado da viga sendo que, de ambos os lados, um deles se manteve no meio vão da viga, e um outro foi colocado à distância de um quarto de vão de cada um dos apoios da viga, de modo a monitorizar ambos os lados, tal como se mostra Figura 5.11.

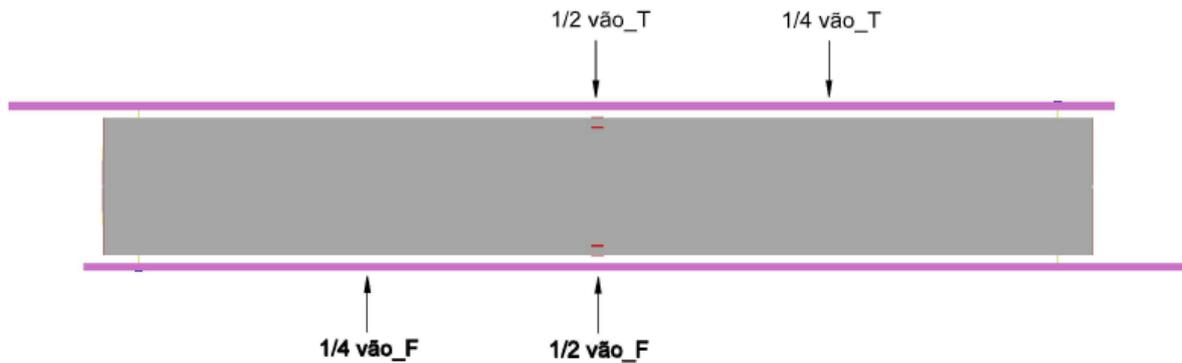


Figura 5.11 - Distribuição dos LVDT's

Os LVDT's foram colocados em suportes metálicos que estão aparafusados a uma régua metálica que se apoia na própria viga. Os apoios da régua metálica estão alinhados com os apoios da viga mista, de modo a eliminar possíveis assentamentos de apoio na medição da deformação vertical, pelo que esta régua vence um vão igual ao da viga mista ensaiada. Esta régua metálica fica desencostada da viga mista, de modo a garantir que a rotação sobre os apoios não é impedida ou limitada. São realizados furos com 9 mm de diâmetro, posicionados à distância de 3 cm da face superior da laje de betão, para fixar as peças metálicas que servem de “batente” aos LVDT's, de modo a ser possível medir a deformação vertical sofrida pela viga mista. Na Figura 5.12 mostra-se um LVDT posicionado na viga.

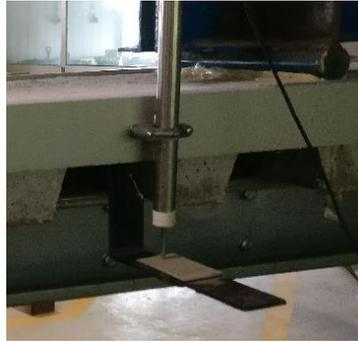


Figura 5.12 - Esquema de fixação dos LVDT's

5.4.5. Escorregamento

Foram colocados transdutores para registrar o movimento relativo, ou escorregamento, que ocorre entre as diferentes componentes da viga mista. Os movimentos relativos a medir são:

- Escorregamento entre o conector e os perfis metálicos em C;
- Escorregamento entre o conector e a laje de betão;

É importante salientar que todas as componentes foram monitorizadas em ambas as extremidades da viga mista, com exceção do escorregamento do conector em relação ao perfil em C, que apenas foi monitorizado de um lado.

Para fixar os transdutores utilizou-se a montagem representada na Figura 5.13. Foi utilizada massa de ferro para fixar peças de suporte e “batentes” às várias componentes.



a)



b)

Figura 5.13 - a) Representação do posicionamento dos transdutores na viga e no perfil em C;
b) Representação da fixação das peças metálicas ao conector

5.5. Comportamento experimental observado e modos de rotura dos provetes

5.5.1. Vigas com conector de tipo nervurado

Para a viga mista Beam_NERV_1, o ensaio desenvolveu-se sem dano aparente até uma carga de 170 kN, correspondente à carga que provocou as primeiras fissuras. As fissuras aparecem junto à face exterior na superfície de contacto entre o distribuidor de carga e a viga mista mais ou menos nos mesmos instantes, sendo direccionadas do apoio do distribuidor de carga para o exterior com uma inclinação de aproximadamente 45° (Figura 5.14 a). Nota-se que as fissuras se direccionam para a nervura superior mais próxima do exterior do apoio correspondente à zona mais frágil da viga.

Quando o valor da carga aplicada atinge o seu valor máximo, o provete tende a manter essa capacidade de carga durante algum tempo, até se verificar o esmagamento do betão na superfície de contato entre a viga mista e o distribuidor de carga. Nessa altura, desenvolvem-se mais fendas que são paralelas à fenda inicial como demonstra Figura 5.14 b) e Figura 5.14 e)

Observa-se claramente que há escorregamento entre a laje e o conector metálico, sendo que na viga Beam_NERV_1 ele acontece principalmente de um lado e na viga Beam_NERV_2 se desenvolve do outro lado (Figura 5.14 c). Junto à face exterior da viga na ligação entre a viga e o conector, surgem fendas com uma inclinação de 45° para a superfície superior da viga Figura 5.14 d). No decorrer do ensaio não foi possível identificar visualmente o escorregamento entre o perfil metálico em C e o conector.

Salienta-se ainda que o perfil em C apresenta fragilidade na zona de aplicação de carga onde ocorre maior deformação da viga, notando-se empenamento da própria chapa e plastificação na fase final (Figura 5.14 e).

Na chapa perfilada, após a fissura se desenvolver até à chapa, a fissura tende a passar para a nervura seguinte, apresentando um descontínuo aparecimento de fissuras devido à presença das nervuras (Figura 5.14 a). As fissuras apresentam inclinação baixa. Após a capacidade resistente máxima da viga, as chapas tendem a descolar do betão, ouvindo-se constantes “estalidos” na descolagem (ver Figura 5.14 e).



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 5.14 – Evolução da fendilhação no provete Beam_NERV_1

As duas vigas com conector de tipo nervurado ensaiadas apresentam um comportamento muito similar. As imagens do desenvolvimento da fendilhação ao longo do ensaio da viga mista Beam_NERV_2 encontram-se na Figura 5.15.

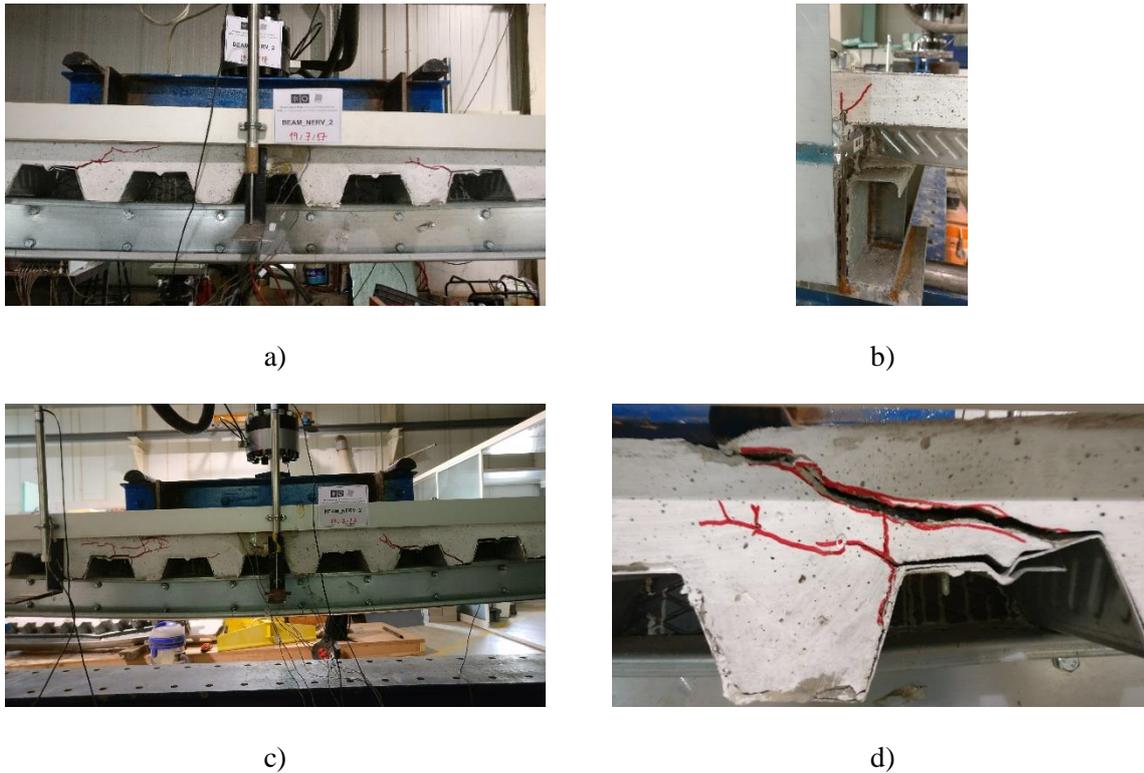


Figura 5.15 - Evolução da fendilhação no provete Beam_NERV_2: a) Fendilhação inicial; b) Fendilhação devido ao movimento relativo entre laje de betão e o conector; c) Fendilhação para níveis próximos da capacidade máxima resistente; d) Fenda que provoca a rotura da viga mista

5.5.2. Vigas com conector de tipo indentado

Ambas as vigas com conector de tipo indentado ensaiadas apresentam comportamento similar. Na viga Beam_IND_1, a primeira fenda aparece para uma carga total aplicada de 120 kN. Essa fenda está posicionada junto à face exterior na superfície de contacto entre o distribuidor de carga e a viga mista (Figura 5.16 a). A fenda corresponde a uma abertura diagonal junto ao apoio da atuação de carga superior para a nervura exterior superior mais próxima

Posteriormente dá-se o crescimento desta fenda e o aparecimento de novas fendas paralelas até aos 33 min (Figura 5.16 d). Entretanto o sucessivo incremento de deslocamento leva a um contínuo descolamento entre a nervura de betão e a chapa trapezoidal, do lado esquerdo.

Aos 34 min, dá-se outro descolamento entre a nervura de betão e a chapa trapezoidal, agora do lado oposto. Até aos 41 min identifica-se uma evolução das fendas que se aproximam-se de uma orientação horizontal, acompanhando a posição da armadura.

Aos 52 min ouvem-se estalidos metálicos e verifica-se que o valor da carga aplicada baixa consideravelmente para os 126 kN. Verifica-se afastamento considerável entre a laje de betão e a chapa trapezoidal, o esmagamento do betão e plastificação nos banzos inferiores dos perfis metálicos (Figura 5.16 b).

Relativamente ao escorregamento entre a laje e o conector verifica-se maior escorregamento no lado da laje mais afetado, ocorrendo um desenvolvimento cada vez maior com o aumento de deslocamento vertical da viga. No entanto, o escorregamento entre o perfil metálico em C e o conector não se verifica nenhum deslocamento relativo pelo que se pode afirmar que a ligação era muito rígida.



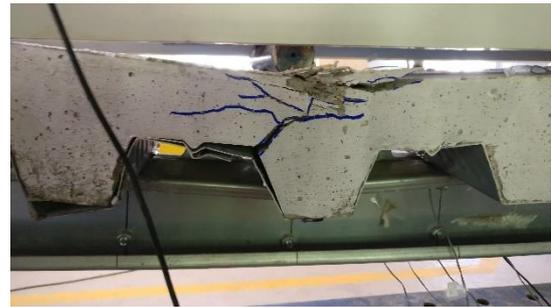
a)



b)



c)



d)

Figura 5.16 - Evolução da fendilhação do provete Beam_IND_1

É apresentada na Figura 5.17 uma sequência de imagens que representa a evolução do comportamento experimental ao longo do desenvolvimento do ensaio. Acrescenta-se ainda que a Figura 5.17 demonstra bastante semelhança em relação às imagens apresentadas na Figura 5.16.



I



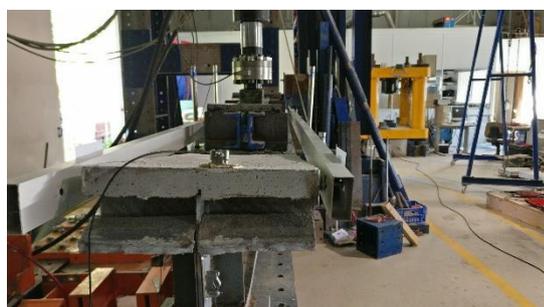
II



III



IV



V



VI

Figura 5.17 – Sequência do comportamento experimental do provete Beam_IND_2

5.6. Resultados obtidos nos ensaios de vigas com conector de tipo nervurado

5.6.1. Deslocamento vertical nas vigas com conector nervurado

Os gráficos que relacionam a força aplicada às vigas e a correspondente deformação vertical sofrida são apresentados na Figura 5.18. Ambas as vigas atingiram valores semelhantes de capacidade de carga: a viga Beam_NERV_1 atingiu 213,99 kN e a viga Beam_NERV_2 atingiu 205,19 kN.

Através ainda da Figura 5.18 observa-se que o comportamento da viga Beam_NERV_2 foi dúctil, porque foi capaz de desenvolver uma deformação vertical a meio vão superior a 40 mm sob efeito de um nível de carga muito próximo da capacidade de carga máxima da viga. Comparativamente, o comportamento da viga Beam_NERV_1 foi menos dúctil, já que após ser submetida ao valor de carga máxima, foi gradualmente sofrendo uma perda de capacidade de carga.

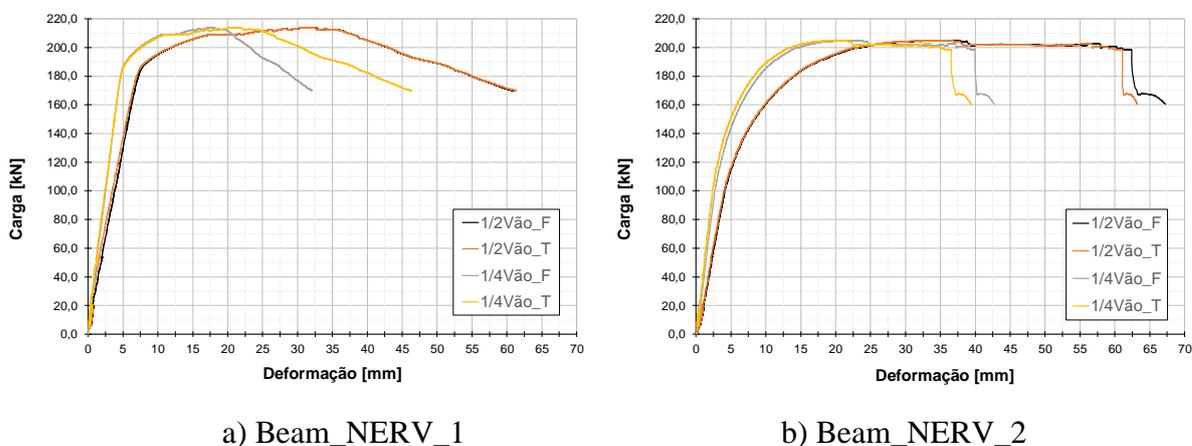


Figura 5.18 - Representação das curvas força/deformação vertical: a) Beam_NERV_1; b) Beam_NERV_2

5.6.1.1. Escorregamento entre a laje e o conector nas vigas com conector nervurado

Para interpretação dos valores de escorregamento, são consideradas daqui em diante as seguintes designações para os diferentes escorregamentos:

- “Slip_Sup_D” o valor do escorregamento entre o conector metálico e a laje de betão no lado direito;
- “Slip_Sup_E” o valor do escorregamento entre o conector metálico e a laje de betão no lado esquerdo;
- “Slip_Inf_D” o valor do escorregamento entre o conector metálico e o perfil em C do lado direito;
- “Esc. viga-laje” o valor do escorregamento total entre a laje de betão e a viga metálica.

Observa-se na Figura 5.19 que o escorregamento entre os perfis em C e o conector metálico, na viga NERV_1, é quase nulo até se atingir a carga máxima e mantém valores muito reduzidos, após esse momento. O mesmo se verifica na viga NERV_2, confirmando que o movimento

relativo entre os perfis metálicos em C e o conector é muito limitado pelo aparafusamento colocado ao longo da viga, que demonstra ser eficaz.

Quando a carga aplicada se aproxima do seu valor máximo, desenvolvem-se elevados valores de escorregamento entre o conector e a laje de betão, sob efeito de um carregamento que se mantém aproximadamente constante. No caso da viga NERV_1, o escorregamento é mais pronunciado do lado direito e desenvolve-se a partir dos 200 kN. No caso da viga NERV_2, o escorregamento é mais pronunciado do lado esquerdo e desenvolve-se a partir dos 125 kN.

Numa fase final dos ensaios, observa-se que ocorre escorregamento em ambas as extremidades esquerda e direita da viga. Nesta fase final, ocorre plastificação do perfil em C seguida da ocorrência de instabilidade distorcional nos banzos dos perfis C. A ocorrência de instabilidade local nos perfis em C é acompanhada por uma acentuada descida da respetiva capacidade de carga e por um aumento da sua deformação vertical.

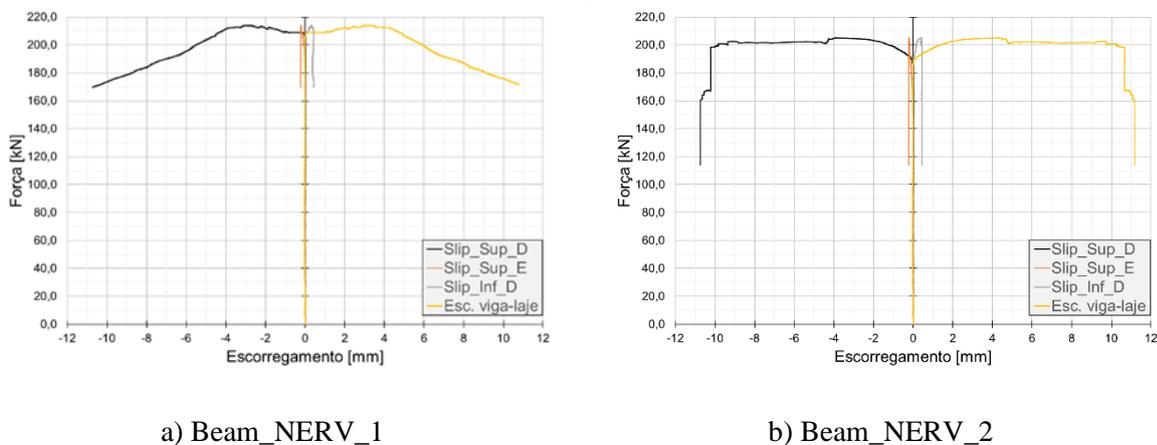


Figura 5.19 - Escorregamentos

5.6.1.2. Extensões nas vigas com conector nervurado

Tal como representado na Figura 5.6 - Representação frontal da viga mista, foram colocados extensómetros em 4 níveis da secção transversal localizada a meio vão das vigas mistas. Em cada nível, são colocados 2 extensómetros e os resultados que se apresentam nesta secção consideram o valor médio das medições efetuadas pelo par de extensómetros colocado em cada nível.

A Figura 5.20 apresenta uma relação entre a força aplicada e os valores médios das extensões nos 4 níveis monitorizados. Comparando de forma global o comportamento das extensões em ambos os provetes, podemos verificar que as curvas de força-extensão apresentam muita

semelhança entre si. Identifica-se uma alteração das curvas de força-extensão no provete Beam_NERV_1 para valores de carga aplicados próximos de 180 kN, devido à fissuração. No provete Beam_NERV_2 observa-se um comportamento mais dúctil, sendo que a alteração nas curvas força-extensão é mais suave e começa a desenvolver-se para valores do carregamento próximos dos 140 kN.

Através das curvas força-extensão podemos ainda afirmar que o eixo neutro se encontra cima da chapa perfilada e abaixo dos extensómetros laterais na face de betão. Comparando os valores entre ambos os provetes, identifica-se que o provete Beam_NERV_2 atingiu valores de extensão superiores aos que foram medidos no provete Beam_NERV_1.

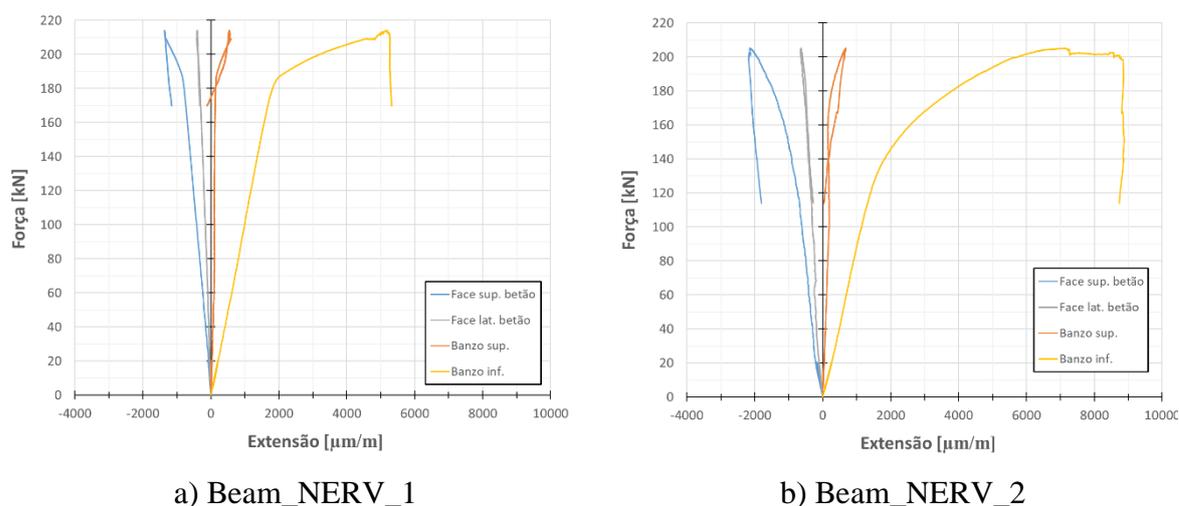


Figura 5.20 – Extensões

Relativamente aos diagramas de extensão representados na Figura 5.21, identifica-se também um comportamento semelhante entre ambos os provetes. O andamento dos diagramas indica uma continuidade das extensões, o que é representativo de elevada interação entre a secção da laje e a secção metálica.

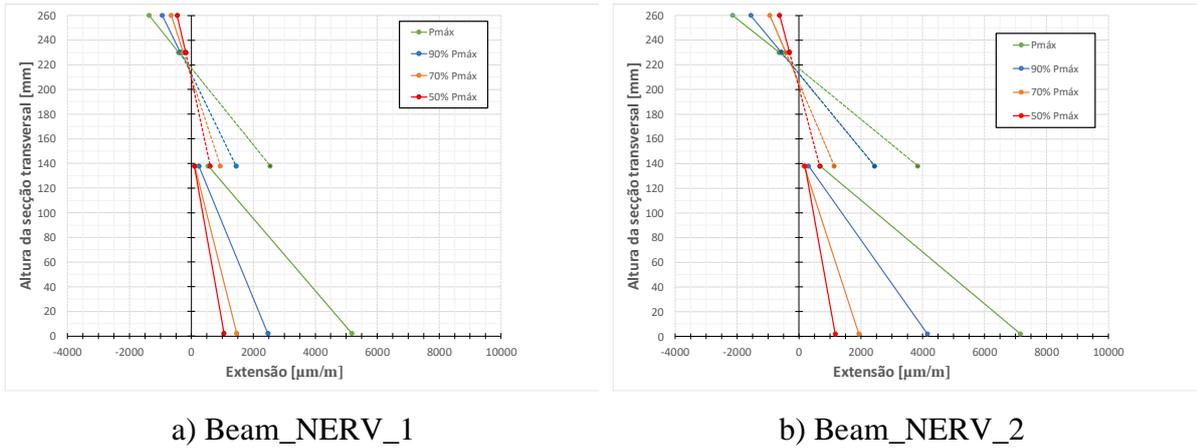


Figura 5.21 - Diagrama de extensões ao longo da seção transversal das vigas com conector de tipo nervurado

5.7. Resultados obtidos nos ensaios de vigas com conector de tipo indentado

5.7.1.1. Deslocamento vertical nas vigas com conector indentado

Os gráficos que relacionam a força aplicada às vigas e a correspondente deformação vertical sofrida são apresentados na Figura 5.22. Ambas as vigas atingiram valores semelhantes de capacidade de carga: a viga Beam_IND_1 atingiu 134,53 kN e a viga Beam_IND_2 atingiu 142,66 kN.

Ainda na Figura 5.22 verifica-se que apesar de o provete Beam_IND_2 apresentar um valor ligeiramente superior de capacidade resistente, o provete Beam_IND_1 demonstrou uma ductilidade bastante superior, mantendo o valor de capacidade próximo da capacidade máxima logo após ter atingido os 15 mm de deformação vertical a meio vão, e até ao final do ensaio, desenvolvendo um total de 80 mm de deformação vertical.

Relativamente à Beam_IND_2 nota-se uma diminuição gradual e lenta da capacidade de carga, após ser atingida a carga máxima. Essa diminuição da capacidade de carga ocorre quando a deformação vertical é superior a 35 mm. Nesse sentido, o comportamento da viga Beam_IND_2 é menos dúctil do que o comportamento da viga Beam_IND_1.

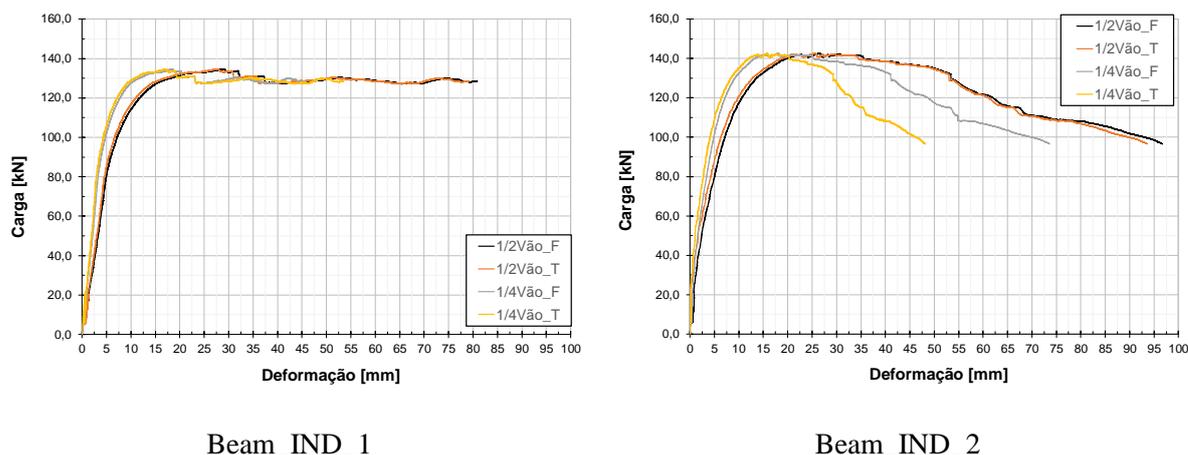


Figura 5.22 - Representação das curvas força/escorregamento: a) Beam_IND_1; b) Beam_IND_2

5.7.2. Escorregamento entre a laje e o conector nas vigas com conector indentado

Na Figura 5.23, apresenta-se a relação entre força aplicada à viga e escorregamento entre os diferentes componentes que constituem o provete. Nota-se um comportamento aproximado entre ambos os provetes. Após um carregamento de 50 kN, a laje começa a sofrer um escorregamento em relação ao conector que aumenta à medida que o carregamento progride. A Figura 5.23 mostra que o provete Beam_IND_1 sofre maiores escorregamentos do lado direito e que o mesmo ocorre para o provete Beam_IND_2, mas agora do lado esquerdo. Em cada uma das vigas, o escorregamento máximo medido entre o conector e a laje de betão foi próximo de 14 mm.

Relativamente ao escorregamento entre os perfis em C e o conector, os valores de escorregamento são muito pequenos pelo que podemos admitir que a ligação aparafusada entre eles é muito rígida.

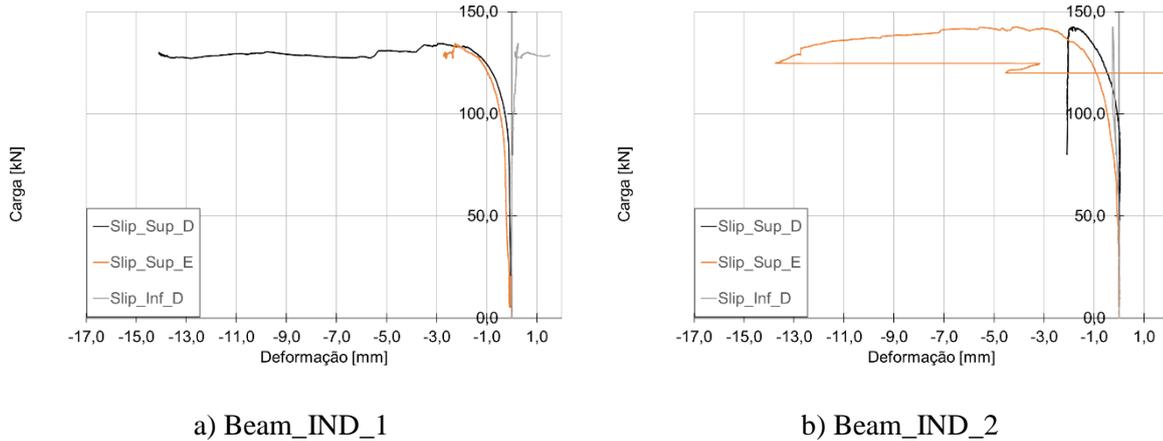


Figura 5.23 - Escorregamentos

5.7.3. Extensões nas vigas com conector indentado

A Figura 5.24 apresenta a relação entre a força aplicada na viga e os valores das correspondentes extensões médias, medidas nos 4 níveis monitorizados. Avaliando o comportamento das extensões em ambos os provetes, podemos verificar que as curvas de força-deslocamento apresentam muita semelhança entre os dois provetes de viga ensaiados.

Tendo em conta as curvas da Figura 5.24, verifica-se que os extensómetros posicionados no banzo inferior do perfil metálico desenvolvem trações ao longo do ensaio. Já os extensómetros posicionados no banzo superior do perfil metálico tendem a sofrer compressões. Na face lateral da laje de betão registam-se compressões em ambas as vigas. Os extensómetros colocados na face superior da laje de betão registam o desenvolvimento de compressões ao longo do ensaio.

A nível de valores das extensões nota-se que ambos atingiram valores semelhantes, tanto em tração como em compressão. Avaliando apenas o provete Beam_IND_1, verifica-se que os valores máximos de extensão são da ordem dos 3200 $\mu\text{m}/\text{m}$.

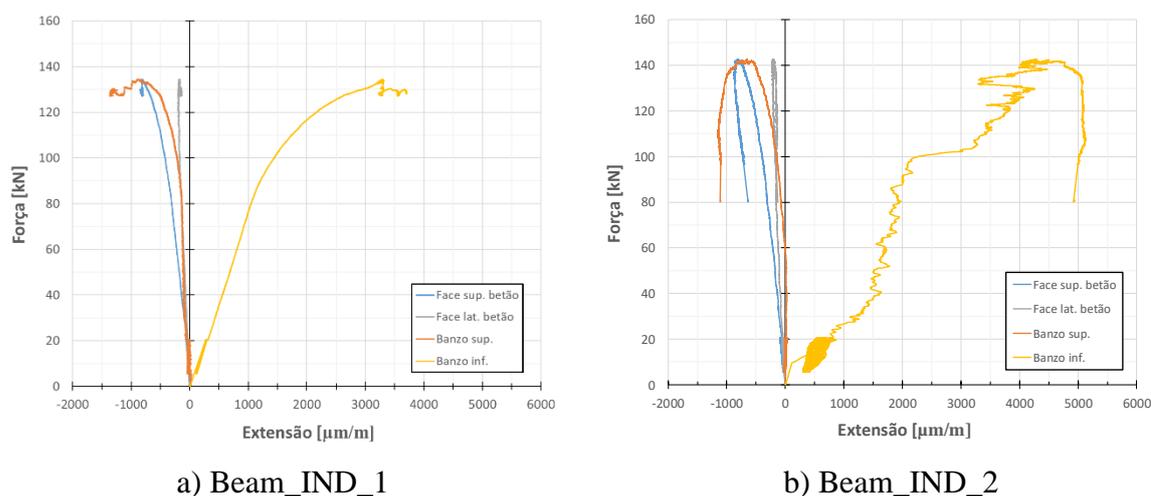


Figura 5.24 – Extensões

Relativamente aos diagramas de extensão na Figura 5.25,

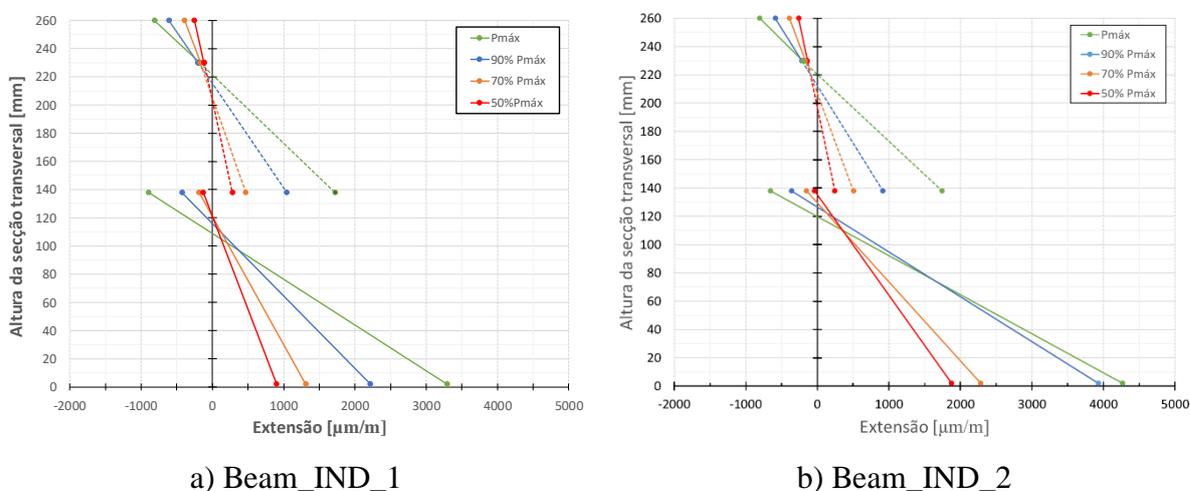


Figura 5.25 - Diagramas de extensão ao longo da altura da seção transversal da viga

Nos diagramas de extensão Figura 5.25, verifica-se um desfasamento entre as extensões no betão e as extensões no perfil metálico. Este desfasamento está associado ao escorregamento laje de betão-perfil em C. Verifica-se que a inclinação entre as retas no provete Beam_IND_1 são mais próximas entre si comparativamente ao provete Beam_IND_2. Segundo a Figura 5.24 a), ocorre uma alteração na curva de extensão no banzo inferior para uma extensão de 1500 $\mu\text{m/m}$, pelo que podemos admitir que a secção nunca se encontra totalmente plastificada, no entanto, para uma carga de 50% da capacidade resistente, verifica-se que está iniciada a plastificação do banzo inferior uma vez que apresenta extensões acima de 1500 $\mu\text{m/m}$.

5.8. Comparações

5.8.1. Vigas de tipo nervurado

5.8.1.1. Comparação (Diógenes, H. J. F., El Debs, A. L. H. C., & Valente, I. B., 2017)

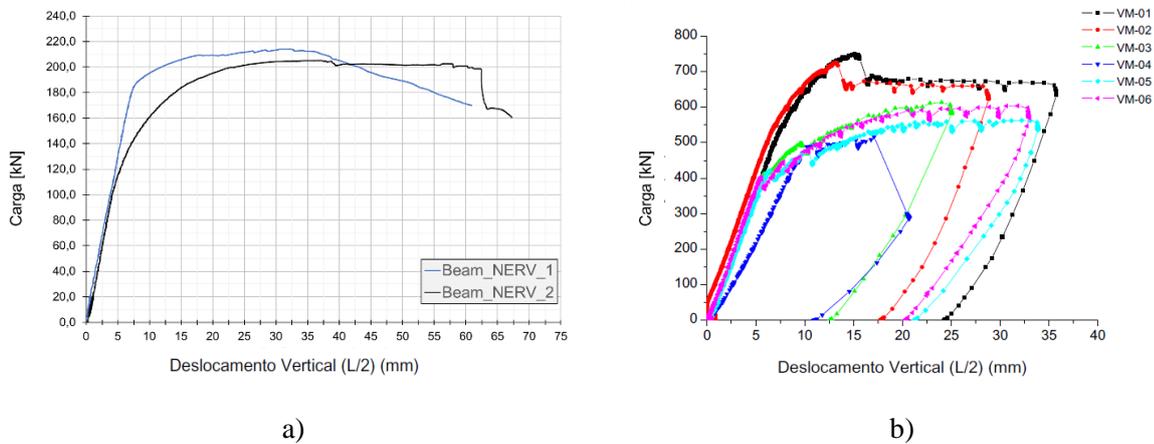


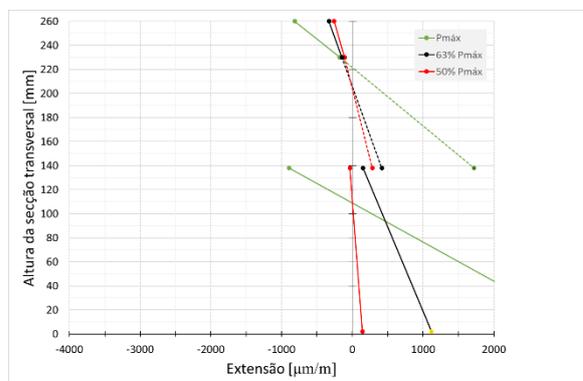
Figura 5.26- Resultados obtidos: a) Vigas Beam_NERV; b) Vigas VM

A título comparativo desenvolve-se uma comparação com (Hidelbrando, 2013). O (Hidelbrando, 2013) utilizou conectores nervurados em soluções de vigas mistas aço e betão. O conector utilizado corresponde a um conector contínuo em aço ASTM – A36, com o comprimento da viga, uma altura de 63,25 mm e espessura de 9,525 mm. O conector apresenta ainda nervuras com 2 mm de profundidade, uma inclinação de 45° e um comprimento de 3,5 metros (comprimento da viga). Esta configuração corresponde às vigas VM-03 e VM-04 cujas características se assemelham mais ao estudo da presente dissertação. Identifica-se que a VM-04 atinge o valor máximo de carga para um deslocamento a meio vão de aproximadamente 18 mm e a VM-03 para um deslocamento de aproximadamente 26 mm. A viga Beam_NERV_1 e Beam_NERV_2 apresentam o valor máximo de carga para deslocamento na ordem dos 30 a 35 mm. Verifica-se deste modo que as vigas de tipo Beam_NERV apresentam uma ductilidade superior em relação às vigas de tipo VM de (Hidelbrando, 2013). Identifica-se ainda que a viga VM-03 e VM-04 apresentam respetivamente uma curva em comportamento elástico até um deslocamento vertical na ordem dos 10 mm e 6 mm, e para as vigas Beam_NERV_1 e Beam_Nerv_2 apresentam uma curva em comportamento elástico, ao longo de um deslocamento vertical na ordem dos 4 mm e 7 mm respetivamente. Nota-se assim que a fase

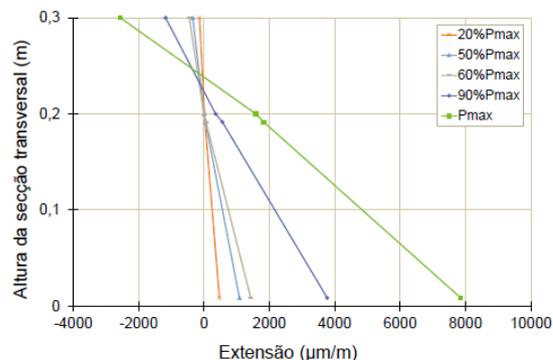
elástica das vigas Beam_NERV é mais reduzida, desenvolvendo deformações para valores inferiores aos valores das vigas VM.

5.8.2. Vigas de tipo indentado

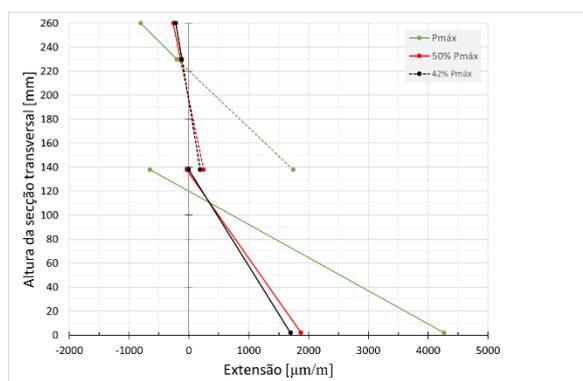
5.8.2.1. Comparação com (Alves, 2014)



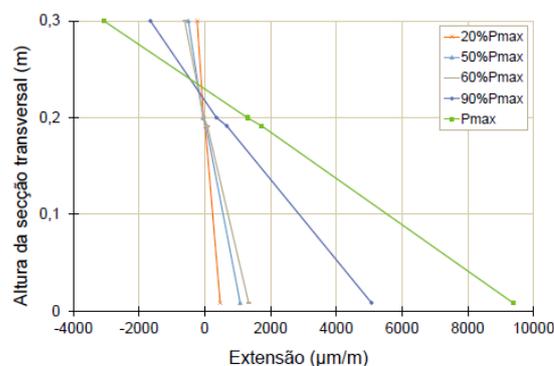
a)



b)



a)



b)

Figura 5.27- Resultados de vigas mistas: a) Beam_NERV_1; b) VM_Crest_1; c) Beam_NERV_2; b) VM_Crest_2

Desenvolveu-se ainda uma comparação com (Alves, 2014). A viga mista utilizada com designação “VM_Crest_1” é composta por uma viga metálica IPE200 realizado em aço de tipo S275 e um vão de 3,0 m. O conector utilizado foi um CR40, desenvolvido por Veríssimo (2007). A viga apresentava um total de 37 dentes que constituíam o conector.

Relativamente aos resultados obtidos, verifica-se que apresentou deslocamento entre a viga metálica e a laje de betão um valor próximo de 0,15 mm, identificando deste modo um

deslocamento relativo entre a viga e a laje metálica muito próximo de 0. Através do diagrama de extensões da mesma viga verifica-se que o diagrama se aproxima de uma reta. No entanto, o mesmo não acontece no caso da Beam_IND_1, uma vez que se identifica a existência de um desfasamento entre as extensões do aço e do betão significativo. Neste aspeto, associa-se ao desfasamento o escorregamento relativo entre os elementos metálicos e a laje de betão. Nota-se que no caso da viga Beam_IND_1, para o carregamento de 63% da carga máxima, as retas das extensões no aço e no betão apresentam aproximadamente o mesmo declive, valor a partir do qual o diagrama passa a aumentar a diferença entre o declive das duas retas. No caso da viga Beam_IND_2, os declives diferem para valores de 42% da carga máxima.

No estudo presente, como não se trata de um perfil metálico como elemento de viga (Alves, 2014), existe maior possibilidade de ocorrer deslocamentos devido ao maior número de peças utilizadas na conceção da viga mista.

6. APLICABILIDADE DA SOLUÇÃO DE VIGA PROPOSTA

6.1. Esquema estrutural da laje

Neste capítulo, procura-se enquadrar a aplicação prática da solução de viga mista proposta neste trabalho. Nesse sentido, determinam-se os vãos adequados para esta solução, supondo condições de carregamentos correntes, como é o caso de um edifício de escritórios.

Com o objetivo de facilitar a análise, nos cálculos que se seguem, a laje considerada é igual à laje mista que foi considerada nos ensaios desenvolvidos nos capítulos anteriores.

Considerou-se que a laje mista se encontra simplesmente apoiada para a fase definitiva. Este esquema estrutural resulta do facto da chapa trapezoidal ser interrompida sobre a viga mista, porque o conector está inserido entre os perfis em C e deve ficar embebido na laje.

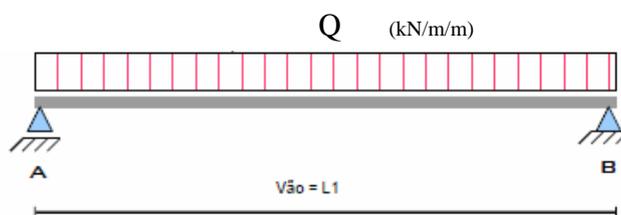


Figura 6.1 - Laje simplesmente apoiada

6.2. Cargas atuantes

6.2.1. Revestimentos

Nesta secção, detalham-se as cargas atuantes na laje e na viga mista.

O peso dos revestimentos é constituído por 5 componentes que são apresentadas na Figura 6.2 resultando numa carga total de 2 kN/m^2 . A descrição dos materiais é apresentada seguidamente.

- Pavimento com 3-5 cm: $0,3 \text{ kN/m}^2$
- 4 cm de betonilha de argila expandida: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Reboco estuque: $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Teto falso: $0,3 \text{ kN/m}^2$
- Instalações técnicas: $0,5 \text{ kN/m}^2$

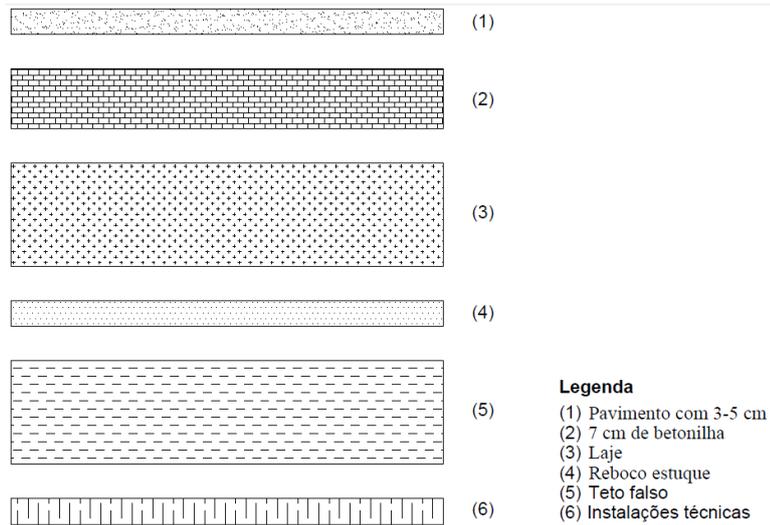


Figura 6.2 - Constituição do pavimento

6.2.1.1. Paredes divisórias

Segundo o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) de (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1983), o peso das paredes divisórias pode ser assumido como uma carga uniformemente distribuída (art.º 15). Para o caso de um edifício de escritórios, segundo a secção 35.1.1 do RSA, o valor deve ser afetado por um coeficiente de redução igual a 30%. Foi considerada a utilização de tijolo com volume de $500 \times 100 \times 200$ [mm³] com peso $2,60 \text{ kN/m}^2$ e uma altura das paredes de 2,70 m

O peso total das paredes divisórias é obtido através da equação (6.1),

$$Q = H \times P \times Cr\% \quad (6.1)$$

em que,

H é a altura da parede a considerar

P é o peso da parede, por metro

Cr (%) é o coeficiente de redução

Substituindo os parâmetros na equação (6.1), obtém-se o valor de $2,60 \text{ kN/m}^2$ correspondente ao peso das paredes divisórias. Segue-se na Figura 6.3 uma imagem do programa H60 Calculator que mostra os parâmetros assumidos no cálculo do peso das paredes divisórias.

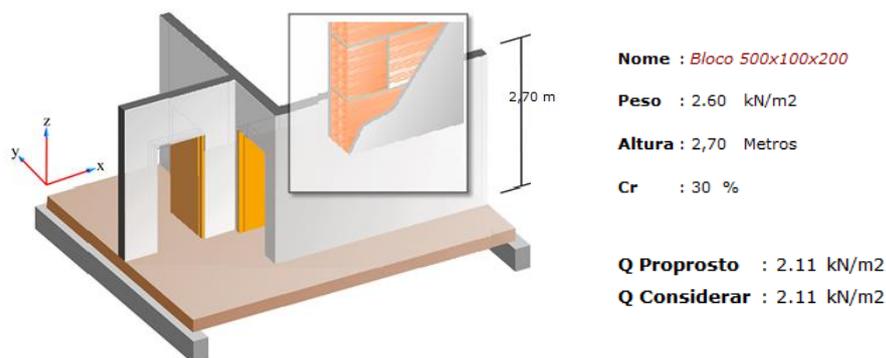


Figura 6.3 - Parâmetros para cálculo do peso de paredes divisórias introduzidos no *software* H60 Calculator

6.2.2. Sobrecarga

Tendo em conta que se trata de uma construção com escritórios, foi considerada a categoria B, que segundo o quadro 6.1 de (NP EN 1994-1-1, 2011) conduz a uma sobrecarga que pode variar no intervalo de $1,5 \text{ kN/m}^2$ a $4,5 \text{ kN/m}^2$. No caso presente foi adotado o valor de 3 kN/m^2 .

6.2.3. Armadura e betão

A armadura utilizada corresponde a aço A500NR, apresentando uma distribuição segundo uma malha eletrossoldada e o betão utilizado corresponde a um C25/30.

As cargas consideradas são resumidas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Cargas atuantes na laje

Peso próprio da laje mista (com betão da classe C25/30)	$2,21 \text{ kN/m}^2$
Peso da chapa (tipo H60 c/ 1 mm de espessura)	$0,12 \text{ kN/m}^2$
Revestimentos	2 kN/m^2
Peso de paredes divisórias	$2,11 \text{ kN/m}^2$
Sobrecarga regulamentar correspondente a escritórios	3 kN/m^2 , com $\Psi_1 = 0,6$
Carga construtiva	1 kN/m^2

6.3. Procedimento de cálculo do vão máximo

Para calcular o vão máximo da laje mista, utilizou-se o *software* H60 Calculator da empresa OFELIZ uma vez que a chapa utilizada é também fabricada nesta empresa e as suas características fazem parte da biblioteca disponibilizada neste programa de cálculo.

No presente cálculo, tentou-se aproximar os valores de carregamento a uma situação real, tendo em conta a mesma chapa e a mesma espessura de betão que foram consideradas nos provetes testados no âmbito da presente dissertação.

Para proceder ao cálculo do valor máximo do vão do pavimento, considerou-se não haver recurso a escoramento. Os passos necessários ao cálculo do vão máximo da laje mista são de seguida enumerados

- 1º Passo: arbitrar um valor para o vão da laje mista
- 2º Passo: inserir parâmetros relativos à geometria da secção transversal da laje
- 3º Passo: inserir parâmetros relativos a todas as cargas atuantes para a fase definitiva
- 4º Passo: seleccionar os parâmetros de verificação de segurança

Após concluir o passo 4, são apresentados resultados, tal como se mostra na Figura 6.4.



Figura 6.4 - Verificações de segurança em lajes mistas realizadas com o *software* H60 Calculator

6.4. Cálculo da largura efetiva da viga mista

Numa análise linear elástica o cálculo da largura efetiva de uma viga mista leva em consideração os efeitos de *shear lag*. Para tal, é necessário determinar o vão equivalente do tramo em análise (L_e), que corresponde à distância entre dois pontos de momento nulo, sendo por isso adotado o valor de $L_e = 5,48$ m correspondente à totalidade do vão da viga. Para obter metade da largura efetiva (b_{eff}), é necessário dividir o valor do vão equivalente por 8, obtendo-se assim um valor de 0,69 m. No entanto, o valor da largura efetiva não pode ser superior à

largura geométrica (b_i) segundo Figura 5.1 da (NP EN 1994-1-1, 2011). No caso em análise, a largura geométrica é 0,69 m e o valor da largura efetiva é $b_{eff} = 1,37$ m.

6.5. Verificação aos estados limites de últimos

A título de exemplo, ao longo da secção 6.5 é apresentada a verificação aos estados limites últimos para um perfil em C da empresa OFELIZ, com as dimensões 140×60×2,0.

6.5.1. Resistência secções transversais

A análise abordada corresponde a uma viga simplesmente apoiada em que apenas a secção a meio vão é considerada uma secção crítica.

Utilizando a ferramenta de cálculo de (Neves, 2016), procedeu-se à introdução dos dados apresentados na Tabela 6.2 para obtenção dos esforços resistentes da secção transversal.

Tabela 6.2 - Dados introduzidos na ferramenta de cálculo (Neves, 2016)

Conector		Unidades
h_{chapa}	150	mm
e_{chapa}	5	mm
A_{chapa}	750	mm ²
$f_{y,chapa}$	220	MPa
γ_{chapa}	1	-
Dimensões da laje e da viga		
$h_{total,laje} (h_p + h_c)$	120	mm
$h_{total,viga} (h_a + h_p + h_c)$	260	mm
$h_a + h_p$	200	mm
b_{eff}	$2 \times L_e / 8$	mm

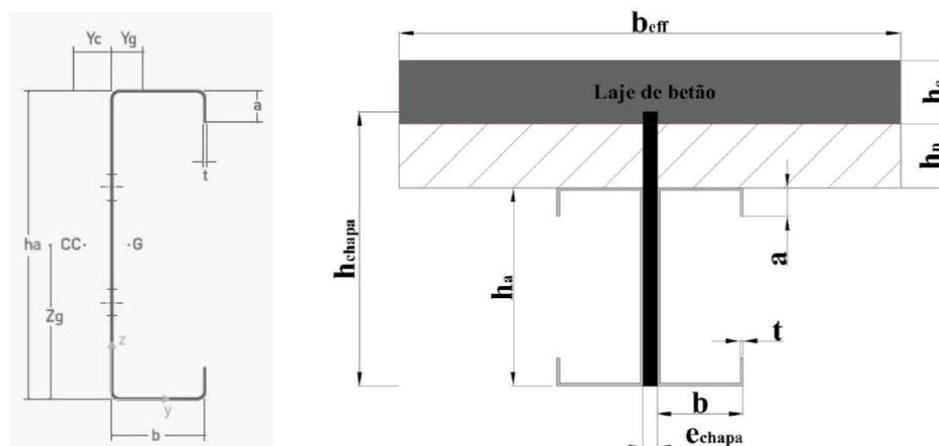


Figura 6.5 - Identificação dos parâmetros geométricos para utilização da ferramenta de cálculo. Fonte: (Neves, 2016)

Para efeitos de carga atuante (P), durante a fase definitiva, foi considerado a seguinte expressão:

$$P_{Ed,2} = [1,35 \times (P_1 + R_v) + 1,5 \times P_d + 1,5 \times Q] \times b_{\text{eff}} + 1,35 P_v$$

$$P_{Ed,2} = [1,35 \times (2,21 + 2,0) + 1,5 \times 2,11 + 1,5 \times 3,0] \times 1,38 + 1,37 \times 1,54 = 20,35 \text{ kN/m}$$

em que,

P_1 é o peso da laje

P_v é o peso da viga

R_v são os revestimentos

P_d é o peso da parede divisória

P_c é a carga construtiva

Q é a sobrecarga

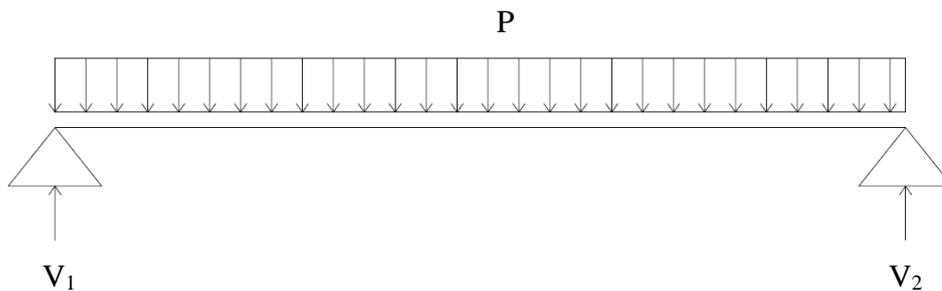


Figura 6.6 - Representação do carregamento

Assim, para uma viga de $L = 5,48 \text{ m}$ é obtido um valor de momento atuante máximo de $76,39 \text{ kN.m}$.

Após inserção dos materiais de acordo com os materiais da viga indentada, obteve-se através da ferramenta de cálculo um valor de momento resistente igual a $M_{pl,Rd} = 76,75 \text{ kN.m}$. Deste modo, em termos de momento resistente o $M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$, verificando assim a segurança.

6.5.2. Resistência à encurvadura lateral

No caso presente, a laje é continua sobre a viga metálica. Devido à presença da laje, a viga está travada para fora do plano. Por esse motivo, não foi desenvolvida a verificação à encurvadura lateral.

6.5.3. Resistência à encurvadura por esforço transversal

A resistência à encurvadura por esforço transversal é calculada de acordo com a equação (6.8) proposta na (NP EN 1993-1-3, 2006)

$$V_{b,RD} = \frac{h_w}{\sin\phi} t f_{bv} \times 2 \quad (6.2)$$

em que,

h_w é o ponto médio entre os banzos;

ϕ é a inclinação da alma;

t é a espessura da alma;

f_{bv} é a tensão de corte calculada de acordo com o quadro 6.1 da (NP EN 1993-1-3, 2006);

γ_{M0} coeficiente de segurança.

Para proceder ao cálculo do f_{bv} , foi inicialmente necessário determinar a esbelteza relativa da alma, de acordo com a equação (6.3), tendo em conta que não existem reforços longitudinais na mesma,

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \times \frac{S_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (6.3)$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \times \frac{140}{2} \times \sqrt{\frac{280}{210000}} = 0,88$$

onde,

S_w é a altura da alma;

t é a espessura da alma;

f_{yb} é a tensão de cedência do perfil em C segundo tabela 3.1b (NP EN 1993-1-3, 2006);

E é o módulo elasticidade.

Posteriormente, considera-se o quadro 6.1 da (NP EN 1993-1-3, 2006) e a equação (6.3), tendo em conta que existe reforço nos apoios.

$$f_{bv} = 0,48 \times \frac{f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} \quad (6.4)$$

$$f_{bv} = 0,48 \times \frac{280}{0,88} = 151,97 MPa$$

Podemos agora avançar para um cálculo direto através da equação 6.1, resultando o valor de 85,10 kN de capacidade resistente de esforço transversal.

$$V_{b,RD} = \frac{\frac{140}{\sin 90} \times 2 \times 152,73}{1} \times 2 = 85,10 kN$$

Como o valor de $V_{Ed} \leq V_{b,RD}$ verifica-se a segurança à resistência da encurvadura por esforço transverso.

6.5.4. Resistência ao esforço transverso da chapa metálica

Segundo (NP EN 1993-1-3, 2006), na ausência de torção o valor do esforço transverso resistente é dado pela equação 6.5.

$$V_{RD,chapa} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{Mo}} \quad (6.5)$$

$$V_{RD,chapa} = \frac{140 \times 5 \times \frac{220 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}}}{1} = 95,26 kN$$

Somando agora o resultado da equação 6.2 à equação 6.5 obtém-se o esforço transverso resistente total da secção (equação 6.6).

$$V_{RD,total} = V_{b,RD} + V_{RD,chapa} \quad (6.6)$$

$$V_{RD,total} = 85,53 + 95,26 = 180,79 kN$$

6.5.5. Resistência ao corte longitudinal

O cálculo para a resistência ao esforço de corte longitudinal faz uso de equações que permitam calcular a capacidade resistente dos elementos de conexão utilizados. No caso presente, e como foram realizados pouco ensaios para ser possível desenvolver essas equações, opta-se por não realizar esta verificação, assumindo, tal como os resultados experimentais parecem indicar, que a capacidade resistente dos conectores utilizados é elevada.

6.6. Dimensionamento da viga

O desenvolvimento do dimensionamento da viga envolve a maximização do comprimento da viga de modo a maximizar o momento e o esforço transverso atuante sem ultrapassar a

capacidade resistente da secção. Posto isto, foi desenvolvida a maximização do vão para uma série de perfis da empresa OFELIZ. Segue-se a Tabela 6.3 com a distância máxima para as diferentes séries de perfis.

Tabela 6.3 – Dimensionamento das série de perfis

Perfil	L [m]	Peso viga [kN/m ²]	Mrd [kN×m]	Med [kN×m]	Vrd [kN]	Ved [kN]
140×60×1,5	5,16	1,44	64,13	63,79	143,13	49,45
140×60×1,8	5,36	1,50	71,72	71,50	164,20	53,36
140×60×2,0	5,48	1,53	76,75	76,41	180,37	55,78
170×60×1,5	5,56	1,56	80,19	79,81	162,19	57,42
170×60×1,8	5,77	1,61	89,37	89,20	183,25	61,84
170×60×2,0	5,90	1,65	95,47	95,37	199,42	64,65
170×60×2,5	6,19	1,73	110,55	110,13	247,29	71,17
200×65×1,8	6,20	1,73	110,82	110,66	202,30	71,40
200×65×2,0	6,33	1,77	118,28	117,77	218,47	74,42
200×65×2,5	6,65	1,86	136,78	136,55	266,34	82,14
240×65×1,8	6,70	1,87	140,04	139,66	227,70	83,38
240×65×2,0	6,84	1,91	149,23	148,59	243,87	86,90
240×65×2,5	7,18	2,00	172,02	171,87	291,74	95,75
270×75×1,8	7,13	1,99	168,66	168,31	246,76	94,42
270×75×2,0	7,28	2,04	179,76	179,15	262,93	98,44
270×75×2,5	7,64	2,14	207,32	207,07	310,80	108,41
300×80×2,0	7,67	2,15	210,30	209,52	281,98	109,27
300×80×2,5	8,05	2,25	242,37	242,23	329,85	120,36
300×80×3,0	8,38	2,34	274,18	273,25	388,36	130,43

Na Figura 6.7 é representado a distância máxima para cada série de perfis.

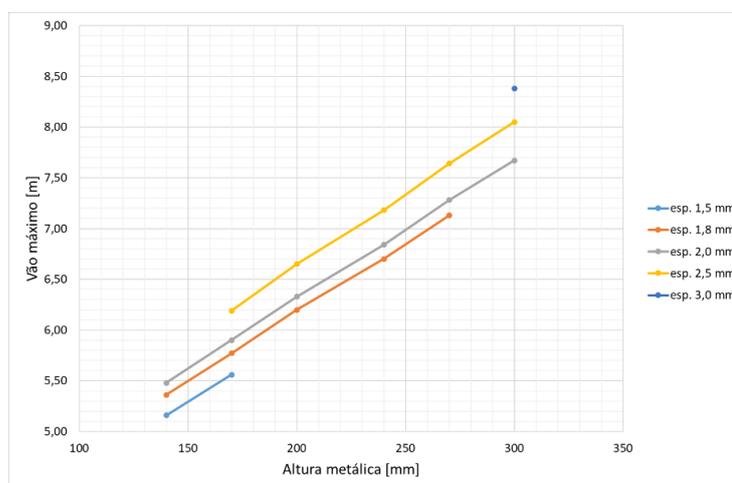


Figura 6.7 - Vão admissível para os diferentes perfis

Verifica-se um crescimento linear do vão para alturas e espessuras superiores. O valor mínimo corresponde ao valor da 140×60×1,5 com 5,16 metros e o valor máximo corresponde ao perfil 300×80×3,0 com um vão de 8,38 metros.

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. Considerações finais

Na presente dissertação procurou-se avaliar o comportamento de uma solução inovadora para pavimentos mistos em aço e betão. Nesse contexto, foi estudada a possibilidade de utilizar dois tipos de conectores para garantir o funcionamento misto da secção transversal: o conector nervurado e o conector indentado.

Desenvolveram-se 4 provetes de tipo *push-out*, resultando em dois ensaios para cada tipo de conector. De seguida, procedeu-se ao desenvolvimento dos ensaios de flexão, nos quais também se testaram dois provetes de viga com cada tipo de conector.

No decorrer dos ensaios de tipo *push-out* e nos ensaios de flexão, foram avaliados os seguintes parâmetros: carga máxima atingida, evolução da deformação com o carregamento (as deformações medidas correspondem a escorregamento nos provetes de tipo *push-out*, e a deformação vertical, escorregamento e extensão nos provetes de tipo viga), o comportamento do provete ao longo do carregamento e modos de rotura (identificação).

Quer os ensaios de tipo *push-out*, quer os ensaios de flexão, apresentam resultados que demonstram uma boa resposta dos elementos estruturais avaliados, face aos esforços instalados, demonstrando uma elevada capacidade de carga e elevada ductilidade em estado limite último, bem como um bom comportamento em fase de serviço.

Nos ensaios de tipo *push-out* identificou-se um comportamento bastante similar nos provetes com conectores do mesmo tipo.

Relativamente aos conectores, verifica-se nos ensaios de tipo *push-out* que os conectores nervurados permanecem intactos do início ao fim do ensaio. O mesmo não acontece com os conectores de tipo indentado visto que os “dentes” apresentam deformação, ou mesmo fratura, em alguns casos.

Nos provetes indentados (PO_IND) verifica-se que as fendas iniciais surgem imediatamente abaixo do conector na interface conector-laje

Nos provetes indentados após o primeiro valor máximo de capacidade carga surge a 1mm de escorregamento, desenvolvendo posteriormente uma perda elevada da capacidade resistente. No entanto ocorre recuperação total para um valor médio do deslocamento de 20 mm, evidenciando a elevada ductilidade do conector.

Além das fendas enunciadas anteriormente, os provetes PO_IND apresentam ainda fendas na superfície superior da laje de betão, iniciando as fendas imediatamente acima do conector no sentido da armadura e assim que alcança o plano da armadura, segue no sentido longitudinal da laje.

Para ambos os provetes *push-out* ocorre esmagamento e destacamento do betão já na fase final de ensaio.

Nos provetes PO_NERV verifica-se que as fendas iniciais surgem imediatamente abaixo do conector na interface conector-laje na direção vertical para a face inferior da laje de betão. Ao longo do desenvolvimento do ensaio são originadas fendas com angulo de 45° abaixo do conector. Na face exterior surge uma fenda ao longo do ponto médio da laje, acompanhada por novas fendas com 45° para a base da laje. Na face superior as fendas são similares às observadas dos provetes PO_IND.

Nos provetes PO_NERV ocorre uma pequena perda da capacidade de carga para escorregamento médio de 2 mm, no entanto, ocorre uma recuperação de carga total que é considerada como novo máximo de carga como capacidade máxima resistente.

Nos provetes PO_NERV o valor do escorregamento correspondente ao valor característico da capacidade de carga do conector corresponde a cerca de 10 mm, o que evidencia a elevada ductilidade do conector.

Em ambos os ensaios, os comportamentos dos provetes sofreram alteração significativa na relação força-deslocamento após os seguintes momentos críticos: início da fendilhação abaixo do conector, fendilhação na superfície superior da laje de betão, carga máxima e fendilhação na superfície exterior da laje de betão (nos provetes PO_NERV)

Conclui-se ainda que o conector nervurado apresenta valores de capacidade de carga sempre superiores aos que foram medidos nos conectores indentados, demonstrando assim uma capacidade superior na transmissão de esforços de corte entre o perfil metálico e a laje de betão. Identificou-se ainda, neste tipo de ensaio, que o conector indentado apresenta um valor de *uplift* bastante superior ao que é medido nos provetes de tipo *push-out* com conector nervurado.

Adicionalmente, as lajes dos provetes com conector indentado apresentam menor fissuração, mostrando que a capacidade de transmissão de esforços entre o conector indentado e a laje de betão é menor do que a que se verifica com o conector nervurado.

Nos ensaios de flexão, identificou-se um comportamento bastante similar nas vigas com conectores do mesmo tipo.

No que diz respeito aos ensaios de flexão, foram avaliadas a carga máxima aplicada, a deformação máxima (medida a $\frac{1}{2}$ vão da viga) e a deformação vertical em outros pontos da direção longitudinal da viga, os modos de rotura e os escorregamentos entre o conector, a laje e o perfil metálico.

Em ambos os ensaios, os comportamentos das vigas mistas sofreram alterações significativas na relação força-deslocamento após os seguintes momentos críticos: início de fendilhação, início do escorregamento entre a secção em aço da viga e a laje de betão e plastificação do banzo inferior.

Em todas as vigas testadas (com ambos os conectores), o comportamento experimental e os modos de rotura são bastante similares, sendo inicialmente desenvolvidas fendas junto ao plano de aplicação de carga na viga para a nervura exterior mais próxima, novas fendas com orientação de 45° paralelas, desenvolvimento contínuo de uma fenda horizontal entre as nervuras acompanhada pela descolagem das chapas metálicas, deslocamento relativo entre a viga e a laje de betão do lado onde apresenta maior fragilidade e ainda esmagamento do betão junto ao plano de atuação de carga.

Foram avaliados os deslocamentos verticais a meio vão de ambas as faces da viga e a $\frac{1}{4}$ de vão da viga de ambos os apoios em faces opostas.

Os resultados obtidos através dos LVDT's que mediram os escorregamentos entre o conector e os perfis metálicos em C e o escorregamento entre o conector e a laje de betão demonstram que relativamente ao escorregamento entre o perfil em C e o conector não foram desenvolvidos escorregamentos significativos enquanto que para o escorregamento relativo entre o conector e a laje de betão se desenvolveram deslocamentos com valor médio de 10 mm, originando deste modo um escorregamento entre a laje de betão e os elementos metálico evidenciando uma ligação parcial da solução para ambos os conectores.

As deformações medidas a meio vão evidenciam um comportamento muito similar dos dois lados das vigas, o que comprova que não ocorreram fenómenos de torção. Acrescenta-se ainda

que no decorrer do ensaio, e para níveis de carga próximos da capacidade de carga máxima dos provetes, a viga tende a deformar com maior incremento para uma extremidade, excetuando o provete Beam_IND_1 que apresentou comportamento simétrico até ao final do ensaio.

Com os resultados obtidos dos extensómetros verificou-se que no caso dos provetes Beam_IND o eixo neutro se encontra na alma dos perfis em C enquanto que para os provetes Beam_NERV o eixo neutro se encontra entre a face lateral da laje de betão e o banzo superior do perfil em C.

Foram preparados 12 provetes cilíndricos para caracterização do betão imediatamente antes e após os dois tipos de ensaios em análise. Nos ensaios de caracterização das propriedades do betão, os provetes cilíndricos apresentam homogeneidade nos resultados relativos à resistência à compressão e módulo de elasticidade do betão.

7.2. Desenvolvimentos futuros

O trabalho desenvolvido permitiu compreender melhor o comportamento dos conectores nervurado e indentado e avaliar a sua aplicação no contexto de soluções para pavimentos mistos em aço e betão. No futuro, seria importante dar continuidade ao trabalho desenvolvido, procurando explorar aspetos que ainda não foi possível analisar até ao momento presente. Propõem-se os seguintes desenvolvimentos:

1. Utilizar uma chapa que seja nervurada de ambos os lados e com menor espessura de modo a avaliar a influência da variação da espessura;
2. Avaliar a capacidade resistente dos conectores testados, considerando a variação da capacidade de resistência do betão à compressão, diferentes valores de taxa de armadura e a variação da espessura da laje de betão;
3. Calibrar os modelos numéricos de (Neves, 2016) e avançar com modelos numéricos para vigas mistas, de modo a ser desenvolvido um estudo paramétrico da geometria da viga e dos conectores avaliando o seu efeito através de uma análise pormenorizada que minimize a necessidade de atividade experimental;
4. Desenvolver uma solução final com a otimização da secção e do peso e proceder à sua confirmação experimental;
5. Desenvolver uma análise de viabilidade económica com aplicação ao mercado nacional e internacional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves. (2014). Avaliação do comportamento do conector Crestbond em vigas mistas. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil - Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães.

Arcelor Mittal. (2013). Ficha técnica Arval - Lajes Mistas. Arcelor Mittal.

Arrizabalaga et al. (2009). Proyecto y cálculo de forjados mixtos con chapa nervada, 1–59. Proyecto de especialidad - Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canal y puertos de Barcelona, Universidade Politecnica de Catalunya.

Barros, M. O. (2011). Análise e dimensionamento de pavimentos mistos slim floor, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil (Perfil Estruturas)-Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

Calado, L. & Santos. Estruturas mistas de aço e betão. Editora IST PRESS, 2010.

Diógenes, H. J. F., El Debs, A. L. H. C., & Valente, I. B. (2017). Tests on composite beams using new connections by adherence. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, 1–17.

Diógenes, H. J. F., El Debs, A. L. H. C., & Valente, I. B. (2015). Experimental analysis of new interfaces for connections by adhesion, interlocking and friction. Journal of Constructional Steel Research, 110(July), 170–181.

Gonçalves. (2013). Encurvadura lateral em vigas mistas. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil (Perfil de Mecânica Estrutural). Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra.

Henderson, I. E. J., Zhu, X. Q., Uy, B., & Mirza, O. (2017). Dynamic behaviour of steel-concrete composite beams retrofitted with various bolted shear connectors. Engineering Structures, 131, 115–135.

Hidelbrando. (2013). Análise numérica e experimental de ligações por aderência aço-concreto aplicada em estruturas mistas. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Jurado, M. G. (2008). Estudio del comportamiento estructural de los forjados tipo “slim floor” bajo cargas de servicio.

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1983) Code.1983 RSA_Actions Wind Seismic Loads.

Lima, Y. D. da C., & Souza, A. S. C. de. (2010). Análise comparativa de soluções de lajes para edifícios estruturados em aço. Construmetal 2010, 1–13. Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, São Paulo, Brasil.

Malite, M. (1990). Sobre o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada, Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Malite, M. (1993). Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto, Departamento de estruturas, constituídas por perfis de chapa dobrada. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Martinho. (2014). O sistema construtivo com estrutura leve em aço. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil (Construções) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.

Mateus, R. (2004). Novas tecnologias com vista à sustentabilidade da construção, (July). Mestrado em Engenharia Civil - Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Neves. (2016). Desenvolvimento de novas soluções para pavimentos mistos de aço e betão. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil - Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães.

NP EN 1992-1-1 (2010). “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. IPQ.

NP EN 1993-1-3. (2006). Norma Europeia - Eurocode 3 - Design of steel structures. CEN National Members - Comité Européu de Normalização, 1–130.

NPEN 1994-1-1. (2011). Norma Portuguesa - Eurocódigo 4 - Projeto de estruturas mista de aço-betão. Instituto Português da Qualidade.

O FELIZ. (2014). Ficha Técnica: Chapa Perfilada - Enformados a frio. O FELIZ.

O FELIZ. (2016). Ficha Técnica: Laje Mista- Perfil H60. O FELIZ.

Papastergiou, D. Connections by Adhesion, Interlocking and Friction for Steel-Concrete Composite Bridges under Static and Cyclic Loading. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2012.

Queiroz, G.; Pimenta, R. J.; Mata. L. A C. (2001). Elementos das estruturas mistas aço-concreto. Belo Horizonte: Editora: O Lutador.

Queiroz, G. & Paiva, A. A. (2013). Ligações Mistas com Chapa de Extremidade com Diferentes Graus de Resistência e Rigidez Composite Connections with End Plate with Different Degrees of Strength and Stiffness 1 Introdução, 1–20. Mostra PROPEEs UFMG.

Rodrigues. (2008). Desenvolvimento de um toolkit em excel para o dimensionamento de pilares mistos segundo o Eurocódigo. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil (Perfil de Estruturas) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

Thomann, M. Connexions par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2005.

Torre. (2015). Avaliação experimental da utilização de conectores indentados em elementos mistos de aço e betão leve. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Trindade et al. (2015). Análise estrutural de vigas mistas treliçadas de aço com mesa em concreto. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia do Campus de Ilha Solteira – UNESP.

Tristão, G. A.; Neto, J. M. (2005). Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.7, n.23, p. 121-144.

Valarinho, L. (2010). Construção em vidro estrutural: comportamento mecânico de vigas mistas vidro-GFRP, 161. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Valente, I.; Cruz, P. J. S. (2004). Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete. Journal of Constructional Steel Research.

Valente & Cruz (2007). Análise experimental e numérica de vigas mistas em aço e betão leve (Vol.1). CMNE- Congresso de métodos numéricos em engenharia, 15 de Junho.

Vasconcellos, A. (2003). Edifícios multipavimentos de aço e concreto. Como construir. TÉCHNE (Julho).

Veríssimo & al. (2007). Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento, (Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento). Pós graduação em engenharia de estruturas, tese de doutoramento.

Veríssimo, G. S. (1996). Análise e Comportamento de Vigas de Aço e Vigas Mistas com aberturas na alma. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Veríssimo, G. S. (2004). Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Projecto de Tese de Doutoramento – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Veríssimo, G. S.; Valente, I.; Paes, J. L. R.; Cruz, P. J. S., Fakury, R.H. (2005). Programa Experimental para estudo do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa de aço dentada para estruturas mistas de aço e concreto. Relatório Técnico; Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal.

Veríssimo, G. S.; Valente, I.; Paes, J. L. R.; Cruz, P. J. S., Fakury, R.H. (2006). Análise Experimental de um conector de cisalhamento em chapa de aço dentada para estruturas mistas de aço e concreto. XXXII Jornadas Sul americanas de Engenharia Estrutural, UNICAMP.

Portal metálica (2017). Lajes mistas, acesso em abril.

URL: <http://wwwo.metallica.com.br/lajes-mistas>

Portal metálica (2017). Porque construir com estruturas metálicas, acesso em abril.

URL: http://www.metallica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=1406

Portal metálica (2017). Caracterização das construções mistas, acesso em abril.

URL: http://www.metallica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=9

ANEXOS

ANEXO I

(Mapa de quantidades para fabricação das cofragens de provetes de tipo *push-out*)

Anexo II Cofragem provetes com conector de tipo indentado

