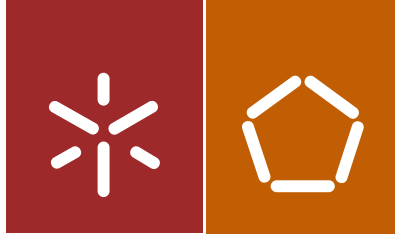


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Ana Rita Loureiro Alves

Avaliação do comportamento do
conector Crestbond em vigas mistas



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Ana Rita Loureiro Alves

Avaliação do comportamento do
conector Crestbond em vigas mistas

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

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

novembro de 2014

AGRADECIMENTOS

A concretização deste trabalho não seria possível sem a contribuição de algumas pessoas que me acompanharam e incentivaram ao longo deste percurso académico. A todos, um sincero obrigado.

Ao Diogo Alves, que sempre me esteve presente com amor, carinho, dedicação e paciência ao longo destes anos.

Aos meus pais e irmão, que possibilitaram a realização do meu percurso académico com apoio, carinho e dedicação.

À minha querida avó, que sempre me apoiou com afeto e ternura, ao longo destes anos.

À minha orientadora, Professora Doutora Isabel Valente, pela amizade, compreensão, motivação e conhecimentos partilhados durante o desenvolvimento desta dissertação.

À Raquel, pela ajuda e contributo durante a fase experimental desta dissertação.

Ao Washington, pela oportunidade de trabalho conjunto, pela amizade adquirida e pela colaboração na elaboração deste trabalho.

Ao professor Veríssimo, por partilhar a sua experiência e pela empatia e solidariedade demonstradas.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, António Matos e Jorge Marco pela colaboração na parte experimental deste trabalho.

Ao Nuno, ao Júlio e ao Gonçalo pela camaradagem demonstrada durante a realização dos ensaios experimentais.

Aos amigos da Universidade e aos amigos de longa data, pela amizade demonstrada nos bons e maus momentos desta jornada.

RESUMO

A utilização de vigas mistas de aço e betão na construção de edifícios é cada vez mais usual. Esta tendência resulta do facto de o funcionamento misto permitir tirar proveito do melhor desempenho de cada um dos materiais, resultando numa solução estrutural económica.

A conexão entre o elemento metálico e o elemento de betão é garantida através de conectores metálicos, que têm como objetivo reduzir, ou limitar, o movimento relativo entre ambos os materiais. Os conectores metálicos são soldados ao perfil metálico, ficando embebidos na laje após a betonagem e endurecimento do betão.

A presente dissertação procura avaliar o comportamento do conector Crestbond colocado numa viga mista sujeita a esforços de flexão. Recorrendo ao *software* de cálculo ATENA 2D, é realizado um estudo paramétrico às dimensões da viga com objetivo de estabelecer uma geometria em que se garanta elevado esforço de corte na conexão.

São realizados ensaios experimentais em vigas mistas, submetidas a carregamentos monotónicos e cíclicos. Durante a realização dos ensaios, foi montada toda a instrumentação para medir a evolução da carga aplicada, a deformação vertical, o escorregamento relativo, a separação vertical (*uplift*) nas extremidades da interface entre a viga metálica e a laje de betão e a extensão em duas secções transversais pré-definidas. Através dos resultados dos ensaios monotónicos é possível avaliar a influência do comportamento do conector na viga mista, nomeadamente ao nível da interação entre as secções de aço e de betão. A realização do carregamento cíclico visa avaliar possíveis efeitos de fadiga no conector e na viga, resultantes da aplicação de um elevado número de ciclos de carga e descarga.

É também construído um modelo numérico no programa de cálculo ATENA 3D, que procura simular o comportamento experimental da viga. Avaliam-se os parâmetros que influenciam o comportamento do modelo, como é o caso do tipo e tamanho dos elementos finitos, do comportamento das superfícies de contacto entre os elementos, da organização da malha e respetivo refinamento, das condições fronteira, etc. O modelo numérico é validado através da comparação entre os resultados numéricos por ele obtidos e os resultados experimentais.

Palavras-chave: Vigas mistas em aço e betão, conector Crestbond, ensaio monotónico, ensaio cíclico, análise numérica.

ABSTRACT

The use of steel and concrete composite beams in building construction is increasingly more common. This trend results from the fact that the composite action achieved between the steel and the concrete elements allows to take advantage of each material optimal performance, resulting in an economic structural solution.

The connection between the steel element and the concrete element is obtained by using metallic connectors, which are used to reduce or limit the development of slip between the two materials. The metal connectors are welded to the metal profile, getting embedded in the slab after concrete casting and hardening.

This dissertation aims to analyse the behaviour of the Crestbond connector in a composite beam subjected to bending stresses. By using the *software* ATENA 2D, a parametric study on the dimensions of the beam is developed, in order to establish a geometry that ensures high shear stresses in the connection.

Experimental tests are conducted on composite beams, subjected to static and cyclic loadings. During the tests, the instrumentation assembled to the beams is able to measure the evolution of the applied load, vertical deformation along the beam, slip between the steel beam and the concrete slab, uplift effect at the ends of the beam and stains in two predefined cross sections. With the results obtained during the monotonic tests, it is possible to evaluate the influence of the connector behaviour on the composite beam, particularly in terms of the interaction between steel and concrete elements. The cyclic loading is applied to assess the possible effects of fatigue on the connector and on the beam resulting from the application of a high number of loading and unloading cycles.

A numerical model is developed in the software ATENA 3D with the aim to simulate the experimental behaviour of the beam. An evaluation is made to the parameters that most influence the behaviour of the model, such as the type and size of the finite elements, the behaviour of the contact surfaces between the elements, the organization of the mesh and its refinement, boundary conditions, etc. The numerical model is validated by comparing the numerical results obtained with the experimental results.

Keywords: steel and concrete composite beams, Crestbond connector, monotonic test, cyclic test, numerical analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABELAS	xvii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Organização da dissertação	3
2 ESTADO DO CONHECIMENTO	5
2.1 Considerações gerais	5
2.1.1 Vantagens do uso de vigas mistas	5
2.1.2 Comportamento das vigas mistas – Conexão e interação	7
2.1.3 Comportamento das vigas mistas – Flexão	9
2.1.4 Generalidades sobre a conexão entre aço e betão – Resistência e ductilidade ...	17
2.1.5 Generalidades sobre conectores e sua influência no comportamento global da estrutura mista	20
2.2 Histórico	22
2.2.1 Ensaios realizados em vigas mistas	22
2.2.2 Estruturas mistas em Portugal	24

2.3	Generalidades sobre o conector <i>Crestbond</i>	25
2.3.1	Resultados de ensaios experimentais anteriormente realizados com o conector <i>Crestbond</i>	25
2.3.2	Efeito de pino.....	26
2.4	Estudo numérico sobre vigas mistas.....	29
2.4.1	Aspetos relevantes da modelagem numérica.....	29
2.4.2	Resultados de estudos numéricos com vigas mistas.....	30
3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PROVETE.....	33
3.1	Considerações gerais.....	33
3.2	Parâmetros a considerar na definição do modelo.....	33
3.3	Materiais e leis constitutivas.....	34
3.4	Otimização da geometria do provete com base na utilização do <i>software</i> ATENA 2D 37	
3.4.1	Geometria.....	38
3.4.2	Tipo de elementos FEM utilizados e malha.....	39
3.4.3	Condições de fronteira e carregamento.....	39
3.4.4	Estudo paramétrico.....	40
3.5	Confirmação da geometria do provete com base numa abordagem analítica.....	43
3.5.1	Cálculo elástico da secção – flexão positiva.....	45
3.5.2	Cálculo plástico da secção – flexão positiva.....	47
3.5.3	Verificação da segurança da viga mista.....	48
4	PREPARAÇÃO DO ENSAIO EXPERIMENTAL.....	49
4.1	Considerações gerais.....	49
4.2	Execução dos provetes de vigas mistas.....	49
4.2.1	Viga Metálica.....	50
4.2.2	Conector.....	50
4.2.3	Base e reforço da viga mista.....	52
4.2.4	Laje de betão.....	52
4.2.5	Execução da betonagem.....	56

4.3	Provetes de caracterização dos materiais	58
4.3.1	Betão	58
4.3.2	Armadura	58
4.3.3	Conector	59
4.3.4	Viga metálica	59
4.4	Plano do ensaio.....	60
4.4.1	Setup do ensaio	60
4.4.2	Instrumentação.....	61
4.4.3	Protocolo de ensaio	65
5	CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E ENSAIOS DE VIGAS MISTAS	69
5.1	Considerações gerais	69
5.2	Caracterização experimental dos materiais utilizados no fabrico das vigas mistas	69
5.2.1	Betão	70
5.2.2	Armadura	76
5.2.3	Conector	78
5.2.4	Viga metálica	80
5.3	Comportamento experimental observado e modos de rotura dos provetes.....	83
5.3.1	VM_Crest_1.....	83
5.3.2	VM_Crest_2_cíclico	85
5.3.3	VM_Crest_2_recuperação	87
5.3.4	VM_Crest_2_monotónico.....	87
5.4	Resultados obtidos nos ensaios monotónicos.....	90
5.4.1	Deslocamento vertical.....	91
5.4.2	Escorregamento.....	93
5.4.3	Separação vertical (<i>Uplift</i>).....	94
5.4.4	Extensões	95
5.5	Resultados obtidos no ensaio cíclico.....	98
5.5.1	Validação da resposta da viga ao carregamento imposto	99
5.5.2	Deslocamento Vertical.....	101

5.5.3	Escorregamento.....	102
5.5.4	Separação vertical (Uplift).....	103
5.5.5	Extensões	104
6	MODELO NUMÉRICO	113
6.1	considerações gerais.....	113
6.2	Modelo base	114
6.2.1	Geometria.....	114
6.2.2	Materiais	117
6.2.3	Definição das superfícies de contacto.....	119
6.2.4	Condições de apoio e carregamento	120
6.2.5	Definição e refinamento da malha	121
6.2.6	Pontos de monitorização	123
6.2.7	Parâmetros de solução.....	124
6.3	Modelos modificados	126
6.3.1	Modelo A: modelo base.....	127
6.3.2	Modelo B: Modelo base + Alteração da posição do ponto de aplicação do carregamento.....	128
6.3.3	Modelo C: Modelo base + Alteração das superfícies de contacto entre conector e laje de betão	129
6.4	Comparação entre resultados experimentais e numéricos.....	132
6.4.1	Comportamento observado e modos de rotura	133
6.4.2	Deformação vertical.....	134
6.4.3	Extensões	135
6.4.4	Tensões	137
7	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	139
7.1	Conclusões	139
7.2	Desenvolvimentos futuros.....	143
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Esquema representativo de uma secção transversal de uma estrutura mista.....	1
Figura 2.1: Soluções estruturais de vigas mistas (FCTUC, 2002).....	6
Figura 2.2: Influência do grau de conexão (Calado e Santos, 2010).....	7
Figura 2.3: Influência do grau de interação (Calado e Santos, 2010).....	8
Figura 2.4: Variação da resistência em função do grau de conexão (Calado e Santos, 2010) ...	8
Figura 2.5: Distribuição de tensões normais e tangenciais numa viga mista (Calado e Santos, 2010)	9
Figura 2.6: Variação do fluxo de corte longitudinal, q , em função do vão da viga (Calado e Santos, 2010).....	9
Figura 2.7: Variação do fluxo de corte longitudinal, q , em função do vão da viga (Calado e Santos, 2010).....	10
Figura 2.8: Classificação das secções transversais	11
Figura 2.9: Distribuição elástica de tensões sob ação de momentos fletores positivos.....	14
Figura 2.10: Distribuição plástica de tensões sob ação de momentos fletores positivos para uma conexão parcial (NP EN 1994-1-1, 2011).....	15
Figura 2.11: Relação entre M_{Rd} e N_c para conectores dúcteis (NP EN 1994-1-1, 2011)	15
Figura 2.12: Secções críticas de vigas mistas	16
Figura 2.13: Curva força-escorregamento (adaptado de Veríssimo, 2007).....	18
Figura 2.14: Relação força-escorregamento para caracterização de conectores (adaptado de Oliveira, 2007).....	18
Figura 2.15: determinação da capacidade de escorregamento δ_u (NP EN 1994-1-1, 2011).....	19
Figura 2.16: Conector Stud (Veríssimo, 2007).....	20
Figura 2.17: Conector Perfobond contínuo e descontínuo (Veríssimo, 2007)	20
Figura 2.18: Conector Crestbond: (a) contínuo; (b) descontínuo (Veríssimo,2007)	21
Figura 2.19: Torre São Gabriel, Parque das Nações (esquerda); Viaduto da Av. José Malhoa, Lisboa (direita).....	25

Figura 2.20: Efeito de corte nos pinos virtuais de betão (Veríssimo, 2007).....	27
Figura 2.21: Pormenor do conector após a rotura e efeito de pino no betão (Hosain e Oguejiofor, 1995; Veríssimo, 2007).....	28
Figura 2.22: Carregamento de um pino de betão (Kraus e Wurzer, 1997).....	28
Figura 3.1: Configuração das cargas atuantes na viga e respetivos diagramas de esforços	34
Figura 3.2: Lei constitutiva definida no software ATENA 2D para o perfil metálico	35
Figura 3.3: Lei constitutiva definida no software ATENA 2D para as chapas metálicas	35
Figura 3.4: Lei constitutiva definida no software ATENA 2D para o betão	36
Figura 3.5: Lei constitutiva definida no software ATENA 2D para a interface aço-betão	37
Figura 3.6: Simplificação geométrica do perfil metálico utilizado no programa de cálculo ATENA 2D	38
Figura 3.7: Configuração final da viga mista no programa de cálculo ATENA 2D	39
Figura 3.8: Casos de carga: (a) apoio; (b) condição de simetria; (c) deslocamento	40
Figura 3.9: Relação entre a força total aplicada na viga e o deslocamento vertical medido a meio vão, para cada uma das geometrias analisadas	41
Figura 3.10: Distribuição de tensões na viga V2.5-S0.3×0.09: (a) Início da fendilhação na laje (P = 86,4 kN); (b) Carga máxima (P = 213,6 kN)	41
Figura 3.11: Distribuição de tensões na viga V3.0-S0.4×0.1: (a) Início da fendilhação na laje (P = 124,8 kN); (b) Carga máxima (P = 200,8 kN)	42
Figura 3.12: Disposição da armadura	45
Figura 3.13: Posição do eixo neutro na laje de betão durante o cálculo elástico.....	46
Figura 3.14: Possibilidade de eixo neutro se situar na laje de betão durante o cálculo plástico	47
Figura 4.1: Desenho da viga metálica.....	50
Figura 4.2: Relações dimensionais para o conector Crestbond (Veríssimo, 2007) e respetivos valores considerados	51
Figura 4.3: Dimensões consideradas para cada dente do conector.....	51
Figura 4.4: Desenho da viga com o conector.....	51
Figura 4.5: Desenho das nervuras e das chapas metálicas colocadas sob o apoio.....	52
Figura 4.6: Faseamento da construção do modelo da cofragem.....	53
Figura 4.7: Cofragem da viga mista.....	54
Figura 4.8: Desenho da armadura	55

Figura 4.9: Processo de fabrico da armadura.....	56
Figura 4.10: Betonagem da viga	57
Figura 4.11: Descobragem e transporte da viga para o local de ensaio.....	57
Figura 4.12: Provetes do betão para caracterização dos materiais.....	58
Figura 4.13: Provetes da armadura para caracterização dos materiais	59
Figura 4.14: Provetes do conector para caracterização dos materiais	59
Figura 4.15: Provetes da viga metálica para caracterização dos materiais	59
Figura 4.16: Pórtico do ensaio e disposição do ensaio	60
Figura 4.17: Disposição dos extensómetros na secção transversal da viga	62
Figura 4.18: Extensómetros na viga metálica (a) e na laje de betão (b)	62
Figura 4.19: Disposição dos transdutores para medir a deformação vertical, o escorregamento e o uplift durante o ensaio monotónico.....	64
Figura 4.20: Travamento lateral durante o ensaio cíclico.....	64
Figura 4.21: Disposição dos transdutores para medir a deformação vertical, o escorregamento e o uplift durante o ensaio cíclico	65
Figura 4.22: Evolução da carga ao longo do tempo no ensaio da viga VM_Crest_1	66
Figura 4.23: Configuração da carga ao longo do tempo no ensaio cíclico VM_Crest_2	66
Figura 5.1: Configuração do ensaio para determinação da resistência à compressão	71
Figura 5.2: Variação de f_{cm} experimental e f_{cm} obtido pela Equação (5.3), ao longo do tempo	73
Figura 5.3: Configuração do ensaio para determinação do módulo de elasticidade.....	74
Figura 5.4: Ensaio de módulo de elasticidade - ciclos de carga e descarga.....	74
Figura 5.5: Variação de E_{cm} experimental e E_{cm} obtido pela Equação (5.6), ao longo do tempo	75
Figura 5.6: Ensaio tração de um provete de armadura.....	76
Figura 5.7: Curva de força-deslocamento imposta no ensaio de um provete de armadura	76
Figura 5.8: Relação entre tensão e extensão dos ensaios de tração dos provetes da armadura	77
Figura 5.9: Extensão após a rotura obtida nos ensaios de tração dos provetes da armadura....	77
Figura 5.10: Ensaio de tração de um provete de aço utilizado no fabrico do conector	78
Figura 5.11: Curva de força-deslocamento imposta no ensaio de um provete de aço utilizado no fabrico do conector	79

Figura 5.12: Relação entre tensão e extensão dos ensaios de tração dos provetes do conector	79
Figura 5.13: Extensão após a rotura obtida nos ensaios de tração dos provetes do conector...	80
Figura 5.14: Ensaio tração de um provete de aço utilizado no fabrico da viga metálica.....	81
Figura 5.15: Curva de força-deslocamento imposta no ensaio de um provete de aço utilizado no fabrico da viga metálica	81
Figura 5.16: Relação entre tensão e extensão obtida nos ensaios de tração dos provetes da viga metálica	82
Figura 5.17: Extensão após a rotura obtida nos ensaios de tração dos provetes da viga metálica	82
Figura 5.18: Comportamento observado durante o ensaio da viga VM_Crest_1	84
Figura 5.19: Modo de rotura observado no ensaio de VM_Crest_1	85
Figura 5.20: Registo da temperatura ambiente no interior do laboratório, ao longo de um dia de ensaio	86
Figura 5.21: Recuperação do provete determinada pelos transdutores de deslocamento vertical	87
Figura 5.22: Comportamento observado durante o ensaio da viga VM_Crest_2_monotónico	88
Figura 5.23: Modo de rotura observado no ensaio de VM_Crest_2.....	89
Figura 5.24: Disposição dos transdutores de deslocamento vertical aos ensaios monotónicos	90
Figura 5.25: Disposição dos extensómetros na secção transversal, relativos aos ensaios monotónicos.....	91
Figura 5.26: Curvas força-deslocamento vertical: a) VM_Crest_1 e b) VM_Crest_2.....	92
Figura 5.27: Relação entre o deslocamento no Lado 1 e o deslocamento no Lado 2 da viga, determinado com base no programa F-tool	92
Figura 5.28: Curvas corrigidas da força-deslocamento vertical: a) VM_Crest_1 e b) VM_Crest_2.....	93
Figura 5.29: Curva força-escorregamento: a) VM_Crest_1 e b) VM_Crest_2	94
Figura 5.30: Curva força-separação vertical: a) VM_Crest_1 e b) VM_Crest_2.....	95
Figura 5.31: Curvas força-extensão ao longo da secção transversal dos ensaios VM_Crest_1 e VM_Crest_2.....	96
Figura 5.32: Diagramas de extensão ao longo da altura da secção transversal da viga.....	97
Figura 5.33: Disposição dos transdutores relativos ao ensaio cíclico.....	98
Figura 5.34: Disposição dos extensómetros na secção transversal relativos ao ensaio cíclico	99

Figura 5.35: Evolução da carga imposta à viga, durante o ensaio cíclico	100
Figura 5.36: Curva envolvente de carga máxima e mínima ao longo do ensaio cíclico.....	101
Figura 5.37: Influência do ruído em 10 ciclos de carga medidos durante o ensaio cíclico	101
Figura 5.38: Curvas envolventes de carga máxima e mínima de deslocamento vertical ao longo dos ciclos de carregamento: a) Posição 160; b) Posição 100 e Posição 220	102
Figura 5.39: Curvas envolventes de carga máxima e mínima de escorregamento ao longo dos ciclos de carregamento: a) Extremidade 1; b) Extremidade 2	103
Figura 5.40: Comportamento observado pelo transdutor LVDT-UPLIFT1, ao longo de 10 ciclos de carregamento	104
Figura 5.41: Curvas envolventes de carga máxima e mínima de separação vertical ao longo dos ciclos de carregamento.....	104
Figura 5.42: Curvas envolventes de carga de extensões ao longo dos ciclos de carregamento	105
Figura 5.43: Temperatura ambiente medida no laboratório durante o ensaio cíclico.....	106
Figura 5.44: Curvas corrigidas das envolventes de carga máxima e mínima de extensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Face sup. betão, Posição 160; b) Face inf. betão, Posição 160.....	108
Figura 5.45: Curvas corrigidas das envolventes de carga máxima e mínima de extensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Face sup. aço, Posição 160; b) Face inf. aço, Posição 160	109
Figura 5.46: Curvas corrigidas das envolventes de carga máxima e mínima de extensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Face sup. betão, Posição 100; b) Face inf. betão, Posição 100.....	109
Figura 5.47: Curvas corrigidas das envolventes de carga máxima e mínima de extensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Face sup. aço, Posição 100; b) Face inf. aço, Posição 100	110
Figura 5.48: Curvas envolventes de carga máxima e mínima de tensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Betão, Posição 160; b) Aço, Posição 160	111
Figura 6.1: Geometria da viga metálica no programa de cálculo ATENA 3D.....	114
Figura 6.2: Geometria do conector Crestbond no programa de cálculo ATENA 3D.....	115
Figura 6.3: Geometria da laje de betão no programa de cálculo ATENA 3D.....	116
Figura 6.4: Geometria das chapas metálicas no programa de cálculo ATENA 3D.....	116
Figura 6.5: Geometria da armadura no programa de cálculo ATENA 3D	117

Figura 6.6: Lei constitutiva definida no software ATENA 3D para a armadura.....	118
Figura 6.7: Definição das superfícies de contacto no Modelo A (verde e cinza: no connection; castanho e amarelo: perfect connection).....	120
Figura 6.8: Condições de simetria: (a) Plano transversal de simetria (xz); (b) Plano longitudinal de simetria (yz)	121
Figura 6.9: (a) Condição de apoio; (b) Condição de carregamento.....	121
Figura 6.10: Tipos de elementos definidos na viga mista.....	122
Figura 6.11: Pontos de monitorização definidos no modelo numérico	124
Figura 6.12: Condições de convergência associadas ao método de Newton- Raphson.....	125
Figura 6.13: Condições de convergência associadas ao método de Arc-Length.....	126
Figura 6.14: Resultados do Modelo A	127
Figura 6.15: Posição dos pontos de aplicação de carregamento definidos no Modelo B.....	128
Figura 6.16: Resultados do Modelo B	129
Figura 6.17: Definição das superfícies de contacto no Modelo C-1 (verde e cinza: no connection; castanho e amarelo: perfect connection)	130
Figura 6.18: Resultados do Modelo C-1	130
Figura 6.19: Definição das superfícies de contacto no Modelo B-2 (verde e cinza: no connection; castanho e amarelo: perfect connection)	131
Figura 6.20: Resultados do Modelo C-2	132
Figura 6.21: Início de fendilhação (P=170 kN)	133
Figura 6.22: Fendilhação na face superior do betão, junto ao conector (P=230 kN)	133
Figura 6.23: Rotura – lado exterior (P=270 kN).....	134
Figura 6.24: Rotura – lado interior (P=270 kN)	134
Figura 6.25: Curvas força-deslocamento vertical dos provetes VM_Crest_1 e VM_Crest_2 e dos modelos numéricos C1-20 mm e C2-20 mm: a) Posição 160; Posição 100	135
Figura 6.26: Curvas força-extensão em quatro níveis da secção transversal a meio vão: a) Ensaaios experimentais; b) Modelos numéricos.....	136
Figura 6.27: Curvas força-extensão ao longo da secção transversal a meio vão: a) Ensaaios experimentais; b) Modelos numéricos	137
Figura 6.28: Tensões principais nos modelos numéricos: a) Modelo C1-20 mm; b) Modelo C2-20 mm	138

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Comparação entre diversas soluções estruturais para uma viga (adaptado de Calado e Santos, 2010).....	6
Tabela 3.1: Opções consideradas para o pré-dimensionamento da viga mista.....	38
Tabela 3.2: Tensão principal na viga e na interface ao longo de vários steps de análise	42
Tabela 3.3: Materiais e características geométricas a considerar no cálculo analítico	43
Tabela 4.1: Características principais dos extensómetros.....	63
Tabela 4.2: Tentativas de ativação da frequência do ensaio VM_Crest_2_cíclico	67
Tabela 5.1: Massa Volúmica Aparente do betão	71
Tabela 5.2: Resistência à compressão do betão obtida experimentalmente	72
Tabela 5.3: Resistência à compressão do betão obtida pela norma NP EN 1992-1-1 (2010) ..	73
Tabela 5.4: Módulo de elasticidade do betão obtido experimentalmente.....	75
Tabela 5.5: Propriedades mecânicas dos provetes de caracterização da armadura	78
Tabela 5.6: Propriedades mecânicas dos provetes de caracterização do conector	80
Tabela 5.7: Propriedades mecânicas dos provetes de caracterização da viga metálica	83
Tabela 5.8: Temperatura máxima e mínima ao longo dos dias de ensaio	86
Tabela 5.9: Variação de extensão em cada nível da secção transversal, considerando um aumento de temperatura global igual a 1°C em toda a viga.....	107
Tabela 6.1: Valores considerados nos parâmetros de definição das leis constitutivas definidas no software ATENA 3D	119
Tabela 6.2: Características adotadas para o refinamento da malha dos modelos numéricos ..	123
Tabela 6.3: Características impostas aos pontos de monitorização	124
Tabela 6.4: Tensões ao longo da secção transversal a meio vão dos modelos numéricos	139

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Uma viga mista geralmente é constituída por uma laje de betão armado e um perfil metálico que funcionam em conjunto devido à existência de conectores que garantem a ligação entre elas (Figura 1.1). Os conectores são elementos metálicos que são soldados ao perfil de aço e ficam embebidos na laje, após betonagem e endurecimento do betão. A principal função dos conectores é a de transmitir as forças longitudinais de corte que se geram entre as secções de betão e de aço, quando a viga é submetida a flexão. Para além das forças de corte longitudinal, existem também forças transversais ao plano da laje, que podem causar a separação vertical entre a laje de betão e o perfil metálico.

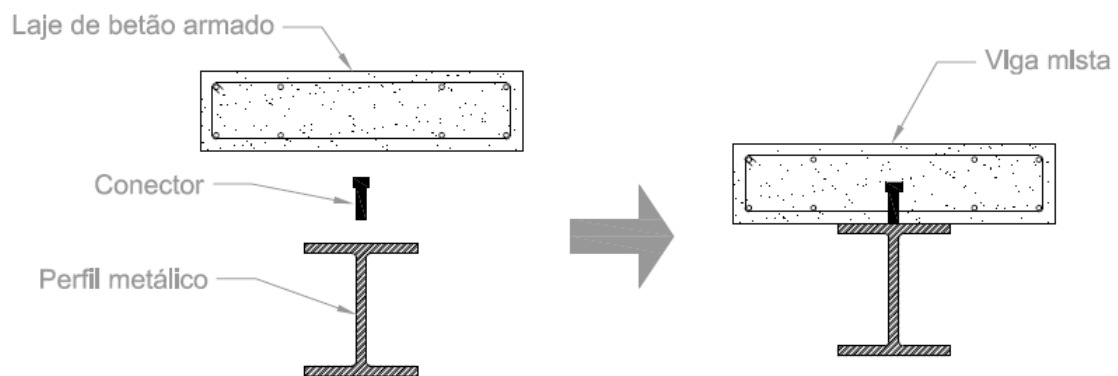


Figura 1.1: Esquema representativo de uma secção transversal de uma estrutura mista

A utilização de vigas mistas de aço e betão na construção é cada vez mais usual uma vez que se obtêm comportamentos distintos daqueles que são observados quando se utilizam individualmente os materiais referidos. Tal tendência resulta do facto de o funcionamento misto permitir tirar proveito do melhor desempenho de cada um dos materiais.

Vários conectores já foram propostos e diversos tipos são usados em estruturas mistas atualmente. No entanto, muitos deles apresentam restrições importantes no que diz respeito à produção industrial e ao próprio comportamento estrutural, razão pela qual ainda são objeto de estudo.

Neste trabalho, realiza-se um estudo sobre vigas mistas em aço e betão onde se utilizam conectores do tipo *Crestbond* contínuos, para estabelecer a ligação entre a viga metálica e a laje de betão e garantir o funcionamento misto entre estes dois elementos. O conector *Crestbond* consiste numa chapa plana lisa, cortada em forma de crista, com saliências e reentrâncias trapezoidais, pertencendo, por isso, à família dos conectores de chapa contínua. Anteriormente, já foi experimentalmente comprovado que o conector *Crestbond* apresenta elevada capacidade resistente, comportamento dúctil e capacidade para garantir o funcionamento misto pretendido (Veríssimo, 2007).

O conector *Crestbond* tem características específicas que influenciam o comportamento global da viga mista onde estão inseridos. O conector *Crestbond* foi desenvolvido recentemente, pelo que não é ainda utilizado de forma corrente na construção. Até agora, o seu comportamento foi validado através do ensaio de tipo *push-out*, proposto no Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1), mas considera-se que é também necessário validar o seu comportamento em vigas, tal como se propõe neste trabalho.

Deste modo, o estudo realizado procura analisar a influência de vários parâmetros, tais como, os materiais utilizados, o vão da viga, o tipo e dimensões da laje, o tipo e dimensões do perfil metálico, a disposição e quantidade de armadura transversal ao longo da viga, o grau de conexão e as condições de apoio. Os ensaios realizados procuram ainda avaliar possíveis fenómenos de fadiga associados ao comportamento do conector, que podem surgir quando o elemento estrutural está submetido a carregamentos cíclicos, razão pela qual se ensaiou uma viga mista sujeita a um conjunto de 1.000 000 de ciclos de carga e descarga entre patamares pré-definidos.

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação tem como principais objetivos a realização de uma análise experimental e uma análise numérica, destinadas a avaliar o comportamento do conector *Crestbond* em vigas mistas sujeitas a flexão.

Assim, pretendeu-se alcançar, de forma faseada, os seguintes objetivos específicos:

- analisar e pré-dimensionar uma geometria adequada para as vigas mistas a ensaiar de forma a ser possível avaliar o seu comportamento, dando especial destaque ao comportamento do conector *Crestbond*;
- analisar e descrever o comportamento experimental de vigas mistas em aço e betão onde são utilizados conectores *Crestbond* e identificar os modos de rotura que resultam do carregamento aplicado, considerando que são aplicados carregamentos de dois tipos: monotónico e cíclico;

- avaliar os resultados obtidos nos ensaios experimentais referidos, quantificando os seguintes parâmetros: carga máxima atingida, rigidez inicial da viga, deformação máxima atingida no decorrer dos ensaios realizados e evolução da deformação vertical e do escorregamento na interface entre as secções de aço e de betão, em função do carregamento aplicado;
- desenvolver e calibrar modelos numéricos que sejam representativos dos ensaios experimentais realizados, avaliando o comportamento dos parâmetros mais relevantes no comportamento de vigas mistas com conector *Crestbond*;
- elaboração de um artigo científico onde são apresentados os resultados referentes ao pré-dimensionamento do provete os resultados dos ensaios experimentais realizados.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é constituída por seis capítulos que explicam todo o trabalho realizado.

O Capítulo 1 reúne as considerações gerais destinadas a informar o leitor sobre o tema a abordar. Define também os objetivos e a organização da presente dissertação.

O Capítulo 2 aborda alguns aspetos fundamentais do comportamento de conectores perfurados e resume alguns trabalhos anteriormente desenvolvidos no âmbito desta temática. É apresentada uma pesquisa bibliográfica referente ao tema em estudo. São expostas considerações gerais no que diz respeito às vantagens e desvantagens da utilização de estruturas mistas e abordam-se os parâmetros fundamentais de definem o seu comportamento (conexão e interação, flexão, resistência e ductilidade). São apresentados os aspetos fundamentais de alguns estudos realizados com estruturas mistas, focando-se a atenção em vigas. São apresentados conceitos principais relacionados com o comportamento de vários tipos de conectores, dando-se especial ênfase ao conector *Crestbond*. É exposta também neste capítulo uma abordagem ao Método dos Elementos Finitos, focando a atenção em estudos numéricos já desenvolvidos no âmbito das vigas mistas.

No Capítulo 3 é apresentado um estudo numérico que foi realizado com o programa de cálculo ATENA 2D com o objetivo de encontrar a geometria ideal da viga a ensaiar. São definidas seis opções de dimensionamento da viga, em função do vão e da secção transversal e tendo em conta as limitações do espaço do pórtico de ensaio. O cálculo numérico possibilitou a realização de uma análise paramétrica, permitindo encontrar uma geometria ideal para viga mista com conector *Crestbond*. É efetuado também um estudo analítico referente à opção considerada, estimando-se a carga última atingida pela viga.

No Capítulo 4 é descrita a preparação do ensaio experimental. São apresentados todos os passos relativos à preparação dos provetes de caracterização dos materiais e à preparação das vigas mistas a ensaiar. No plano de ensaio, é definida toda a instrumentação a aplicar aos provetes e é também apresentado o protocolo de ensaio referente à análise de vigas sujeitas a carregamentos cíclicos e monotónicos.

O Capítulo 5 descreve detalhadamente os ensaios experimentais realizados às vigas ensaiadas. São expostos os resultados de caracterização do betão, dos aços utilizados no fabrico do conector e da viga metálica e também da armadura. São apresentados os comportamentos observados e modos de rotura das vigas. São detalhadamente analisados todos os resultados provenientes da instrumentação utilizada.

O Capítulo 6 diz respeito ao estudo do modelo numérico da viga mista e respetiva calibração no programa de cálculo ATENA 3D. São definidos vários modelos, variando o tamanho da malha, o tipo de contactos entre dois elementos contíguos e a posição do incremento de deslocamento, de forma a encontrar o modelo que melhor simula o comportamento da viga mista testada monotonicamente. Neste capítulo, o objetivo é avaliar os parâmetros mais influentes que definem o modelo numérico da viga mista e perceber quais as estratégias de modelação que melhor se adequam ao problema analisado.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões gerais da investigação realizada no âmbito desta dissertação. Ainda neste capítulo, são apontadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As estruturas mistas são constituídas por dois materiais que estão ligados e trabalham em conjunto entre si. O funcionamento misto é garantido quando os materiais a ligar se encontram solidarizados de forma a que se elimina, ou limita, o escorregamento entre as secções de aço e betão. Assim, obtêm-se comportamentos distintos daqueles que são observados quando se está perante cada um dos materiais individualmente, permitindo tirar proveito do melhor desempenho de cada um dos materiais, resultando numa solução estrutural mais económica.

Assim, ao submeter o betão e o aço aos esforços que mais resistem, ou seja, betão a resistir a esforços de compressão e aço a resistir a esforços de tração, obtêm-se secções com geometrias e rigidezes bastante mais superiores relativamente a situações de estruturas correntes na construção.

2.1.1 Vantagens do uso de vigas mistas

Existem vários tipos de elementos estruturais mistos, dos quais se destacam os pilares, as lajes e as vigas. Cada um destes elementos estruturais apresenta um comportamento diferente, pelo que é necessário analisar cada um de forma específica.

A utilização de vigas mistas na construção de edifícios está cada vez mais a ser explorada, uma vez que estas proporcionam inúmeras vantagens, tais como: redução do peso global da estrutura e consequente alívio nas fundações, diminuição da altura dos perfis, possibilidade de vencer maiores vãos, redução de flechas e diminuição de custos. A utilização de aço garante uma maior ductilidade ao comportamento da viga e o betão, quando associado com o aço, confere maior resistência ao fogo e à corrosão. É garantida também uma maior rapidez de construção quando se está perante o uso de lajes mistas com chapas metálicas trapezoidais enformadas a frio, visto que, neste caso, é dispensada a utilização de cofragem.

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. As vigas simplesmente apoiadas contribuem para uma maior eficiência do sistema misto pois, desta forma, a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de betão funciona predominantemente à compressão. Na Figura 2.1 estão representadas algumas soluções estruturais de vigas mistas.

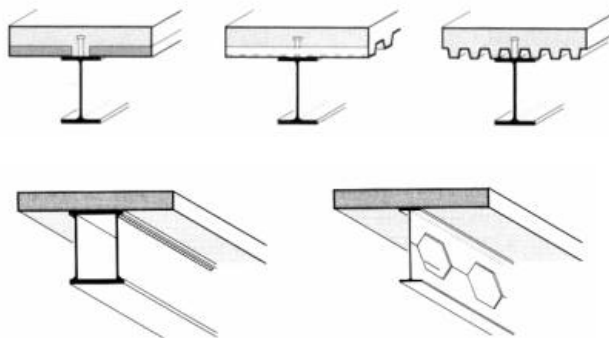


Figura 2.1: Soluções estruturais de vigas mistas (FCTUC, 2002)

Tendo como ponto de partida a avaliação do comportamento estrutural de vigas mistas, nomeadamente a resistência e a rigidez à flexão, Calado e Santos (2010) elaboraram uma comparação entre uma secção mista (aço e betão armado), uma secção de betão armado e outra secção de aço, para vigas, apresentando todas as mesmas características geométricas. Os resultados são apresentados em percentagem na Tabela 2.1. Para efeitos de comparação, os valores da resistência, da rigidez e do peso próprio da secção mista foram tomados como 100%.

Tabela 2.1: Comparação entre diversas soluções estruturais para uma viga (adaptado de Calado e Santos, 2010)

Secção	Resistência à flexão	Rigidez à flexão	Peso próprio
Mista	100%	100%	100%
Betão armado	74%	58%	124%
Aço	59%	39%	100%

Os resultados da tabela evidenciam o melhor desempenho das estruturas mistas relativamente às estruturas de betão armado e estruturas de aço. É possível verificar que a viga mista apresenta uma resistência à flexão 26% superior à secção de betão armado e 41% superior à secção de aço. Tendo em conta a rigidez à flexão, a viga mista é 42% superior à viga equivalente em betão armado e 61% maior que a de aço. No que diz respeito ao peso próprio, os autores verificaram que a solução mista apresenta um peso equivalente à secção de aço, e inferior à secção de betão armado. Assim, a solução mista apresenta, neste caso, maior resistência e rigidez para peso próprio menor.

2.1.2 Comportamento das vigas mistas – Conexão e interação

O funcionamento conjunto dos elementos de aço e betão de uma viga mista deve ser garantido de modo a que esta seja capaz de resistir a esforços de flexão. Para isso, deve-se assegurar a conexão entre a viga metálica e a laje de betão, garantindo que ambas trabalham solidariamente entre si.

Vários tipos de conectores foram desenvolvidos e testados com o intuito de garantir maior capacidade de transmissão das forças longitudinais que se desenvolvem na ligação entre o aço e o betão, quando a estrutura está sujeita a flexão. Os esforços são devidos ao tipo de carregamento, à retração do betão, à fluência, a efeitos térmicos, ao pré-esforço, entre outros.

É importante estabelecer o conceito de conexão e o conceito de interação. A conexão está relacionada com as forças que se desenvolvem na interface dos dois materiais. Considera-se conexão total nos casos em que a resistência à flexão da viga não é condicionada pela conexão, sendo o número de conectores existentes suficiente para transmitir todos os esforços de corte longitudinal que se geram na interface na situação em que é atingido o momento fletor resistente da viga. É designada de conexão parcial, quando a resistência última do elemento fica condicionada pela capacidade resistente da conexão, ou seja, quando a capacidade de carga da viga resulta de ser atingida a resistência última dos conectores e não a resistência última à flexão ou ao corte da secção transversal mais esforçada. A influência do grau de conexão pode ser observada na Figura 2.2.

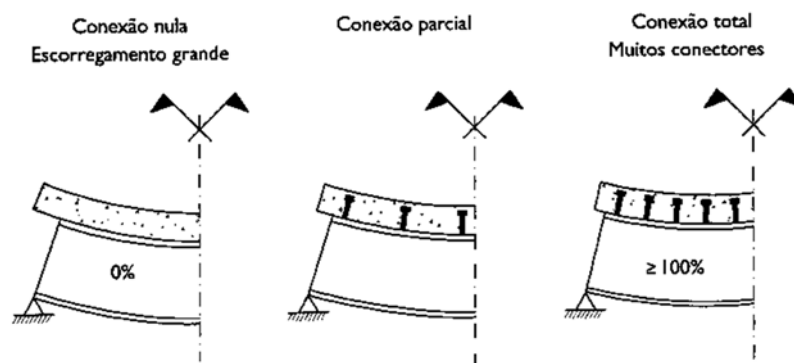


Figura 2.2: Influência do grau de conexão (Calado e Santos, 2010)

A interação diz respeito ao escorregamento verificado entre os dois materiais na respetiva interface e depende não só do número e conectores utilizados, como também da rigidez individual. É considerada interação total, se não ocorrer escorregamento entre as duas secções, devido ao comportamento infinitamente rígido do conector. Caso isto não se verifique, ocorre interação parcial. O escorregamento mobilizado entre a secção de betão e a secção de aço depende do número de conectores e das respetivas características. Usualmente,

o comportamento dos conectores é definido por uma relação carga-escorregamento. A influência do grau de interação está representada na Figura 2.3.

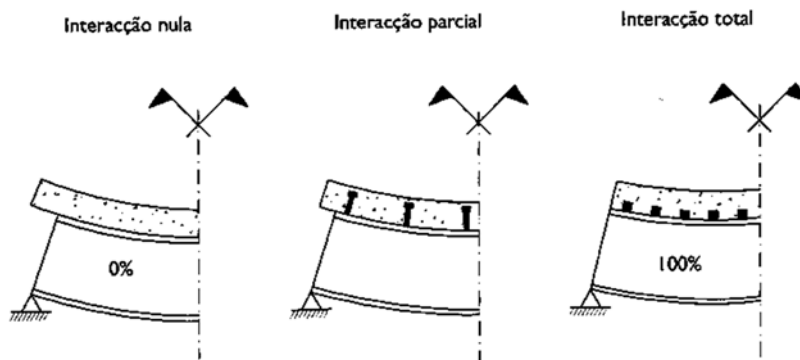


Figura 2.3: Influência do grau de interação (Calado e Santos, 2010)

Segundo Calado e Santos (2010), um dado grau de conexão tem, em geral, um valor próximo do grau de interação, para um determinado elemento. Quando não existem elementos de conexão entre as secções de aço e betão, há resistência nula e, por conseguinte, um escorregamento máximo. Deste modo, uma conexão nula implica uma interação nula e vice-versa, enquanto que uma conexão total não implica uma interação total, pois apesar de não se conseguir aumentar a resistência de um elemento, é possível, ainda, conseguir-se reduzir os deslocamentos relativos entre os dois materiais (Calado e Santos, 2010).

Como se observa na Figura 2.4, no caso de conexão nula, considera-se que a resistência da secção é igual à resistência da secção de aço, enquanto numa situação de conexão total, a resistência é a máxima que se consegue obter com a secção mista.

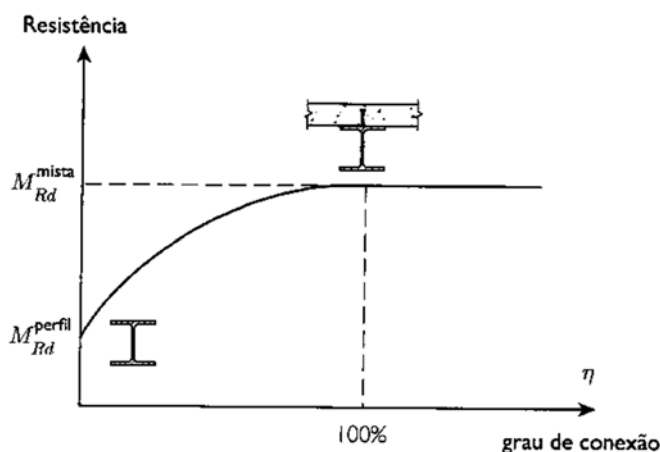


Figura 2.4: Variação da resistência em função do grau de conexão (Calado e Santos, 2010)

Uma secção transversal mista que tenha interação nula, ou seja, que não possua qualquer tipo de conector para ligar as secções de aço e de betão, terá uma distribuição de tensões e extensões tal como a que é representada na Figura 2.5.a). Se existir interação total,

proporcionada pela existência de conectores rígidos que impeçam o escorregamento entre o perfil de aço e a secção de betão, não haverá descontinuidade no diagrama de extensões, tal como se representa na Figura 2.5.b).

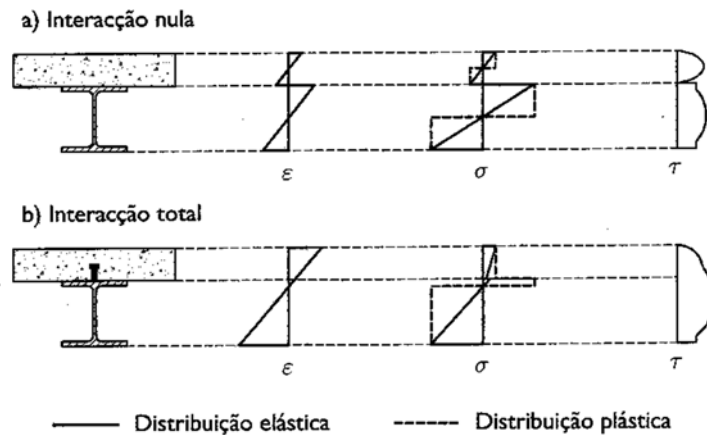


Figura 2.5: Distribuição de tensões normais e tangenciais numa viga mista (Calado e Santos, 2010)

2.1.3 Comportamento das vigas mistas – Flexão

2.1.3.1 Forças de interação

Admitindo que a viga é simplesmente apoiada, que os conectores não se deformam, que a carga aplicada é uniformemente distribuída e que a viga tem comportamento elástico linear, o fluxo de corte longitudinal entre o perfil de aço e a laje de betão terá o andamento representado na Figura 2.6 (Hanswille, 2006 *apud* Calado e Santos, 2010).

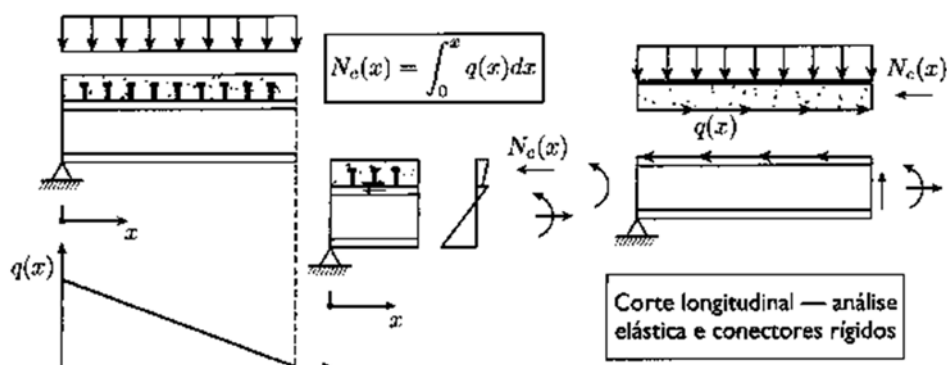


Figura 2.6: Variação do fluxo de corte longitudinal, q , em função do vão da viga (Calado e Santos, 2010)

Aumentando a carga aplicada, atingir-se-á o momento plástico da secção com a formação de uma rótula plástica a meio vão da viga e a concomitante plastificação da secção de aço ou o esmagamento do betão. A distribuição de tensões deixa de ser elástica linear, como é representada na Figura 2.5 a). A distribuição do fluxo e da força de corte também se alteram e

os conectores localizados junto à rótula plástica ficam submetidos a forças mais elevadas devido à zona mais plastificada do perfil. Na Figura 2.7 é apresentado o andamento do fluxo de corte, bem como a força de corte mobilizada para uma conexão rígida e para uma conexão dúctil (Hanswille, 2006; Kuhlmann, 2008 *apud* Calado e Santos, 2010).

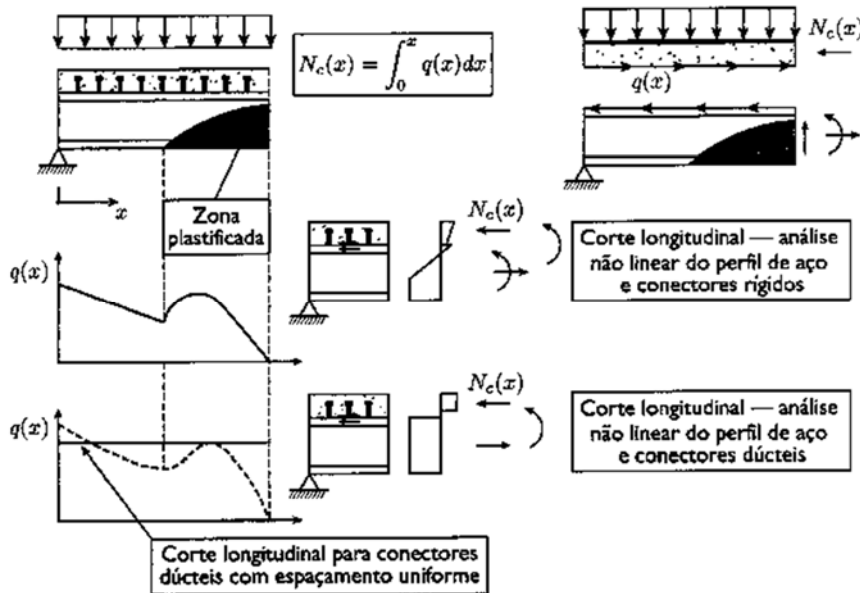


Figura 2.7: Variação do fluxo de corte longitudinal, q , em função do vão da viga (Calado e Santos, 2010)

Devido à capacidade de redistribuição da força de corte longitudinal, é possível admitir, para conectores dúcteis, uma redistribuição uniforme da força de corte e, simultaneamente, considerar um espaçamento uniforme dos conectores.

Quando é determinada a resistência de uma viga, admite-se que os conectores mesmo que estejam deformados são capazes de resistir à força de corte aplicada. Se os conectores forem em número suficiente para resistir à força de corte mobilizada na interface entre o perfil de aço e a laje de betão, permitindo que a viga consiga atingir a sua resistência máxima, estar-se-á na situação de conexão total. Se se diminuir o número de conectores, a resistência da viga diminuirá também, ficando neste caso na situação de conexão parcial (Calado e Santos, 2010).

2.1.3.2 Análise da secção transversal

Na análise de vigas mistas, analogamente ao que sucede para vigas de aço, é importante considerar a possibilidade de encurvadura local. Este fenómeno está diretamente relacionado com as dimensões da secção transversal e com a capacidade que ela tem de atingir a plastificação ou a cedência, antes de encurvar localmente.

Na NP EN 1994-1-1 (2011) a encurvadura local é considerada tendo em conta a secção transversal, que tem por objetivo identificar em que medida este fenómeno limita a resistência e a capacidade de rotação da viga (Figura 2.8). São definidas quatro classes tipo para a secção transversal:

- **Classe 1** – secções transversais com capacidade de atingir a sua resistência plástica sem risco de enfunamento local. São dotadas de capacidade de rotação suficiente para formar rótulas plásticas.
- **Classe 2** – secções transversais com possibilidade de atingir a sua resistência plástica, sem risco de enfunamento, com possibilidade de rotação limitada.
- **Classe 3** – secções transversais com possibilidade de atingir a sua resistência elástica, mas não a sua resistência plástica, com riscos de enfunamento localizado.
- **Classe 4** – secções transversais sem possibilidade de atingir a sua resistência elástica, com risco de enfunamento localizado. Deste modo, poderão adotar-se larguras efetivas para ter em consideração as reduções de resistência devido aos efeitos de encurvadura local, estando esses valores normalizados.

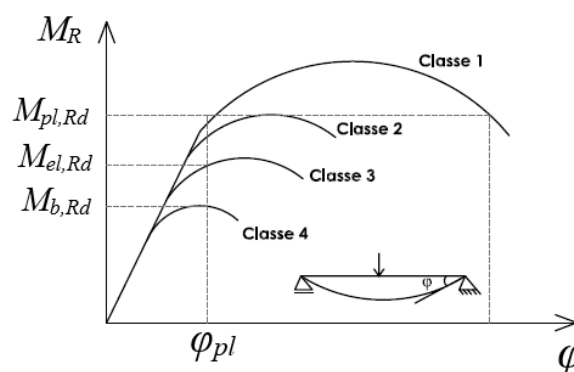


Figura 2.8: Classificação das secções transversais

A classificação das secções mistas e os limites de esbelteza são idênticos aos definidos para a classificação de secções de aço simples, proposta no EC3 (NP EN 1993-1-1).

O banzo comprimido da secção metálica pode ser classificado como Classe 1, se estiver devidamente ligado à laje de betão por meio de conectores metálicos.

É importante ter em conta os seguintes aspetos na classificação de secções mistas:

- se o eixo neutro está localizado na laje de betão ou no banzo, a alma está tracionada e, deste modo, é classificada como Classe 1;

- se o eixo neutro está localizado na alma do perfil metálico, a esbelteza da alma deve ser avaliada;
- as almas classificadas como classe 3 podem ser novamente classificadas, se o banzo de compressão é classificado como classe 1 ou classe 2, ou seja, uma alma da classe 3 envolvida em betão, pode ser considerada como sendo de classe 2 e uma alma da classe 3 não envolvida em betão pode ser transformada numa alma de classe 2 equivalente, considerando uma altura efetiva da zona da alma em compressão e considerando duas parte da alma com a mesma altura, igual a $20\epsilon_t$.

2.1.3.3 Determinação dos esforços internos

Os métodos de análise de esforços internos de vigas mistas estão diretamente relacionados com a classe da secção transversal, agrupando-se da seguinte forma: Método de análise elástica linear, Método de análise rígido-plástica e Método de análise elastoplástico.

Método de análise elástica linear

O método de análise elástica linear, baseia-se na hipótese de que a relação tensão-deformação dos materiais é linear, qualquer que seja o nível das tensões atuantes, não considerando por conseguinte a plasticidade dos materiais. Neste tipo de análise, é verificada a segurança em relação aos estados limites últimos de secções de Classes 3 e 4 ou em relação aos estados limites de utilização, independentemente da classe da secção.

Na análise elástica linear, admite-se interação total entre o perfil de aço, as armaduras e o betão, bem como a consideração da conservação das secções planas. Neste caso, a resistência à tração do betão não é considerada.

O valor de cálculo do momento fletor resistente elástico, $M_{el,rd}$, de uma secção mista é determinado considerando a largura efetiva do banzo de betão, os efeitos da fluência e da retração, a secção efetiva do perfil de aço e o processo construtivo (escorado ou não escorado).

Os momentos obtidos através de uma análise elástica podem ser redistribuídos em função da classe da secção e da fissuração da secção de betão.

Método de análise rigidoplástica

Este método de análise pressupõe a consideração de mecanismos resistentes com formação de rótulas plásticas.

É empregue sempre que a secção transversal do elemento de aço seja simétrica relativamente ao plano da alma, a instabilidade por bambeamento esteja impedida, sejam previstos travamentos laterais e a capacidade de rotação das secções mistas seja suficiente para permitir as rotações previstas pelas rótulas plásticas.

Método de análise elastoplástica

Este método pressupões que o comportamento dos conectores é simulado, mediante a consideração de relações entre a força e o escorregamento.

É a metodologia mais complexa, exige a utilização de meios de cálculo computacionais que acompanhem a evolução da distribuição de esforços internos na estrutura, seguindo a curva real σ - ϵ de cada um dos materiais.

Momento fletor resistente para secções de Classe 1 ou 2

Em secções de Classe 1 ou Classe 2, o cálculo do momento fletor resistente é baseado numa análise plástica.

São tidas em conta as seguintes simplificações, no cálculo do momento fletor:

- interação total aço-betão;
- todas as fibras da secção de aço estão em cedência, tanto em tração como em compressão (diagramas de tensão retangulares);
- as tensões de compressão na secção de betão são uniformes e iguais $0,85f_{ck}/\gamma_c$;
- a zona de betão em tração não é considerada;
- a armadura da laje, em tração, está submetida a uma tensão de f_{sk}/γ_s ;
- a armadura da laje posicionada na zona comprimida da laje de betão tem um efeito desprezável.

Para vigas mistas associadas a lajes mistas, deve ainda ter-se em consideração que o betão localizado nas nervuras não é considerado e a altura das nervuras limita a profundidade do eixo neutro na laje de betão.

A determinação do momento fletor positivo depende da posição do eixo neutro. Este, está na maior parte das vezes presente na espessura da laje do betão ou na espessura do banzo de aço.

Momento fletor resistente para secções de Classe 3

Neste caso, os efeitos da fluência do betão são tidos em conta e dependem da duração de aplicação do carregamento, do facto da estrutura ser ou não escorada durante a construção e de certas considerações especiais que é necessário ter em conta para edifícios de armazenamento.

Neste caso, a secção transversal mista não é simétrica, sendo necessário considerar os módulos de elasticidade dos dois materiais e verificar as fibras extremas da secção transversal.

O momento resistente máximo positivo é determinado com base numa análise elástica e, neste caso, considera-se a secção metálica total. Na determinação do seu valor, são homogeneizadas as propriedades da secção transversal (Figura 2.9).

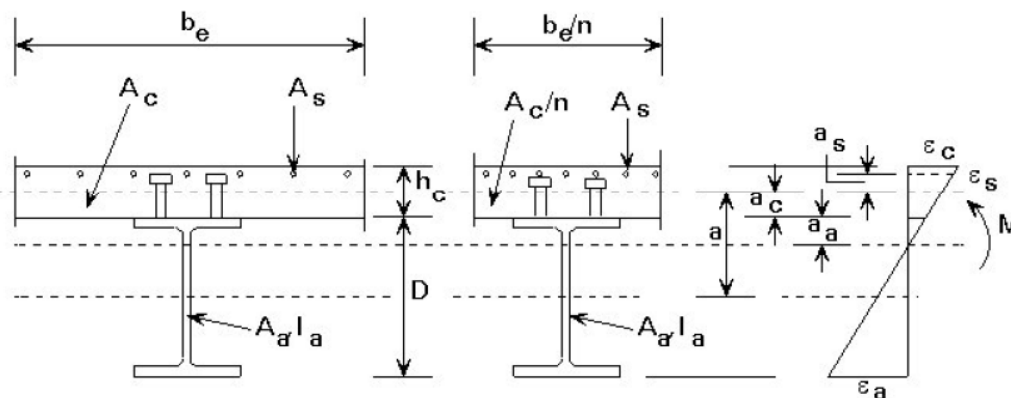


Figura 2.9: Distribuição elástica de tensões sob ação de momentos fletores positivos

Momento fletor resistente para situações de conexão parcial

Nas zonas de momentos fletores positivos, poderá usar-se a conexão parcial em vigas mistas, tendo em conta a resistência ao corte longitudinal (Figura 2.10).

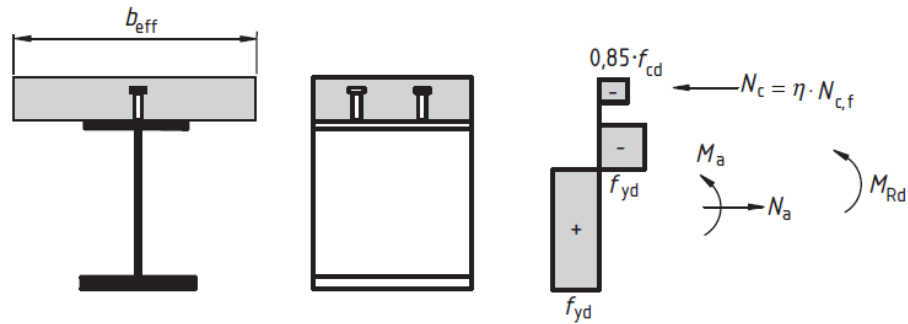


Figura 2.10: Distribuição plástica de tensões sob ação de momentos fletores positivos para uma conexão parcial (NP EN 1994-1-1, 2011)

No caso de utilização de conectores dúcteis, o momento fletor resistente da secção crítica da viga, poderá ser calculado com base na teoria rígido-plástica, mas utilizando um valor reduzido da força de compressão no banzo de betão, N_c , em vez da força $N_{c,f}$ definida no cálculo no momento resistente plástico da secção mista. A razão entre N_c e $N_{c,f}$ é o grau de conexão. A relação entre o momento resistente, M_{Rd} , e a força de compressão no banzo de betão, N_c , é representada qualitativamente pela curva ABC da Figura 2.11, em que $M_{pl,a,Rd}$ e $M_{pl,Rd}$ são os valores de cálculo das resistências plásticas à flexão positiva respetivamente da secção de aço e da secção mista com conexão total. Assim, através da reta AC da Figura 2.11, é possível determinar um valor conservativo para M_{Rd} .

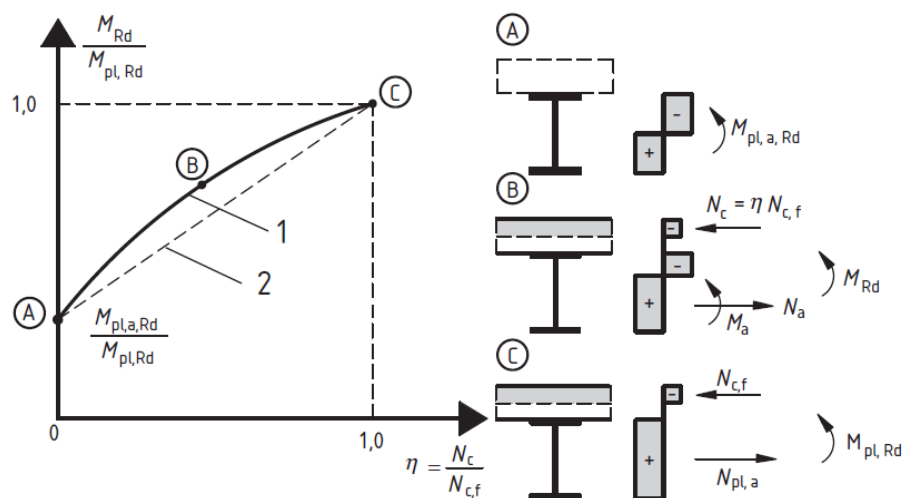


Figura 2.11: Relação entre M_{Rd} e N_c para conectores dúcteis (NP EN 1994-1-1, 2011)

2.1.3.4 Verificação da segurança de vigas mistas

Tendo em conta a geometria, os apoios e o carregamento a que a viga mista está sujeita, é necessário verificar os diferentes modos de rotura de uma viga, quando esta se encontra sob esforços de flexão (Figura 2.12).

As principais secções críticas de vigas mistas são as seguintes:

- **secção crítica I:** rotura por esgotamento da resistência ao momento fletor no vão (momento positivo);
- **secção crítica II:** rotura por esgotamento da resistência ao esforço transversal;
- **secção crítica III:** rotura por esgotamento da resistência da secção devido ao efeito combinado do momento fletor com o esforço transversal (na vizinhança de um apoio interior de uma viga mista);
- **secção crítica IV:** rotura por esgotamento da resistência da conexão ao esforço rasante.

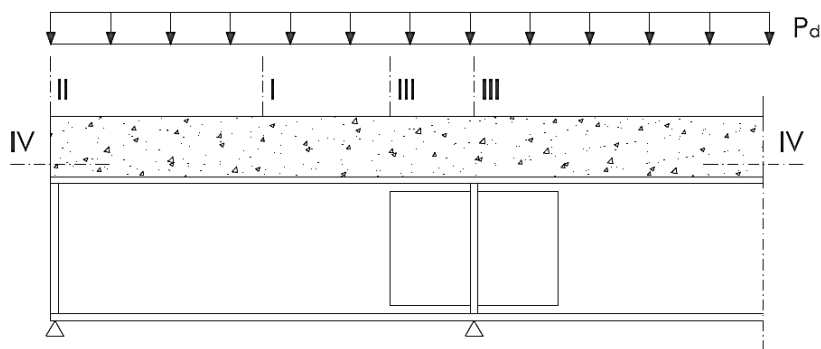


Figura 2.12: Secções críticas de vigas mistas

No dimensionamento da secção da viga mista, é necessário ter em conta os seguintes pressupostos: ductilidade dos conectores; dimensionamento plástico da conexão mesmo se a análise global é elástica (desde que as secções correspondentes às extremidades do comprimento crítico sejam pelo menos da classe 2); conexão total em secções de momento negativo; conexão parcial em secções de momento positivo e 'comprimentos críticos' da viga medidos entre secções transversais consecutivas da viga (secções correspondentes a momento máximo, apoios e secções com cargas concentradas).

A verificação da segurança das estruturas e, por conseguinte, das vigas mistas, deve ser efetuada em relação a determinados estados limites. Estes, devem ser associados a situações de projeto e são geralmente agrupados em estados limite últimos (ULS) e estados limites de utilização (SLS).

No âmbito do Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1, 2011), os estados limites últimos a considerar para vigas mistas são os seguintes: resistência das secções transversais (momento fletor, esforço transversal, flexão com esforço transversal), resistência à encurvadura por esforço transversal, resistência ao corte longitudinal, resistências às forças transversais nas almas e resistência à encurvadura lateral.

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve basear-se em critérios relacionados com deformações que afetem o aspeto, conforto dos utentes, o funcionamento da estrutura ou que causem danos em revestimentos ou em elementos não estruturais. Devem também ser tidos em conta danos que possam afetar negativamente o aspeto, a durabilidade e o funcionamento da estrutura. Assim, estes estados limites de utilização, são verificados tendo em conta a deformação e a fendilhação do betão.

2.1.4 Generalidades sobre a conexão entre aço e betão – Resistência e ductilidade

Na prática, os conectores nunca são totalmente indeformáveis, existindo sempre algum escorregamento entre o perfil de aço e a laje de betão, que são influenciados pela rigidez e pela deformada.

Vários estudos tem sido realizados, motivados por diversos aspetos económicos e técnicos, com objetivo de procurar um conector que possua capacidade de impedir ou restringir, o escorregamento na interface entre o aço e o betão, da secção mista.

Segundo Queiroz *et al.* (2001), a ligação entre aço e betão pode ser realizada por meios mecânicos (conectores), por atrito ou em alguns casos, por aderência e repartição das cargas (no caso de pilares mistos sujeitos apenas à compressão). Com base em ensaios de estruturas mistas, os autores constataram que, para pequenas cargas, a maior parte da força de corte longitudinal desenvolve-se na interface, por aderência química entre a secção de betão e a secção de aço. No entanto, para cargas mais elevadas, a rotura da aderência é bastante imprevisível uma vez que depende, não só do valor da carga aplicada, como também de diversos fatores, tais como a composição do betão, a qualidade e método construtivo, variação de temperatura, retração e fluência do betão. Neste caso, a aderência não pode ser mais restaurada. Como os valores de carga de rotura são bastante variáveis, a aderência e o atrito não são considerados no cálculo de ligação entre os materiais, sendo sempre necessário o emprego de conectores para garantir a ligação entre o aço e o betão.

Para além das forças de corte longitudinal que os conectores tem de garantir quando submetidos a flexão, existem também forças transversais ao plano da laje, que podem causar a separação vertical entre a laje de betão e o perfil metálico (efeito de *uplift*). Os conectores metálicos usuais possuem características que garantem a resistência ao *uplift*.

As características mais relevantes para avaliar o desempenho de um conector são as seguintes: a capacidade resistente e a ductilidade. O seu comportamento é determinado com base em ensaios experimentais, uma vez que a sua descrição analítica é bastante complexa. Tanto a resistência como a ductilidade podem ser conhecidas com base na relação

força-escorregamento, ou seja, a relação entre a força longitudinal transmitida e o escorregamento relativo entre as superfícies de contacto dos elementos componentes de um sistema misto (Figura 2.13). Essa relação é expressa por uma curva, que pode ser obtida por meio de ensaios em vigas de tamanho real ou a partir de ensaios de corte direto em modelos de tamanho reduzido (ensaios *push-out*).

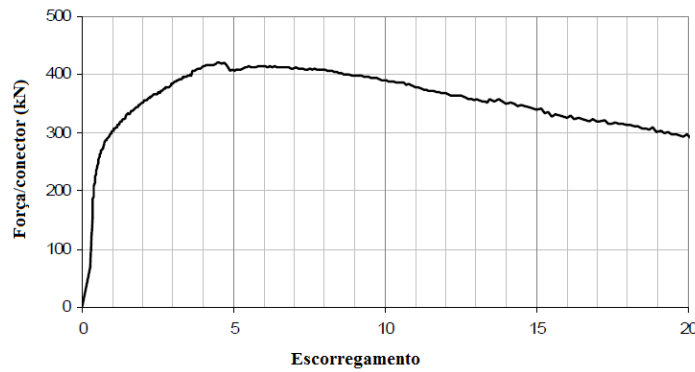


Figura 2.13: Curva força-escorregamento (adaptado de Veríssimo, 2007)

Os conectores podem ser caracterizados, no que diz respeito à ductilidade, como rígidos ou flexíveis (Figura 2.14). Os conectores rígidos não se deformam devido a ação de cargas nem apresentam escorregamento relativo entre os materiais. Neste caso, o colapso é caracterizado por possuir uma rotura frágil com esmagamento do betão, sendo desfavorável do ponto de vista de segurança estrutural. Os conectores flexíveis, pelo contrário, já se deformam tendo em conta a ação de carga, proporcionando escorregamento relativo entre o aço e o betão. Apresentam, neste caso, uma rotura dúctil.

Segundo Veríssimo (2007), um conector ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por um escorregamento nulo na interface dos materiais para as cargas de serviço e devem possuir boa ductilidade em estado limite último.

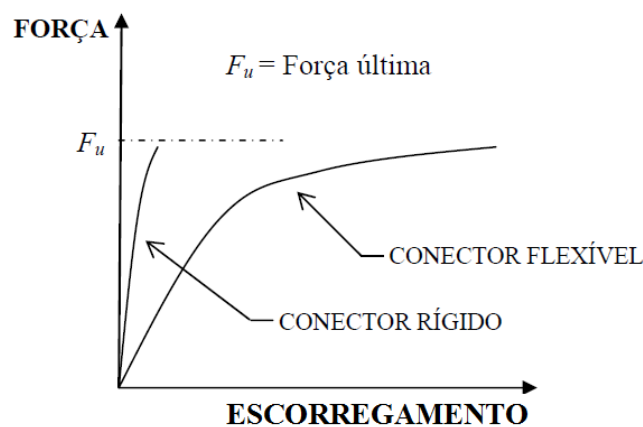


Figura 2.14: Relação força-escorregamento para caracterização de conectores (adaptado de Oliveira, 2007)

A norma que regulamenta as estruturas mistas de aço e betão na Europa (EN 1994-1-1:2011) estabelece uma especificação para o ensaio tipo *push-out*, com o objetivo de padronizar os ensaios, uma vez que estes são obtidos de múltiplas formas e em diversos lugares do mundo.

Este ensaio consiste em conectar duas lajes de betão de $60 \times 65 \times 15$ cm por meio de conectores submetidos a esforços de corte. É aplicado ao perfil de aço, um carregamento que provoque escorregamento relativamente às lajes de betão até atingir o colapso da conexão. Ao longo do processo de carregamento, registam-se os escorregamentos relativos entre o aço e o betão, assim como a força actante, em intervalos de tempo pré-fixados. No final do ensaio, é apresentado um conjunto de pontos para o traçado da curva força-escorregamento. Com base na curva força-escorregamento, é possível determinar a resistência característica dos conectores ensaiados, assim como classificar o seu comportamento quanto à ductilidade.

No Eurocódigo 4 (NP EN 1994-1-1, 2011) é proposto um critério padronizado, para classificar um conector quando à sua ductilidade. Este, apresenta como principais bases de projeto, as seguintes:

- deve adotar-se uma conexão e uma armadura transversal a fim de transmitir o esforço de corte longitudinal entre o elemento de betão e o elemento de aço estrutural, desprezando o efeito de aderência entre ambos;
- os conectores devem ter capacidade de deformação suficiente para justificar qualquer redistribuição não elástica do esforço de corte admitida no cálculo;
- os conectores dúcteis são os que possuem uma capacidade de deformação suficiente para justificar a hipótese de um comportamento plástico ideal da conexão na estrutura considerada;
- um conector poderá ser considerado dúctil se o valor característico da sua capacidade de escorregamento δ_{uk} for, pelo menos, de 6 mm (Anexo B).

A capacidade de escorregamento de um provete é determinada com base no escorregamento máximo medido ao nível da carga característica, tal como está indicado na Figura 2.15.

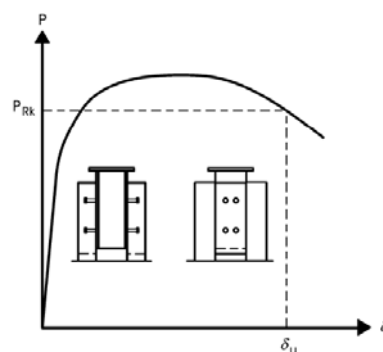


Figura 2.15: determinação da capacidade de escorregamento δ_u (NP EN 1994-1-1, 2011)

2.1.5 Generalidades sobre conectores e sua influência no comportamento global da estrutura mista

Os primeiros estudos realizados sobre conectores tiveram início na década de 40, com a abordagem de um conector idealizado por Nelson Stud Welding, designado por stud (Figura 2.16). Este conector foi bastante difundido mundialmente, em função da produtividade que proporciona e da facilidade de colocação das armaduras entre os conectores, uma vez é disposto ao longo da viga um conjunto de conectores individuais. Consiste num pino com cabeça, desenvolvido nos EUA. Apresenta um desempenho fraco no que diz respeito a condições de fadiga, visto se tratar de um conector flexível e se deforma sob condições de serviço. Por outro lado, a instalação deste tipo de conectores necessita de um aparelho de solda especial, o que resulta depois num custo elevado de instalação (Zelner, 1987).

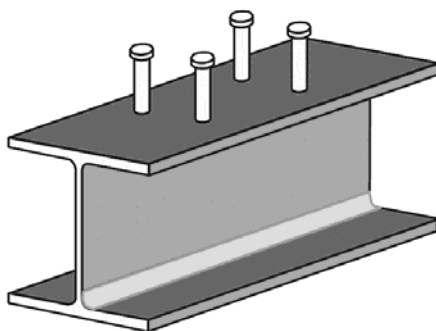


Figura 2.16: Conector *Stud* (Veríssimo, 2007)

Com objetivo de atenuar os efeitos proporcionados pelo baixo desempenho do conector Stud, Leonhardt, et al. (1987) propuseram um novo conector designado de Perfobond para aplicação em pontes mistas. Este é constituído por uma chapa de aço perfurada que é soldada ao perfil metálico a fim de ser posteriormente betonada. Como se pode observar na Figura 2.17, o conector pode ser contínuo ou descontínuo.

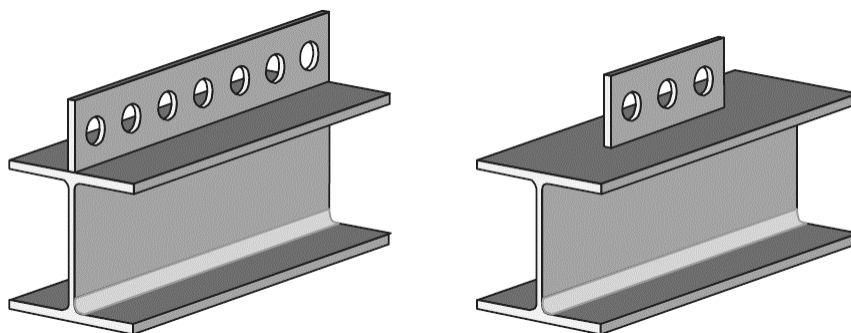


Figura 2.17: Conector *Perfobond* contínuo e descontínuo (Veríssimo, 2007)

Segundo a NP EN 1994-1-1 (2011), este conector é classificado como rígido, sofrendo apenas deformações elásticas de pequena magnitude em estado limite de serviço. O seu comportamento mecânico depende, em grande parte, da força de corte do betão que está confinado dentro dos furos do conector.

Vários ensaios foram realizados na medida de encontrar a melhor geometria que se adaptava ao conector *Perfobond*, assim como avaliar a sua aplicabilidade, não só a pontes mas também a estruturas de edifícios (Oguejiofor, 1990; Velandá, 1991; Oguejiofor, 1994; Quddusi, 1994; Studnicka, 2000). Estes estudos demonstraram que a sua rigidez é muito alta para que se possa admitir a redistribuição dos esforços entre todos os conectores, como é feito no caso de projeto de estruturas de edifícios, em que o carregamento neste caso é predominantemente estático. Embora essa característica não impeça a sua aplicação em estruturas de edifícios, implica uma exigência adicional de projeto de distribuição dos conectores segundo a variação do fluxo de corte ao longo do elemento estrutural (Veríssimo, 2007). O inconveniente proveniente deste tipo de conectores reside na dificuldade da colocação da armadura inferior que, neste caso, apenas podem passar por dentro dos furos do conector ou no seu contorno.

Veríssimo (2007) apresenta posteriormente um novo conector designado de *Crestbond*, com vista a atenuar as limitações presentes nos conectores mencionados anteriormente, como é o caso da fadiga e do elevado custo de instalação dos *Stud* e a dificuldade de colocação da armadura dos *Perfobond*. O conector *Crestbond* consiste numa chapa plana lisa cortada em forma de crista com saliências e reentrâncias trapezoidais (Figura 2.18).

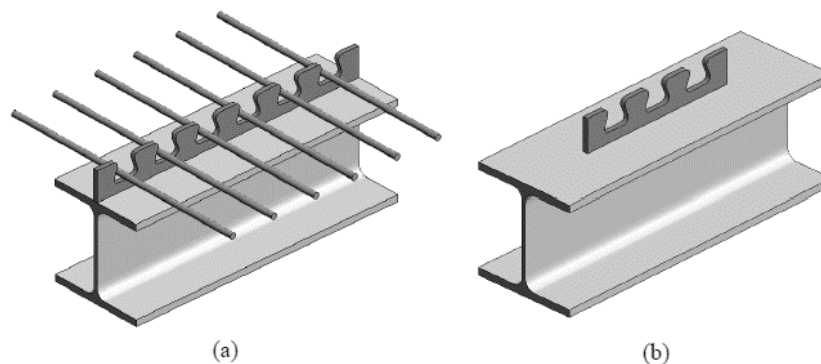


Figura 2.18: Conector *Crestbond*: (a) contínuo; (b) descontínuo (Veríssimo,2007)

Segundo o autor, o conector *Crestbond* apresenta as seguintes vantagens, em relação a outros mecanismos de conexão usuais: simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação; ductilidade superior à dos conectores *Perfobond* (preservando o comportamento rígido em estado de serviço); furos abertos para facilitar a disposição da armadura da laje e desenho simétrico que proporciona maior produtividade na fabricação, permitindo a obtenção de dois conectores a cada corte e geometria em chapa contínua (ideal para sistemas com pré-laje).

Os resultados obtidos em ensaios realizados por Veríssimo (2006) evidenciam que este conector apresenta melhor comportamento em relação aos conectores *Stud* e *Perfobond*, no que diz respeito ao modo de rotura, à carga máxima aplicada durante o ensaio e à capacidade de deformação da conexão.

Do ponto de vista do comportamento mecânico, a conexão com o *Crestbond* é muito similar à conexão com o *Perfobond*. A resistência última da conexão depende de quatro fenómenos principais observados: a resistência à tração da laje de betão; a influência da armadura transversal ao conector; o contacto frontal entre o conector e a laje de betão e o corte dos “pinos virtuais” de betão confinado dentro dos furos do conector (Oliveira, 2007).

Resultados experimentais realizados com o conector *Crestbond* evidenciam um comportamento estrutural caracterizado por possuir uma elevada rigidez para as cargas de serviço e grande ductilidade em estado limite último e que a conexão trabalha para um regime elástico (Veríssimo *et al.*, 2006).

2.2 HISTÓRICO

2.2.1 Ensaio realizados em vigas mistas

Os primeiros estudos realizados com estruturas mistas deram início antes da primeira Guerra Mundial, com o emprego de vigas mistas na construção de edifícios e pontes (Malite, 1990).

Andrews (1912) apresenta uma teoria com base na análise elástica de vigas mistas (*apud* Kirchoff, 2004). O autor apresentou equações para calcular as tensões na secção de aço e na secção de betão, considerando apenas tensões referentes à flexão. As equações foram fundamentadas admitindo que o betão não resiste a esforços de tração. Tendo em conta os ensaios realizados anteriormente em vigas mistas com conectores de corte, concluiu-se que o escorregamento que ocorria na interface aço-betão, era uma característica do comportamento do sistema, ou seja, a interação entre os materiais não era completa. Portanto, a partir dessa consideração, várias teorias elásticas foram desenvolvidas e publicadas levando-se em conta o efeito do escorregamento na distribuição de tensões e de deformações.

Entre os anos 1922 e 1939, as estruturas mistas, tiveram o seu foco com a introdução de vigas mistas na construção.

Em 1957, com base na revisão das normas da AASHO (atualmente designada de AASHTO), foram desenvolvidas as primeiras equações semi-empíricas, com objetivo de determinar a resistência de conectores para vigas mistas. Estas equações foram posteriormente corrigidas para a condição de vigas de edifícios, introduzindo às fórmulas da AASHO, um coeficiente de segurança compatível com a hipótese de carregamento estático (ASCE, 1960).

Slutter e Driscoll (1965) desenvolveram um estudo com um programa experimental, analisando o comportamento mecânico de vigas mistas em edifícios. Admitiram vários tipos de conectores com objetivo de avaliar o comportamento de vigas projetadas.

Segundo Viest (1960), as investigações sobre o comportamento de vigas mistas tiveram início nos períodos entre 1920 a 1958. O grande interesse destes trabalhos era reproduzir apenas a ligação natural (aderência) existente entre os materiais de aço e betão, por meio de ensaios em vigas de aço totalmente, ou parcialmente embutidas no betão. Essa linha de estudo foi seguida posteriormente por Johnson (1970) entre os anos 1960 a 1970.

Além das teorias elásticas, foram também desenvolvidas teorias com base na resistência última. Deste modo, Slutter e Driscoll (1965) apresentam um método de cálculo baseado na plastificação da seção transversal e no equilíbrio estático das forças internas, para o caso de interação total e interação parcial.

Chapman e Balakrishnan (1964) analisaram o comportamento de dezassete vigas mistas. Consideraram o carregamento concentrado a meio do vão e uniformemente distribuído, variando apenas o número de conectores utilizados. Com base nos ensaios realizados, verificaram que a utilização do diagrama retangular de tensões para cálculo do momento fletor resistente mostrou-se adequado.

Davies (1969) realizou ensaios em sete vigas mistas simplesmente apoiadas, com carga concentrada a meio vão. Analisou o comportamento de conectores *stud*, tendo como principal objetivo estudar a influência do espaçamento dos conectores e a taxa de armadura transversal da laje. Apresentou como resultados finais uma equação que define a capacidade resistente do conector. Posteriormente, este autor desenvolveu uma descrição detalhada sobre o fenómeno da formação de uma fissura longitudinal principal na laje, na direção do alinhamento dos conectores.

Moore (1987) apresenta uma visão geral sobre a construção mista nos Estados Unidos.

No Brasil, foram realizados vários trabalhos de pesquisa sobre o comportamento de vigas mistas. (Malite, 1990, 1993; Veríssimo, 1996; Klinsky, 1999, Alva, 2000; Ferreira, 2000; Oliveira, 2007).

Oguejiofor e Hosain (1992) publicaram resultados de seis ensaios de vigas mistas em tamanho real, sendo três com o *Perfobond*, e as outras três com os *Stud* para comparar o comportamento da capacidade resistente. Este trabalho teve como objetivo avaliar a aplicabilidade do conector *Perfobond* em sistemas de edifícios mistos.

Posteriormente, Oguejiofor e Hosain (1994) apresentaram um estudo paramétrico com 40 ensaios *push-out* com o conector *Perfobond*. Consideraram os efeitos de diversas variáveis que influenciam o seu comportamento. No ano a seguir, estes mesmos autores apresentaram

resultados de outros ensaios com vigas mistas de tamanho real, com objetivo de comparar os resultados da capacidade resistente do conector das vigas, com o estudo paramétrico anterior.

Kim *et al.* (2001) apresentaram um estudo do comportamento da conexão, com o emprego de conectores soldados entre vigas de aço e lajes de betão armado.

Hegger *et al.* (2001) realizaram um estudo sobre a ductilidade dos conectores em betão de alta resistência.

Valente e Cruz (2004) expuseram resultados de ensaios usando conectores *Perfobond* embutidos em betão leve, com objetivo de descrever o comportamento da ligação. Com base nos resultados obtidos, foi possível caracterizar a ductilidade do conector.

El-Loboby e Young (2006) analisaram o desempenho estrutural da conexão em vigas mistas com base num modelo de elementos finitos não linear, considerando conectores *Stud*.

2.2.2 Estruturas mistas em Portugal

Em Portugal, as estruturas mistas tiveram maior relevância a partir dos anos 90. Hoje em dia é possível encontrar diversos exemplos, designadamente em reabilitação e no reforço de estruturas existentes. A sua aplicação é especialmente adequada a espaços comerciais, edifícios de habitação, edifícios de ensino, parques de estacionamento, entre outros.

Calado e Santos (2010) apresentam alguns exemplos destas estruturas, em Portugal, das quais se destaca a Torre Oriente em Lisboa; as Torres de São Gabriel e São Rafael no Parque das Nações em Lisboa; o Hotel Lagoas Park em Oeiras; o Edifício Burgo no Porto; o Aeroporto Francisco Sá Carneiro no Porto; o parque de estacionamento junto do estádio de Alvalade XXI em Lisboa; a Torre Norte do Instituto Superior Técnico em Lisboa; a reabilitação do Hotel Jerónimos 8 em Lisboa; o tabuleiro ferroviário da Ponte 25 de Abril em Lisboa; os viadutos na Auto-Estrada A13; a reabilitação do viaduto da Avenida José Malhoa em Lisboa. Na Figura 2.19 estão apresentadas fotografias de alguns exemplos apresentados anteriormente.



Figura 2.19: Torre São Gabriel, Parque das Nações (esquerda); Viaduto da Av. José Malhoa, Lisboa (direita)

2.3 GENERALIDADES SOBRE O CONECTOR *CRESTBOND*

Ao longo das últimas décadas, foram desenvolvidos alguns tipos de conectores formados a partir de chapas de aço, em alternativa ao muito conhecido *Stud*, que é constituído por uma série de conectores individuais. O seu estudo tem sido desenvolvido por vários autores, com objetivo de determinar as características mais relevantes tais como a geometria adequada do conector, o comportamento força-escorregamento para ações estáticas e a influência de diversos parâmetros que afetam a ductilidade e resistência da conexão. Estes parâmetros foram determinados com base em modelos numéricos, analíticos e também através de ensaios experimentais.

Veríssimo (2004) desenvolveu o conector *Crestbond* em busca de uma alternativa para uma conexão mista, que adquirisse algumas vantagens adicionais em relação a outros mecanismos usuais como possuir uma maior simplicidade de instalação, um baixo custo de fabricação, ductilidade superior à do *Perfobond* e furos abertos de forma a facilitar a colocação da armadura na laje.

2.3.1 Resultados de ensaios experimentais anteriormente realizados com o conector *Crestbond*

O conector *Crestbond* foi criado há pouco tempo e, deste modo, os ensaios realizados ainda são escassos.

Veríssimo (2004) apresentou o conector *Crestbond* com particularidades muito semelhantes às do *Perfobond* mas com objetivo de explorar possibilidades de melhorar algumas características da conexão mista em relação às alternativas disponíveis.

Veríssimo *et al.* (2005) concluíram, com base em ensaios experimentais, que o conector *Crestbond* apresenta grande capacidade de resistência ao corte e elevada ductilidade.

Veríssimo *et al.* (2006) apresentam resultados experimentais com o conector *Crestbond*. Realizaram de vinte e seis ensaios *push-out*, e analisaram o seu comportamento. Identificaram aspetos importantes da conexão com o conector em relação ao que se observa nas conexões com o *Stud* e o *Perfobond*.

Durante a conceção dos ensaios com o conector *Crestbond*, Veríssimo (2007) concluiu que, de acordo com a EN 1994-1-1:2004, o escorregamento característico é superior ao limite de 6,0 cm proposto pelo Eurocódigo. Nestas circunstâncias, classificou a conexão como dúctil, permitindo desta forma admitir a hipótese de o sistema possuir natureza idealmente plástica.

Oliveira (2007) desenvolve um estudo sobre a análise do comportamento do *Crestbond* para sistemas de pisos mistos com pré-laje de betão. Para isso, utilizou uma variante desenvolvida por Veríssimo (Veríssimo,2004; Veríssimo *et al.*, 2005,2006) denominado de *Crestbond-PL*. Este conector apresenta os dentes numa posição mais elevada em relação à viga subjacente.

Silva, M. (2011) desenvolveu uma investigação sobre a contribuição das aberturas na resistência global de dois tipos de conectores de chapa contínua perfurada, o *Perfobond* e o *Crestbond*. Tendo como fundamento resultados experimentais obtidos por outros autores, foram estudados modelos semi-empíricos com base em parâmetros que determinam o comportamento da conexão.

Silva, H. (2013) desenvolveu um modelo numérico capaz de simular o comportamento da ligação entre aço e betão com o conector *Crestbond*, utilizando o Método de Elementos Finitos. O modelo numérico foi validado com base em ensaios experimentais obtidos por Veríssimo (2007).

Recentemente, Dutra (2014) desenvolveu um estudo paramétrico do conector *Crestbond* através de modelação numérica, avaliando a sua resistência e o escorregamento relativo entre o perfil metálico e a laje. O estudo paramétrico consistiu na análise de 88 simulações numéricas de ensaios tipo *push-out*, conforme a EN 1994-1-1 (2004). Os resultados obtidos permitiram a determinar a influência de cada parâmetro no comportamento do conector.

2.3.2 Efeito de pino

No caso de conectores de chapa perfurada, como é o caso do *Perfobond* e do *Crestbond*, o betão flui através dos furos formando pinos virtuais dentro da peça, com dois planos de corte. Estes proporcionam resistência ao corte na direção longitudinal e evitam que a laje de betão se

separe verticalmente da viga metálica. Assim, não há necessidade de uma cabeça de ancoragem como acontece nos conectores *Stud* (Veríssimo, 2007).

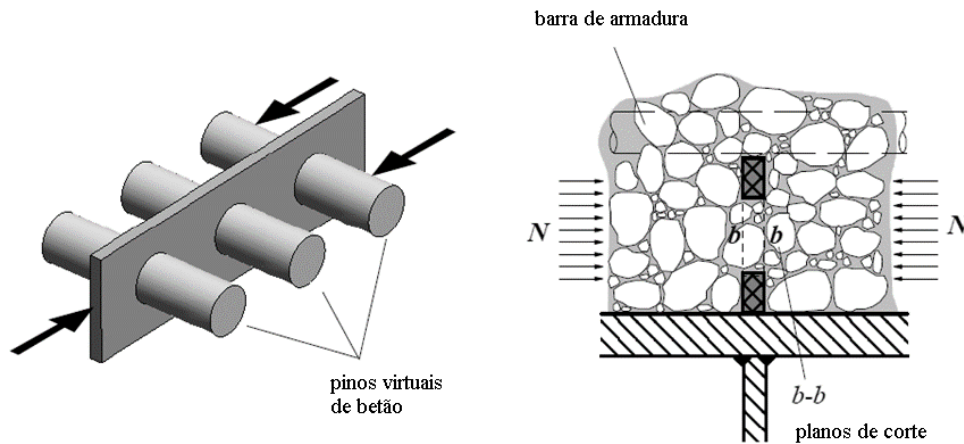


Figura 2.20: Efeito de corte nos pinos virtuais de betão (Veríssimo, 2007)

Leonhardt *et al.* (1987) apresentaram os primeiros ensaios com conectores *Perfobond* e verificaram que a rotura da conexão ocorria no conector ou na região das aberturas do betão. Neste caso, como se pode observar na Figura 2.20, o esmagamento do betão junto à superfície de contacto com o conector era acompanhado pelo corte com dois planos coincidentes com as superfícies laterais do conector. Com base nos ensaios realizados, verificaram que a rigidez da conexão é maior do que a oferecida pelo *Stud*, eliminando praticamente o escorregamento e a fissuração do betão para cargas de serviço (Veríssimo, 2007).

Veríssimo (2007) verificou através de ensaios experimentais realizados com o conector *Crestbond*, que conector resiste inato ao processo de carregamento. A rotura ocorreu por esmagamento do betão no interior dos furos e corte em dois planos coincidentes com as superfícies laterais do conector.

Com base em modelos analisados após a rotura, observaram-se cunhas de betão completamente esmagado, junto à superfície de contacto com a parede dos furos do conector (Figura 2.21).

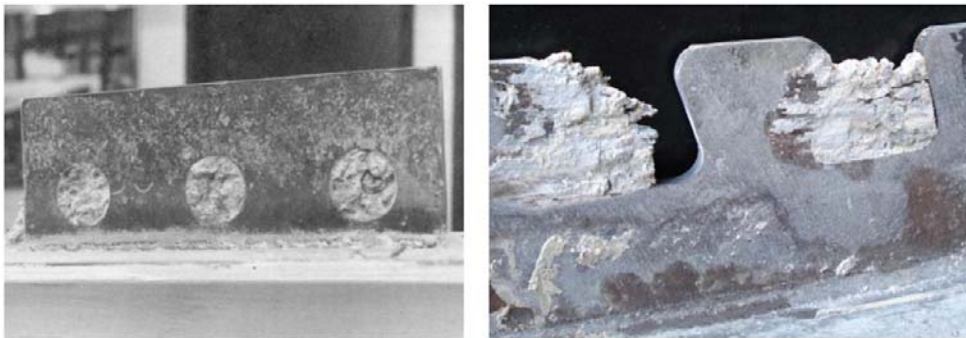


Figura 2.21: Pormenor do conector após a rotura e efeito de pino no betão (Hosain e Oguejiofor, 1995; Veríssimo, 2007)

O esforço que atua na ligação é transportado da chapa de aço para o betão, através de uma força de compressão elevada numa área restrita. Esta força atua na superfície de contacto entre os furos. A área, onde a força se distribui no pino de betão, pode ser separada em duas partes denominadas de zona A e zona B (Figura 2.22).

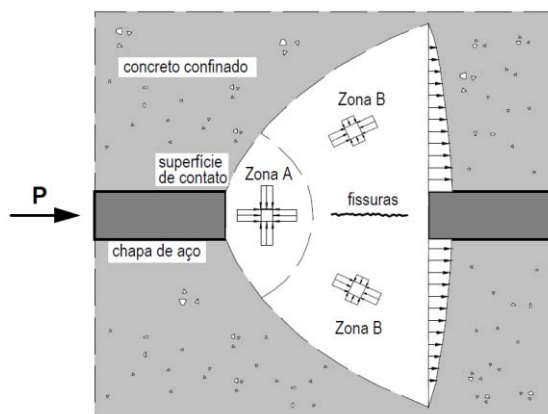


Figura 2.22: Carregamento de um pino de betão (Kraus e Wurzer, 1997)

Na zona A, o betão é confinado, ficando submetido a compressão triaxial. A capacidade do betão suportar esforço e deformação depende principalmente da estrutura porosa do betão em causa. Acima da carga crítica, o betão sofre poro-colapso, na medida em que ocorre o esmagamento das paredes dos poros na pasta de cimento, decorrente da compressão triaxial, formando uma massa compacta. Na zona B atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal, responsáveis pela formação de fissuras no betão, paralelas à força de corte (Veríssimo, 2007).

Um estado limite é atingido quando os poros na zona A são completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do betão, impossibilitando qualquer redução de volume a partir de um determinado ponto. O material pulverizado causa um estado de pressão no betão confinado que pode conduzir à separação da laje em duas metades e ao escorregamento

de cunhas do betão nas regiões próximas aos pinos (Kraus e Wurzer, 1997 *apud* Veríssimo, 2007).

Com base em ensaios realizados, demonstrou-se que existe uma relação praticamente linear entre a resistência à compressão do betão e a resistência ao corte dos pinos (Kraus e Wurzer, 1997 *apud* Veríssimo, 2007). Além disso, a armadura transversal, o diâmetro dos furos e a espessura da chapa do conector influenciam na resistência última da conexão. Verificou-se também que, quanto maiores os furos, a rutura do betão por compressão na região de contacto com a parede de furo ocorre sob tensões um pouco menores, embora a capacidade última aumente. À medida que a dimensão dos furos aumenta, sua forma deixa de ter influência relevante no comportamento (Kraus e Wurzer, 1997).

Desta forma, pode-se constatar que quanto maior o diâmetro dos pinos, maior é a ductilidade das conexões, com conectores perfurados.

2.4 ESTUDO NUMÉRICO SOBRE VIGAS MISTAS

2.4.1 Aspectos relevantes da modelagem numérica

Atualmente, com a evolução das tecnologias e códigos de análise, a aplicação da modelagem numérica deixa de ser problema. Assim, é possível realizar uma análise mais detalhada dos aspectos de interesse do elemento misto em estudo, não só a nível global mas também a nível local e sem custos adicionais.

Desta forma, a análise numérica em complemento à análise experimental é sempre uma mais-valia para adquirir novos conhecimentos em relação ao elemento misto em estudo. Cabe ao autor escolher um dos inúmeros *softwares* de cálculo existentes no mercado, mais adequado para simular o modelo numérico.

A discretização dos elementos finitos adotada para a estrutura mista, as relações constitutivas utilizadas, as condições de contorno e solicitação impostas, as dimensões usadas para a seção transversal e comprimento do vão na análise, são os aspectos mais evidenciados no âmbito do estudo da modelação de estruturas mistas.

Hoje em dia, os modelos de cálculo possuem uma extensa biblioteca de elementos finitos com o intuito de fornecer ao usuário ferramentas que possam ajuda-lo na resolução de diferentes problemas. A escolha dos elementos para a simulação numérica deve ser feita, levando em consideração vários aspectos tais como a família à qual pertence o elemento, os graus de liberdade ativos, número de nós e principalmente o comportamento que ele apresenta perante a análise desejada.

O método de elementos finitos correntemente utilizado na análise numérica de estruturas, consiste na discretização de um modelo contínuo de dimensões arbitradas numa série de elementos cujos vértices constituem nós de uma malha. A solução obtida pelo método de elementos finitos é mais precisa quanto menor for o tamanho dos elementos finitos, ou seja, mais refinada for a malha.

A modelação de um elemento estrutural reside na atribuição da geometria e respetivos materiais constituintes assim como as condições de apoio e respetivo carregamento. Sempre que possível são efetuadas alterações à geometria e consideradas condições de simetria de forma a minimizar tempo e esforço computacional.

Seja numa análise linear ou não linear, pode-se dizer que os deslocamentos são sempre proporcionais ao carregamento. No caso da análise linear, a proporção entre deslocamentos e carregamento é constante em qualquer ponto do domínio do carregamento. A análise não-linear possibilita considerar variações dessa proporção à medida que o carregamento aumenta.

O Método de Arc-Length e o método de Newton-Raphson são frequentemente utilizados na análise da solução, tendo em conta análises não lineares.

2.4.2 Resultados de estudos numéricos com vigas mistas

Com a elaboração de um modelo numérico, deve-se apresentar uma estratégia de modelagem que permita simular o comportamento global da estrutura bem como alguns aspetos de interesse local.

Hirst e Yeo (1980) realizaram uma análise com base em elementos finitos, com vista a representar simplificada a conexão existente entre viga de aço e laje de betão. O método foi aplicado, tanto para analisar o comportamento estrutural elástico, como para analisar o comportamento plástico de vigas mistas. Os resultados foram comparados com os resultados analíticos e numéricos obtidos em Yam e Chapman (1968).

Foi apresentado por Arizumi e Hamada (1981) um modelo simplificado para análise de vigas mistas com interação parcial a partir do método dos elementos finitos. O método proposto considerou um comportamento elástoplástico para os elementos constituintes (aço, betão e conectores), com vista a reduzir o número de equações envolvidas. Segundo o autor, as vantagens de utilização deste método, recaíram diretamente na redução dos graus de liberdade do modelo e a facilidade de manipulação quando se considera a não-linearidade dos materiais.

Salari *et al.* (1998) desenvolveram um modelo analítico para descrever o comportamento de vigas mistas através de conectores flexíveis. As equações utilizadas tinham a finalidade de

desenvolver um novo elemento para vigas mistas com base no método das forças. Os resultados obtidos foram comparados com resultados numéricos que utilizavam elementos finitos a partir do método dos deslocamentos. Nesse estudo, concluiu-se que os elementos finitos tendo em conta o método das forças, apresentaram resultados numéricos com desempenho superior, principalmente em níveis de carregamentos elevados.

Salarie *et al.* (1999) propuseram um novo elemento de viga mista cuja formulação é descrita com base no método das forças. Apresentaram também uma comparação entre o elemento que estudaram com outro anteriormente desenvolvido por eles, tendo em conta o método dos deslocamentos.

Gattesco (1999) apresentam um estudo numérico para análise de vigas mistas. O elemento misto é composto por dois elementos de viga, um representando a laje e outro o perfil de aço, unidos nas extremidades por elementos de mola horizontais com objetivo de representar os conectores de corte. As molas representam a relação força-escorregamento e o atrito existente na interface aço-betão é também levado em consideração através de elementos adicionais localizados em pontos intermédios do elemento misto.

Lam *et al.* (2000) usaram o *software* de elementos finitos ABAQUS para simular numericamente vigas mistas. Compararam esses modelos com resultados experimentais desenvolvidos anteriormente. O estudo demonstrou que uma análise de tensão bidimensional é suficientemente precisa, desde que sejam devidamente aplicados os dados de entrada corretos do material e das características do conector, obtidos de ensaios *push-out*. Posteriormente, o modelo numérico foi utilizado para a realização de um estudo paramétrico extenso com objetivo de investigar o comportamento à flexão de vigas mistas.

El-Lobody e Lam (2003) apresentam modelos de elementos finitos para a análise de vigas mistas com lajes maciças e lajes alveolares. Aplicaram a ambos os modelos, elementos sólidos tridimensionais de oito nós. Levaram em consideração a não-linearidade do material. Com base nestes modelos, conseguiram prever o comportamento carga-flecha e a distribuição de tensões ao longo do comprimento da viga.

Faella, Martinelli e Nigro (2003) desenvolvem um procedimento, com base no método dos elementos finitos para análise de vigas mistas, tendo em conta uma redução de rigidez dos conectores em regiões de betão fissurado.

Kirchhof *et al.* (2003) apresentam uma análise de resposta de modelos numéricos de vigas mistas de aço-betão, com base no programa de cálculo ABAQUS para um modelo de viga simplesmente apoiada. A análise numérica da viga mista baseou-se nas hipóteses interação total e análise à temperatura ambiente. Estas, foram submetidas a um carregamento uniformemente distribuído ao longo do vão.

Seguindo a mesma linha de raciocínio, Kirchof *et al* (2005) realizaram uma análise numérica de vigas mistas aço-betão à temperatura ambiente e em situação de incêndio. Os modelos numéricos tridimensionais são constituídos por vigas simplesmente apoiadas, considerando interação total entre ambos os elementos. Os resultados numéricos obtidos foram confrontados com resultados experimentais apresentados por outros autores.

Tristão e Neto (2005) apresentaram um estudo sobre o comportamento de conectores de corte em vigas mistas de aço e betão através de uma análise de resposta numérica. Foram analisados vários aspetos de interesse nos modelos numéricos tais como a concentração de tensões, uma vez que são de difícil observação em ensaios experimentais.

Valente e Cruz (2007) realizaram uma análise experimental e uma análise numérica de vigas mistas em aço e betão leve. A opção de utilizar betão leve tem o interesse de reduzir o peso da laje de betão, uma vez que nos casos correntes constitui uma parcela considerável das cargas permanentes. As vigas foram ensaiadas através de um modelo de elementos finitos denominado de ATENA 2D, que procura reproduzir o comportamento das vigas ao carregamento definido. Com base em modelos numéricos, conseguiram prever o valor aproximado das cargas máximas a aplicar às vigas.

Queiroz *et al* (2007) avaliaram o comportamento da conexão de corte através de interação total e interação parcial em vigas mistas. Usaram para isso o *software* ANSYS.

Mirza e Uy (2010) apresentaram um estudo numérico com intuito de analisar a resistência e a ductilidade dos conectores de corte *Stud bolt* em vigas mistas com lajes maciças.

Qureshi *et al.* (2011a) apresentaram resultados numéricos, com base no programa de cálculo ABAQUS, do comportamento de vigas mistas de chapas perfiladas com nervuras orientadas perpendicularmente ao seu eixo. Os resultados obtidos foram validados através resultados experimentais realizados anteriormente.

Qureshi *et al.* (2011b) desenvolveram, noutra trabalho, um modelo tridimensional de elementos finitos para uma viga mista. Realizaram um estudo paramétrico para investigar a influência da posição do conector *Stud* e a espessura da chapa perfilada, tendo em conta a resistência, a ductilidade e os modos de falha do conector soldado através da chapa.

3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PROVETE

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A geometria dos provetes não é normalizada, pelo que é necessário definir um modelo que seja representativo da viga a ensaiar. No presente trabalho, pretende-se testar um modelo de viga mista em que a conexão esteja submetida a um elevado nível de esforço de corte, para que se possa observar a influência do conector no comportamento global do elemento estrutural.

Devido ao elevado número de hipóteses possíveis de implementar no provete a ensaiar, achou-se prudente a utilização de um modelo de cálculo que foi desenvolvido no *software* ATENA 2D para efetuar o pré-dimensionamento e adquirir uma ideia geral da resposta que este apresenta quando se varia uma das suas dimensões. Esta análise é posteriormente confrontada com o pré-dimensionamento efetuado por via analítica, tendo em conta o dimensionamento de vigas mistas segundo o Eurocódigo 4 (NP-EN 1994-1-1, 2011).

Desta forma, o objetivo principal nesta fase de pré-dimensionamento é encontrar uma geometria para o provete que garanta a secção de aço toda tracionada e a secção de betão total ou quase totalmente comprimida. Assim, é garantida máxima eficácia de ambos os materiais constituintes da viga mista e admite-se que durante uma duração considerável do ensaio, a face inferior da laje de betão não está fendilhada, não afetando por isso o comportamento do conector.

3.2 PARÂMETROS A CONSIDERAR NA DEFINIÇÃO DO MODELO

A geometria da viga mista a ensaiar foi definida com base nas seguintes características fixas: viga mista em aço e betão simplesmente apoiada, secção transversal composta por um perfil do tipo IPE200 (escolhido com base na classificação da secção transversal de tipo 1 e na posição do eixo neutro para análise plástica situado próximo da interface entre as secções de aço e de betão), conector Crestbond do tipo CR40 centrado e contínuo ao longo do vão e carregamento pontual aplicado no vão em dois pontos simétricos.

As características variáveis a atribuir na fase de pré-dimensionamento, dizem respeito à secção transversal da laje de betão com altura de 9 a 10 cm e largura entre 30 e 50 cm e ao vão da viga com dimensão entre 2,0 m e 3,5 m (em função das limitações do pórtico de ensaio).

Foi considerada uma única configuração de carga para a realização dos ensaios das vigas mistas. Esta corresponde a duas cargas concentradas, em posição simétrica em relação ao meio vão, e distanciadas entre si a um comprimento de $1/5$ do vão. A configuração de carga apresentada resulta nos diagramas de esforços transversos e momentos fletores que estão representados na Figura 3.1.

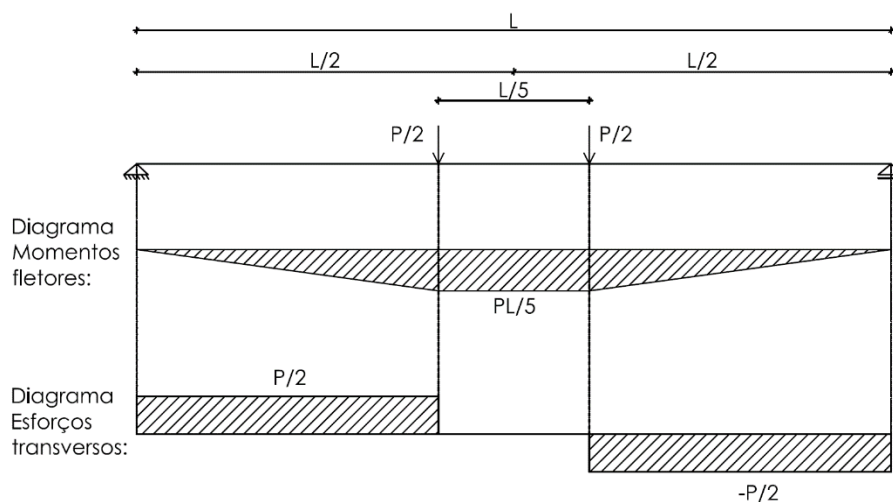


Figura 3.1: Configuração das cargas atuantes na viga e respetivos diagramas de esforços

3.3 MATERIAIS E LEIS CONSTITUTIVAS

O primeiro aspeto a ter em consideração na definição do modelo no ATENA 2D é a introdução de todos os materiais que constituem o provete a ensaiar. Assim, é necessário atribuir a cada material, todas as características que apresenta, com base em leis constitutivas disponíveis na base de dados do programa.

O perfil metálico é realizado com um aço S275. Assim, com base nas características que ele apresenta, foram definidos todos os parâmetros de entrada com base na lei constitutiva *3D Bilinear Steel Von Mises* (Červenka, 2013), onde se considera um comportamento elástoplástico perfeito, associado ao critério de rotura de Von Mises. Na Figura 3.2, pode-se observar o critério de rotura associado, as propriedades atribuídas ao material e o diagrama que relaciona o comportamento entre a tensão e a extensão.

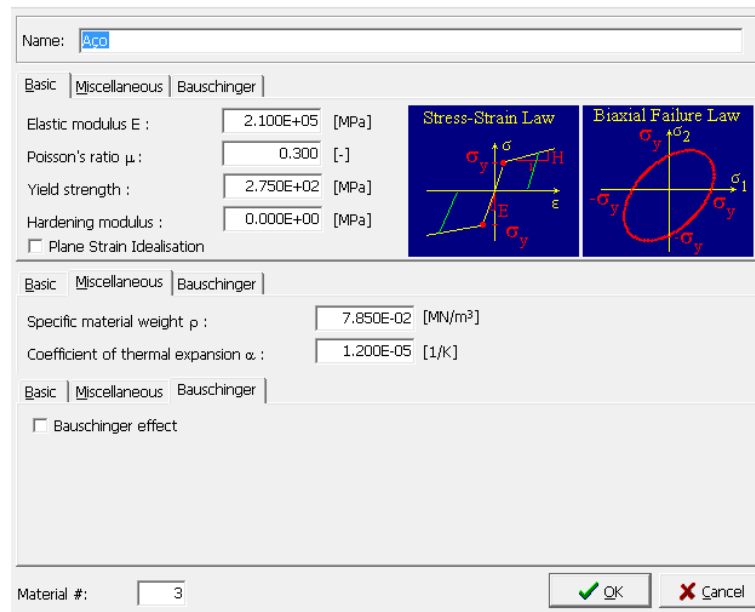


Figura 3.2: Lei constitutiva definida no *software* ATENA 2D para o perfil metálico

Colocaram-se chapas metálicas sob o apoio da viga metálica e sobre a laje de betão para possibilitar uma melhor distribuição da carga. É considerado um material com comportamento elástico e isotrópico, com base na lei construtiva *Plane Stress Elastic Isotropic* (Červenka, 2013). Define-se um comportamento elástico para a chapa, uma vez que a sua capacidade resistente não é relevante (Figura 3.3).

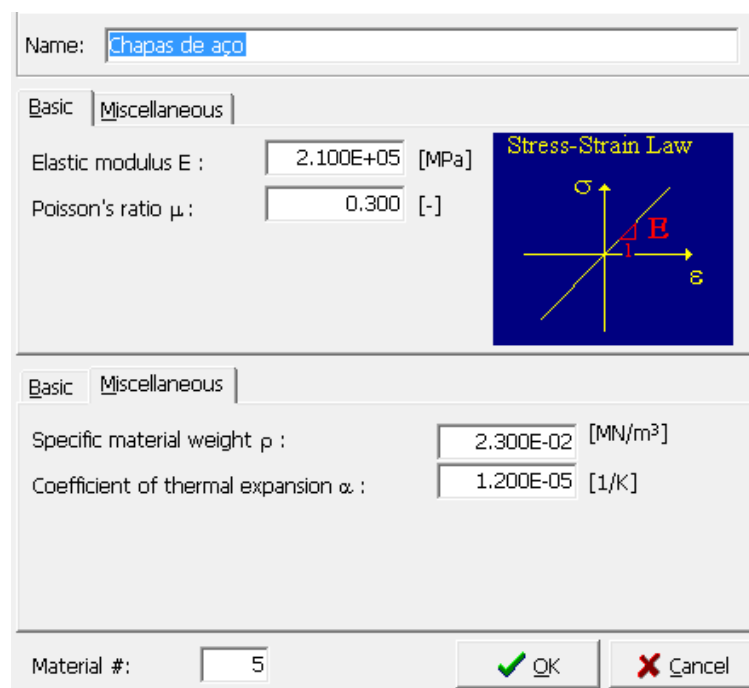


Figura 3.3: Lei constitutiva definida no *software* ATENA 2D para as chapas metálicas

O betão a utilizar é da classe C25/30. As suas características foram definidas tendo em conta a lei constitutiva *S Beta Material* (Červenka, 2013) que considera o comportamento não-linear do betão tanto à tração como à compressão. Na Figura 3.4, são apresentados todos os parâmetros referentes ao comportamento do betão tais como: resistência à compressão (f_c), resistência à tração (f_t), módulo de elasticidade (E), coeficiente de *Poisson* (μ), energia de fratura (G_f), extensão de compressão (ϵ_c) correspondente a f_c , fator de redução da resistência à compressão por efeito de fendilhação modelo de “*compression softening*” e deformação última em compressão (W_d).

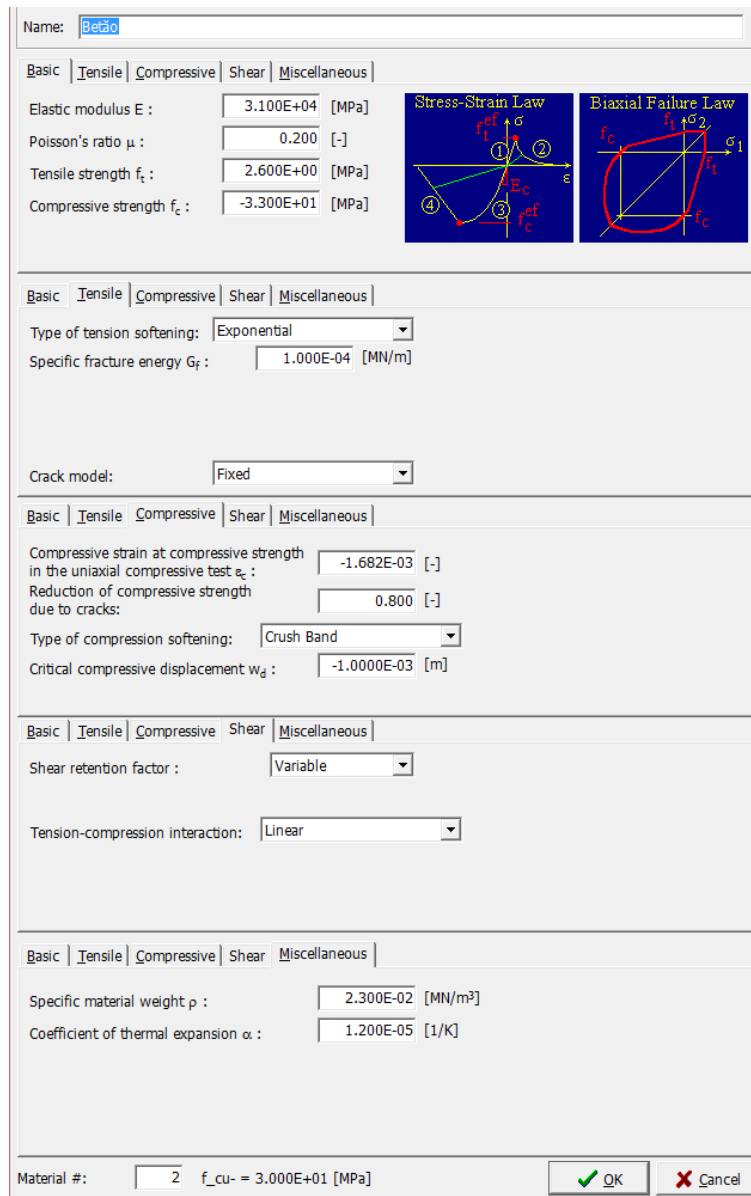


Figura 3.4: Lei constitutiva definida no *software* ATENA 2D para o betão

Utilizou-se uma lei *Interface 2D* (Červenka, 2013) para simular a ligação estabelecida pelo conector entre o perfil metálico e a laje de betão, uma vez que a micro-modelação em 2D do conector seria muito trabalhosa e desnecessária nesta fase. A lei de comportamento

Interface 2D assimila todas as características mecânicas do conector, possibilitando resultados numéricos que são similares aos que seriam obtidos com a modelação completa do conector. É visível na Figura 3.5 que a rotura dos elementos de interface é traduzida por uma lei de *Mohr-Coulomb*, onde se estabelece o valor da coesão (c) a partir da capacidade resistente dos conectores, (3.1), e por um ângulo de atrito nulo uma vez que a tensão tangencial máxima não depende da tensão normal instalada. O comportamento elástico da conexão é traduzido através da rigidez tangencial (K_{nn}) de acordo com (3.2), Estes parâmetros foram definidos com base nos resultados experimentais obtidos por Veríssimo (2007).

$$c = \frac{(P_{max} \times \text{comprimento da viga}/\text{comprimento do conector})}{(\text{comprimento da viga} \times \text{largura da viga de aço})} \quad (3.1)$$

$$K_{nn} = \frac{(K_{exp} \times \text{comprimento da viga}/\text{comprimento do conector})}{(\text{comprimento da viga} \times \text{largura da viga de aço})} \quad (3.2)$$

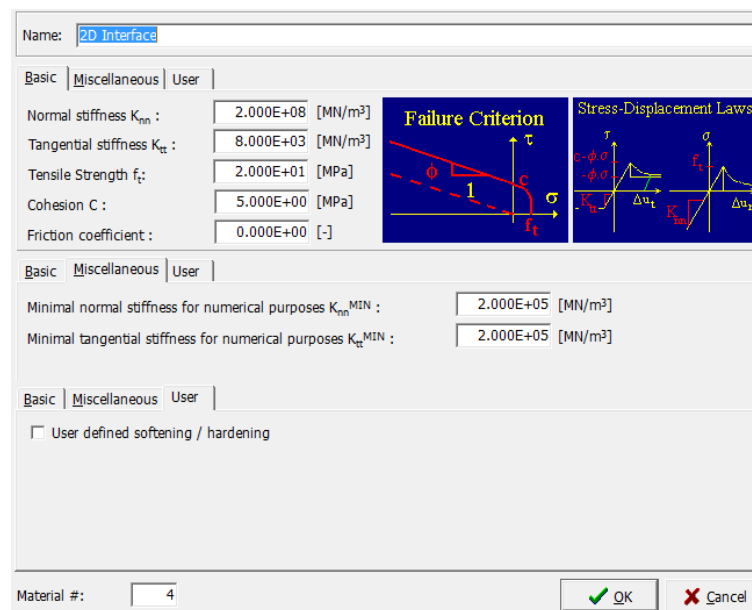


Figura 3.5: Lei constitutiva definida no *software* ATENA 2D para a interface aço-betão

3.4 OTIMIZAÇÃO DA GEOMETRIA DO PROVETE COM BASE NA UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE ATENA 2D

A geometria do provete foi definida iterativamente, com base na variação que foi imposta às dimensões da secção transversal da laje de betão e ao vão do provete, uma vez que estas permitem alterar a posição do eixo neutro.

A Tabela 3.1 apresenta as opções consideradas para a geometria da secção transversal da viga durante a fase de pré-dimensionamento, tendo em consideração as limitações de espaço do pórtico de ensaio.

Tabela 3.1: Opções consideradas para o pré-dimensionamento da viga mista

Opções	Vão	Secção transversal de betão (largura × altura)
V2.5-S0.3×0.09	2,50 m	0,30 m × 0,09 m
V2.5-S0.3×0.1	2,50 m	0,30 m × 0,10 m
V2.5-S0.4×0.1	2,50 m	0,40 m × 0,10 m
V3.0-S0.3×0.09	3,00 m	0,30 m × 0,09 m
V3.0-S0.3×0.1	3,00 m	0,30 m × 0,10 m
V3.0-S0.4×0.1	3,00 m	0,40 m × 0,10 m

3.4.1 Geometria

A construção de modelos no programa de cálculo ATENA 2D inicia-se com a introdução de pontos segundo um determinado plano. A união dos pontos cria linhas, que por sua vez geram macroelementos e dão a forma desejada aos elementos constituintes do modelo.

Na definição de cada macroelemento é necessário definir o tamanho e tipo de elemento para geração da malha, a espessura e o respetivo material.

Na modelação do perfil metálico, foi necessário algum cuidado especial na ligação entre a alma e o banzo do perfil metálico, onde existe um raio de concordância. Como o programa só permite inserir segmentos retos, criou-se um perfil equivalente que tem a mesma área da secção transversal e a mesma inércia em torno do eixo *yy*. Para tal, as alterações efetuadas foram a nível da largura dos banzos do perfil metálico, como se observa na Figura 3.6.

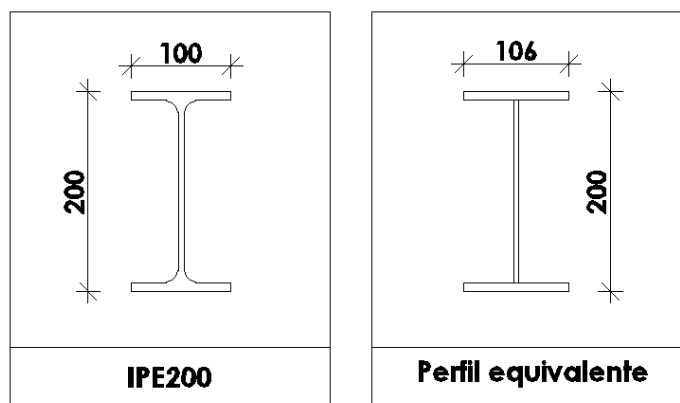


Figura 3.6: Simplificação geométrica do perfil metálico utilizado no programa de cálculo ATENA 2D

Colocaram-se chapas metálicas sob o perfil metálico na zona de apoio e sobre a laje de betão na zona de aplicação da carga, de forma a evitar uma concentração de tensões nestas zonas críticas (ver Figura 3.7).

3.4.2 Tipo de elementos FEM utilizados e malha

A geração de malha no ATENA 2D é automática, definida com base em tamanhos de elementos que são pré-estabelecidos para cada macroelemento. A malha pode ser localmente refinada em torno dos seus eixos geométricos. Para todos os elementos do provete, é definida uma malha quadrilátera de 4 nós e elementos com 10 mm de lado. A Figura 3.7 apresenta a configuração final do modelo da viga mista no programa de cálculo ATENA 2D.

Neste modelo, foram considerados três “pontos de monitorização” que correspondem ao valor da reação no ponto do apoio, ao valor da deformação vertical a meio vão, na face inferior do perfil metálico e ao valor da deformação vertical no ponto de aplicação do carregamento (ver Figura 3.7).

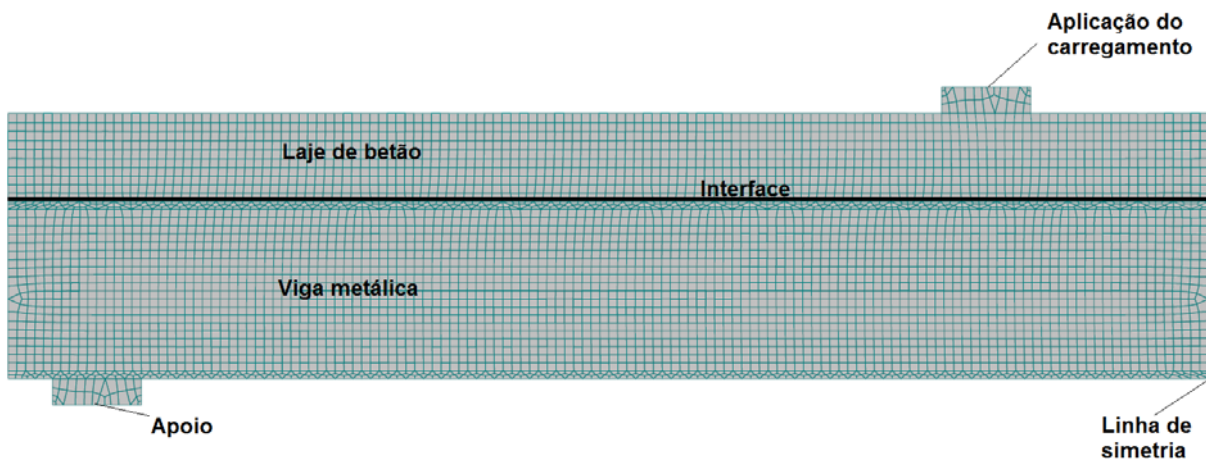


Figura 3.7: Configuração final da viga mista no programa de cálculo ATENA 2D

3.4.3 Condições de fronteira e carregamento

A carga a aplicar no provete é dividida em duas cargas equivalentes simetricamente posicionadas na viga e com distância entre si igual a $1/5$ do vão para evitar a concentração de tensões a meio vão e evitar o esmagamento precoce do betão. São impostos deslocamentos verticais sucessivos nos pontos centrais das chapas de aço, colocadas sobre a laje de betão (Figura 3.8.c). Deste modo, o carregamento é efetuado sob controlo de deslocamento e não de carga.

É modelada apenas metade da viga, considerando as condições de simetria existentes. No apoio, restringe-se o deslocamento vertical no correspondente ponto médio (Figura 3.8.a). Na linha que define o eixo de simetria da viga, impõem-se deslocamentos horizontais iguais a zero (Figura 3.8.b).

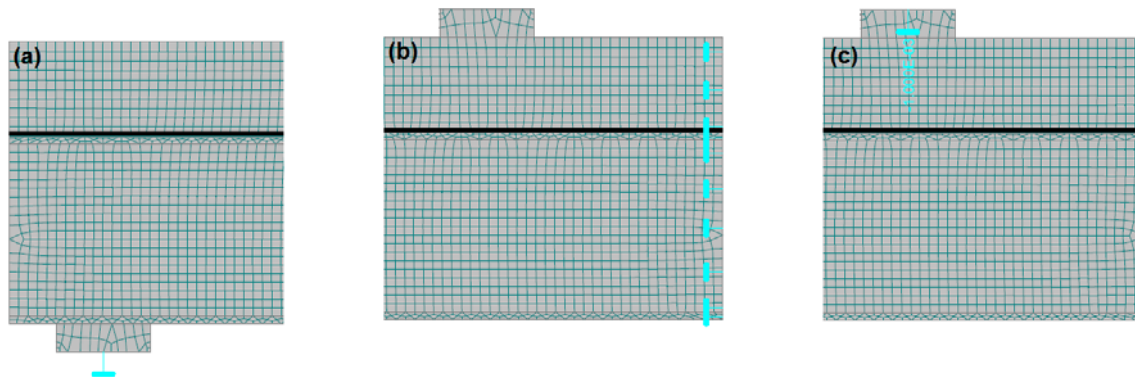


Figura 3.8: Casos de carga: (a) apoio; (b) condição de simetria; (c) deslocamento

3.4.4 Estudo paramétrico

A aplicação do carregamento é realizada com base na definição de patamares de carga que correspondem à aplicação sucessiva de deslocamentos a meio vão. Para cada nível de deslocamento imposto (considerado como um caso de carga), o programa realiza uma série de iterações, com base no método de *Newton-Raphson*, até ser obtida a convergência. Em cada caso de carga é possível alterar os parâmetros que definem o método de solução.

Com base nos pontos de monitorização definidos no programa de cálculo, apresenta-se um diagrama que relaciona a força aplicada à viga com o respetivo deslocamento a meio vão (Figura 3.9). Esta curva de força-deformação vertical apresentada evidencia duas fases. Numa primeira fase, o comportamento é elástico e aproximadamente linear e numa segunda fase o comportamento é elastoplástico. Nesta zona, a mudança de andamento da curva força-deformação vertical mostra que há uma alteração de rigidez na viga. Esta alteração resulta da fendilhação da secção de betão e da plastificação da secção de aço que é possível de confirmar através dos diagramas de tensão apresentados na Figura 3.10 e na Figura 3.11.

É possível verificar que, com o aumento da secção transversal da laje de betão, o provete ganha rigidez numa fase inicial do carregamento e capacidade resistente numa fase posterior, tal como seria de esperar.

Para cada vão testado, o comportamento das várias vigas é semelhante e a sua capacidade de deformação total é próxima. No entanto, quando se comparam os resultados obtidos para os dois vãos testados (2,5 m e 3,0 m), nota-se um patamar de deformação sob carga aplicada aproximadamente constante que é maior nas vigas de 3,0 m de vão. Verifica-se também que o

comportamento observado nos vários exemplos testados era semelhante, mas nas vigas com 2,5 m de vão, o nível de esforço rasante na interface aço-betão resistido pelo conector permitiu concluir que o modo de rotura da viga seria muito condicionado pela conexão.

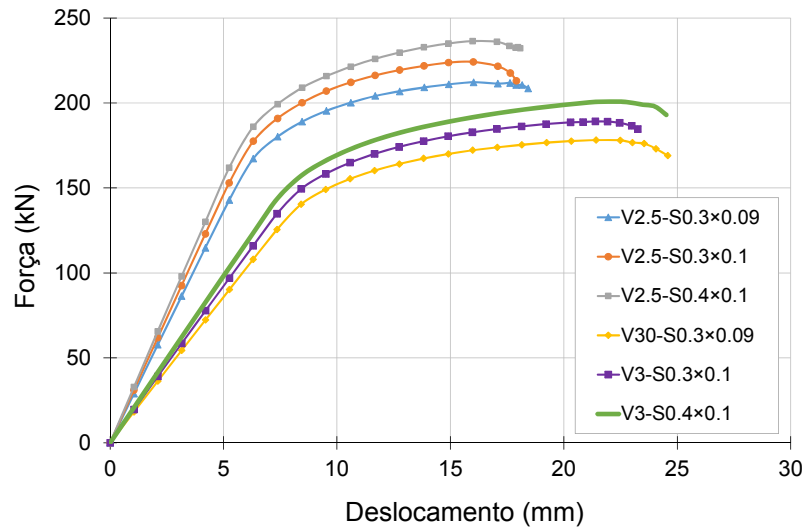


Figura 3.9: Relação entre a força total aplicada na viga e o deslocamento vertical medido a meio vão, para cada uma das geometrias analisadas

Foi analisado o valor das tensões principais na laje de betão e no perfil metálico ao longo dos vários níveis de carregamento aplicados, até se dar a rotura da viga mista. Na Figura 3.10 e na Figura 3.11 são apresentados os diagramas de tensão principal e tensão na interface correspondentes a dois níveis de carregamento: (a) início da fendilhação na laje e (b) carga máxima, para as vigas V2.5-S0.3×0.09 e V3-S0.4×0.1 respetivamente.

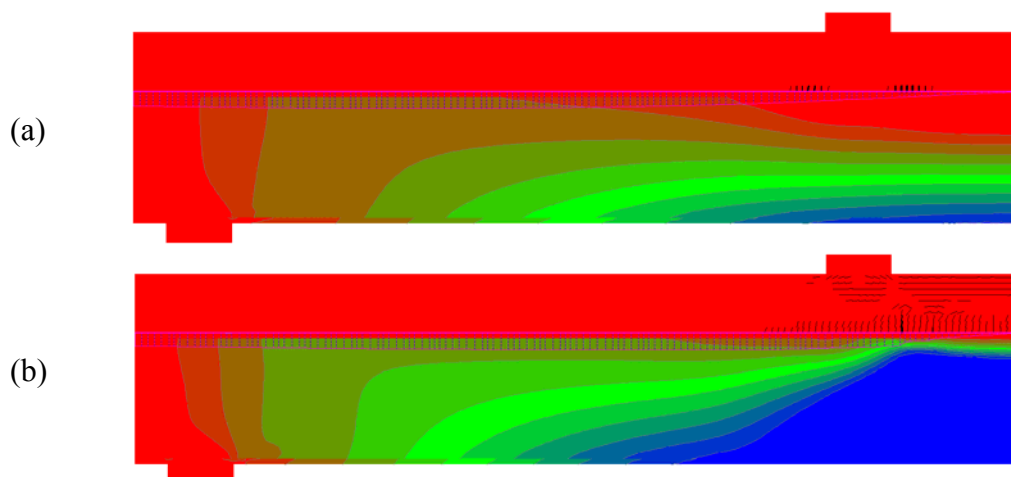


Figura 3.10: Distribuição de tensões na viga V2.5-S0.3×0.09: (a) Início da fendilhação na laje ($P = 86,4$ kN); (b) Carga máxima ($P = 213,6$ kN)

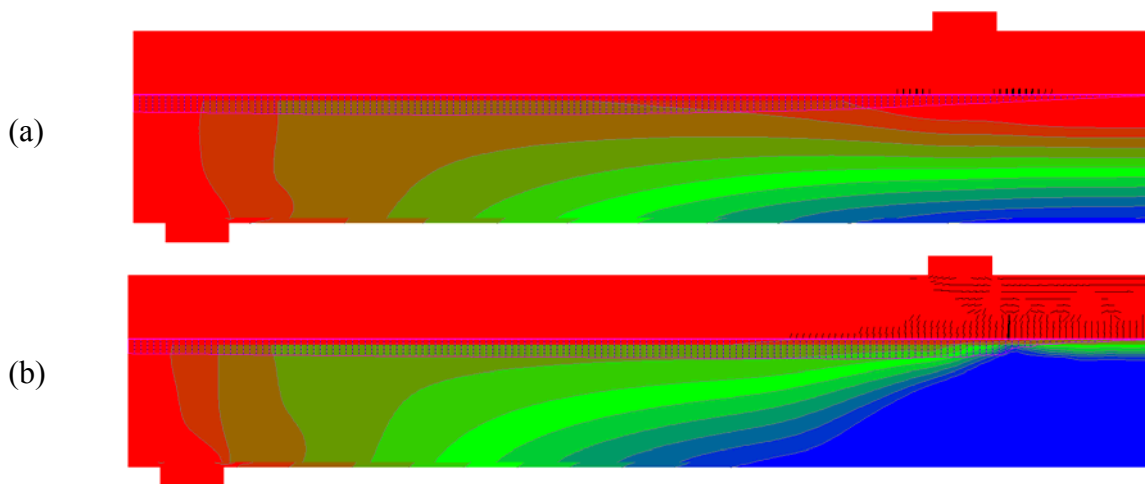


Figura 3.11: Distribuição de tensões na viga V3.0-S0.4×0.1: (a) Início da fendilhação na laje ($P = 124,8$ kN); (b) Carga máxima ($P = 200,8$ kN)

Os diagramas de tensão apresentados mostram que: (1) o início da fendilhação da laje ocorre para um nível de carga baixo e bastante inferior ao valor da carga máxima; (2) quando é atingida a carga máxima, o perfil metálico está praticamente todo plastificado com exceção de uma parte do banzo superior, (3) o nível de esforço rasante na interface é máximo desde o apoio até ao ponto de aplicação da carga.

Na Tabela 3.2 são apresentados valores máximos de tensão principal na laje e no perfil e tensão rasante na interface dos dois materiais, para cada nível de carregamento apresentado nas figuras: (a) início da fendilhação na laje de betão, (b) carga máxima aplicada.

Tabela 3.2: Tensão principal na viga e na interface ao longo de vários steps de análise

Opções	P_{max}	Nível de carregamento	Tensão principal máx. de compressão na laje	Tensão principal máx. de tração no perfil metálico	Tensão rasante máx. na interface
	(kN)		(MPa)	(MPa)	(MPa)
V2.5-S0.3×0.09	212,2	(a)	11,6	148,7	1,36
		(b)	32,2	276,9	4,06
V2.5-S0.3×0.1	224,2	(a)	8,3	101,2	0,96
		(b)	33,0	277,0	4,17
V2.5-S0.4×0.1	236,4	(a)	7,7	103,3	1,02
		(b)	33,3	277,1	4,55
V3.0-S0.3×0.09	178,2	(a)	14,1	189,0	1,52
		(b)	33,3	275,6	3,52
V3.0-S0.3×0.1	189,2	(a)	11,9	155,0	1,30
		(b)	32,9	275,6	3,78
V3.0-S0.4×0.1	200,8	(a)	8,36	119,4	1,04
		(b)	32,4	273,4	4,33

Os valores apresentados na Tabela 3.2, na Figura 3.10 e na Figura 3.11 mostram que no momento em se inicia a fendilhação, o perfil metálico ainda não apresenta plastificação em nenhuma zona e o nível de tensão rasante é inferior ao máximo. Quando se atinge a carga máxima, o perfil está praticamente todo plastificado e existem zonas da laje de betão submetidas a uma tensão de compressão elevada, que provoca o correspondente esmagamento. Nesse momento, o valor da tensão rasante máxima é inferior ao valor da respetiva capacidade resistente (valor da coesão).

3.5 CONFIRMAÇÃO DA GEOMETRIA DO PROVETE COM BASE NUMA ABORDAGEM ANALÍTICA

O cálculo numérico é confrontado com o cálculo analítico, tendo em conta o dimensionamento de vigas mistas segundo a NP EN 1994-1-1 (2011).

Na Tabela 3.3 são apresentados os materiais e as respetivas características geométricas a considerar no cálculo analítico da viga mista.

Tabela 3.3: Materiais e características geométricas a considerar no cálculo analítico

Perfil de aço	Betão
IPE200	$0.4 \times 0.1 \text{ m}^2$
S275	C25/30
$f_y = 275 \text{ MPa}$	$f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
$E_a = 210 \text{ GPa}$	$E_c = 31,5 \text{ GPa}$
$A_a = 28,48 \text{ cm}^2$	$A_c = 0.4 \times 0.1 = 0,04 \text{ m}^2$
$W_{a,pl,y} = 220,6 \text{ cm}^3$	$I_{c,y} = 0,000033 \text{ m}^4$
$W_{a,pl,z} = 44,61 \text{ cm}^3$	$I_{c,z} = 0,00053 \text{ m}^4$
$W_{a,el,y} = 194,3 \text{ cm}^3$	
$W_{a,el,z} = 28,47 \text{ cm}^3$	
$I_{a,y} = 1943 \text{ cm}^4$	
$I_{a,z} = 142,4 \text{ cm}^4$	

Interessa também definir nesta fase de pré-dimensionamento, a quantidade de armadura necessária a inserir na laje de betão.

A armadura transversal a inserir no provete é determinada com base na secção 6.2.4 do Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1,2010), que se refere ao corte na ligação da alma aos banzos, neste caso corresponde à ligação da viga metálica à laje de betão.

A tensão de corte longitudinal é determinada através da Equação (3.3).

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \times \Delta x) = 783,2 / (0,1 \times 1,6) = 4895 \text{ kN} \quad (3.3)$$

$$\Delta F_d = A \times f_y = 783,2 \text{ kN} \quad (3.4)$$

em que:

h_f é a espessura da laje;

Δx é o comprimento considerado

ΔF_d é a variação do esforço normal de corte na laje de betão, ao longo do comprimento Δx .

A armadura transversal por unidade de comprimento, é determinada através da Equação (3.5).

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f} \right) \geq \frac{\left(v_{Ed} \times \frac{h_f}{\cot \theta_f} \right)}{f_y} \geq \frac{\left(4895 \times \frac{0,1}{\cot(26,5)} \right)}{275} = 8,9 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (3.5)$$

$$A_{sf} = 8,9 \times 10^4 \times 0,084 = 0,75 \times 10^4 \text{ m}^2 = 0,75 \text{ cm}^2 \quad (3.6)$$

A armadura transversal necessária segundo NP EN 1992-1-1 (2010), tendo em conta o espaçamento entre os dentes do conector, (3.6), corresponde a 208 (1,01 cm²). Esta taxa de armadura é muito elevada, e optou-se por utilizar uma quantidade de armadura inferior à que teoricamente seria necessária, tendo-se adotado um valor correspondente a 0,57 cm² a cada dente do conector. Na Figura 3.12.a), é ilustrada a configuração da armadura transversal na viga mista.

A armadura longitudinal utilizada corresponde a 406, ou seja, 4 varões longitudinais posicionados nas extremidades da laje de betão, em contacto com a armadura transversal (ver Figura 3.12 c).

Por motivos de transporte, os varões longitudinais tiveram de ser cortados e, deste modo, é necessário realizar algumas emendas, tendo em conta o comprimento de sobreposição calculado com base na secção 8.7.3 do Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010).

O comprimento de sobreposição é obtido através da Equação (3.7).

$$\ell_0 = \alpha_1 \times \ell_{b,rqd} \geq \ell_{0,min} \quad (3.7)$$

$$\ell_{b,rqd} = \frac{\theta}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{0,006}{4} \times \frac{434,8}{2,7} = 0,24 \text{ m} \quad (3.8)$$

em que:

α_1 é um fator de influência, neste caso é igual a 1 pois armadura é toda comprimida;

$\ell_{b,rqd}$ é o comprimento de amarração, (3.8);

$$\ell_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 \ell_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\} \geq 200 \text{ mm}.$$

O comprimento de sobreposição a considerar na armadura longitudinal é de 0,24 m (ver Figura 3.12.b)).

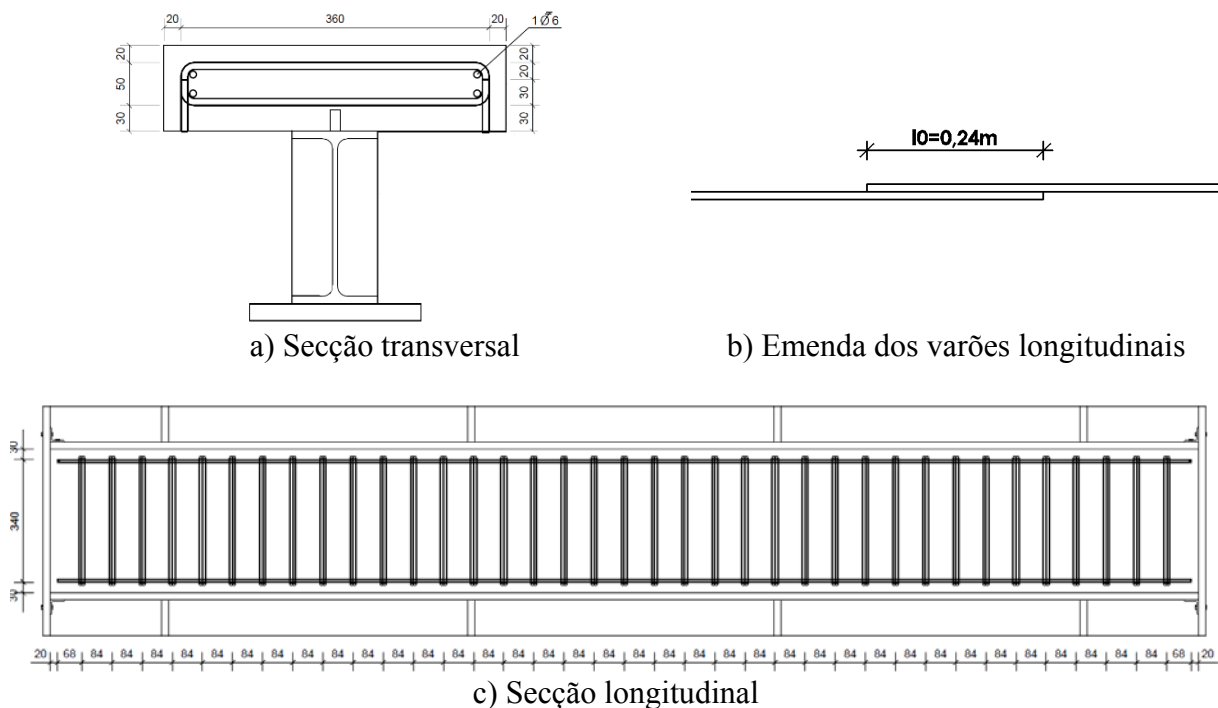


Figura 3.12: Disposição da armadura

No decorrer do processo de dimensionamento, considerou-se uma secção homogeneizada em aço pois estamos perante um elemento constituído por materiais distintos, (3.9).

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{31,5} = 6,67 \quad (3.9)$$

3.5.1 Cálculo elástico da secção – flexão positiva

No cálculo elástico da secção, considera-se o eixo neutro baricêntrico, ou seja, o momento estático da área comprimida é igual ao momento estático da área tracionada.

Com base nos resultados obtidos através da análise numérica, é esperado que o eixo neutro se situe na proximidade da zona de interface dos dois materiais (ficando situado na laje de betão ou no banzo superior do perfil metálico).

Considerando como primeira hipótese que o eixo neutro se localiza no banzo de betão, ou seja, quando $z < 100$ mm, efetua-se o cálculo elástico da secção para momento fletor positivo, desprezando a contribuição do betão à tração e da armadura longitudinal à compressão (Figura 3.13).

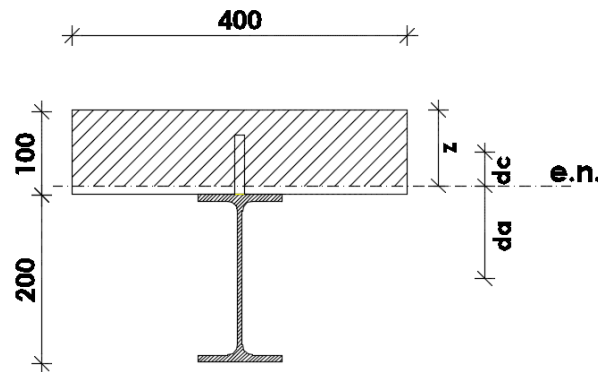


Figura 3.13: Posição do eixo neutro na laje de betão durante o cálculo elástico

Deste modo, calculam-se os momentos estáticos das secções de aço e betão em função da posição do eixo neutro, com base nas Equações (3.10) e (3.11).

$$S_c = A_c/n \times d_c = \frac{b}{n} \times z^+ \times \frac{z^+}{2} = \frac{400}{6,67} \times \frac{(z^+)^2}{2} \quad (3.10)$$

$$S_a = A_a \times d_a = 28,48 \times 10^{-4} \times \left(\frac{200}{2} + 100 - z^+ \right) \quad (3.11)$$

Tendo em consideração a relação entre os momentos estáticos determinados, determina-se a posição do eixo neutro, (3.12).

$$S_a = S_c \Leftrightarrow z^+ = 98,29 \text{ mm} \quad (3.12)$$

Os resultados demonstraram que o eixo neutro localiza-se no banzo de betão ($z^+ < 100$ mm). O perfil metálico está todo tracionado. Assim, pode-se classificar o perfil metálico como classe 1.

O momento de inércia é determinado com base na Equação (3.13).

$$I_m = (I_a + A_a \times d_a^2) + \frac{(I_c + A_c \times d_c^2)}{n} = 67,874 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (3.13)$$

Desta forma, é possível determinar o momento elástico resistente da secção mista homogeneizada em aço, (3.14).

$$M_{el,m,Rd}^+ = I_m \times \frac{f_y}{\gamma_G} = 67,874 \times \frac{275}{201,7} = 92,55 \text{ kNm} \quad (3.14)$$

3.5.2 Cálculo plástico da secção – flexão positiva

No processo de dimensionamento da viga mista com base num cálculo plástico, foram assumidas as seguintes considerações:

- existe conexão total na ligação entre a viga metálica e a laje de betão;
- não é necessário considerar a interação flexão-esforço transversal;
- o betão à tração é desprezado;
- a armadura longitudinal à compressão é desprezada;
- a secção IPE200 é de classe 1.

O eixo neutro em regime plástico é obtido por equilíbrio de forças, isto é, a resultante das tensões de compressão é igual à resultante das tensões de tração (Figura 3.14).

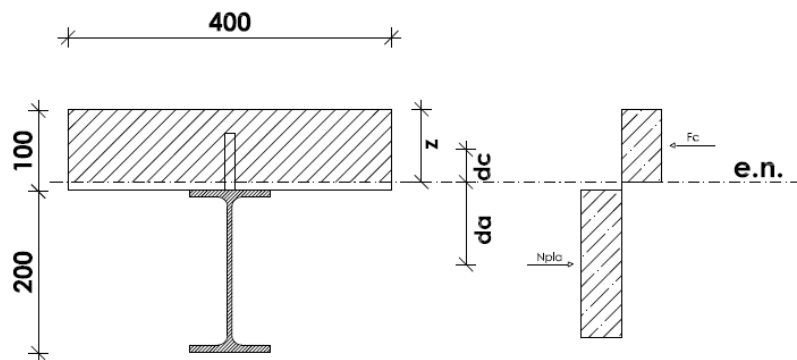


Figura 3.14: Possibilidade de eixo neutro se situar na laje de betão durante o cálculo plástico

Assumindo que o eixo neutro se localiza no banzo de betão, as forças de tração e as forças de compressão são determinadas através das expressões descritas em (3.15) e (3.16).

$$N_{pla} = F_a = A_a \times f_y = 28,48 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 783,20 \text{ kN} \quad (3.15)$$

$$F_c = A_c \times 0,85 \times f_{cm} = 0,4 \times z \times 0,85 \times 33 \times 10^3 \quad (3.16)$$

Pelo equilíbrio de forças, determina-se a posição do eixo neutro referente ao cálculo plástico (3.17).

$$F_a = F_c \Leftrightarrow z = 69,8 \text{ mm} \quad (3.17)$$

Como $z < 100 \text{ mm}$, é válida a hipótese de considerar o eixo neutro no banzo de betão.

O momento plástico positivo é determinado através da Equação (3.18).

$$M_{pl,m,Rd}^+ = N_{pla} \times (d_a + d_c) = 783,2 \times 0,165 = 129,30 \text{ kNm} \quad (3.18)$$

3.5.3 Verificação da segurança da viga mista

Neste ponto interessa estimar a carga máxima que é possível aplicar na viga durante a realização do ensaio.

O momento atuante máximo é definido através da Equação (3.19), tendo em conta a configuração de carga representada na Figura 3.1. Através dele, é possível determinar a carga máxima atingida pela viga metálica (3.20).

$$M_{Ed}^+ = \frac{p_{Ed} \times L}{5} < M_{el,m,Rd}^+ \quad (3.19)$$

$$\frac{p_{Ed} \times 3,0}{5} < 129,30 \Leftrightarrow p_{Ed} < 215,5 \text{ kN} \quad (3.20)$$

É esperado obter uma carga máxima atingida pela viga mista de 215,5 kN, correspondente à soma das duas cargas concentradas.

4 PREPARAÇÃO DO ENSAIO EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Tal como foi referido no Capítulo 1, o principal objetivo da componente experimental desta dissertação é avaliar o comportamento da conexão entre a secção de aço e a secção de betão de uma viga mista quando esta é realizada com o conector *Crestbond*. A avaliação experimental do comportamento do conector *Crestbond* já foi anteriormente abordada por Veríssimo (2007) com a realização de ensaios de tipo *push-out*. Complementarmente, pretende-se, no presente trabalho, avaliar o comportamento do conector *Crestbond* já inserido numa viga mista.

Antes de chegar à fase experimental propriamente dita, procedeu-se à preparação dos provetes. Esta etapa é uma das mais importantes uma vez que o provete deve possuir as características atribuídas na fase de pré-dimensionamento. Pequenas diferenças entre o que foi previsto em fase de pré-dimensionamento e o que é executado poderão ter influência no comportamento da viga mista durante o decorrer do ensaio.

Foram executados três provetes de vigas mistas com a mesma geometria, ou seja, com perfil metálico de tipo IPE200, conector metálico do tipo *Crestbond* contínuo e laje de betão armado com secção retangular de $0,40\text{ m} \times 0,10\text{ m}$. As vigas são analisadas através de ensaios monotónicos e ensaios cíclicos.

Foram ainda fabricados provetes para realizar ensaios de caracterização do betão, da armadura, do conector e da viga metálica.

Foi definida toda a instrumentação a aplicar durante a conceção dos ensaios para que fosse possível a obtenção de resultados representativos do comportamento da viga mista.

4.2 EXECUÇÃO DOS PROVETES DE VIGAS MISTAS

Depois de definir toda a geometria do provete, é necessário proceder ao seu fabrico. Para isso, recorreu-se ao *software* BIM Tekla Structures para efetuar todos os desenhos dos elementos

constituintes do provete a ensaiar e estabelecer as várias fases do fabrico e ensaios dos provetes.

Este *software* possui uma biblioteca de perfis e materiais que permite desenhar com todo o pormenor todos os constituintes da viga, o que se considerou ser importante para posteriormente fornecer informação às empresas que fabricam os elementos metálicos constituintes do provete.

4.2.1 Viga Metálica

Como já foi dito anteriormente, a viga metálica corresponde a um IPE200 realizado em aço de tipo S275. Na Figura 4.1 está apresentado o desenho do perfil com vão de 3,0 m e comprimento total de 3,2 m. Os 10 cm a mais em cada extremidade permitem materializar o apoio.

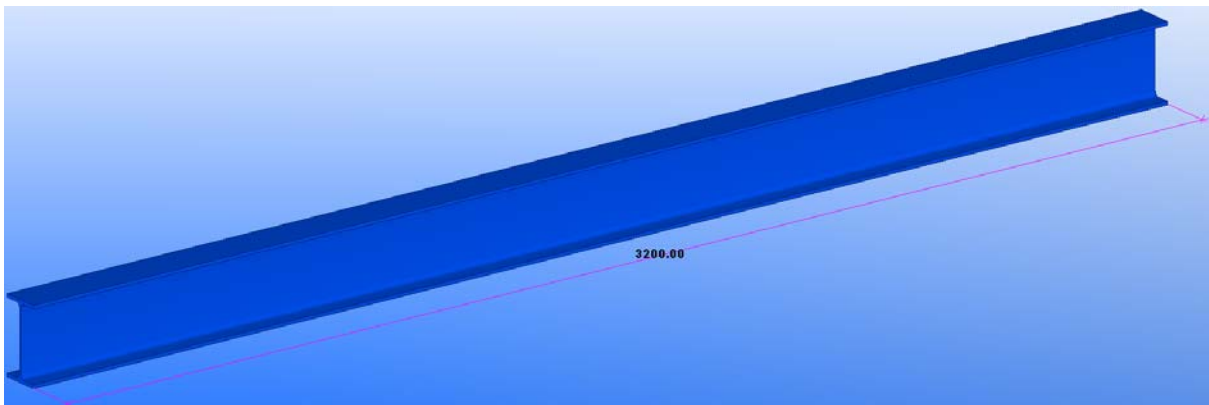


Figura 4.1: Desenho da viga metálica

4.2.2 Conector

O conector utilizado é um CR40, desenvolvido por Veríssimo (2007). Assim, a geometria do conector foi estabelecida com base em relações geométricas entre diversos elementos do conector, todas elas obtidas em função do diâmetro de um furo circular fictício inscrito no dente trapezoidal (Figura 4.2). Estas relações dimensionais tiveram em consideração o espaçamento ideal entre os dentes e a altura do conector.

O valor “40” corresponde precisamente ao diâmetro do furo que é possível inscrever na abertura do conector. O conector CR40 tem uma altura total de 70 mm, o que o torna adequado à laje de betão utilizada nas vigas mistas, cuja altura total é igual a 10 cm

(Figura 4.3). O conector foi posicionado simetricamente ao longo de todo o comprimento da viga, alinhado com a alma do perfil metálico.

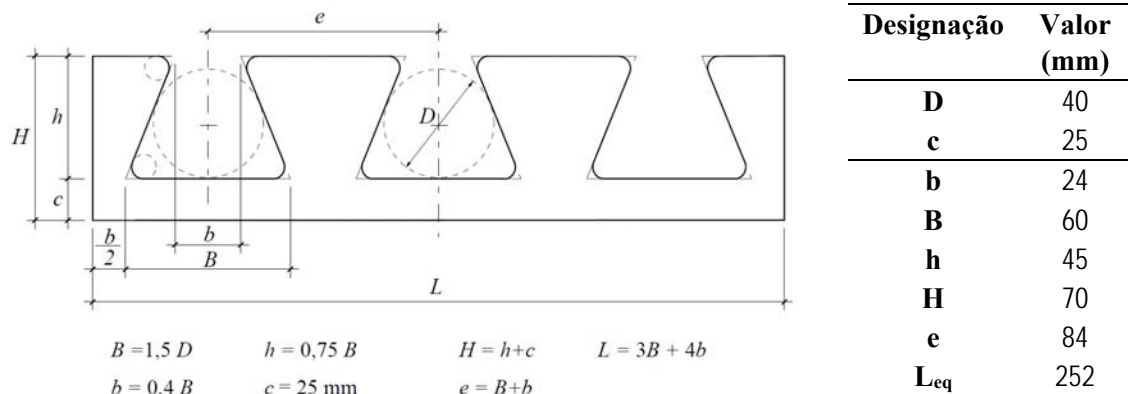


Figura 4.2: Relações dimensionais para o conector Crestbond (Veríssimo, 2007) e respectivos valores considerados

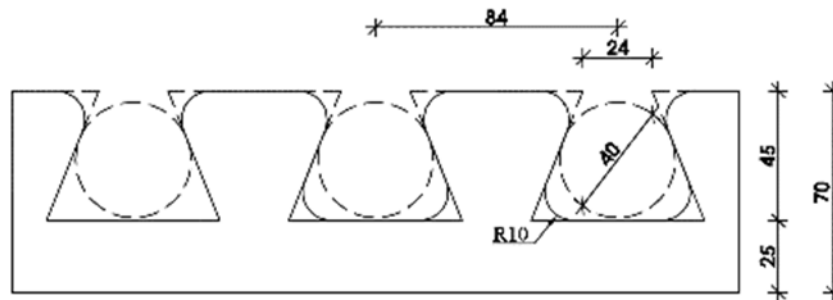


Figura 4.3: Dimensões consideradas para cada dente do conector

Os conectores utilizados nas vigas executadas foram cortados a laser. Durante a concepção do conector, foi necessário dividi-lo em três partes uma vez que a mesa de corte a laser não tem capacidade para efetuar o corte do conector a todo o seu comprimento. Também se verificou que o corte de elementos muito longos tenderia a provocar o seu empenamento. As três partes constituintes foram alinhadas e ligadas entre si por solda para que o conector se apresentasse como um único elemento (Figura 4.4).

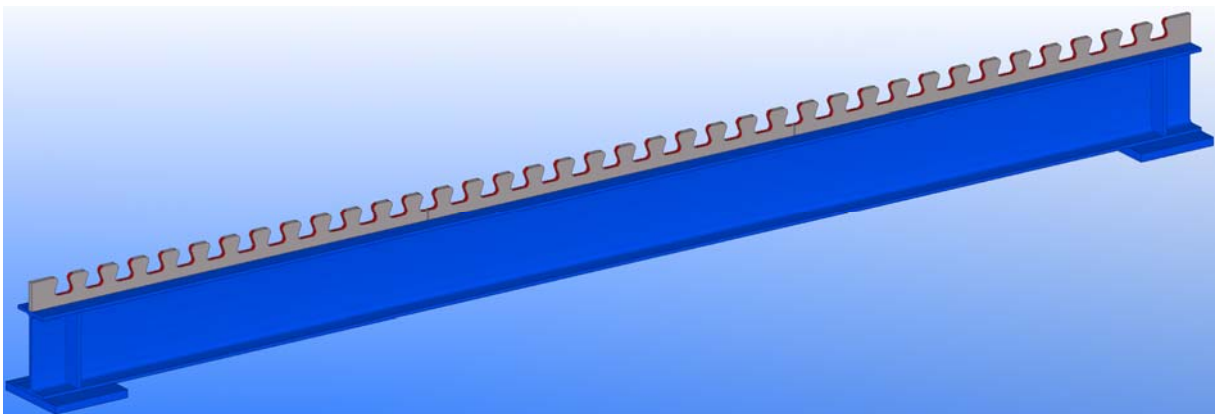


Figura 4.4: Desenho da viga com o conector

4.2.3 Base e reforço da viga mista

Para prevenir fenómenos de encurvadura local durante a realização do ensaio é necessário reforçar a zona dos apoios. Para isso, a alma da viga metálica foi reforçada nas secções de apoio com nervuras de 10 mm de espessura. Esta secção foi dotada também de uma chapa na base com 20 mm de espessura e secção transversal $200 \times 200 \text{ mm}^2$ para conferir estabilidade à estrutura (Figura 4.5).

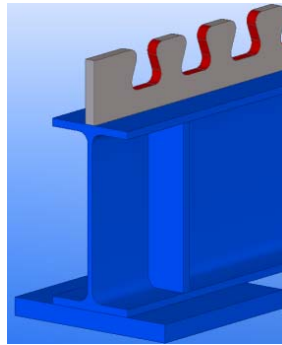


Figura 4.5: Desenho das nervuras e das chapas metálicas colocadas sob o apoio

4.2.4 Laje de betão

Para adquirir a configuração final da viga mista, é necessário proceder à betonagem da laje de betão, sendo indispensável ter em conta alguns aspetos essenciais como é o caso da cofragem e da armadura.

Cofragem

Para executar a laje de betão, foi necessário conceber e fabricar a cofragem a ser utilizada, de modo a garantir uma adequada betonagem da laje por cima da viga metálica, embebendo o conector.

A cofragem deve possuir uma boa capacidade para garantir as dimensões do provete pretendidas e facilidade de descofrar para não danificar o provete.

Na Figura 4.6 está representado, no *software* BIM, o processo de construção da cofragem utilizada para a betonagem. Como a viga metálica tem um comprimento considerável, optou-se por construir a cofragem através de vários elementos com o fim de facilitar a montagem e o transporte. Assim, foram ligadas duas tábuas em forma de T sobre quatro cubos de forma a dar altura necessária à laje de betão (Figura 4.6 a)). Foram necessários dois elementos iguais para criar simetria à viga mista (Figura 4.6 b)). O perfil metálico é inserido entre esses dois

elementos e a sua união é feita a nível dos topos da viga (Figura 4.6 c)). Foi necessário criar uma ligação que não afetasse a betonagem, tendo sido o problema solucionado através de uma cantoneira metálica que cria ligação pelo exterior entre os elementos laterais e os elementos de topo da cofragem (Figura 4.6 d)). Foi necessário ter em consideração que os cubos de madeira não podiam estar posicionados nas extremidades devido à existência de bases metálicas de reforço presentes na secção de apoio (Figura 4.6 e)). Por fim, foram fabricados elementos de reforço para garantir que durante o processo de vibração da laje não ocorresse separação dos dois elementos, ao longo da secção longitudinal da viga (Figura 4.6 f)).

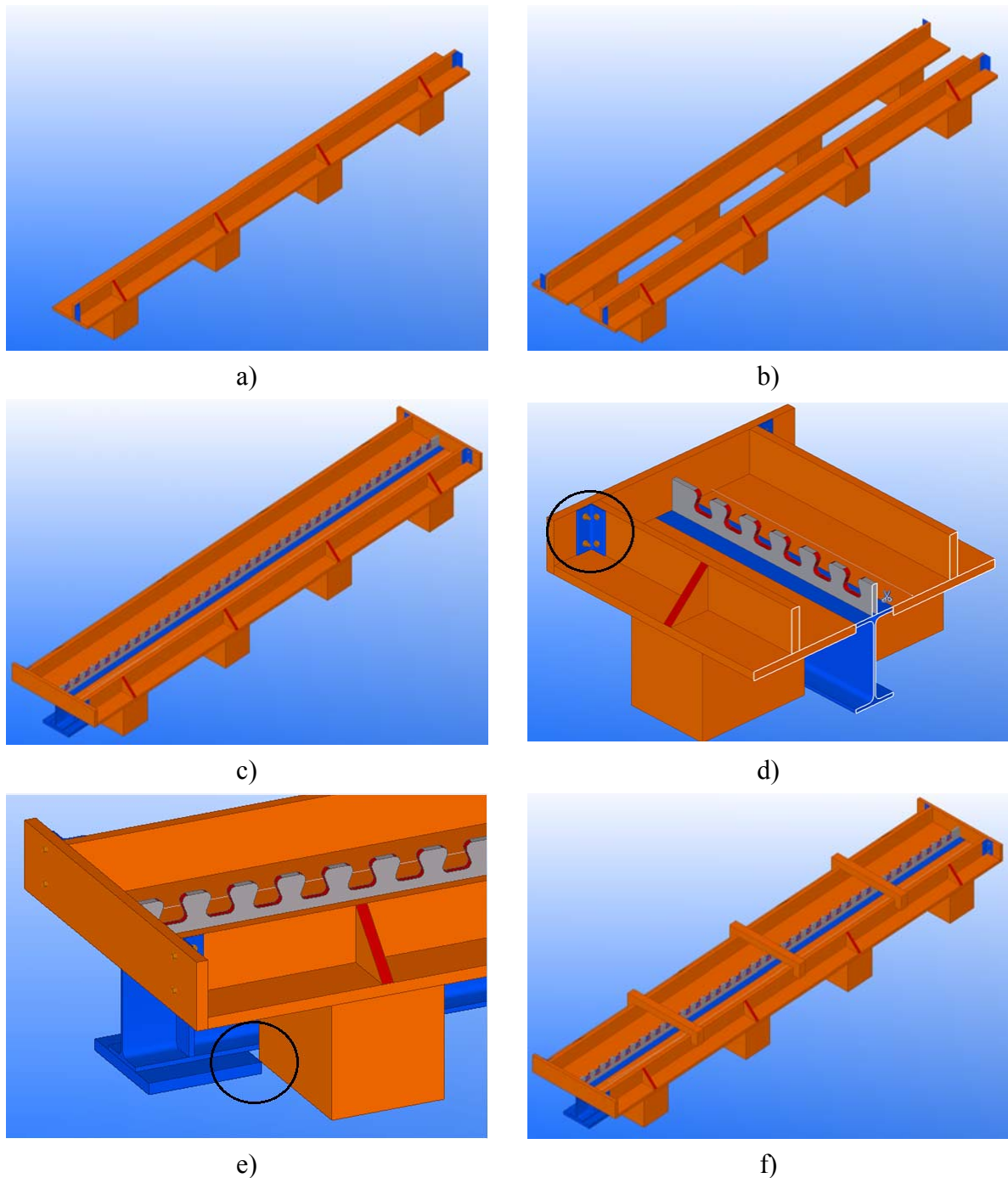


Figura 4.6: Faseamento da construção do modelo da cofragem

Foi verificado se a cofragem e os elementos metálicos se encontravam nivelados para que a laje de betão apresente a configuração desejada. As faces da cofragem em contacto com o betão foram revestidas com verniz tapa poros para selar a superfície e evitar a infiltração da água. Foi também passado silicone nas zonas propícias de fazer passar o betão como é o caso dos topos e as zonas de contacto com o perfil metálico (ver Figura 4.7).



Figura 4.7: Cofragem da viga mista

Foi colocado também óleo descofrante de forma a facilitar a descofragem da laje de betão. O mesmo óleo foi passado na parte superior do banzo do perfil metálico com objetivo de eliminar ou tentar desligar o possível atrito existente na zona de contacto entre o perfil metálico e a laje de betão. Foi assegurado que o óleo descofrante não ficou em contacto como conector e com a armadura.

Armadura

A armadura a inserir na laje de betão é bastante considerável, sendo um processo de construção bastante moroso e trabalhoso. Foi necessário criar elementos de ligação que garantissem o correto posicionamento dos conectores nos 37 dentes constituintes do conector (Figura 4.8)

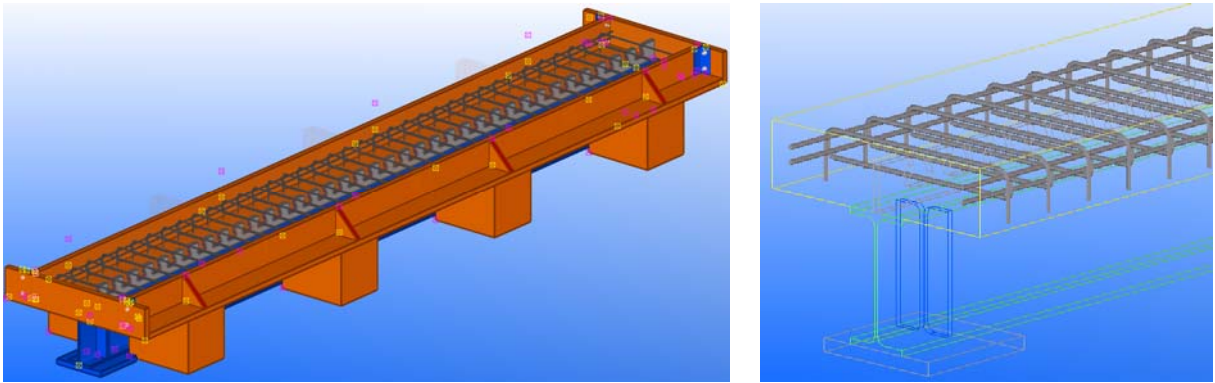


Figura 4.8: Desenho da armadura

O fabrico da armadura necessária para a construção das três vigas mistas necessitou de 12 varões para o plano longitudinal, 111 varões para o plano transversal na parte superior de cada dente do conector e 111 varões para o plano transversal na parte inferior de cada dente do conector.

Como a quantidade de armadura era bastante considerável optou-se por soldar em detrimento de atar, uma vez que tal facto tem pouca influência na resistência das vigas e o tempo para as fabricar era escasso. O processo de soldadura permitiu que a armadura ficasse posicionada conforme o definido no pré-dimensionamento e que a mesma se mantivesse intacta na fase de betonagem.

A montagem da armadura consistiu nas seguintes fases:

- I. corte dos varões necessários para a armadura longitudinal e para a armadura transversal;
- II. dobragem dos 222 varões correspondentes à armadura transversal (superiores e inferiores);
- III. solda entre os varões superiores e inferiores da armadura transversal;
- IV. atar os varões longitudinais, tendo em conta o comprimento de sobreposição;
- V. solda da armadura transversal à armadura longitudinal tendo em conta o espaçamento entre conectores;
- VI. posicionamento da armadura na cofragem com ajuda de espaçadores.

Na Figura 4.9 está ilustrado o processo de fabrico da armadura.

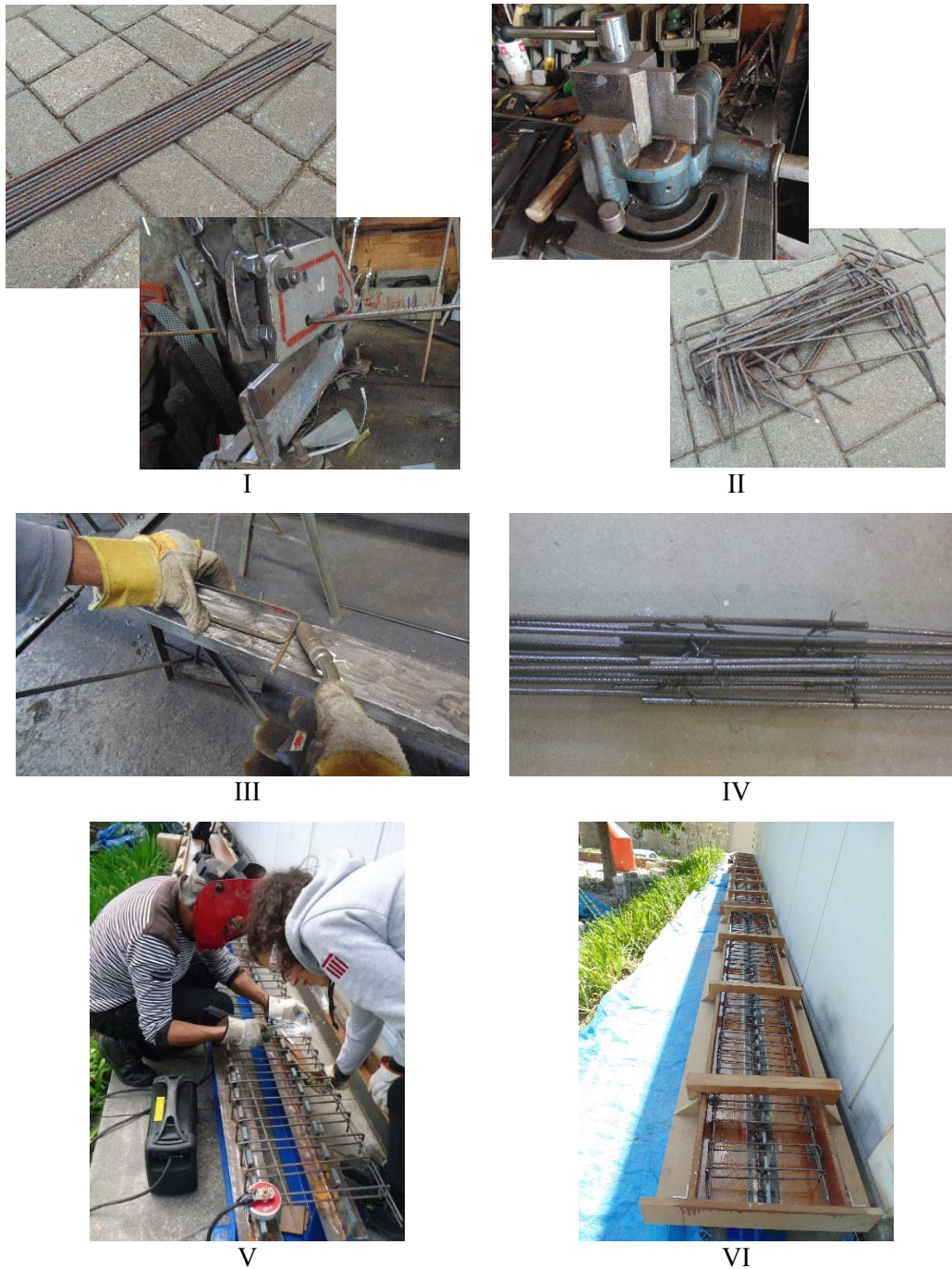


Figura 4.9: Processo de fabrico da armadura

4.2.5 Execução da betonagem

Após a produção da cofragem e da armadura, segue-se a fase da betonagem (Figura 4.10). Este processo foi bastante minucioso porque a laje apresenta uma altura relativamente reduzida e o betão necessita de preencher várias zonas e vencer alguns obstáculos como é o caso do conector e da armadura. Deste modo, é necessário proceder a um processo de vibração do provete com bastante cuidado para que a laje não apresente vazios. A fase de

retificação final também necessitou de bastante cuidado pois uma das partes mais expostas da viga não estava em contacto com a cofragem. Assim, foi necessário alisar bem a superfície para que a laje de betão ficasse com uma altura constante ao longo de todo o seu comprimento igual à projetada.



Figura 4.10: Betonagem da viga

Terminada a etapa da betonagem dos provetes, segue-se a fase de 28 dias de cura dos mesmos. Na primeira semana foram tomados todos os cuidados para os provetes não sofrerem retração e consequente abertura de fendas uma vez que a temperatura ambiente nos dias posteriores à betonagem, foi elevada.

O processo de descofragem das vigas mistas foi realizado de forma inversa da montagem da cofragem, ou seja, foram desaparafusados os topos e as peças laterais foram afastadas da viga metálica. Verificou-se que o modelo da cofragem funcionou muito bem pois a cofragem foi retirada com muita facilidade e o provete apresentou as dimensões da secção transversal constantes ao longo da sua extensão (Figura 4.11).

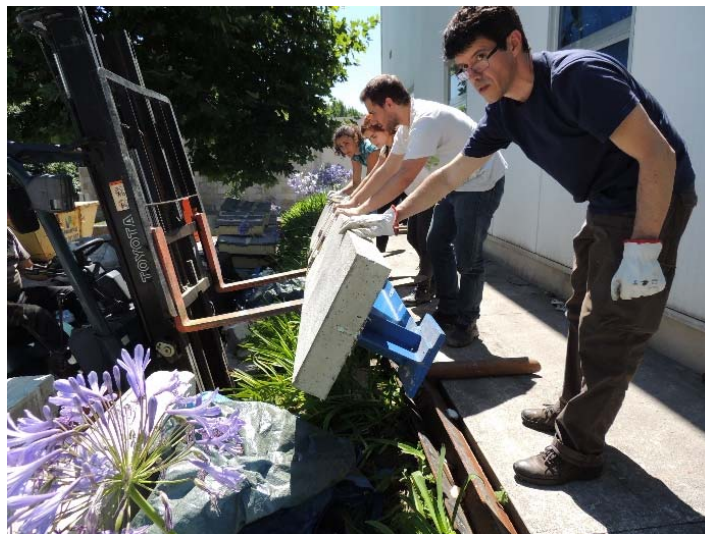


Figura 4.11: Descofragem e transporte da viga para o local de ensaio

4.3 PROVETES DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para caracterizar as propriedades dos materiais utilizados na fabricação das vigas mistas, considerou-se importante preparar provetes de betão, do aço proveniente da viga metálica, do aço proveniente do conector e da armadura.

4.3.1 Betão

No fabrico dos provetes de betão utilizaram-se moldes cilíndricos de geometria normalizada, com diâmetro igual a 15 cm e altura igual 30 cm. Foram betonados 12 provetes de classe de resistência C25/30, na mesma data em que foi realizada a betonagem da viga. Estes provetes foram devidamente vibrados e posteriormente ficaram sujeitos às mesmas condições de cura da viga (Figura 4.12).



Figura 4.12: Provetes do betão para caracterização dos materiais

Os cilindros foram descofrados aos cinco dias de cura e o processo de retificação ocorreu aos 15 dias de cura através da máquina de retificação de cilindros presente no Laboratório de Materiais. Posteriormente, foi realizada a respetiva medição e pesagem para determinar a massa volúmica aparente de cada provete.

4.3.2 Armadura

As propriedades mecânicas da armadura são determinadas com base num conjunto de ensaios que incluem um mínimo de três varões de classe de resistência A500, com 500 mm de comprimento total cortados diretamente do varão utilizado nas vigas. Estes provetes foram marcados na zona central com referências distanciadas entre si de 100 mm para posteriormente se poder determinar a extensão última e a localização mais específica da rotura dos provetes ensaiados (Figura 4.13).

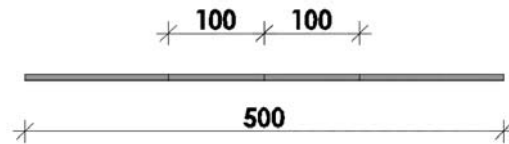


Figura 4.13: Provetes da armadura para caracterização dos materiais

4.3.3 Conector

As características do aço de classe de resistência S235 utilizado no fabrico do conector, foram determinadas através de provetes com a configuração apresentada na Figura 4.14. Estes, foram cortados da mesma chapa que foi utilizada no fabrico dos conectores e como tal, possuem a mesma espessura que o conector utilizado no ensaio (12 mm). As extremidades do provete são mais alargadas porque correspondem às zonas de amarração da máquina de ensaio. Foram feitos marcos na secção central do provete, onde a largura é constante, para posteriormente se determinar a extensão última atingida no ensaio.

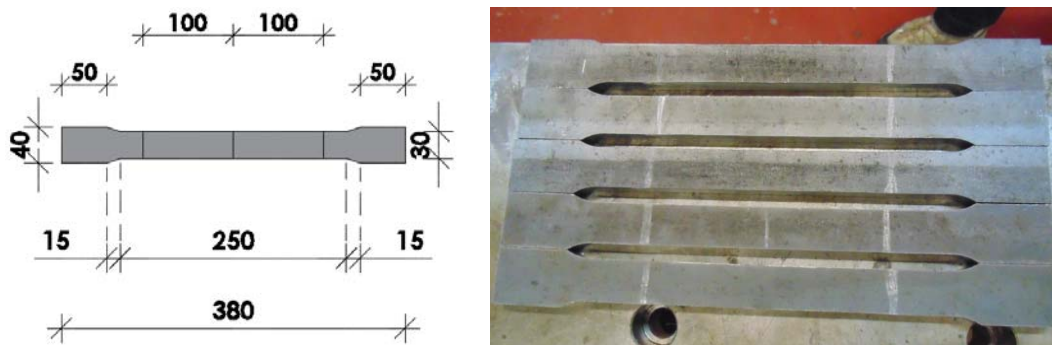


Figura 4.14: Provetes do conector para caracterização dos materiais

4.3.4 Viga metálica

Os provetes de caracterização do aço de classe de resistência S275 da viga metálica foram recortados a partir da alma da viga IPE 200, com espessura de 56 mm (Figura 4.15).

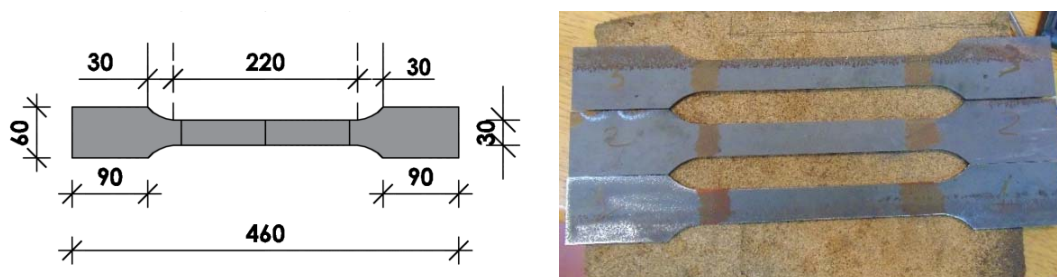


Figura 4.15: Provetes da viga metálica para caracterização dos materiais

4.4 PLANO DO ENSAIO

4.4.1 Setup do ensaio

Na Figura 4.16 está representado o pórtico de ensaio e a respectiva disposição do ensaio de modo a garantir a existência de todo o equipamento necessário (atuador, apoios, distribuidor de carga).

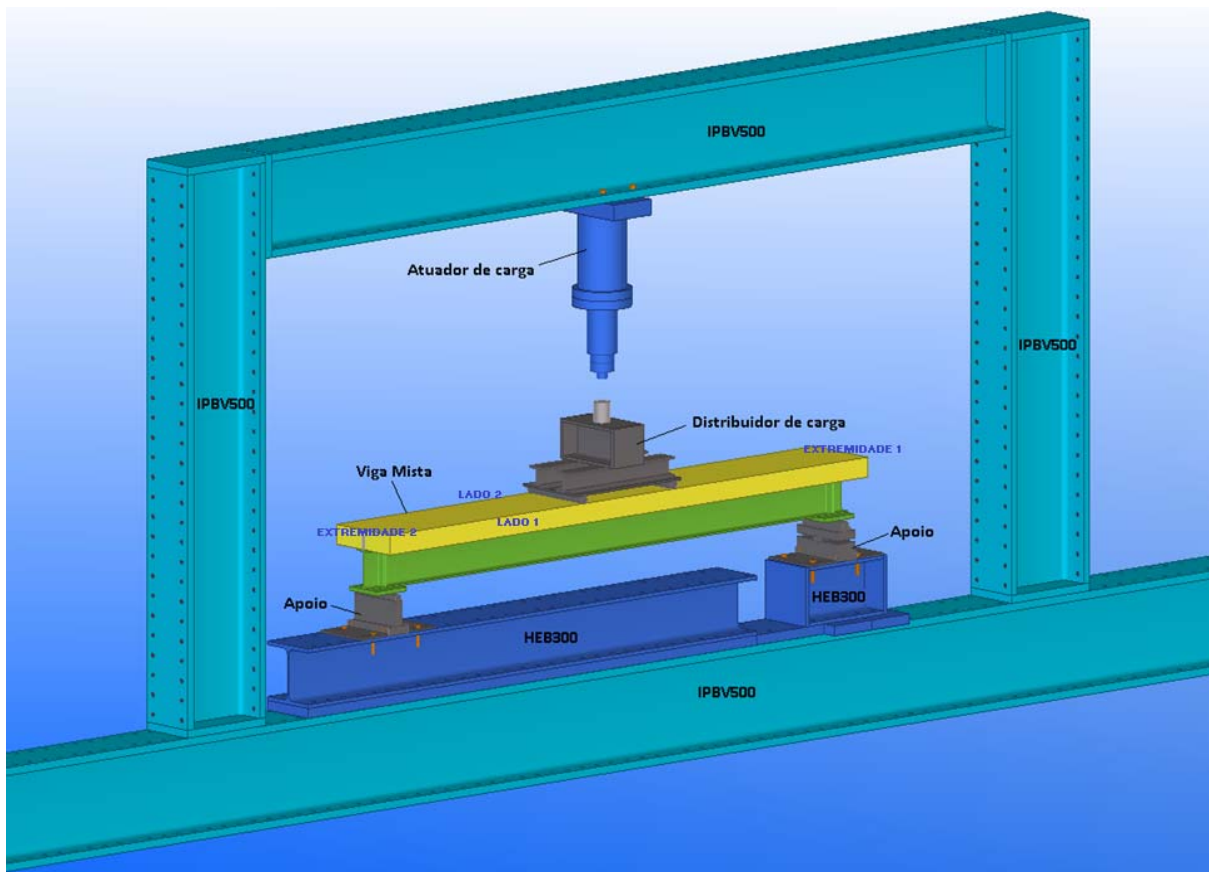


Figura 4.16: Pórtico do ensaio e disposição do ensaio

O atuador de carga utilizado, tem a capacidade de carga máxima de 500 kN e o distribuidor de carga foi reforçado de forma a possibilitar a correta distribuição de carga à viga, sem risco de colocar em causa a capacidade resistente do mesmo.

Foram utilizados apoios de 200 mm de altura e 300 mm de comprimento, ideais para o correto posicionamento da viga. Os apoios utilizados permitem a rotação da viga, em torno do eixo perpendicular ao plano definido pelo pórtico de ensaio e também o deslizamento horizontal dos dois lados (viga simplesmente apoiada). O apoio posicionado do lado direito permite ainda rotações em torno do eixo longitudinal da viga, de modo a acomodar alguma torção que esta possa sofrer (ver Figura 4.16).

Tendo em consideração o material disponível no laboratório, foram utilizados 24 canais para aquisição dos dados do ensaio, distribuídos da seguinte forma:

- I. 1 canal para o atuador de carga;
- II. 3 canais para os transdutores de deslocamento vertical;
- III. 2 canais para os transdutores que mediam o escorregamento nas duas extremidades da viga;
- IV. 2 canais para os transdutores que mediam a separação vertical (*uplift*) nas duas extremidades da viga;
- V. 8 canais para os extensómetros posicionados a 160 cm da extremidade 1;
- VI. 8 canais para os extensómetros posicionados a 100 cm da extremidade 1.

Estes canais foram ligados a dois sistemas de aquisição de dados denominados de SAD1 (sistema de aquisição de dados do atuador de carregamento) e SAD2 (sistema de aquisição de dados auxiliar do tipo HBM MGCPlus). Os canais descritos no ponto VI foram ligados ao SAD2, os restantes foram ligados ao SAD1.

A utilização do SAD2 teve como principal fundamento a possibilidade de obter uma maior quantidade de informação no que diz respeito aos resultados provenientes dos extensómetros. O principal inconveniente deste sistema reside no facto de não possibilitar a inicialização e respetiva paragem por controlo do SAD1, ou seja, este sistema é completamente independente do sistema principal (SAD1) ao longo do tempo. Assim, na fase de recolha e interpretação da informação, tiveram de ser feitos ajustes para que pudessem ser cruzados os resultados provenientes dos dois sistemas para o mesmo espaço de tempo.

4.4.2 Instrumentação

Tal como foi dito em 4.1, foi considerada uma única disposição de carga na aplicação do carregamento das vigas mistas. A divisão da carga em duas cargas pontuais distanciadas de 30 cm do meio vão, permite evitar a concentração de tensões a meio vão da viga e a possibilidade de esmagamento do betão nessa zona. Transversalmente, as cargas referidas são distribuídas ao longo da largura da viga, porque o elemento que faz a distribuição de carga tem elevada rigidez e uma largura que é igual à largura da laje de betão.

Durante o ensaio experimental, são medidos os seguintes parâmetros: carga total aplicada; extensões em várias faces de duas secções transversais da viga; deformação vertical ao longo da viga; escorregamento longitudinal entre o perfil de aço e a laje de betão e separação vertical entre ambos os elementos.

Com o intuito de medir extensões, foram colocados extensómetros em duas secções transversais da viga: a meio vão (denominada como posição 160) e numa secção intermédia, posicionada a 100 cm de uma das extremidades (denominada como posição 100). Na secção transversal, os extensómetros são colados nas faces superior e inferior da laje de betão e nas faces internas dos banzos da secção de aço (Figura 4.17).

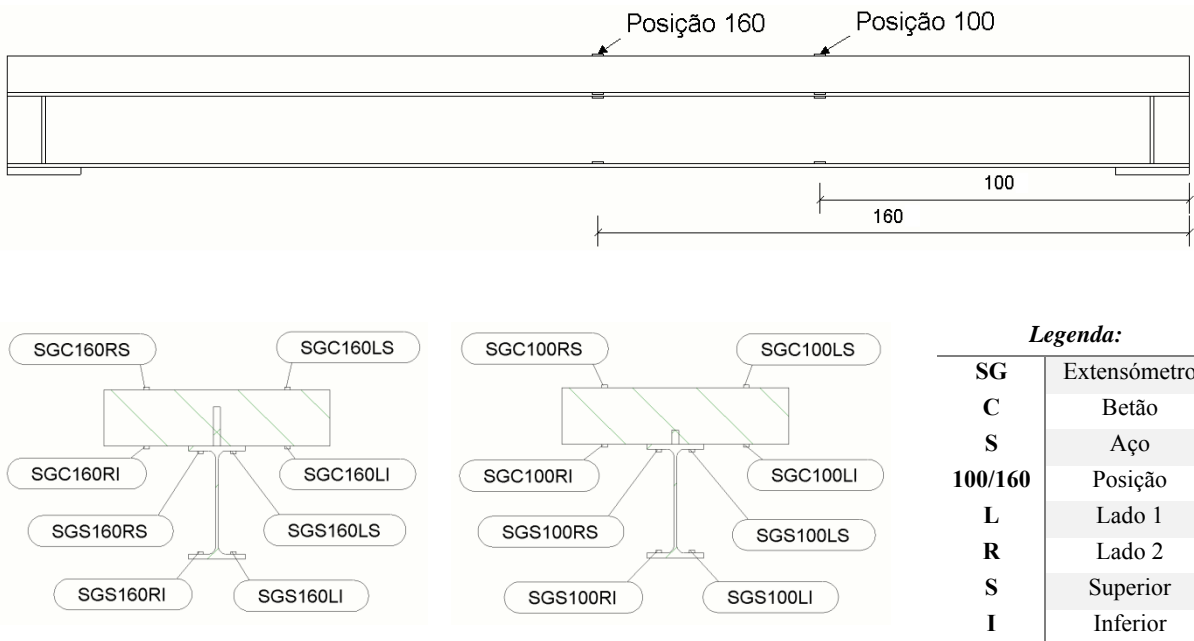


Figura 4.17: Disposição dos extensómetros na secção transversal da viga

São sempre posicionados dois extensómetros em cada lado da viga (Lado 1 e Lado 2, de acordo com a Figura 4.17), a fim de considerar o correspondente valor médio na apresentação de resultados. Assim, conseguem-se anular efeitos de uma distribuição de esforços menos simétrica na secção transversal e é garantida a medição em todas as faces da secção transversal se um extensómetro se apresentar danificado. Na Figura 4.18 são apresentados os extensómetros utilizados na viga metálica e na laje de betão.



Figura 4.18: Extensómetros na viga metálica (a) e na laje de betão (b)

A colocação dos extensômetros requer um cuidado especial pois tem de ser posicionados numa superfície polida e bem limpa para conseguir obter resultados viáveis. As características principais dos extensômetros utilizados nas vigas mistas são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Características principais dos extensômetros

Características	Viga Metálica	Laje de Betão
Marca	TML	TML
Tipo	FLA-3-11	PLF-30 -11
Lote	A515511	A701615
Comprimento	3 mm	30 mm
Resistência	120±0.3 Ω	120±0.3 Ω
Fator Gauge	2.10 (±1%)	2.13 (±1%)
Coefficiente de Temperatura	+0.1±0.05%/10°C	+0.1±0.05%/10°C
Coefficiente de Expansão Térmica	11.8×10 ⁻⁶ °C	11.8×10 ⁻⁶ °C
Sensibilidade Transversal	0,1 %	-0,7 %

Durante a realização dos ensaios monotônicos das vigas mistas, a deformação vertical é medida nos dois lados da viga.

Do Lado 1 são colocados três transdutores a medir a deformação vertical da laje de betão posicionados a 100 cm, 160 cm e 200 cm da extremidade 1 (Figura 4.19.a).

Do Lado 2 da viga, são colocados dois transdutores a medir a deformação vertical da viga metálica situados a 100 cm e a 160 cm da extremidade 1 (Figura 4.19.b). Neste caso, foi necessário desviar o seu posicionamento de 5 cm uma vez que as chapas que servem de batente a estes transdutores estão presas por grampos ao banzo inferior da viga metálica (Figura 4.19) e assim coincidiam com o posicionamento dos extensômetros inferiores da viga metálica.

O escorregamento e a separação vertical (*uplift*) entre a viga de aço e a laje de betão são medidos nas duas extremidades da viga (Figura 4.19.c).

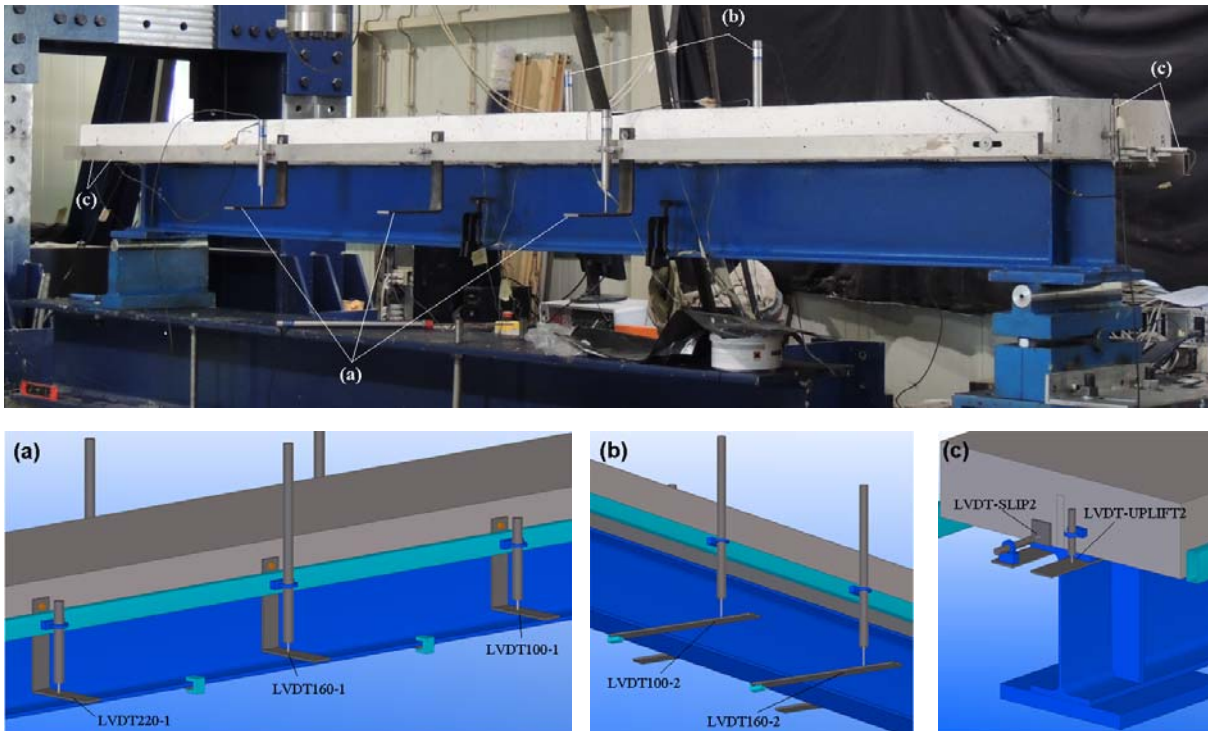


Figura 4.19: Disposição dos transdutores para medir a deformação vertical, o escorregamento e o *uplift* durante o ensaio monotônico.

No decorrer do ensaio cíclico, é necessário ter certos cuidados, uma vez que foi previsto que este ia decorrer durante vários dias. Por segurança, é necessário garantir travamento lateral à viga, uma vez que é possível que a viga se mova sobre os apoios (Figura 4.20).



Figura 4.20: Travamento lateral durante o ensaio cíclico

Para melhorar o desempenho da viga durante o ensaio, foram instaladas barras de Dywidag a meio vão do pórtico. Essas barras ficaram muito próximas da viga mista, obrigando o reposicionamento da régua de alumínio utilizada para suporte dos transdutores de deslocamentos verticais. Estes, foram colocados apenas do lado 2 da viga, posicionados a 100 cm, a 160 cm e a 220 cm da extremidade 1 (Figura 4.21). O escorregamento e o *uplift* foram medidos de forma similar ao que foi feito no ensaio monotónico, embora o *uplift* tenha sido medido apenas na extremidade 1 devido à insuficiência de transdutores mais pequenos no laboratório.

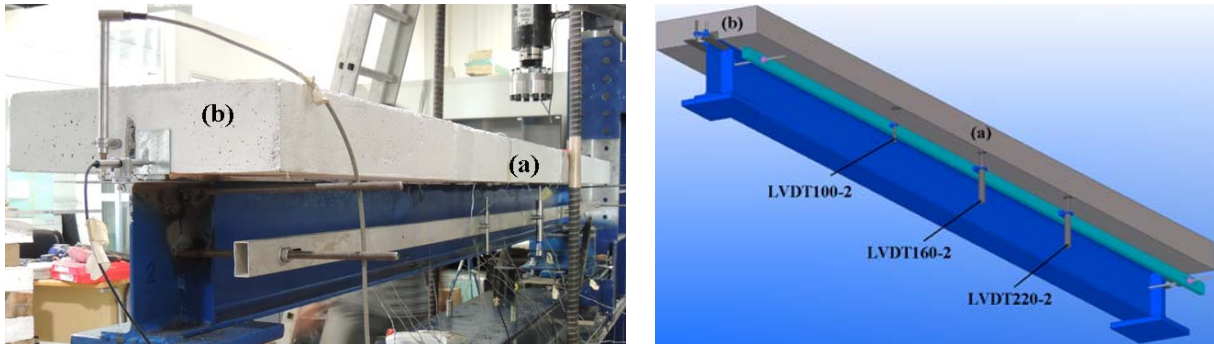


Figura 4.21: Disposição dos transdutores para medir a deformação vertical, o escorregamento e o *uplift* durante o ensaio cíclico

4.4.3 Protocolo de ensaio

Foram fabricadas três vigas mistas iguais para avaliar o seu comportamento com o conector *Crestbond*, com base em ensaios monotónicos e em ensaios cíclicos. Por falta de disponibilidade do equipamento existente no Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da Universidade do Minho (LEST-UM), apenas foi possível ensaiar a viga VM_Crest_1, submetida a carregamento monotónico e a viga VM_Crest_2, submetida a carregamento cíclico e monotónico, para as quais se apresentam os resultados obtidos no Capítulo 5.

VM_Crest_1

O ensaio da primeira viga é realizado com base num carregamento monotónico que permite observar e avaliar o comportamento da viga e posteriormente tomar decisões relativas ao ensaio cíclico. Este ensaio é configurado com base em 2 fases (Figura 4.22). Na primeira fase do ensaio pretende-se ativar as várias componentes do provete aplicando um conjunto de ciclos de carga e descarga entre patamares de 5 e 20 kN, a uma taxa de 0,5 kN/s. A segunda fase consiste em aplicar uma deformação progressivamente crescente nos pontos de aplicação da carga, com uma taxa 10 $\mu\text{m/s}$, até ser atingida a rotura do provete.

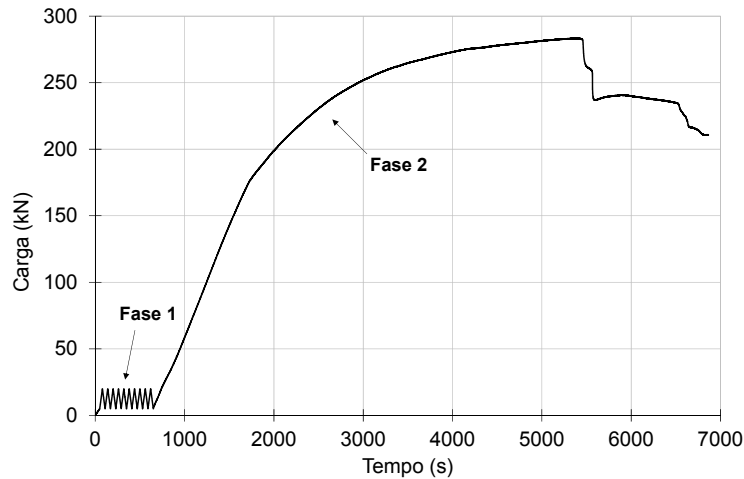


Figura 4.22: Evolução da carga ao longo do tempo no ensaio da viga VM_Crest_1

VM_Crest_2

O segundo ensaio teve como objetivo avaliar o comportamento da viga mista quando esta é sujeita a um carregamento cíclico.

Foram aplicados 1.000 000 de ciclos fixos entre patamares de carga pré-definidos. Os patamares de carga foram definidos entre 60 kN e 140 kN (ver Figura 4.23), ou seja, entre cerca de 20 e 50% da carga máxima atingida no ensaio da viga VM_Crest_1. O patamar inferior corresponde à fase inicial de carregamento da fase elástica e o patamar superior diz respeito à fase antes de início de fendilhação do betão. A amplitude igual a 80 kN na fase elástica apresenta deslocamentos inferiores a 4 mm.

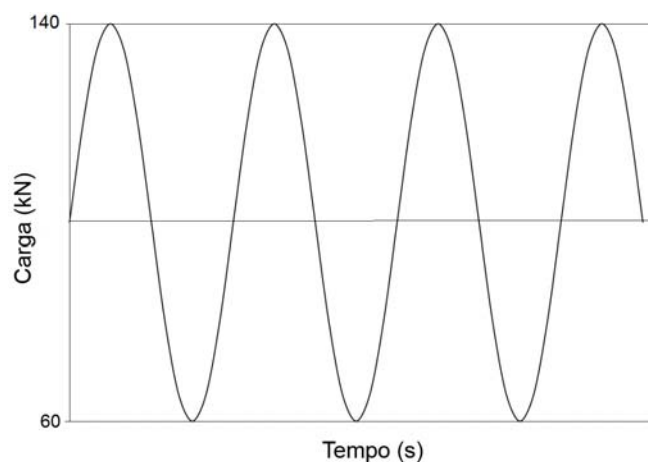


Figura 4.23: Configuração da carga ao longo do tempo no ensaio cíclico VM_Crest_2

A frequência atribuída no ensaio depende da de diversos fatores dos quais o ganho necessário do atuador e a resposta da viga à condição imposta. Foram realizadas seis tentativas de aplicação da frequência e respetivo ganho (Tabela 4.2).

Tabela 4.2: Tentativas de ativação da frequência do ensaio VM_Crest_2_cíclico

Frequência (Hz)	Ganho	Resposta
2,0	14	
2,0	11	O sistema entra em ressonância
2,0	6	
1,5	5	
1,0	4	O atuador não responde às condições impostas (amplitude, carga máxima e mínima).
1,0	5	OK

Devido à elevada amplitude de carga e conseqüente resposta da viga, os ciclos foram realizados a uma frequência de 1 Hz, tendo assim uma duração de 227h47min (cerca de 11,5 dias de ensaio).

Os sistemas de aquisição de dados foram configurados para que em cada 1.000 ciclos de carga fossem guardados os primeiros 10 ciclos, satisfazendo apenas uma amostra de 500.000 dados para cada sensor (1% dos dados do ciclo).

No momento em que se terminou o ensaio cíclico, foi analisado o comportamento da viga no que diz respeito à sua possível recuperação. Assim, o provete foi descarregado e durante 80 minutos os transdutores impostos à viga ficaram a medir se a deformação imposta à viga durante o ensaio foi recuperada na fase de descarregamento ou esta se deu mais lentamente ao longo dos momentos seguintes ao ensaio.

A viga VM_Crest_2 foi posteriormente submetida a um carregamento monotónico, onde foram implementadas as mesmas sequências de carregamento que tinham sido anteriormente definidas para o ensaio da viga VM_Crest_1.

5 CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E ENSAIOS DE VIGAS MISTAS

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os provetes de viga mista definidos no capítulo anterior foram submetidos a ensaios de flexão com objetivo de avaliar o comportamento do conector Crestbond quando utilizado num elemento misto submetido a esforços de flexão.

Neste capítulo descreve-se a evolução do comportamento das vigas ensaiadas durante os respetivos ensaios, os modos de rotura observados e analisam-se ainda os resultados obtidos com o sistema de monitorização implementado.

Os ensaios experimentais realizados às vigas mistas permitem classificar o conector quando à sua capacidade para mobilizar as forças de corte e de *uplift*, que se desenvolvem entre o perfil metálico e a laje de betão.

Apresenta-se também a caracterização de todos os materiais constituintes da viga, o que permite tirar conclusões sobre o comportamento observado e modos de rotura do provete e obter parâmetros necessários à calibração do modelo numérico desenvolvido e apresentado no Capítulo 6.

5.2 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DOS MATERIAIS UTILIZADOS NO FABRICO DAS VIGAS MISTAS

Os ensaios de caracterização dos materiais permitem obter o levantamento de informações relevantes sobre as propriedades dos materiais utilizados no fabrico das vigas mistas testadas. Neste ponto, são apresentados os resultados de caracterização do betão, da armadura, do conector e da viga metálica.

Os ensaios em provetes de betão foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (LEST) e os ensaios de caracterização do conector, da armadura e da viga metálica decorreram no Laboratório de Eng^a Mecânica da Universidade do Minho.

5.2.1 Betão

A análise dos provetes de betão foi feita em simultâneo com os ensaios realizados com as vigas mistas, com o objetivo de determinar a massa volúmica aparente, o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, para o tempo de cura correspondente.

Foram realizados ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade aos 29 e 36 dias de idade do betão, uma vez que os ensaios às vigas mistas decorreram entre os 28 e 41 dias de idade dos provetes.

Os resultados de caracterização dos provetes apresentados, dizem respeito ao valor médio determinado em cada dia de ensaio.

No total, foram testados oito cilindros na caracterização do betão das duas vigas ensaiadas. Ficaram de reserva quatro cilindros para analisar o estado do betão quando for ensaiada a terceira viga fabricada.

5.2.1.1 Massa volúmica aparente

A massa volúmica aparente do betão é determinada com base na relação entre o peso e o volume aparente dos provetes, (5.1).

$$\text{Massa Volumica Aparente} = \frac{\text{Peso}}{\text{Área da base} \times \text{altura}} \quad (5.1)$$

A massa volúmica aparente foi definida, para todos os provetes, após a respetiva pesagem e retificação, resultando num valor médio de 2386 kg/m³ (Tabela 5.1).

Tabela 5.1: Massa Volúmica Aparente do betão

Ref. Cilindro	Altura (m)	Diâmetro (m)	Área da base (m ²)	Peso (g)	Massa Volúmica Aparente (kg/m ³)
P10	0,296	0,150	0,018	12293	2366
P3	0,295	0,151	0,018	12290	2346
P4	0,296	0,148	0,017	12345	2424
P12	0,296	0,149	0,017	12318	2403
P11	0,296	0,149	0,017	12375	2414
P1	0,298	0,150	0,018	12374	2369
P5	0,294	0,150	0,018	12348	2381
Valor médio					2386

5.2.1.2 Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão consiste na aplicação de uma força de compressão progressivamente crescente sobre a superfície superior do cilindro até este entrar em rotura. Regista-se a força máxima atingida, através de um transdutor de pressão existente no equipamento de ensaio (Figura 5.1).



Figura 5.1: Configuração do ensaio para determinação da resistência à compressão

A expressão (5.2) diz respeito à resistência à compressão estimada com base nos resultados dos ensaios experimentais. Corresponde à razão entre a força máxima atingida em cada provete e a área da secção transversal.

$$f_{cm,i} = \frac{F_{max}}{\hat{Área}} \quad (5.2)$$

Na Tabela 5.2 estão representados os valores da resistência à compressão do betão obtidos experimentalmente.

Tabela 5.2: Resistência à compressão do betão obtida experimentalmente

Ref. Cilindro	Idade (dias)	$f_{cm,i}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)
P10		37,8	
P4	29	38,5	38,1
P12		38,1	
P1		40,2	
P5	36	40,5	39,2
P3		36,7	

A viga VM_Crest_1 foi ensaiada aos 28 dias de idade do betão e a viga VM_Crest_2 foi ensaiada entre os dias 29 e 41 dias. É possível estimar os valores da resistência à compressão para os vários dias que incluem este intervalo, uma vez que os ensaios realizados aos provetes cilíndricos decorreram em datas diferentes.

A NP EN 1992-1-1 (2010) propõe uma equação para estimar o valor da resistência à compressão para o betão ao longo do tempo, $f_{cm}(t)$, que depende do tipo de cimento, da temperatura e condições de cura. Esta, pode ser estimada pelas expressões (5.3) e (5.4).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (5.3)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (5.4)$$

O coeficiente de endurecimento, $\beta_{cc}(t)$, estabelece a relação entre a resistência do betão medida aos 28 dias de idade e a resistência do betão medida noutro dia qualquer. Este valor pode então ser estimado para qualquer idade do betão.

Os provetes foram fabricados utilizando um betão de classe de resistência de CEM 32,5R. Segundo a NP-EN1992-1-1 (2010), o coeficiente “s” toma o valor de 0,25.

A Figura 5.2 apresenta os valores da resistência à compressão do betão obtidos experimentalmente pelos provetes cilíndricos e a evolução da resistência à compressão determinada com base nas expressões (5.3) e (5.4).

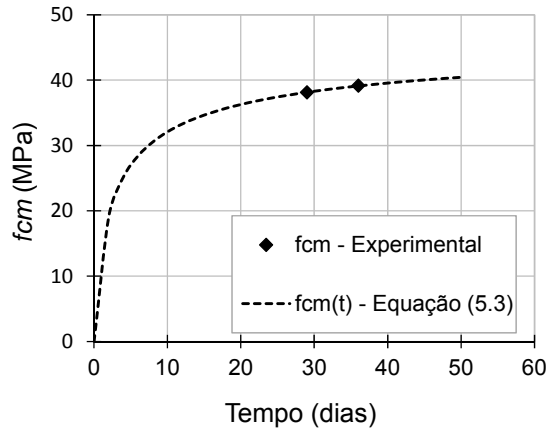


Figura 5.2: Variação de f_{cm} experimental e f_{cm} obtido pela Equação (5.3), ao longo do tempo

Como a curva experimental apresenta resultados semelhantes aos que são obtidos com a curva definida pela expressão (5.3), é válida a hipótese de considerar os valores obtidos através da norma (NP EN 1992-1-1,2010) para determinar o valor da resistência à compressão para os dias de ensaios das vigas mistas (ver Tabela 5.3).

Tabela 5.3: Resistência à compressão do betão obtida pela norma NP EN 1992-1-1 (2010)

Viga Mista	Idade (dias)	β_{cc}	f_{cm} Equação (5.3) (MPa)
VM_Crest_1	28	1,000	38,0
VM_Crest_2	29	1,004	38,1
	41	1,044	39,7

Assim, viga VM_Crest_1 apresenta um coeficiente de endurecimento de 1,0 e uma resistência à compressão correspondente a 38,0 MPa. No caso da viga VM_Crest_2, como decorreu entre os 29 e 41 dias de cura do betão, apresenta um coeficiente de endurecimento que varia entre 1,004 e 1,044 e uma resistência à compressão correspondente entre 38,1 e 39,7 MPa.

5.2.1.3 Módulo de elasticidade

Na determinação do módulo de elasticidade, foram colocados três transdutores apoiados entre dois anéis metálicos posicionados a 1/3 e a 2/3 da altura do cilindro. Os três transdutores apresentam o mesmo afastamento radial entre si e medem as deformações sofridas nesta zona central do provete, quando é aplicada uma força de compressão (Figura 5.3).



Figura 5.3: Configuração do ensaio para determinação do módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é determinado em conformidade com a especificação E-397 do LNEC (1993). O ensaio consiste na aplicação de uma carga crescente até se atingir um valor de 30% da resistência à compressão do betão ($0,3 f_{cm}$). O valor do módulo de elasticidade é determinado com base em cinco ciclos de carga e descarga estabelecidos entre valores de carga reduzidos e patamares de carga iguais a $0,3 f_{cm}$ que se prolongam durante 60 segundos, tal como se pode observar na Figura 5.4.

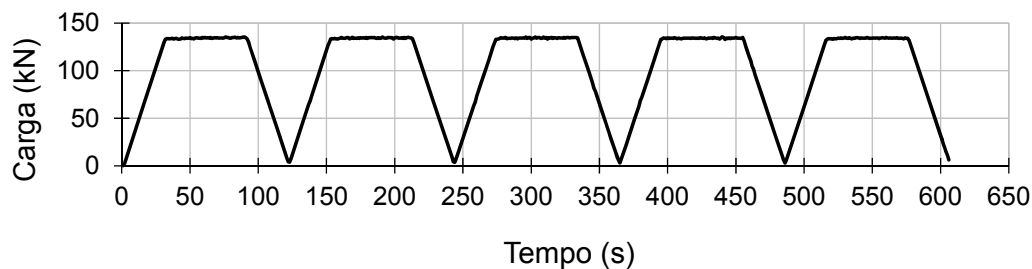


Figura 5.4: Ensaio de módulo de elasticidade - ciclos de carga e descarga

O valor final do módulo de elasticidade é determinado com base no valor médio resultante dos últimos quatro ciclos, uma vez que o valor do primeiro ciclo é menos preciso devido a ajustes na máquina de ensaio.

Na Tabela 5.4 está representado o módulo de elasticidade obtido com base nos ensaios experimentais realizados.

Tabela 5.4: Módulo de elasticidade do betão obtido experimentalmente

Ref. Cilindro	Idade (dias)	$E_{cm,i}$ (GPa)	E_{cm} (GPa)
P3		32,7	
P4	29	29,5	31,7
P12		32,4	
P11		32,6	
P1	36	28,3	31,1
P5		32,4	

A NP EN 1992-1-1 (2010) propõe uma equação para determinar o módulo de elasticidade do betão ao longo do tempo, em função da resistência à compressão, através das expressões (5.5) e (5.6) .

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad (5.5)$$

$$E_{cm}(t) = \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right]^{0,3} \times E_{cm} \quad (5.6)$$

Na Figura 5.5 são apresentados os valores do módulo de elasticidade obtidos nos ensaios experimentais dos provetes cilíndricos e a variação ao longo do tempo do módulo de elasticidade obtido pela Equação (5.6).

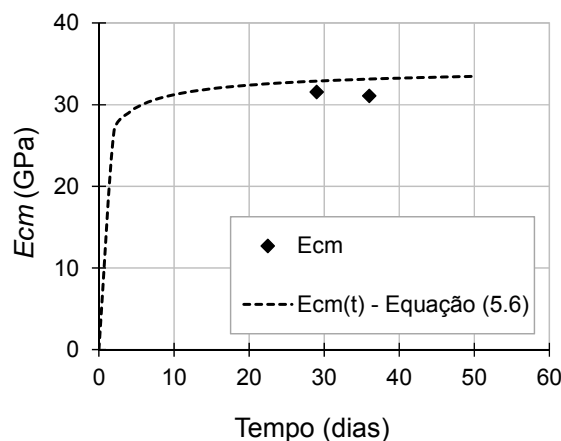


Figura 5.5: Variação de E_{cm} experimental e E_{cm} obtido pela Equação (5.6), ao longo do tempo

Verifica-se que o valor do módulo de elasticidade se mantém aproximadamente constante ao longo do tempo. Existe alguma diferença entre os valores obtidos nos ensaios e os valores

estimados pela expressão (5.6). Deste modo, consideram-se os valores de módulo de elasticidade obtidos experimentalmente. Como a variação de valor é reduzida, considera-se um valor constante de 31,7 GPa para ambas as vigas a ensaiar.

5.2.2 Armadura

As características da armadura são determinadas com base em ensaios de tração aos provetes, realizados de acordo com a norma NP EN ISO 6892-1 (2009).

Os ensaios consistem na aplicação de uma carga uniaxial crescente a um provete preso por amarras apropriadas, tal como é representado na Figura 5.6.



Figura 5.6: Ensaio tração de um provete de armadura

O processo de ensaio consiste na aplicação da força de tração sob controlo de velocidade definida por duas rampas: a rampa 1 com uma taxa de velocidade de 0,05 mm/s e a rampa 2 com uma taxa correspondente a 0,2 mm/s (Figura 5.7). Com base na curva força-deslocamento, é possível determinar o valor de carga máxima registada pela máquina de ensaio (F_{max}).

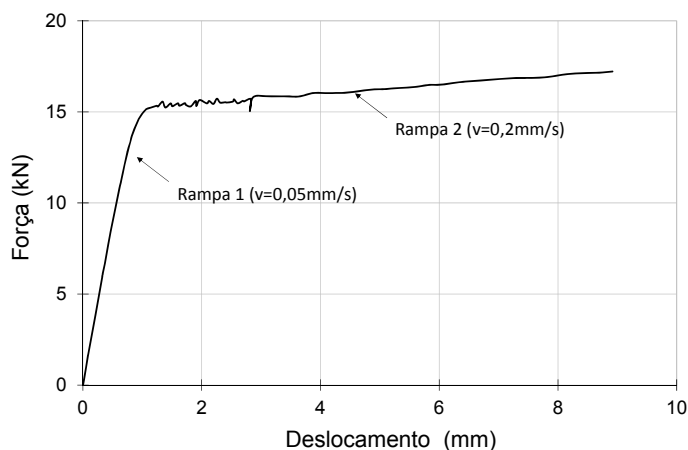


Figura 5.7: Curva de força-deslocamento imposta no ensaio de um provete de armadura

A partir da curva força-deslocamento, determina-se a curva tensão-extensão que permite obter os parâmetros que caracterizam o comportamento da armadura (Figura 5.8). A tensão é determinada pela razão entre a força e a área da secção transversal do varão e a extensão é medida através de um extensómetro colocado no provete e retirado antes da rotura deste, ou seja, antes de ser atingida a carga máxima, de modo a que o extensómetro não fique danificado.

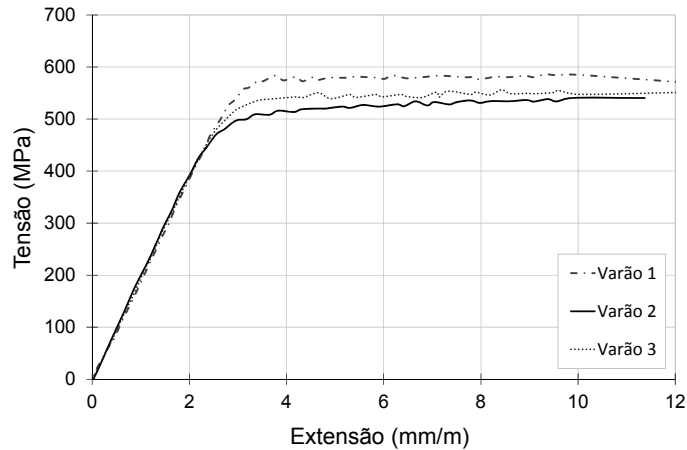


Figura 5.8: Relação entre tensão e extensão dos ensaios de tração dos provetes da armadura

A tensão última (σ_u) corresponde ao valor máximo de tensão obtido. A tensão de cedência (σ_y) diz respeito ao valor médio de tensão obtido na fase de cedência do provete. O módulo de elasticidade (E) é determinado pelo declive obtido na fase elástica da curva tensão-extensão.

Após a ocorrência da rotura dos provetes, é medido o comprimento final do provete e é calculado o valor da extensão última (ϵ_u) que é obtida através da razão entre a variação de comprimento sofrida durante o ensaio e o comprimento inicial de referência de 100 mm (Figura 5.9).

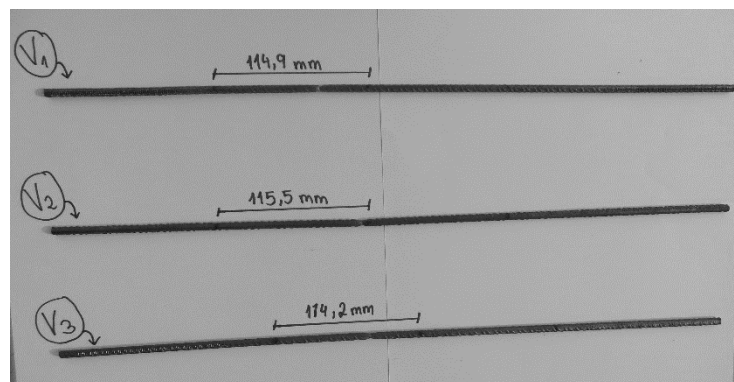


Figura 5.9: Extensão após a rotura obtida nos ensaios de tração dos provetes da armadura

Na Tabela 5.5 estão apresentados os valores da tensão de cedência, força máxima, resistência última, extensão última e módulo de elasticidade da armadura, obtidos nos ensaios experimentais realizados, com base na curva tensão-extensão.

Os resultados obtidos evidenciam que a armadura utilizada nos ensaios das vigas mistas apresenta uma capacidade resistente superior à espectável visto se tratar de provetes de classe de resistência A500.

Tabela 5.5: Propriedades mecânicas dos provetes de caracterização da armadura

	Área secção transversal (mm ²)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E (GPa)	F_{max} (kN)	ϵ_u (%)
Varão 1	28,27	580,48	681,10	187,54	19,26	15
Varão 2	28,27	527,57	645,88	187,60	18,26	14
Varão 3	28,27	547,21	609,04	187,60	17,22	14
Média		551,75	645,34	187,58	18,25	14
Δ		26,75	36,03	0,035	1,02	4
δ		4,85%	5,58%	0,02%	5,58%	2,80

5.2.3 Conector

Os provetes de caracterização do conector foram fixados à máquina de ensaio (Figura 5.10), que aplica esforços crescentes na direção axial, sendo medidas as extensões na zona central do provete por meio de um extensómetro. Este, mede a extensão durante a fase elástica e a fase de cedência e é retirado antes de o provete entrar em colapso.



Figura 5.10: Ensaio de tração de um provete de aço utilizado no fabrico do conector

O ensaio do provete é realizado com base numa força de tração aplicada sob velocidade definida através de duas rampas: a primeira rampa com uma taxa de 0,05 mm/s e a segunda rampa com uma taxa correspondente a 0,3 mm/s (Figura 5.11).

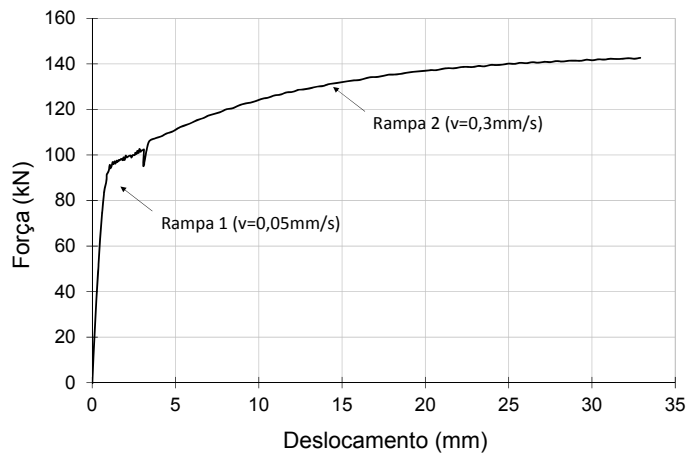


Figura 5.11: Curva de força-deslocamento imposta no ensaio de um provete de aço utilizado no fabrico do conector

A Figura 5.12 apresenta a curva relativa à relação entre a tensão e a extensão medida nos ensaios de tração dos provetes que permite obter parâmetros que caracterizam as seguintes propriedades do conector: tensão de cedência (σ_y), tensão última (σ_u), e módulo de elasticidade (E). É visível que o comportamento de todos os provetes é muito semelhante.

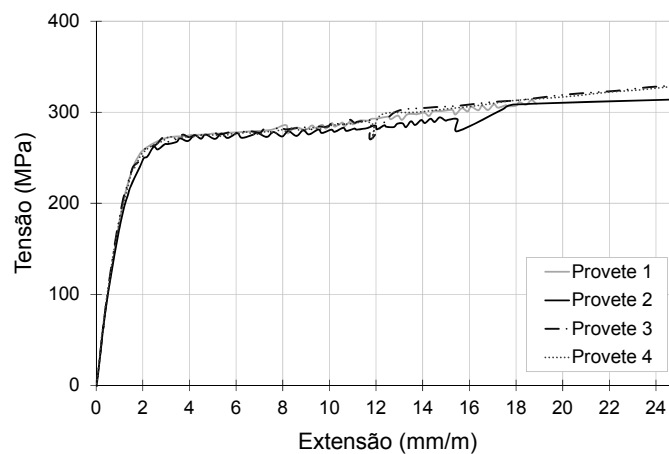


Figura 5.12: Relação entre tensão e extensão dos ensaios de tração dos provetes do conector

A extensão última (ϵ_u) dos provetes é determinada através da variação de comprimento sofrida durante o ensaio (Figura 5.13) e o comprimento inicial de referência correspondente a 100 mm.

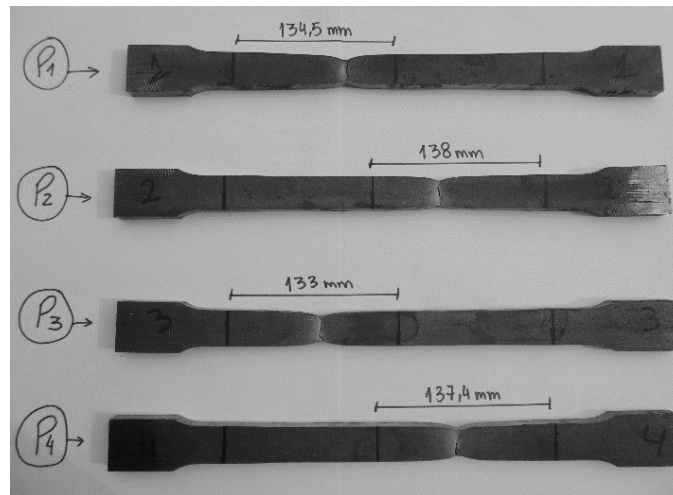


Figura 5.13: Extensão após a rotura obtida nos ensaios de tração dos provetes do conector

As propriedades mecânicas do provete de caracterização do conector, são apresentadas na Tabela 5.6. Verificou-se que a tensão de cedência do conector apresenta um valor de 282,41 MPa, superior ao valor nominal ($f_y=235$ MPa). Estes provetes apresentam uma força máxima média de 143,28 kN e uma correspondente tensão última de 409,42 MPa. A extensão última apresenta um valor médio de 36%.

Tabela 5.6: Propriedades mecânicas dos provetes de caracterização do conector

	Largura Média	Espessura Média	Área secção transversal	σ_y	σ_u	E	F_{max}	ϵ_u
	(mm)	(mm)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(kN)	(%)
Provete 1	29,20	11,97	349,46	286,39	411,05	194,35	143,65	35
Provete 2	29,41	11,98	352,27	280,86	412,33	194,82	145,25	38
Provete 3	29,36	11,99	351,82	282,50	407,93	197,96	143,52	33
Provete 4	29,37	12,01	352,59	279,88	406,38	201,11	143,28	37
Média				282,41	409,42	197,06	143,93	36
Δ				2,867	2,744	3,140	0,897	2
δ				1,02%	0,67%	1,59%	0,62%	6,65

5.2.4 Viga metálica

Os provetes da viga metálica também foram sujeitos a ensaios de tração, com objetivo de determinar os parâmetros que caracterizam o seu comportamento. Na Figura 5.14 é apresentada a fase de montagem do provete na máquina de ensaio.



Figura 5.14: Ensaio tração de um provete de aço utilizado no fabrico da viga metálica

O ensaio foi definido sob controlo de deformação com velocidade definida através de duas rampas: a primeira rampa com uma taxa de velocidade de 0,05 mm/s e a segunda rampa com uma taxa correspondente a 0,5 mm/s (Figura 5.15).

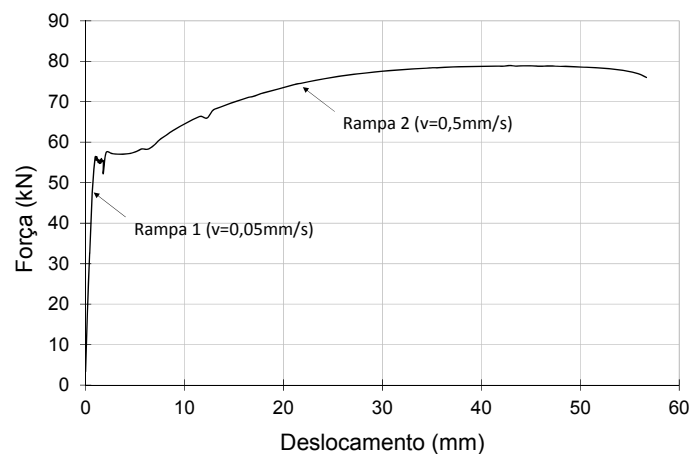


Figura 5.15: Curva de força-deslocamento imposta no ensaio de um provete de aço utilizado no fabrico da viga metálica

A curva tensão-extensão representada na Figura 5.16 evidencia que o aço utilizado na viga metálica apresenta um comportamento dúctil. Também aqui é possível determinar parâmetros referentes à tensão de cedência (σ_y), à tensão última (σ_u), e ao módulo de elasticidade (E). Não foram apresentados resultados relativos ao Provete 1 devido a um problema ocorrido na leitura do extensómetro.

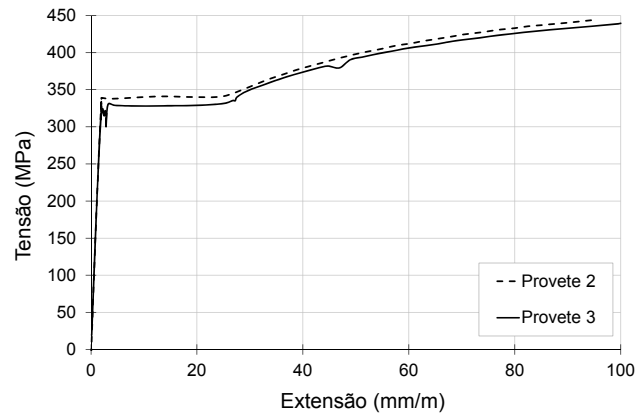


Figura 5.16: Relação entre tensão e extensão obtida nos ensaios de tração dos provetes da viga metálica

A extensão última (ϵ_u) dos provetes é obtida através da variação de comprimento sofrida durante o ensaio (Figura 5.17) e o comprimento inicial de referência, correspondente a 200 mm.

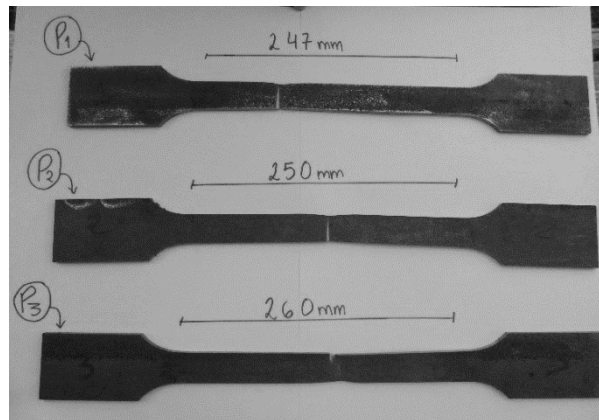


Figura 5.17: Extensão após a ruptura obtida nos ensaios de tração dos provetes da viga metálica

Na Tabela 5.7 estão apresentados os resultados das propriedades mecânicas dos provetes de caracterização da viga metálica. A tensão de cedência apresenta um valor médio de 326,75 MPa, que é superior ao valor nominal ($f_y = 275$ MPa) em aproximadamente 50 MPa. A extensão última apresenta um valor médio de aproximadamente 36%. O módulo de elasticidade apresenta um valor médio muito baixo (175,87 GPa) pelo que não será considerado como referência no modelo numérico.

Tabela 5.7: Propriedades mecânicas dos provetes de caracterização da viga metálica

	Largura Média	Espessura Média	Área secção transversal	σ_y	σ_u	E	F_{max}	ε_u
	(mm)	(mm)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(kN)	(%)
Provete 1	30,15	5,73	172,58	328,01	450,41	-	77,73	24
Provete 2	29,94	5,70	170,63	331,83	462,58	173,60	78,93	25
Provete 3	30,06	5,79	173,90	320,41	454,06	178,14	78,96	30
Média				326,75	455,68	175,87	78,54	26
Δ				5,814	6,244	3,210	0,700	0,034
δ				1,78%	1,37%	1,82%	0,89%	13,01%

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais permitem concluir que a capacidade resistente dos provetes analisados é ligeiramente superior aos valores nominais de projeto. Deste modo, é esperado obter uma carga de rotura da viga mista superior à que tinha sido calculada na fase de pré-dimensionamento.

5.3 COMPORTAMENTO EXPERIMENTAL OBSERVADO E MODOS DE ROTURA DOS PROVETES

5.3.1 VM_Crest_1

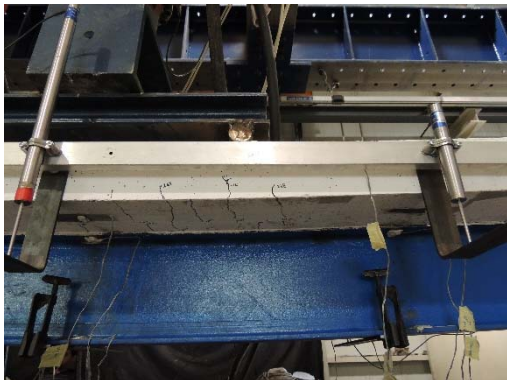
Foi realizado um ensaio monotónico à viga VM_Crest_1, de modo a obter resultados preliminares relativos ao comportamento que a viga apresenta, quando é submetida à flexão.

O início de fendilhação ocorreu para um carregamento de aproximadamente 180 kN. As fendas foram observadas na face inferior do betão, debaixo dos pontos de aplicação do carregamento e junto ao banzo superior da viga metálica, com orientação transversal à viga (Figura 5.18.a)). Tal como mostra a Figura 5.18.b), a fendilhação concentrou-se na zona central da viga, iniciando sempre na face inferior e terminando nas zonas laterais da laje.

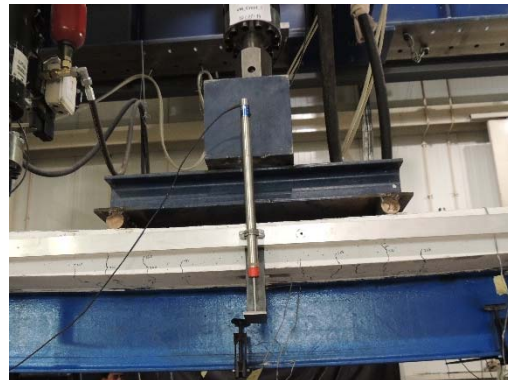
Foi posteriormente identificada uma fenda longitudinal, na face superior do betão, a meio vão e alinhada com a direção do conector, para um carregamento de aproximadamente 235 kN (Figura 5.18.c)). Foi observado um comportamento muito simétrico nas duas metades da viga, ao longo de todo o ensaio. As extremidades da viga permaneceram intatas durante todo o ensaio, não sendo observados a olho nu qualquer fenómeno de escorregamento ou separação vertical (uplift) entre a laje de betão e o perfil metálico (Figura 5.18.d)).

Os apoios utilizados permitiram a rotação da viga em torno ao eixo perpendicular ao plano definido pelo pórtico de ensaio para que fosse avaliada a notória deformação vertical da viga

quando era aplicado um carregamento imposto (Figura 5.18.e)). Não houve deslocamentos horizontais da viga sobre os apoios, apesar destes o permitirem.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 5.18: Comportamento observado durante o ensaio da viga VM_Crest_1

A rotura ocorreu na seção de aplicação do carregamento, por esmagamento do betão para uma carga de aproximadamente 284 kN (Figura 5.19.a)). As fendas surgiram do Lado 1 mas a rotura total foi condicionada pelo Lado 2 da viga com abertura de fendas maiores e consequente propagação para as faces laterais e inferior desse lado (Figura 5.19.b)). Na zona em que ocorre maior concentração do esmagamento do betão, verifica-se também instabilidade local das armaduras por efeito de compressão (Figura 5.19.c)). A Figura 5.19.d) apresenta a face superior da laje de betão onde ocorreu a rotura do provete e a Figura 5.19.e)

ilustra a face inferior, onde estão representadas a maior concentração de fendas obtidas no ensaio.



Figura 5.19: Modo de rotura observado no ensaio de VM_Crest_1

5.3.2 VM_Crest_2_ciclico

Considerou-se que a temperatura ambiente ao longo do dia poderia ter uma influência significativa no comportamento da viga. Deste modo, no decorrer do ensaio cíclico, foi registada a temperatura ambiente no laboratório onde foram realizados os ensaios das vigas.

Foram feitos registos a cada 15 minutos durante o período de ensaio (11/07/14 a 23/07/14). Devido ao elevado número de resultados, são apresentados na Tabela 5.8 apenas os valores correspondentes à temperatura máxima e mínima a cada dia de ensaio.

Tabela 5.8: Temperatura máxima e mínima ao longo dos dias de ensaio

Dia	11 jul	12 jul	13 jul	14 jul	15 jul	16 jul	17 jul	18 jul	19 jul	20 jul	21 jul	22 jul	23 jul
T_{max} (°C)	29,5	30,7	30,5	30,9	30,3	30,6	29,4	26,4	25,5	26,5	27,8	30,3	28,6
T_{min} (°C)	25,6	26,2	27,2	27,5	27,2	27,3	23,3	21,4	24,4	24,6	23,3	25,6	26,9

Na Figura 5.20 está exemplificado o registo da temperatura ambiente no laboratório durante 24 horas consecutivas relativa ao terceiro dia de ensaio (entre a 00:00 e as 23:45).

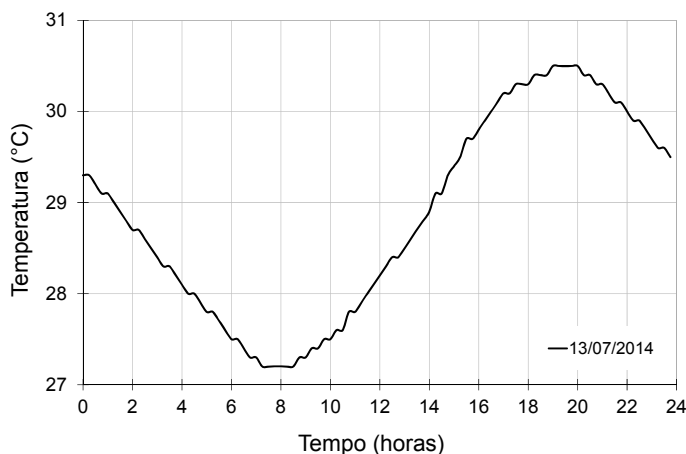


Figura 5.20: Registo da temperatura ambiente no interior do laboratório, ao longo de um dia de ensaio

Outro aspeto em ter em consideração foi a verificação da temperatura da máquina de ensaio. Sabia-se que a temperatura do grupo hidráulico não deveria ultrapassar os 60°C, para este funcionar dentro das condições de segurança. Deste modo, a temperatura do grupo foi verificada em intervalos de tempo regulares, inclusive durante a noite, para diminuir o risco de sobreaquecimento. A temperatura do óleo variou sempre entre os 37°C e os 52°C correspondendo aos períodos onde o depósito do óleo estava mais ou menos exposto ao sol.

Tal como exposto no Capítulo 4, a viga VM_Crest_2 foi submetida a 1.000 000 de ciclos de carga e descarga entre os patamares fixos de 60 e 140 kN. Os ciclos referidos foram impostos com uma frequência de 1 Hz. O ensaio decorreu com normalidade e a viga apresentou um comportamento uniforme ao longo de todo o carregamento, não evidenciando sinais exteriores de fendilhação ou outro qualquer tipo de dano.

O sistema de travamento lateral previamente preparado acabou por nunca ficar ativo uma vez que não ocorreram movimentos de translação lateral da viga durante o decorrer do ensaio.

Também não se observaram vibrações no pórtico de ensaio, provocadas pela aplicação de carga cíclica, não ocorrendo qualquer problema de ressonância.

O número de ciclos de carga aplicado à viga VM_Crest_2 simulou uma viga útil de cerca de 57 anos para uma viga de piso de estacionamento elevado de shopping, por exemplo, supondo uma viga sujeita a dois ciclos de carga e descarga por hora.

5.3.3 VM_Crest_2_recuperação

No final do ensaio cíclico realizado com a viga VM_Crest_2, julgou-se importante realizar medições de todos os transdutores colocados, durante um período de duas horas, analisando a possível recuperação do provete. Verificou-se que a viga não sofreu praticamente nenhum deslocamento vertical no período referido, pelo que se concluiu que no processo de descarregamento foi mobilizada toda a deformação passível de ser recuperada (Figura 5.21).

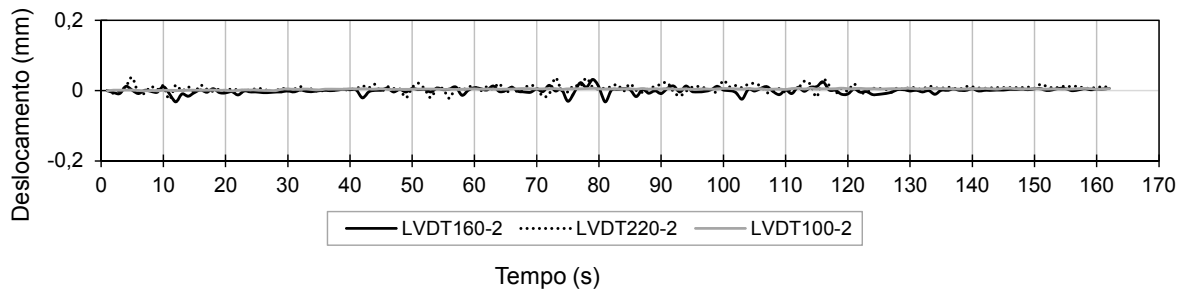


Figura 5.21: Recuperação do provete determinada pelos transdutores de deslocamento vertical

5.3.4 VM_Crest_2_monotónico

A segunda viga foi testada novamente com base num ensaio monotónico, com objetivo de avaliar o comportamento pós-fadiga, confrontando os resultados obtidos com os anteriormente obtidos no ensaio da viga VM_Crest_1.

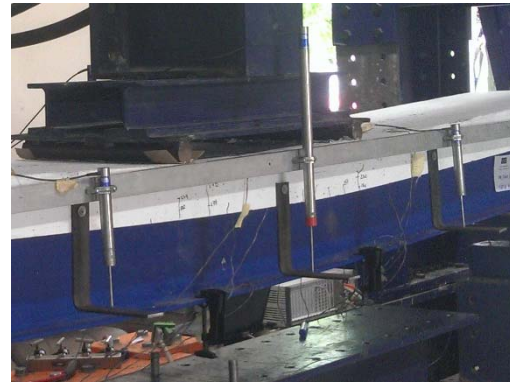
O início de fendilhação ocorreu para uma carga de aproximadamente 170 kN na face inferior do betão, debaixo dos pontos de aplicação do carregamento e junto ao banzo superior da viga metálica, tal como ocorreu no ensaio da viga VM_Crest_1 (Figura 5.22.a)). A fendilhação concentrou-se na secção a meio vão da viga (Figura 5.22.b)).

Foi também avistada uma fenda alinhada com a direção do conector, na parte superior do betão quando o atuador registava 215 kN (Figura 5.22.c)).

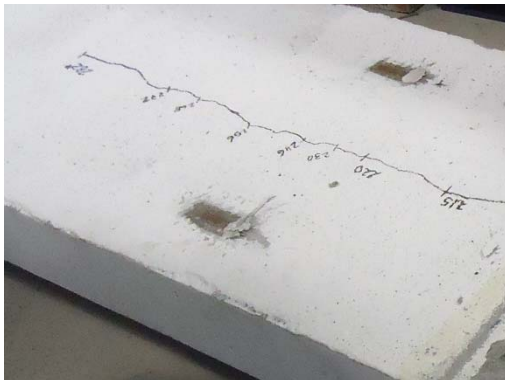
Não ocorreram fenómenos de *uplift* ou escorregamento relativo entre a laje de betão e a viga metálica (Figura 5.22.d). Na Figura 5.22.e) está representada uma fase já avançada do ensaio, onde mostra que a deformação vertical da viga já considerável.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 5.22: Comportamento observado durante o ensaio da viga VM_Crest_2_monotónico

O provete admitiu uma carga máxima de 284 kN e a rotura ocorreu na secção de meio vão. Esta deu-se por esmagamento do betão, tal como é observado na Figura 5.23.a). Neste caso, as fendas apareceram mais do Lado 2 da viga e a rotura foi mais significativa no Lado 1, apesar de ocorrer na mesma secção transversal (Figura 5.23.b)). À semelhança do que tinha anteriormente acontecido com a viga VM_Crest_1, observou-se uma encurvadura localizada da armadura na secção onde ocorreu o esmagamento da laje de betão (Figura 5.23.c)).

A face superior da laje de betão na secção onde ocorreu rotura do provete apresenta uma configuração muito parecida à descrita pela viga VM_Crest_1 (Figura 5.23.d)). Na Figura 5.23.e) estão apresentadas as fendas correspondentes à face inferior da laje de betão.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 5.23: Modo de rotura observado no ensaio de VM_Crest_2

5.4 RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS MONOTÓNICOS

Os resultados dos ensaios são apresentados em duas secções: análise dos resultados obtidos nos ensaios monotónicos realizados com as vigas VM_Crest_1 e VM_Crest_2 e análise dos resultados obtidos no ensaio cíclico realizado com a viga VM_Crest_1.

Como se pode verificar, os resultados não são apresentados de forma cronológica, uma vez que o ensaio monotónico da viga VM_Crest_2 foi realizado depois do correspondente ensaio cíclico. No entanto, optou-se por esta abordagem para que seja mais fácil ao leitor poder comparar os resultados dos ensaios monotónicos entre a viga sujeita apenas a ensaio monotónico (VM_Crest_1) e a viga sujeita a ensaio cíclico, seguido de ensaio monotónico (VM_Crest_2).

Tal como foi referido no capítulo anterior, os ensaios monotónicos foram avaliados no que diz respeito ao deslocamento vertical, ao escorregamento e à separação vertical entre laje de betão e perfil metálico medidos nas extremidades do provete e à extensão medida em várias faces de duas secções transversais da viga.

Na Figura 5.24 está representada a disposição em planta dos transdutores e a Figura 5.25 refere-se ao posicionamento dos extensómetros em cada secção transversal da viga mista.

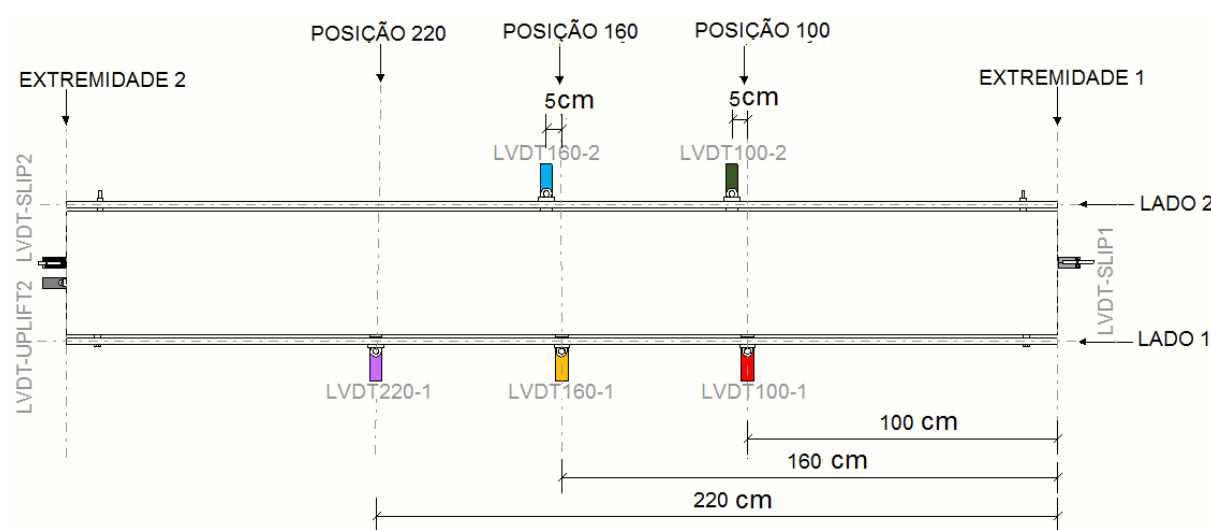


Figura 5.24: Disposição dos transdutores de deslocamento vertical aos ensaios monotónicos

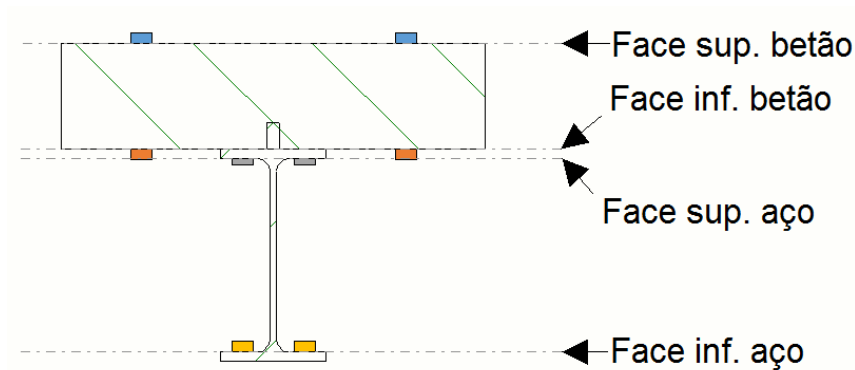


Figura 5.25: Disposição dos extensômetros na secção transversal, relativos aos ensaios monotónicos

De referir que a rotura de ambos os ensaios foi muito similar, ou seja, ocorreu em ambos os ensaios rotura por esmagamento do betão na secção a meio vão, entre os pontos de aplicação do carregamento.

5.4.1 Deslocamento vertical

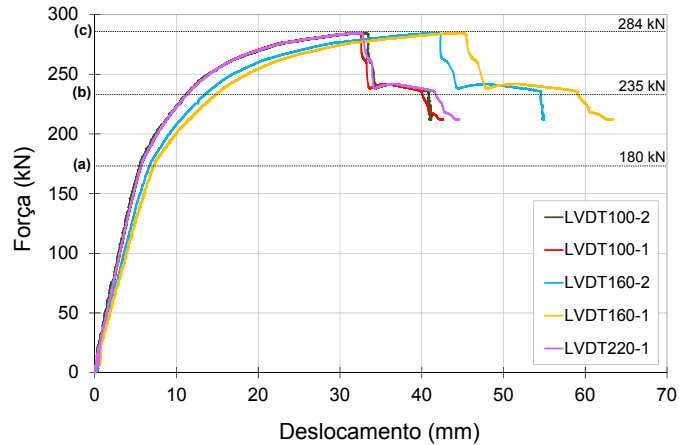
Na Figura 5.26 estão apresentados os resultados referentes às curvas força-deslocamento obtidas nas vigas, nas posições 100, 160 e 220 dos Lados 1 e 2 da viga, relativas aos ensaios monotónicos.

Foram observados três momentos críticos no decorrer dos ensaios: (a) início de fendilhação na face inferior do betão na secção a meio vão; (b) abertura de uma fenda longitudinal na face superior do betão e alinhada com o posicionamento do conector e (c) a carga máxima atingida pela viga.

As vigas apresentam um comportamento muito semelhante entre si, com um nível de carga máxima de 284,69 kN medido na viga VM_Crest_1 e de 284,29 kN medido na viga VM_Crest_2. O início de fendilhação ocorreu para um nível de carga ligeiramente mais baixo durante o ensaio da viga VM_Crest_2.

As curvas da Figura 5.26 mostram que há alguma diferença entre a deformação vertical medida pelos transdutores LVDT160_1 e LVDT160_2, respetivamente posicionados a meio vão no Lado 1 e no Lado 2 da viga. Esta diferença é mais evidente quando as cargas aplicadas são superiores a 100 kN. É de referir que no decorrer dos ensaios, não se observou nenhum comportamento assimétrico nas vigas.

a) VM_Crest_1



b) VM_Crest_2

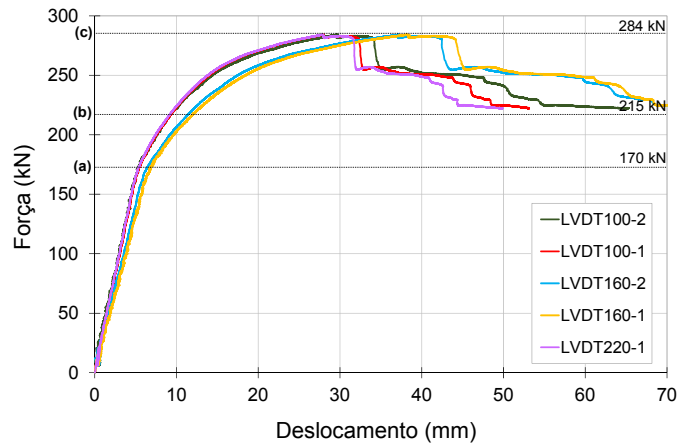


Figura 5.26: Curvas força-deslocamento vertical: a) VM_Crest_1 e b) VM_Crest_2

Verificou-se o facto de os transdutores posicionados no Lado 2 (ver Figura 5.24) estarem deslocados de 5 cm em relação aos do Lado 1, afetando os resultados ao ponto de influenciar a curva carga-deslocamento apresentada anteriormente. Para isso, foi inserido no programa *F-tool* o esquema da viga com os pontos referentes aos transdutores posicionados no Lado 2 (pontos 1 e 3 da Figura 5.27) e os pontos que dizem respeito ao Lado 1 (pontos 2 e 4 da Figura 5.27). Foram aplicadas duas cargas unitárias e foi medido o correspondente deslocamento e com esses resultados, estabeleceu-se uma relação entre os deslocamentos obtidos nas posições 1 e 2 e nas posições 3 e 4.

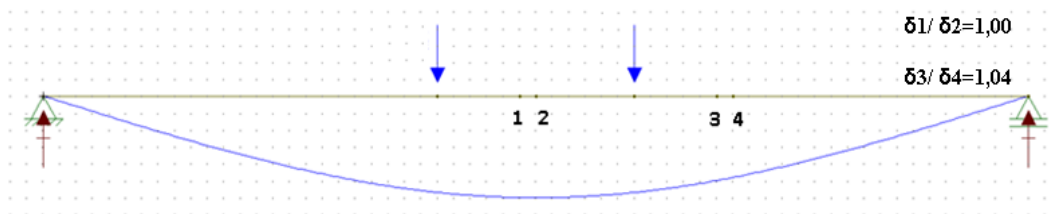


Figura 5.27: Relação entre o deslocamento no Lado 1 e o deslocamento no Lado 2 da viga, determinado com base no programa *F-tool*

Através dos resultados obtidos no programa *F-tool*, é possível corrigir o valor do deslocamento do Lado 2 da viga, calculando os deslocamentos correspondentes às posições medidas no Lado 1. Para tal, dividem-se os valores a corrigir pela relação definida no *F-tool* para as posições 100 e 160.

Verificou-se que as curvas força-deslocamento corrigidas tendo em conta a posição dos transdutores do Lado 2 não se alteraram significativamente em relação às curvas inicialmente apresentadas (Figura 5.28).

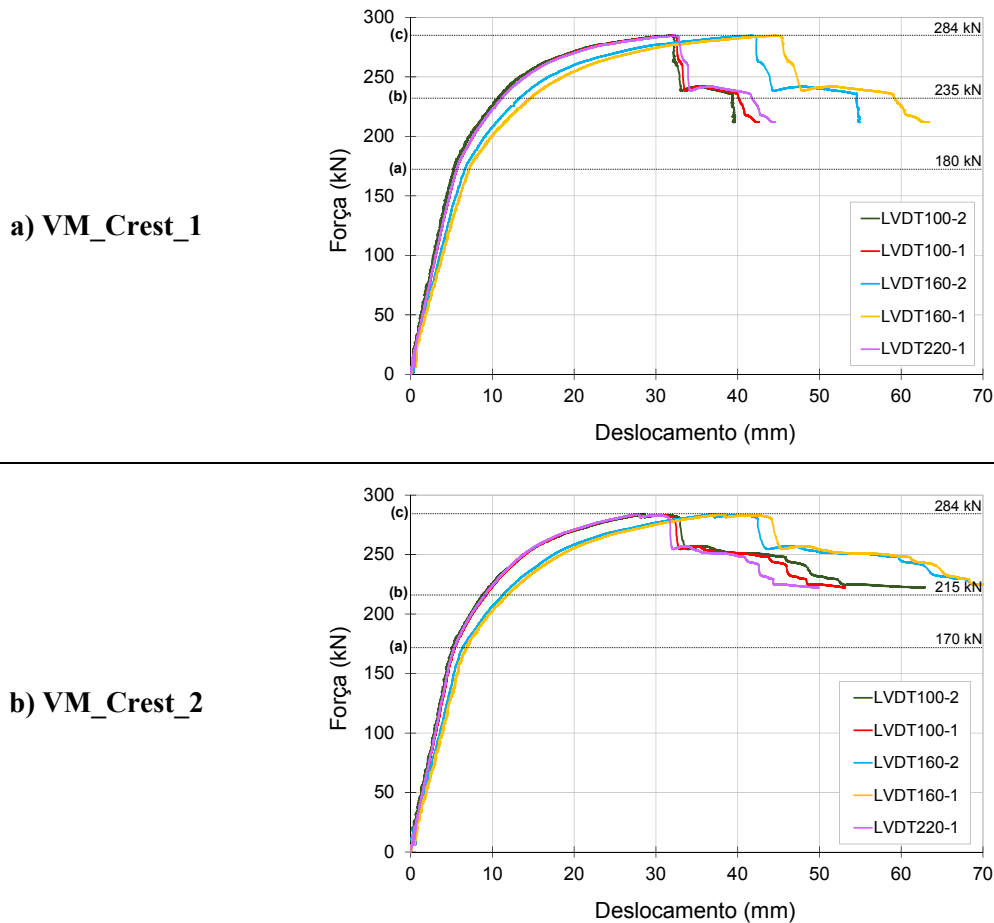


Figura 5.28: Curvas corrigidas da força-deslocamento vertical: a) VM_Crest_1 e b) VM_Crest_2

Neste caso, é possível que a diferença de comportamento observado nos dois lados da viga se deva a uma pequena rotação da viga nos primeiros momentos de carregamento que influenciaram o comportamento durante os ensaios. Essa rotação é mais sentida na zona de meio vão e é muito pouco evidente nas restantes secções monitorizadas.

5.4.2 Escorregamento

Na Figura 5.29 mostra-se a evolução do escorregamento nas duas extremidades da viga, em ambos os ensaios. Verifica-se que os valores de escorregamento medidos são muito similares

em ambas as extremidades da mesma viga e são também muito similares entre a viga VM_Crest_1 e a viga VM_Crest_2. O valor do escorregamento máximo atingido é muito reduzido e é praticamente igual em VM_Crest_1 e VM_Crest_2. Conclui-se que o comportamento do conector Crestbond na viga foi muito simétrico, mobilizando o mesmo nível de esforços rasantes nas duas metades das vigas.

Os valores de escorregamento registados nos dois ensaios são muito reduzidos, o que indica que o conector apresenta elevada rigidez, sendo capaz de garantir uma interação quase total entre as secções de aço e de betão.

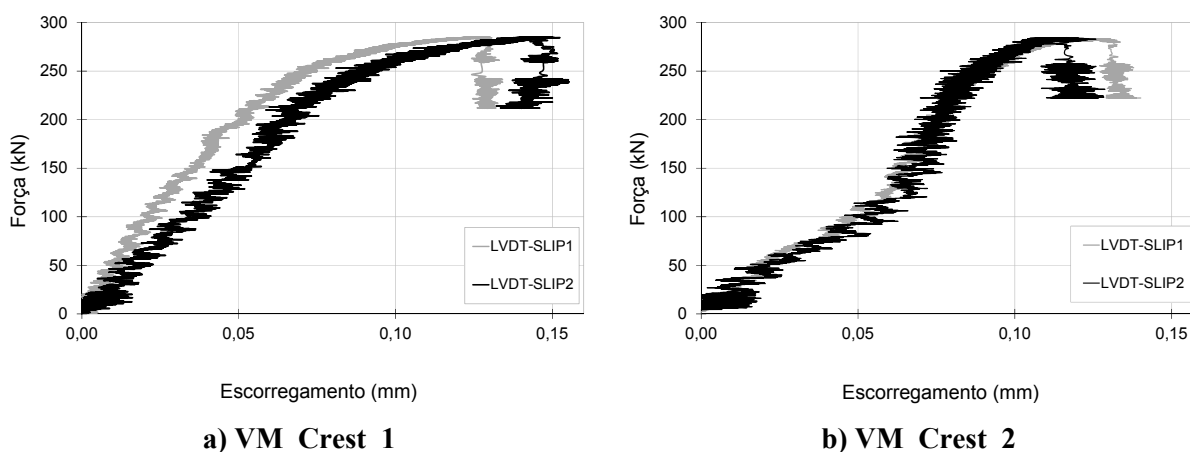


Figura 5.29: Curva força-escorregamento: a) VM_Crest_1 e b) VM_Crest_2

Apesar da evolução global do escorregamento nas duas vigas ser muito semelhante, verifica-se que na viga VM_Crest_2 se distinguem duas fases principais: até um carregamento de aproximadamente e 150 kN há uma relação quase linear entre os valores da carga e do escorregamento e a partir do limite referido, a evolução do escorregamento é mais lenta. Na fase de carregamento cíclico, foram impostas cargas entre 60 e 140 kN, pelo que a mudança na evolução do escorregamento resulta da aplicação de um nível de carga ainda não aplicado sobre a viga.

5.4.3 Separação vertical (*Uplift*)

Foi avaliada a possibilidade de ocorrer separação vertical entre a viga metálica e a laje de betão, provocada pelas forças transversais ao plano da laje. O comportamento apenas foi analisado na extremidade 2 da viga pois as leituras registadas pelo transdutor que mede a separação vertical na extremidade 1 não foram consideradas verosímeis.

A separação vertical foi quase nula em ambos os ensaios. Deste modo, o conector apresenta um comportamento adequado, impedindo eficazmente a separação vertical entre a laje de betão e o perfil metálico.

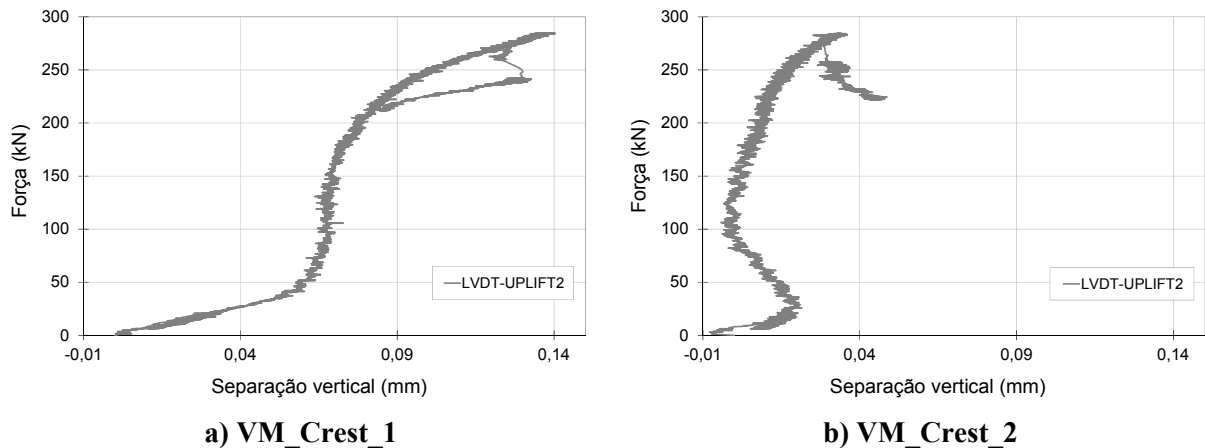


Figura 5.30: Curva força-separação vertical: a) VM_Crest_1 e b) VM_Crest_2

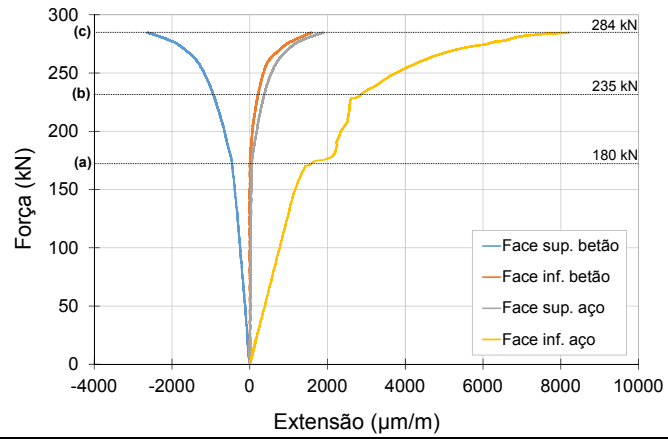
5.4.4 Extensões

A Figura 5.31 apresenta a relação entre a força aplicada e os correspondentes valores de extensão nos quatro níveis da seção transversal definidos na Figura 5.25 (face superior do betão, face inferior do betão, face superior do aço e face inferior do aço). A extensão em cada nível corresponde ao valor médio calculado a partir dos valores medidos pelos dois extensómetros posicionados nesse nível.

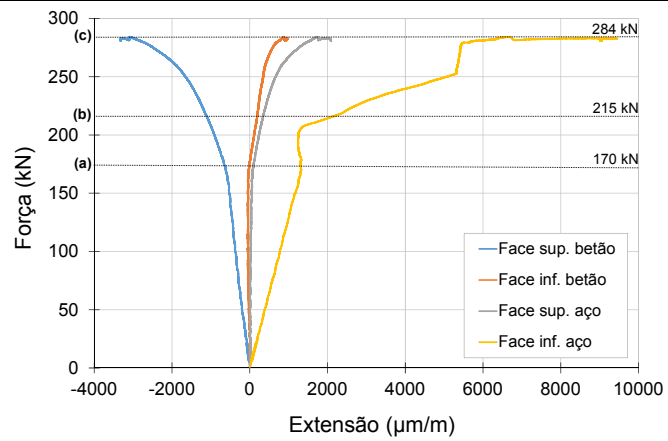
Foram considerados os pontos críticos definidos em 5.4.1 e observou-se que as curvas de força-extensão também mudam de comportamento nos mesmos níveis de carregamento, ou seja, quando se inicia a fendilhação (a), quando ocorre a abertura de uma fenda longitudinal na face superior do betão (b) e quando o provete atinge carga máxima (c).

O sistema de aquisição de dados complementar (SAD2), responsável pela leitura dos extensómetros posicionados a 100 cm da extremidade (Posição 100), interrompeu a leitura para uma carga de aproximadamente 80 kN e voltou a ler quando o carregamento do sistema de aquisição de dados 1 (SAD1) registava uma carga de 200 kN (Figura 5.31.c). A perda de resultados não mostrou ser um problema visto que na zona em questão, observa-se um comportamento linear nos extensómetros.

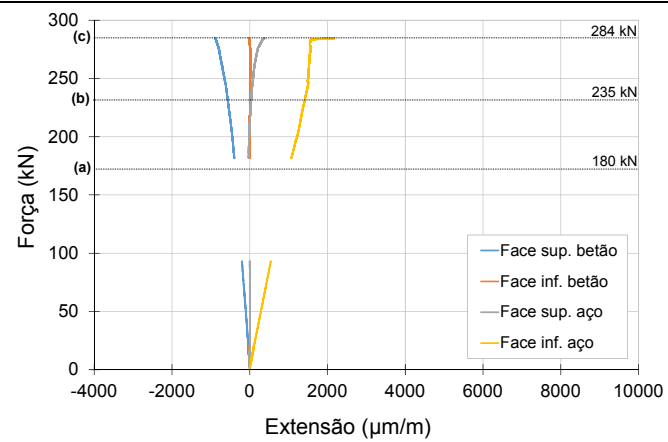
**a) VM_Crest_1
Posição 160**



**b) VM_Crest_2
Posição 160**



**c) VM_Crest_1
Posição 100**



**d) VM_Crest_2
Posição 100**

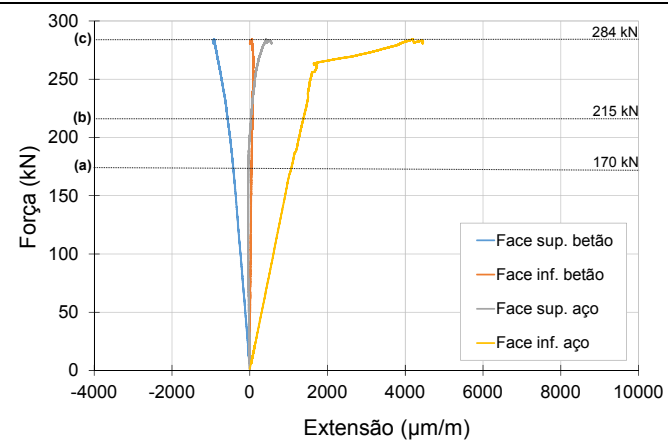


Figura 5.31: Curvas força-extensão ao longo da secção transversal dos ensaios VM_Crest_1 e VM_Crest_2

As curvas representadas na Figura 5.31 mostram que o eixo neutro, tal como foi definido na fase de pré-dimensionamento, se encontra muito próximo da linha de interface entre as secções de aço e de betão, uma vez que os valores de extensão na face superior de aço e na face inferior de betão se mantêm próximos de zero até se iniciar a fendilhação do provete. Da mesma forma, verificam-se compressões na face superior do betão e trações na secção do aço correspondentes à alma e ao banzo inferior. Ao ocorrer a plastificação do provete, o eixo neutro sobe e as extensões tendem a aumentar sendo maiores a maior vão, ou seja, na secção sujeita a momento máximo.

A Figura 5.32 ilustra os diagramas de extensão na secção transversal posicionada a meio vão referentes aos ensaios das vigas VM_Crest_1 e VM_Crest_2. Os diagramas de extensão representados correspondem aos patamares de carga relativos a 20% P_{max} (mudança de declive da curva força-deslocamento), 50% P_{max} (fendilhação na face inferior do betão), 60% P_{max} (fenda longitudinal na face superior do betão), 90% P_{max} e P_{max} (esmagamento do betão). Estes patamares permitem efetuar uma comparação direta entre os dois ensaios.

Os diagramas de extensão apresentam-se contínuos e com variação linear ao longo de toda a secção transversal. Salienta-se que não há descontinuidade no diagrama de extensões na interface dos dois materiais, confirmando-se por isso como válida a hipótese de interação total entre a viga metálica e a laje de betão.

A secção de meio vão, apesar de estar submetida a momento fletor máximo, não corresponde à secção que condicionou a rotura em ambos os ensaios, pelo que os valores de extensão medidos na secção de betão, apesar de elevados, não correspondem a extensões máximas atingidas neste material.

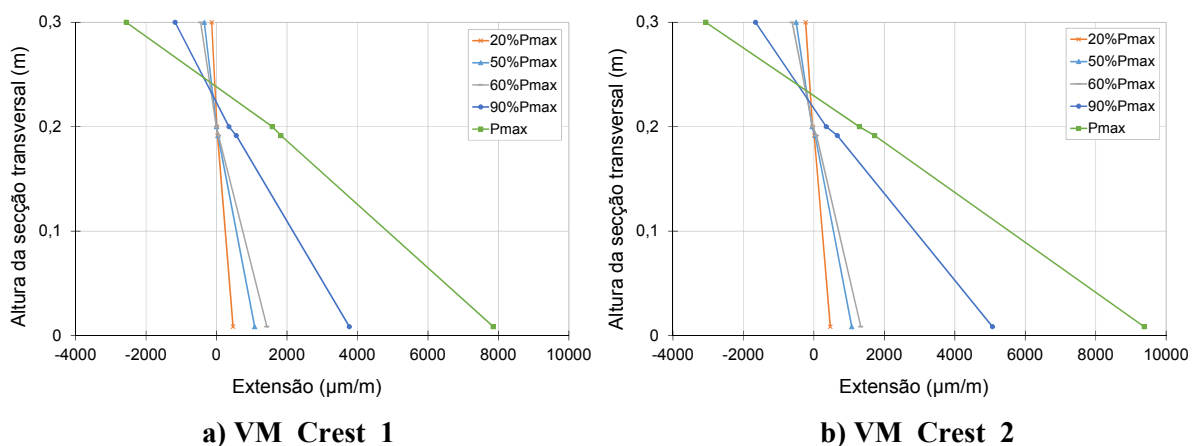


Figura 5.32: Diagramas de extensão ao longo da altura da secção transversal da viga

Observa-se que a extensão máxima de compressão na secção de betão igual a 2563 $\mu\text{m/m}$ para a VM_Crest_1 e igual a 3071 $\mu\text{m/m}$ para a VM_Crest_2, valores apenas um pouco inferiores à extensão limite de 3500 $\mu\text{m/m}$.

A extensão última de cedência determinada nos ensaios de caracterização da viga metálica possui um valor médio de 2600 $\mu\text{m/m}$, observando-se que a secção correspondente ao perfil metálico encontra-se parcialmente plastificada quando é atingida carga máxima, uma vez que a extensão variou entre 1826 e 7853 $\mu\text{m/m}$ para a VM_Crest_1 e para a VM_Crest_2 uma variação de 1727 e 9376 $\mu\text{m/m}$. Quando é atingida uma carga correspondente a 60% da carga máxima, verifica-se que toda a secção metálica ainda não atingiu plastificação pois apresenta valores inferiores à extensão limite de 2600 $\mu\text{m/m}$ em ambos os ensaios apresentados. Deste modo, o perfil metálico atinge plastificação no banzo inferior para um patamar de carga situado entre 60 e 90 % da carga máxima.

5.5 RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO CÍCLICO

A análise dos resultados relativos ao ensaio cíclico é diferente que a análise anteriormente tratada, na investigação do comportamento monotónico. Cabe neste ponto analisar com mais detalhe o comportamento estrutural da viga, tendo em conta toda a instrumentação definida, de forma a avaliar se ocorreram fenómenos importantes de fadiga, com influência no comportamento da viga. Assim, os resultados relativos ao ensaio cíclico abordam os seguintes aspetos:

- validação da resposta da viga ao carregamento imposto durante o decorrer do ensaio;
- tendo em conta o posicionamento dos transdutores (Figura 5.33) e dos extensómetros (Figura 5.34), apresentação dos valores relativos ao deslocamento vertical, escorregamento, separação vertical e extensões, ao longo do ensaio através de cada conjunto de ciclos considerado;
- variação da temperatura ambiente ao longo do ensaio e sua influência nas medições obtidas pelos extensómetros;
- aspeto global do comportamento da estrutura durante o ensaio cíclico.

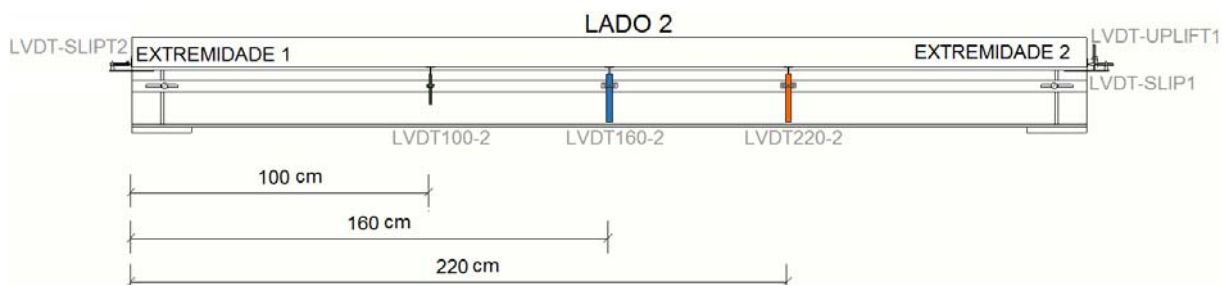


Figura 5.33: Disposição dos transdutores relativos ao ensaio cíclico

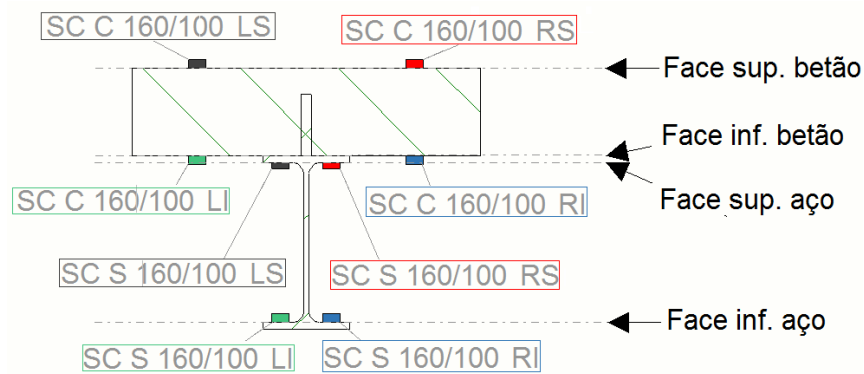


Figura 5.34: Disposição dos extensómetros na secção transversal relativos ao ensaio cíclico

Foram feitas 50 leituras por segundo, ao longo de 227h27min, perfazendo um total de 1.000 000 de ciclos de carga aplicados à viga mista. O sistema de aquisição de dados principal (SAD1) foi configurado para que fossem guardados os dez primeiros ciclos a cada 1.000 ciclos de carregamento.

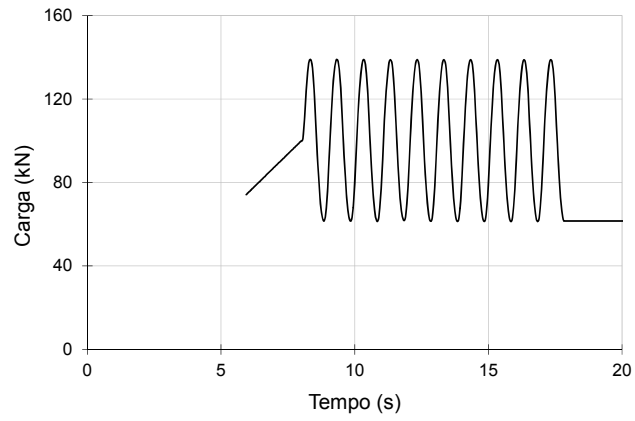
Devido à larga quantidade de informação recolhida pelos transdutores e extensómetros, verificou-se que não seria fácil nem esclarecedor trabalhar com todos os valores registados, uma vez que o comportamento da viga não sofria variações bruscas entre ciclos, mas passava sim por variações lentas que se iam desenvolvendo ao longo de vários ciclos. Deste modo, para cada sensor foram determinados e apresentados apenas os valores máximos e mínimos obtidos a cada 10.000 ciclos de carregamento. Este intervalo foi definido após análise exaustiva dos resultados obtidos, tendo-se verificado que as variações de comportamento evidenciadas pela viga eram adequadamente representadas escolhendo valores registados pelos sensores, com a referida periodicidade. É importante referir que o sistema de aquisição de dados 2 (SAD2), só começou a medir a partir dos 250.000 ciclos, daí os resultados provenientes desse sistema só aparecem a partir desse valor.

5.5.1 Validação da resposta da viga ao carregamento imposto

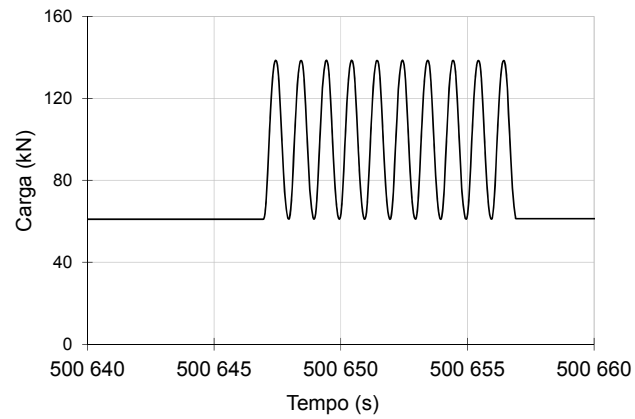
Nesta fase, procura-se verificar se o carregamento imposto à viga através do equipamento de ensaio corresponde com exatidão aos níveis de carga de 60 e 140 kN que à partida se tencionavam impor. Este processo de validação, procura garantir que as condições de carregamento inicialmente definidas, correspondem às condições de carregamento que na realidade foram impostas à viga VM_Crest_1.

Na Figura 5.35 estão representadas curvas que mostram a evolução da carga aplicada ao longo do tempo. A carga aplicada foi analisada: (a) no início do ensaio; (b) sensivelmente a meio do ensaio; e (c) perto do final do ensaio. Desta forma, verificou-se que os patamares de carga impostos à viga permaneceram inalterados durante todo o ensaio.

(a) Primeiros ciclos de ensaio



(b) Ciclos a meio do ensaio



(c) Últimos ciclos de ensaio

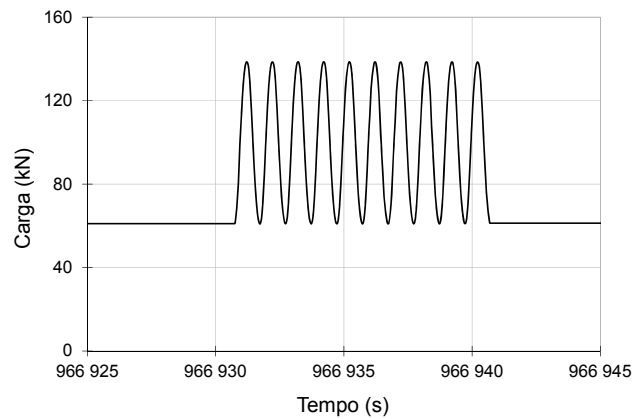


Figura 5.35: Evolução da carga imposta à viga, durante o ensaio cíclico

Tendo em conta também o disposto anteriormente, foi definida uma curva envolvente de valores de carga máximos e mínimos ao longo do ensaio (Figura 5.36).

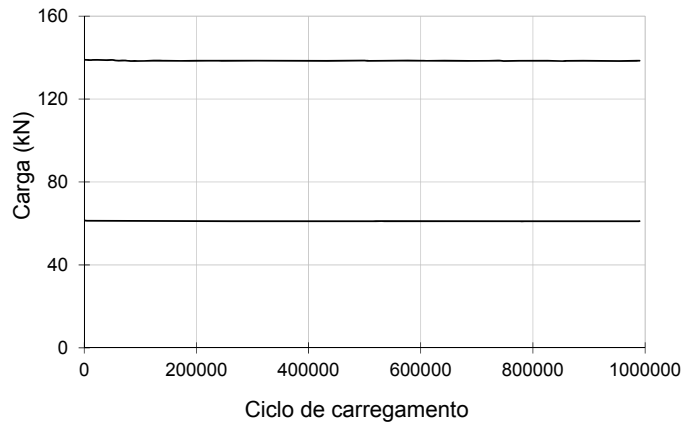


Figura 5.36: Curva envolvente de carga máxima e mínima ao longo do ensaio cíclico

Verificou-se também, se o ruído afetava os resultados obtidos durante o decorrer do ensaio. Na Figura 5.37 está representada a curva extensão-tempo relativa a dois extensômetros posicionados na face inferior do betão. Verificou-se que existem pequenas perturbações de muito pequena magnitude, não tendo portanto influência no tratamento de resultados pretendidos.

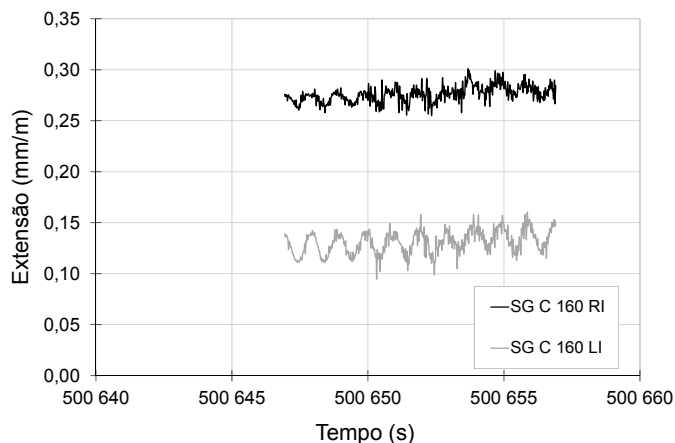


Figura 5.37: Influência do ruído em 10 ciclos de carga medidos durante o ensaio cíclico

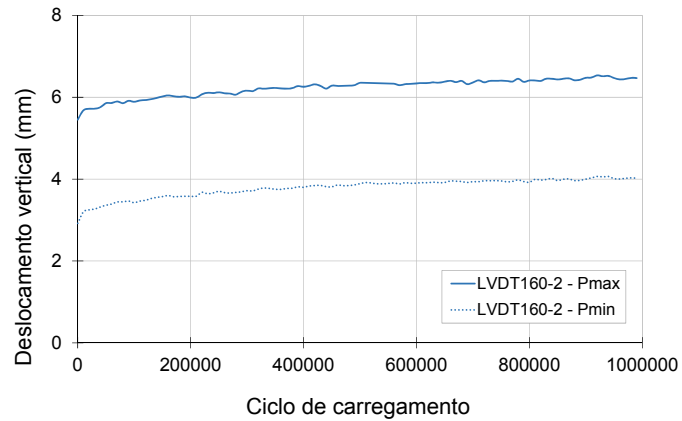
5.5.2 Deslocamento Vertical

Na Figura 5.38.a) são apresentadas as curvas envolventes relativas aos deslocamentos máximos e mínimos medidos através do transdutor LVDT160-2 (posicionado a meio vão). Observa-se um ligeiro aumento da deformação da viga na fase inicial do ensaio e a sua estabilização ou evolução mais lenta a partir dos 400.000 ciclos.

De forma análoga, na Figura 5.38.b) são apresentadas as curvas envolventes referentes aos transdutores posicionados a 100 cm e 220 cm da extremidade 1 (LVDT100-2 e LVDT220-2). Neste caso, também se nota que existe um crescimento relativo dos valores de deformação

máxima e mínima na fase inicial do ensaio e a correspondente estabilização ou evolução mais lenta a partir dos 400.000 ciclos. A Figura 5.38.b) demonstra também que existe uma excelente simetria no comportamento da viga ao longo do ensaio cíclico, já que as medições efetuadas pelos transdutores LVDT100-2 e LVDT220-2 são praticamente idênticas durante todo o ensaio.

**a) Deslocamento vertical
Posição 160**



**b) Deslocamento vertical
Posição 100
e
Posição 220**

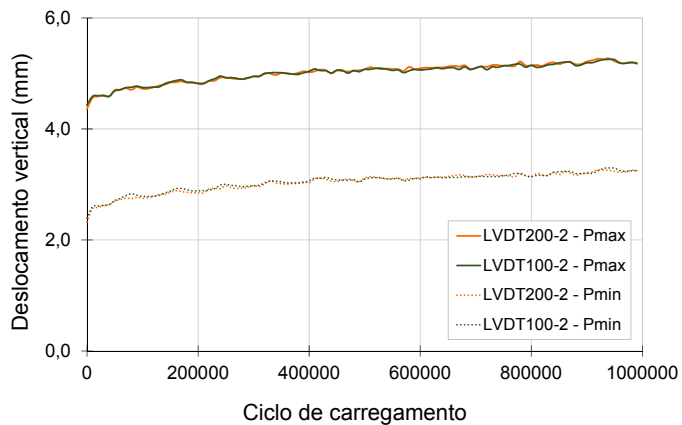
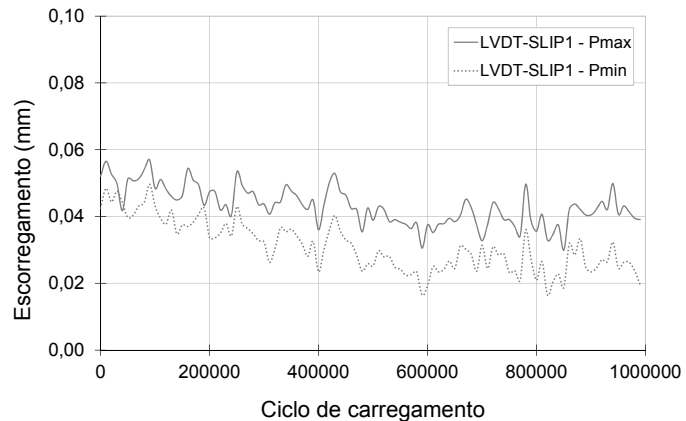


Figura 5.38: Curvas envolventes de carga máxima e mínima de deslocamento vertical ao longo dos ciclos de carregamento: a) Posição 160; b) Posição 100 e Posição 220

5.5.3 Escorregamento

Os transdutores LVDT-SLIP1 e LVDT-SLIP2, posicionados respetivamente nas extremidades 1 e 2 da viga, mediram o escorregamento da laje de betão em relação ao perfil de metálico. Na Figura 5.39.a) e na Figura 5.39.b) são apresentadas curvas que representam os valores de escorregamento medidos no momento em que é aplicada a força máxima e a força mínima ao longo do ensaio, a cada 10.000 ciclos de carregamento.

**a) Escorregamento
Extremidade 1**



**b) Escorregamento
Extremidade 2**

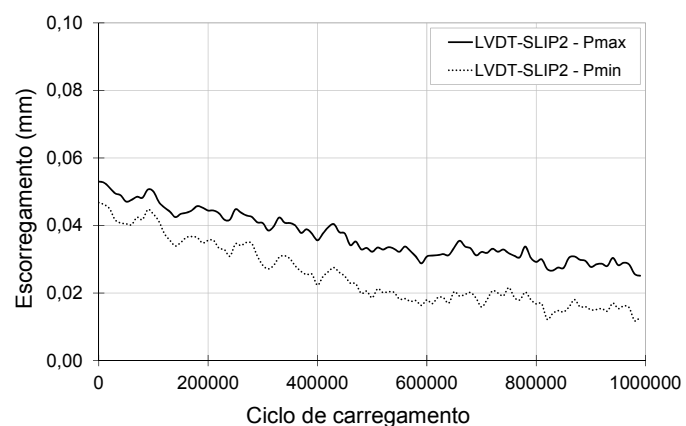


Figura 5.39: Curvas envolventes de carga máxima e mínima de escorregamento ao longo dos ciclos de carregamento: a) Extremidade 1; b) Extremidade 2

As variações de escorregamento ao longo do ensaio, são muito pequenas, da ordem de micrômetros. Neste caso, poderá ser influência do ruído medido pelo sensor. Além disso, os valores máximos de escorregamento medidos não ultrapassaram a casa dos 50 μm , que é um valor baixíssimo, podendo ser admitido como sendo praticamente zero.

5.5.4 Separação vertical (*Uplift*)

Ao contrário das restantes medições, a oscilação de carga definida anteriormente para patamares de 60 e 140 kN, não é acompanhada por uma oscilação medida pelo transdutor que mede o *uplift*. Este facto, pode ser observado através da Figura 5.40, em que são apresentadas as medições obtidas no transdutor LVDT-UPLIFT1, ao longo de dez ciclos de carregamento do ensaio. Foram observadas variações são muito pequenas, da ordem de centésimos de milímetros.

Na Figura 5.41 são apresentadas as medições do *uplift* no transdutor LVDT-UPLIFT1, a cada 10.000 ciclos, para os picos de carga máxima e mínima. São apresentados resultados a partir

do ciclo 250.000 (ciclo onde começa a gravar o sistema secundário, acoplado ao principal (SAD2)). Verifica-se que as variações são muito pequenas ao longo de todo o ensaio.

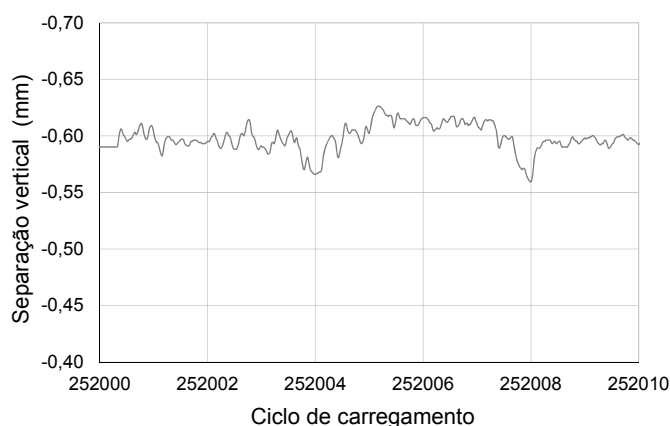


Figura 5.40: Comportamento observado pelo transdutor LVDT-UPLIFT1, ao longo de 10 ciclos de carregamento

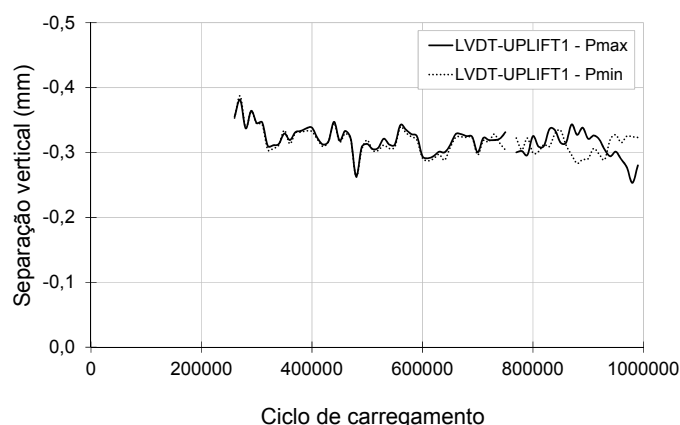


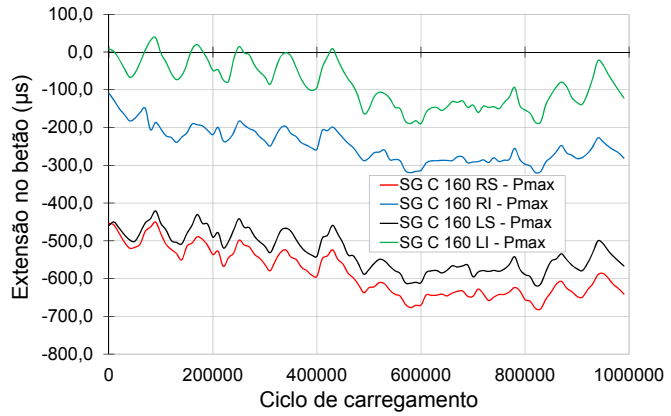
Figura 5.41: Curvas envolventes de carga máxima e mínima de separação vertical ao longo dos ciclos de carregamento

5.5.5 Extensões

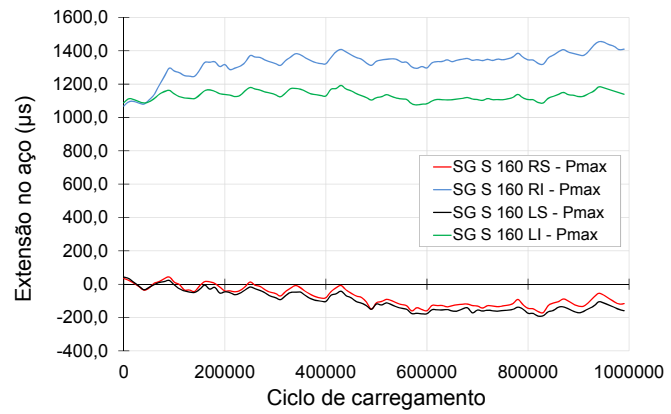
O estudo da evolução das extensões foi realizado da mesma forma que a restante instrumentação já apresentada, ou seja, obtiveram-se medições registadas pelos extensómetros a cada 10.000 ciclos, para os valores de força máxima e força mínima impostos à viga.

Nos gráficos da Figura 5.42, é apresentada a evolução das extensões nos momentos em que é aplicada a carga máxima, ao longo do ensaio para cada um dos extensómetros posicionados ao longo de duas secções transversais da viga: a meio vão (Posição 160) e a 100 cm da extremidade 1 (Posição 100).

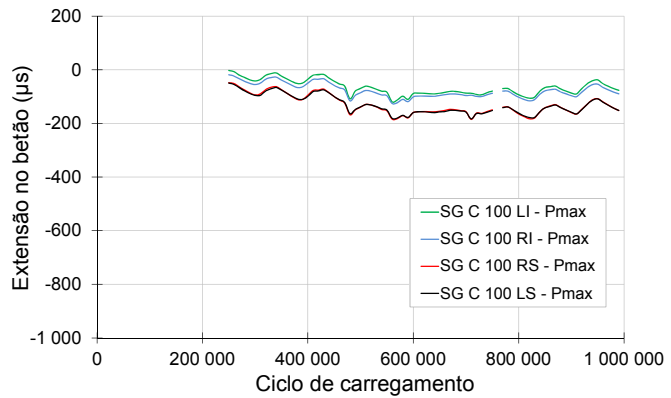
a) Extensões no betão
Posição 160



b) Extensões no aço
Posição 160



c) Extensões no betão
Posição 100



d) Extensões no aço
Posição 100

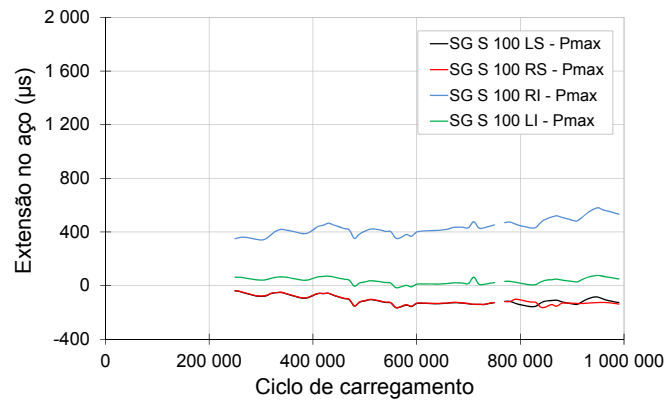


Figura 5.42: Curvas envolventes de carga de extensões ao longo dos ciclos de carregamento

Tendo em conta os resultados apresentados na Figura 5.42, constatou-se que a variação da extensão sofrida pela viga ao longo dos ciclos de carga apresentados é afetada pela variação de temperatura que se verifica ao longo de cada dia de ensaio. Foi constatado que as 11 oscilações identificadas nos gráficos coincidiam com as variações térmicas registadas diariamente ao longo dos 11 dias de ensaio. Na Figura 5.43 apresenta-se a temperatura ambiente medida no laboratório durante o período do ensaio. Nesta figura, o tempo foi transformado nos correspondentes ciclos de carregamento impostos à viga.

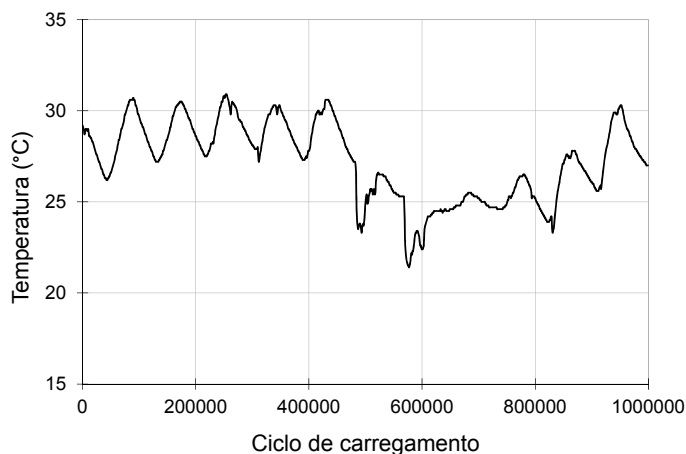


Figura 5.43: Temperatura ambiente medida no laboratório durante o ensaio cíclico

Para se analisar a influência dos ciclos de carga nas extensões da viga, foram subtraídas às medições obtidas nos extensómetros, a parcela referente à influência da dilatação térmica dos materiais.

Para uma viga mista como a que foi ensaiada, formada por materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica e com uma interface que se verificou ser capaz de transmitir os esforços de corte gerados e apresentar um comportamento muito rígido, é possível calcular qual a variação de extensão, em cada nível, provocada pela variação de temperatura registada.

Devido à variação de temperatura, e uma vez que se assume que o coeficiente de dilatação térmica da viga metálica é superior ao coeficiente de dilatação térmica da laje de betão, verifica-se que a viga tende a sofrer flexão. Nos cálculos efetuados, considerou-se que o coeficiente de dilatação térmica do betão é igual a $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ e o coeficiente de dilatação térmica do aço é igual a $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

Na Tabela 5.9, são descritas as variações de extensão, em cada nível da secção transversal provocadas por um aumento de temperatura igual a 1°C . A variação de extensão é calculada ao nível das fibras da secção transversal indicadas. Esta variação de extensão tem em conta a variação de extensão livre de cada material, a compatibilização de extensões entre materiais diferentes, considerando que existe uma interação total entre os dois materiais (aço e betão) e

o efeito de excentricidade que resulta dos centreo de massas das secções de aço e de betão não serem coincidentes.

Tabela 5.9: Variação de extensão em cada nível da secção transversal, considerando um aumento de temperatura global igual a 1°C em toda a viga

Face	Variação de extensão ($\mu\text{m/m}$)
Laje de betão – face superior	9,805
Laje de betão – face inferior	10,658
Viga de aço – face externa do banzo superior	10,658
Viga de aço – face interna do banzo superior	10,731
Viga de aço – face interna do banzo inferior	12,293
Viga de aço – face externa do banzo inferior	12,365

Após a correção dos valores de extensão, tendo em conta a variação de temperatura ambiente no laboratório, medida entre o momento analisado e o início do ensaio, observou-se que as curvas relativas às extensões corrigidas, medidas da laje de betão e posicionados na secção a meio vão, não sentiam a mesma “suavização” dos picos que as restantes curvas. Esse fato poderá ser devido ao gradiente de temperatura dessa região da viga, que pode ser superior ao restante. A variação de temperatura do óleo ao longo do dia (que foi superior à variação da temperatura ambiente no laboratório) produzia alguma variação de temperatura no atuador da máquina de ensaio, que por contacto, transmitia essa variação ao distribuidor de carga e à laje de betão, onde este estava diretamente apoiado.

Devido a isso, foi acrescido um fator K que considera uma majoração da variação da temperatura nesta região da viga. Assim, através da realização de uma minimização dos quadrados dos desvios da média nos pontos máximos dos extensómetros, obtiveram-se valores de $K = 2,0$ para a região acima referida e $K = 1,0$ para as restantes partes da viga.

As extensões mecânicas foram obtidas, considerando as equações (5.7) e (5.8),

$$\varepsilon = \varepsilon_{TOTAL} - \varepsilon_{TEMP} \quad (5.7)$$

$$\varepsilon_{TEMP} = K\varepsilon_i \Delta T \quad (5.8)$$

onde,

ε_{TOTAL} – extensão total, medida nos extensómetros;

ε_{TEMP} – extensão devida à dilatação térmica;

ε_i – variação de extensão para uma variação unitária de temperatura (tendo em conta a deformação livre dos materiais, a compatibilização de deformação entre eles e o efeito da excentricidade entre a secção de aço e a secção de betão);

ΔT – variação da temperatura medida no laboratório;

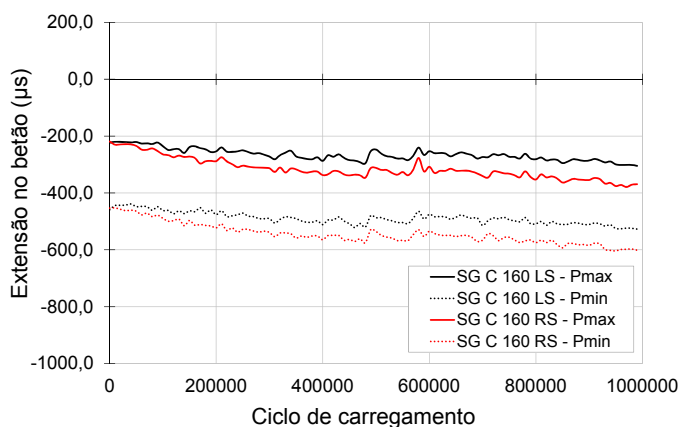
K – coeficiente de majoração da variação da temperatura;

Nas figuras a seguir são apresentados os gráficos com as extensões corrigidas em cada extensômetro – descontada a influência da dilatação térmica.

De seguida, foi calculado o valor da extensão ao longo das quatro faces posicionadas em duas secções transversais distintas (Posição 160 e Posição 100).

Falta agora averiguar, se as correções definidas acima são influentes no comportamento observado pela extensão apresentada pela viga. Assim, na Figura 5.44, na Figura 5.45, na Figura 5.46 e na Figura 5.47, são apresentadas as curvas que mostram a evolução das extensões posicionadas nas quatro faces da secção transversal (face sup. do betão; face inf. do betão; face sup. do aço; face inf. do aço), ao longo dos ciclos de carga, para as posições 160 e 100.

**a) Face sup. do betão
Posição 160**



**b) Face inf. do betão
Posição 160**

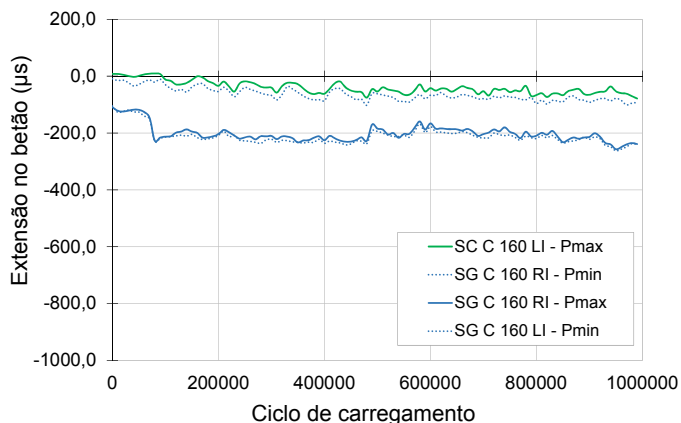
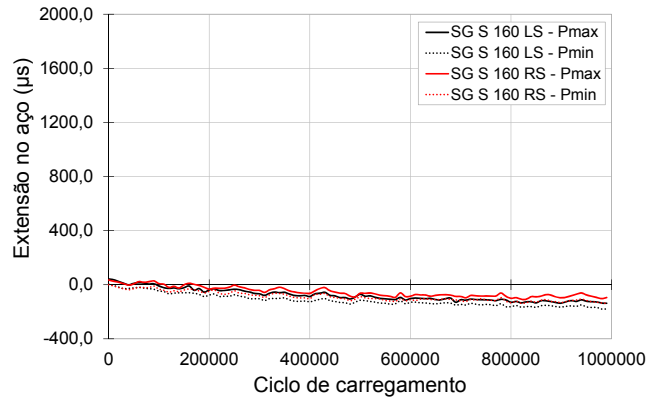


Figura 5.44: Curvas corrigidas das envolventes de carga máxima e mínima de extensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Face sup. betão, Posição 160; b) Face inf. betão, Posição 160

a) Face sup. do aço
Posição 160



b) Face inf. do aço
Posição 160

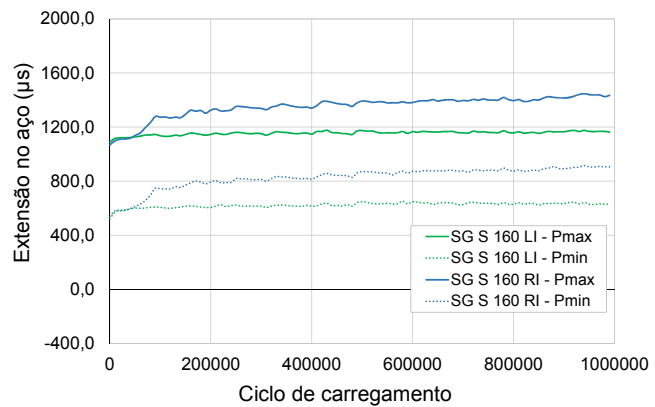
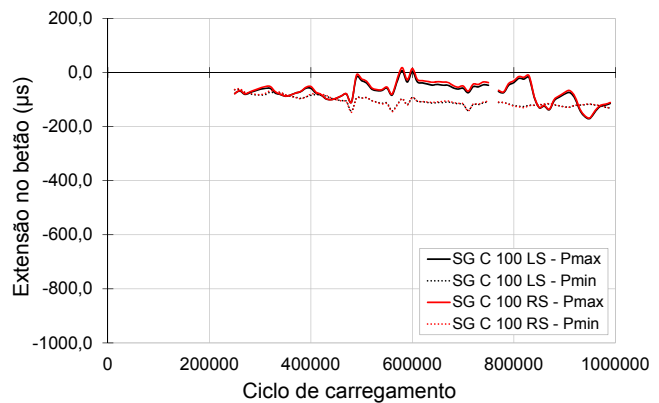


Figura 5.45: Curvas corrigidas das envolventes de carga máxima e mínima de extensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Face sup. aço, Posição 160; b) Face inf. aço, Posição 160

a) Face sup. do betão
Posição 100



b) Face inf. do betão
Posição 100

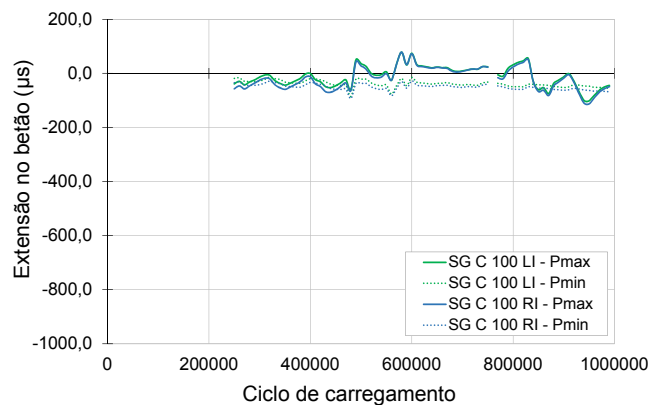
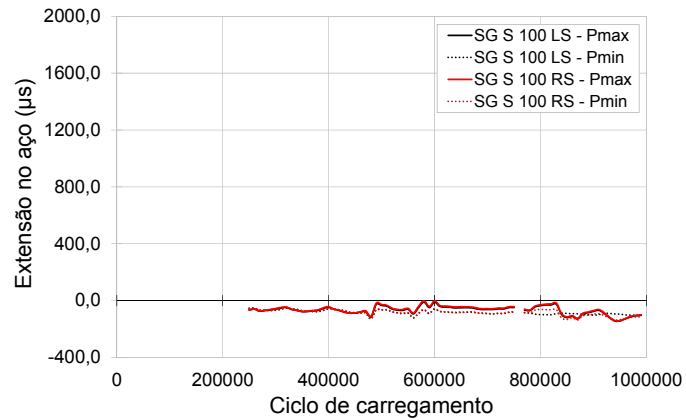


Figura 5.46: Curvas corrigidas das envolventes de carga máxima e mínima de extensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Face sup. betão, Posição 100; b) Face inf. betão, Posição 100

**a) Face sup. aço
Posição 100**



**b) Face inf. aço
Posição 100**

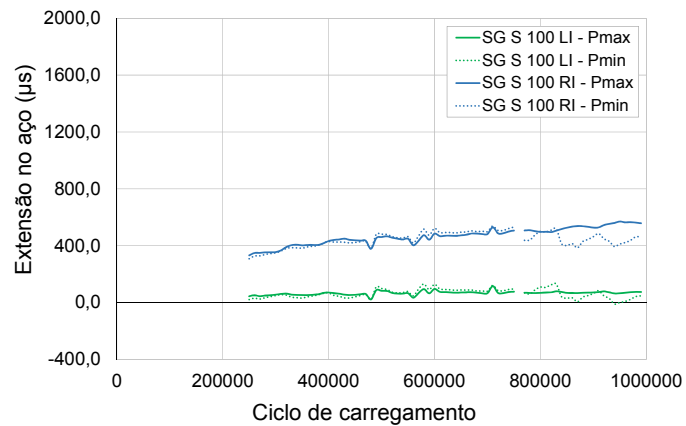
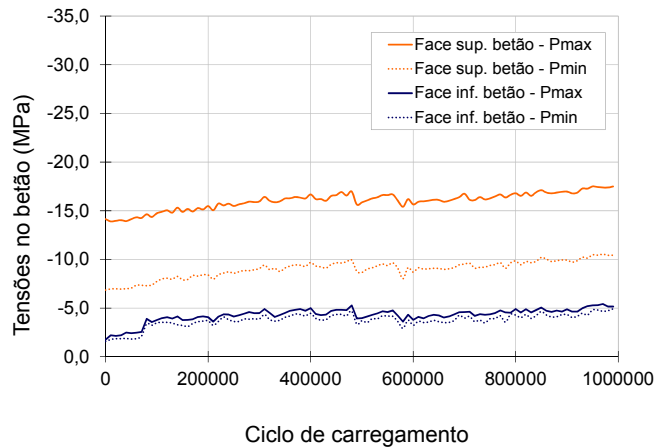


Figura 5.47: Curvas corrigidas das envolventes de carga máxima e mínima de extensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Face sup. aço, Posição 100; b) Face inf. aço, Posição 100

De modo geral, nota-se um ligeiro crescimento das extensões ao longo dos ciclos de carga. Esse crescimento é mais evidente no início do ensaio e menos acentuado a partir dos 400.000 ciclos de carga.

Nos gráficos da Figura 5.48.a) e da Figura 5.48.b), são apresentados os resultados em termos de tensões nos materiais, assumindo que os módulos de elasticidade do betão e do aço como são 31 GPa e 210 GPa, respetivamente.

a) Tensões no betão
Posição 160



b) Tensões no aço
Posição 160

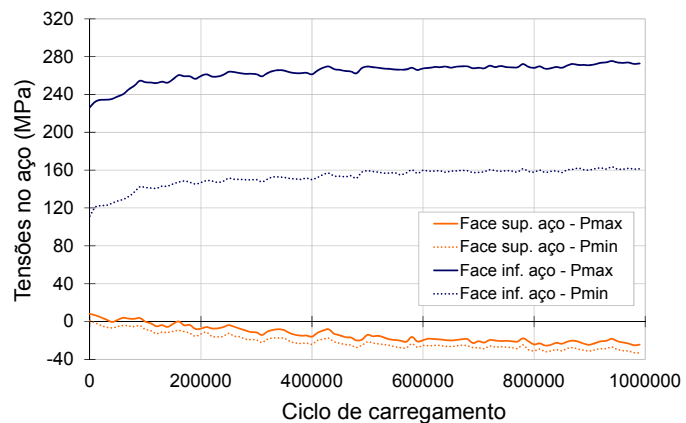


Figura 5.48: Curvas envolventes de carga máxima e mínima de tensões ao longo dos ciclos de carregamento: a) Betão, Posição 160; b) Aço, Posição 160

As tensões máximas no betão durante o ensaio cíclico foram próximas de cerca de 50% da resistência à compressão. Não houve tensões de tração no betão. No aço, a tensão máxima, na face mais solicitada foi de 40% da resistência máxima de tração do aço.

Com base nos resultados do ensaio monotónico VM_Crest_2, apresentados no ponto 5.4, foi possível concluir que a influência do carregamento cíclico (VM_Crest_2_cíclico) foi pouco significativa no comportamento global da viga em fases subsequentes, verificando-se o comportamento da conexão com conector *Crestbond* não foi afetado por efeitos de fadiga, para o nº de ciclos de carga e descarga considerados.

Os resultados apresentados pelas curvas relativas ao deslocamento vertical, tensão e extensão, evidenciam o mesmo comportamento ao longo dos ciclos de carga considerados, ou seja, observa-se um crescimento gradual nos primeiros ciclos de carga e consequente estabilização a partir dos 400.000 ciclos de carregamento.

Considera-se então que a viga resiste inata a carregamentos que variam entre patamares de carga definidos entre 60 kN e 140 kN, ou seja, entre cerca de 20 e 50% da carga máxima atingida os ensaios monotónicos, valores esses representativos das cargas de serviço usuais.

Verificou-se que após o decorrer do ensaio cíclico, não se verificou perda de rigidez do provete nem redução da capacidade resistente, evidenciando o excelente desempenho da conexão promovido pelo conector *Crestbond*.

6 MODELO NUMÉRICO

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo apresenta-se o desenvolvimento do modelo numérico da viga mista, representativo dos ensaios experimentais realizados, apresentados no Capítulo 5. O programa de cálculo escolhido para proceder à modelação é o *ATENA 3D*. Este *software* permite efetuar análises numéricas, considerando a não linearidade física e geométrica das estruturas analisadas.

Foi elaborado um modelo numérico com base no Método dos Elementos Finitos que foi calibrado, tendo em conta os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais e os resultados dos ensaios das vigas.

Durante o processo de calibração, o modelo numérico permite fazer uma análise aprofundada de todas as características da viga e avaliar parâmetros relevantes que não são possíveis de estudar nos ensaios laboratoriais realizados.

A aplicação de simulação numérica em ensaios experimentais de vigas mistas possibilita analisar o comportamento global dos modelos testados e também comportamentos mais específicos como por exemplo a resposta dos conectores. A análise numérica pode representar uma economia de tempo e dinheiro, quando comparada à análise experimental.

O processo de calibração do modelo numérico foi definido em duas fases. Na primeira fase é definido um modelo base para a viga mista, onde os parâmetros principais a definir são: geometria e materiais, armadura, superfícies de contactos, condições de apoio e carregamento, pontos de monitorização e parâmetros de solução. Numa segunda fase são realizados ajustes ao modelo base de forma a encontrar o modelo que mais se ajusta à viga ensaiada.

Por fim, é feito o confronto entre resultados obtidos pelos ensaios monotónicos relativos às vigas VM_Crest_1 e VM_Crest_2 e os resultados obtidos pelos modelos numéricos. São para isso analisados os seguintes parâmetros: comportamento observado e modos de falha, deformação vertical, extensões e tensões.

6.2 MODELO BASE

6.2.1 Geometria

A geometria dos provetes considerada no *software* ATENA 3D é muito similar à apresentada no Capítulo 3 na definição da geometria ideal do modelo a ensaiar. Neste caso, a união de pontos cria linhas que por sua vez geram superfícies e dão origem aos macroelementos. A cada macroelemento é atribuído um material e respectiva lei constitutiva de forma a simular o mesmo comportamento para a viga que o obtido nos ensaios experimentais.

A viga mista apresenta uma geometria duplamente simétrica, pelo que é possível modelar apenas um quarto do provete com objetivo de reduzir o tempo de processamento e o esforço computacional.

Os elementos com geometria curvilínea não são possíveis de modelar pelo que é necessário criar uma geometria alternativa para os macroelementos constituintes do modelo, que possuam formas curvas.

Viga Metálica

A viga metálica foi definida através de três macroelementos correspondentes à alma e aos banzos. Foram consideradas as mesmas simplificações da geometria transversal que as consideradas no modelo definido no pré-dimensionamento (ver Figura 3.6). A Figura 6.1 apresenta a geometria de 1/4 da viga metálica, visto se tratar de um modelo definido por dupla simetria.

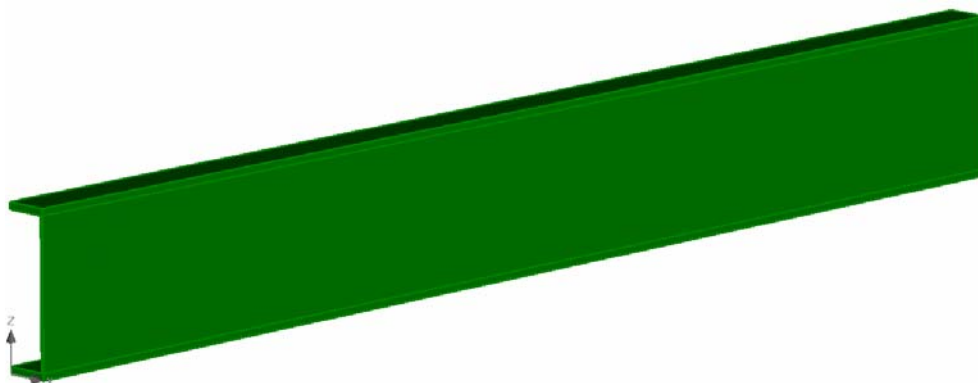


Figura 6.1: Geometria da viga metálica no programa de cálculo *ATENA 3D*

Conector Crestbond

O conector, como elemento principal em estudo, demandou um cuidado especial na definição da sua geometria. Deste modo, avaliou-se a possibilidade de substituir a forma circular dos dentes do conector por uma equivalente constituída por elementos retos. Quanto mais pontos fossem usados, maior era a aproximação da geometria do conector. Para a modelação de cada dente do conector foram definidos 34 pontos, 51 linhas e 18 faces, tal como está ilustrado pela Figura 6.2 (a). Na Figura 6.2 (b) está representada a geometria do conector no modelo numérico *ATENA 3D*, ao longo da viga metálica.

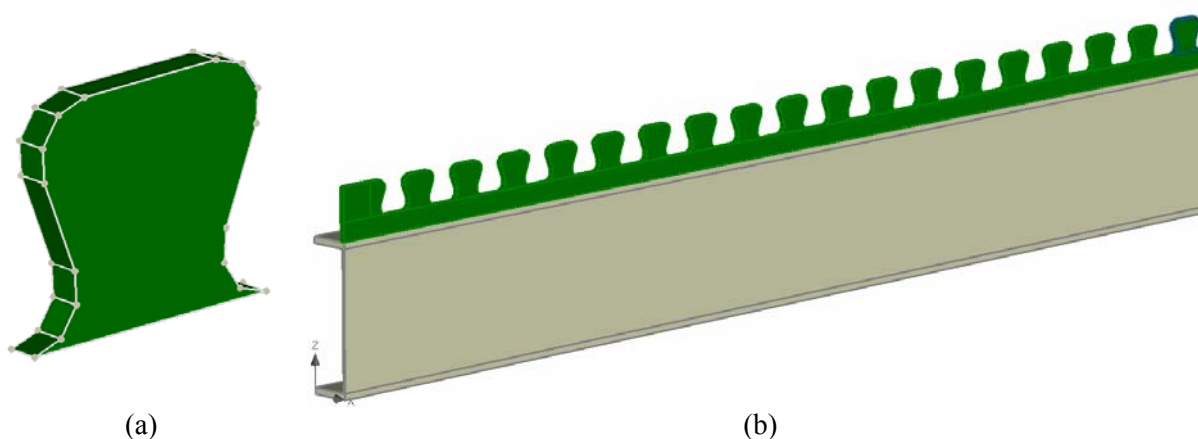


Figura 6.2: Geometria do conector Crestbond no programa de cálculo *ATENA 3D*

Laje de betão

Na definição da geometria da laje de betão, foi necessário criar contornos em volta do conector para permitir o correto encaixe de ambos os elementos (ver Figura 6.3.a)). A geometria dos macroelementos que definem o betão incorporado nos dentes do conector é muito semelhante à adotada na configuração da geometria dos macroelementos que compõem o conector, em termos de espessura, para prevenir problemas de incompatibilidade de malha que possam surgir. A configuração final da geometria da laje de betão está apresentada na Figura 6.3.b) onde são criados 21 macroelementos correspondentes ao betão inserido sobre a viga metálica e incorporado no conector Crestbond.

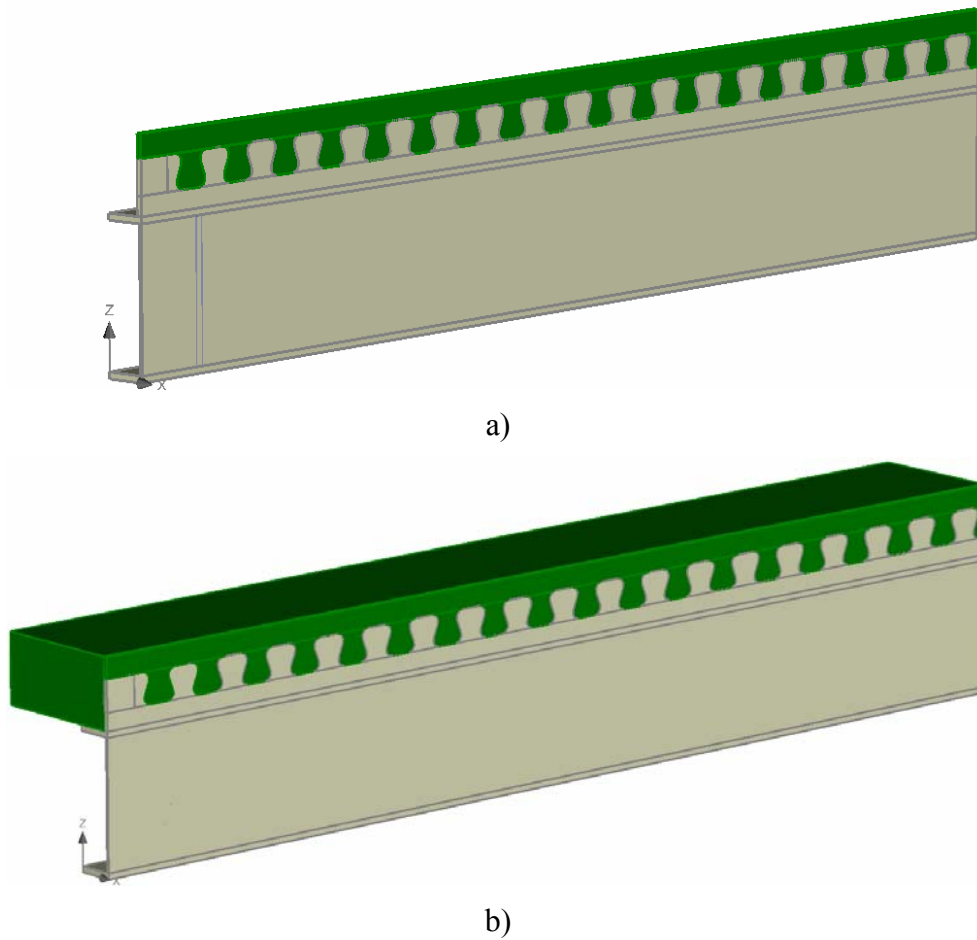


Figura 6.3: Geometria da laje de betão no programa de cálculo ATENA 3D

Chapas metálicas

Na zona de apoio, foi definida a mesma geometria para a chapa metálica de base e para o reforço que os considerados na fase experimental. Considerou-se também uma chapa metálica com $40 \times 20 \times 200 \text{ mm}^2$ disposta sobre a laje de betão para possibilitar o correto posicionamento da carga na viga mista (Figura 6.4).

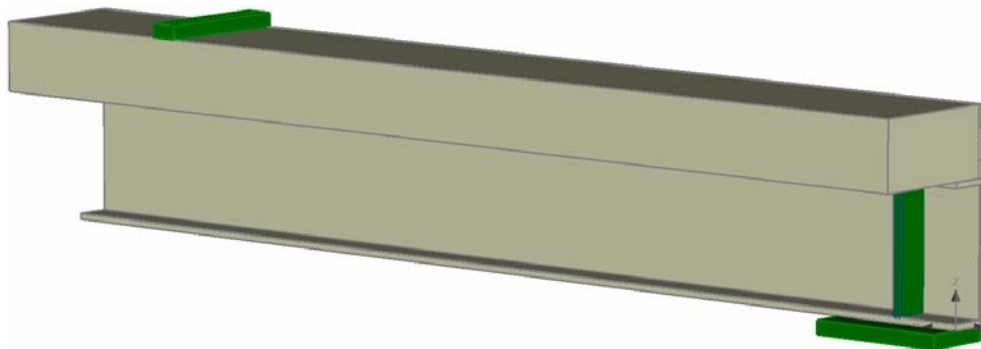


Figura 6.4: Geometria das chapas metálicas no programa de cálculo ATENA 3D

Armadura

A armadura utilizada no modelo diz respeito a dois varões transversais de diâmetro de 6 mm dispostos em cada dente do conector e quatro varões longitudinais, também de diâmetro de 6 mm, inseridos nos quatro cantos da laje de betão (Figura 6.5 (a)). A Figura 6.5 (b) apresenta a geometria da armadura considerada no programa de cálculo ATENA 3D.

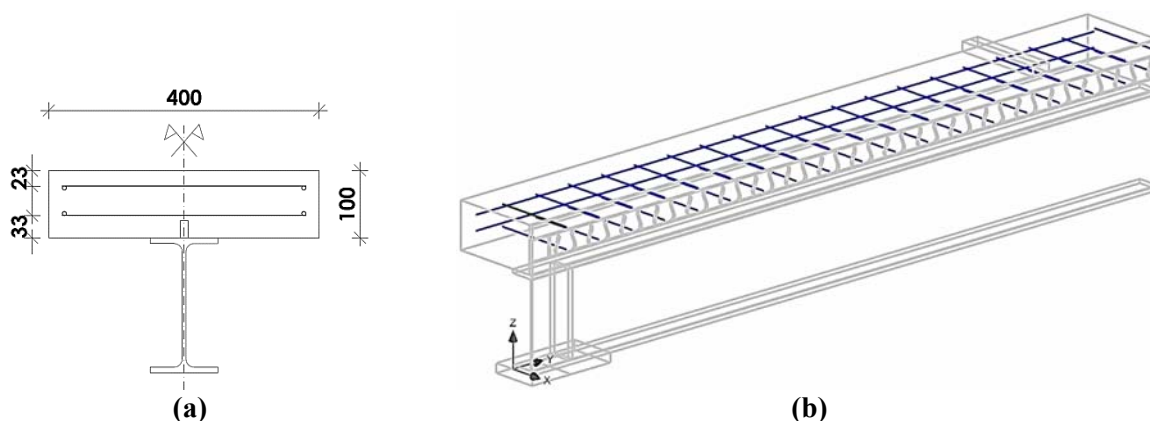


Figura 6.5: Geometria da armadura no programa de cálculo ATENA 3D

6.2.2 Materiais

A cada macroelemento é atribuído um material, que é definido com base em leis constitutivas que definem o seu comportamento.

O aço utilizado no perfil metálico IPE200 foi definido com base na lei constitutiva *3D Bilinear Steel Von Mises* (Červenka, 2013) ao qual é associado o critério de rotura de *Von Mises* (ver Figura 3.2). Os ensaios de caracterização dos provetes retirados da viga metálica permitiram definir para o modelo numérico um módulo de elasticidade (E) de 200 GPa e uma tensão de cedência (f_y) de 327 MPa.

As características do aço utilizado no fabrico do conector Crestbond CR40 foram determinadas com base nos provetes de caracterização do conector segundo a lei constitutiva *3D Bilinear Steel Von Mises* (Červenka, 2013). A cada macroelemento que define o conector, foram atribuídas propriedades relativas ao módulo de elasticidade e à tensão de cedência obtidas experimentalmente, correspondentes a 198 GPa e 283 MPa, respetivamente.

Também no modelo numérico 3D foram definidas chapas metálicas com comportamento elástico, definido pela lei constitutiva *3D Elastic Isotropic* (Červenka, 2013), equivalente à lei *Plane Stress Elastic Isotropic* considerada no modelo 2D (Červenka, 2013) (ver figura 3.3).

As características da laje de betão são definidas através da lei constitutiva *3D Nonlinear Cementitious 2*. Esta lei define o comportamento do betão de forma semelhante à lei

constitutiva definida no *software* ATENA 2D para o betão (Figura 3.4). Os ensaios realizados aos provetes cilíndricos, responsáveis pela caracterização do betão, permitiram obter um valor médio de $2,3 \times 10^{-2}$ MN/m³ relativo ao peso específico (ρ) do betão. Foi também determinado um módulo de elasticidade (E) de 31,7 GPa e uma resistência à compressão (f_c) correspondente a 38 MPa. Tendo em conta o valor da resistência à compressão obtida experimentalmente, determinou-se o valor da resistência à tração através da expressão (6.1) definida no Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1).

$$f_{ct}(t) = 0,3 \times f_{ck} \left(\frac{2}{3}\right) \quad (6.1)$$

A lei constitutiva utilizada para modelar o comportamento do aço da armadura é designada de *Reinforcement*. Considera-se um comportamento elástico-perfeitamente plástico associado a esta lei constitutiva (Figura 6.6). Tendo em conta os ensaios de caracterização dos provetes da armadura, foi definido no modelo numérico um módulo de elasticidade de 188 GPa e uma tensão de cedência de 550MPa.

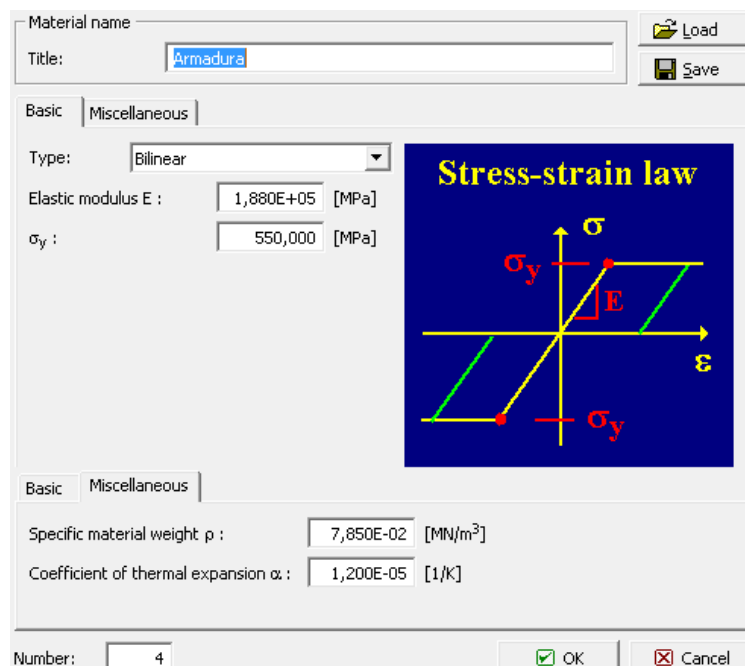


Figura 6.6: Lei constitutiva definida no *software* ATENA 3D para a armadura

Todos os parâmetros que não foram determinados através dos provetes de caracterização dos materiais definidos em 5.2, são valores espectáveis, adotados com base na bibliografia apresentada. Assim, foi atribuído um coeficiente de Poisson (μ) de 0,3 para os elementos metálicos e 0,2 para o betão. Foram atribuídos aos elementos definidos pelo perfil metálico, pelo conector e pela armadura, um valor correspondente ao peso específico (ρ) de $7,85 \times 10^{-2}$ MN/m³ e um valor respeitante ao coeficiente de dilatação térmica (α) de $1,2 \times 10^{-5}$ 1/k. Para o betão, foi ainda necessário definir diversos parâmetros, tais como:

energia de fratura (G_f), extensão de compressão (ε_c) correspondente a f_c , fator de redução da resistência à compressão por efeito de fendilhação do modelo de “*compression softening*” e deformação última em compressão (W_d).

A Tabela 6.1 representa a síntese referente aos parâmetros de entrada relativos às leis constitutivas definidas acima.

Tabela 6.1: Valores considerados nos parâmetros de definição das leis constitutivas definidas no software ATENA 3D

Aço	Chapas metálicas	Conector	Betão	Armadura
<i>3D Biliniar Steel Von Mises</i>	<i>3D Elastic Isotropic</i>	<i>3D Biliniar Steel Von Mises</i>	<i>3D Nonlinear Cementitious 2</i>	<i>Reinforcement</i>
$E = 200 \text{ GPa}$	$E = 200 \text{ GPa}$	$E = 198 \text{ GPa}$	$E = 31,7 \text{ GPa}$	$E = 188 \text{ GPa}$
$\mu = 0,3$	$\mu = 0,3$	$\mu = 0,3$	$\mu = 0,2$	$\sigma_y = 550 \text{ MPa}$
$f_y = 327 \text{ MPa}$	$\rho = 2,3 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3$	$f_y = 283 \text{ MPa}$	$f_t = 2,9 \text{ MPa}$	$\rho = 7,85 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3$
$\rho = 7,85 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3$	$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ 1/k}$	$\rho = 7,85 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3$	$f_c = 38 \text{ MPa}$	$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ 1/k}$
$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ 1/k}$		$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ 1/k}$	$G_f = 1 \times 10^{-4}$	
			$\varepsilon_{cp} = 1,682 \times 10^{-3}$	
			$W_d = -1 \text{ mm}$	
			$\rho = 2,3 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3$	
			$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ 1/k}$	

6.2.3 Definição das superfícies de contacto

Sempre que há contacto entre dois macroelementos, gera-se uma superfície de contacto que pode ser definida de três maneiras diferentes: *no connection*, *perfect connection* e *contact element-GAP*. Quando duas superfícies apresentam uma ligação rígida, ou seja, os nós presentes entre elas sofrem os mesmos deslocamentos, estamos perante uma ligação *perfect connection*. Quando existe deslocamento independente entre as duas superfícies em contacto, a ligação designa-se de *no connection*. As superfícies de contacto designadas de *contact element-GAP* permitem atribuir os parâmetros para caracterizar a ligação. A correta caracterização das superfícies de contacto a definir no modelo, possibilita obter comportamentos mais próximos dos reais.

Na Figura 6.7 estão representadas as superfícies de contacto definidas no modelo numérico base (Modelo A). Todos os elementos soldados à viga metálica como é o caso das chapas de reforço e do conector, apresentam uma ligação rígida, sendo a sua ligação definida como *perfect connection*. A superfície de contacto definida pela laje de betão e o banzo superior da

viga metálica foi definida como *no connection* uma vez que na fase de execução das vigas foi passado óleo descofrante para tentar minimizar ou reduzir o atrito entre ambas as superfícies.

A ligação entre o conector Crestbond e a laje de betão é caracterizada de formas distintas em função do comportamento da viga à flexão. Assim, as superfícies laterais do conector não apresentam ligação com o betão, para se poder observar fenómenos de escorregamento entre a secção metálica e a secção de betão. Tal como se pode observar no pormenor apresentado na Figura 6.7, a conexão é rígida apenas de um lado do dente do conector (lado para onde o betão tenta deslocar-se). Da mesma forma, as superfícies de contacto superior e inferior entre o conector e o o betão nele inserido foram definidas como *no connection* para possibilitar movimento relativo entre ambos os materiais.

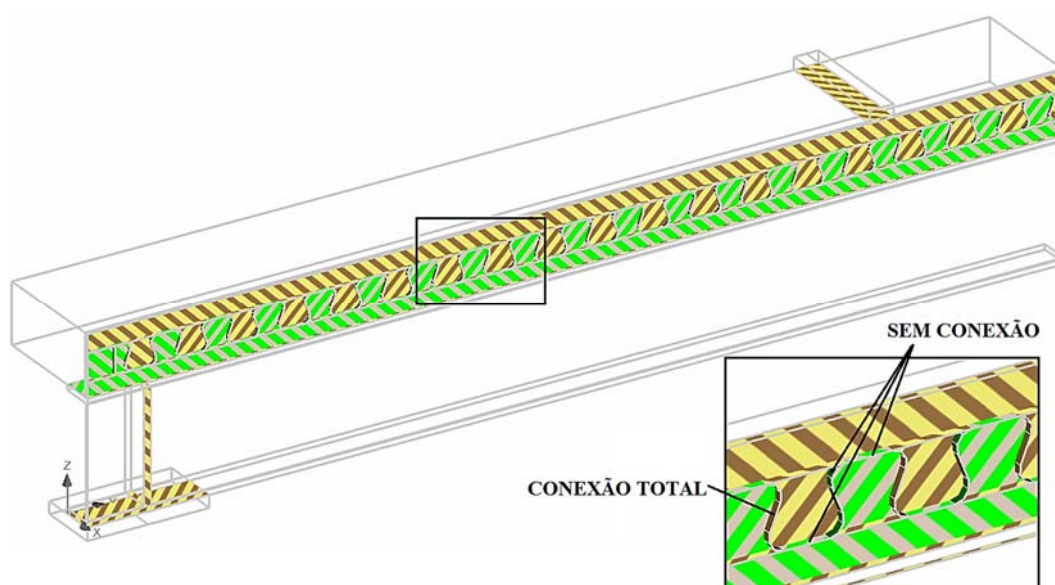


Figura 6.7: Definição das superfícies de contacto no Modelo A (verde e cinza: *no connection*; castanho e amarelo: *perfect connection*)

6.2.4 Condições de apoio e carregamento

Ao considerar a dupla simetria da viga, é necessário restringir os deslocamentos perpendiculares aos planos de simetria. A Figura 6.8 (a) apresenta a configuração da condição de simetria relativa ao plano transversal de simetria. Da mesma forma, na Figura 6.8 (b) estão representadas as condições de simetria correspondentes ao plano longitudinal de simetria.

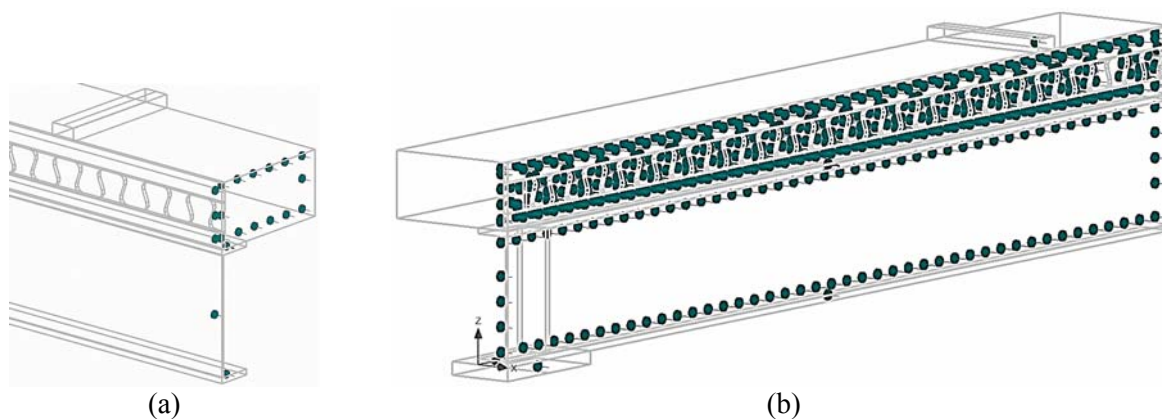


Figura 6.8: Condições de simetria: (a) Plano transversal de simetria (xz); (b) Plano longitudinal de simetria (yz)

Na chapa metálica colocada sobre o apoio, foi restringido o deslocamento vertical, numa linha situada ao nível do seu eixo (Figura 6.9.a).

O carregamento foi efetuado através da aplicação incremental de deslocamentos, num ponto situado na chapa metálica disposta sobre a laje de betão (ver Figura 6.9.b). A chapa transmite os deslocamentos sobre a laje de betão na mesma secção onde o atuador de carga solicitava a viga durante o ensaio experimental.

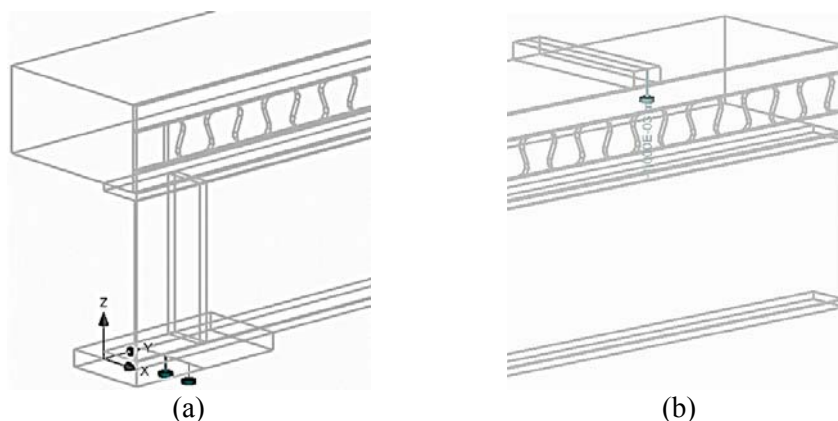


Figura 6.9: (a) Condição de apoio; (b) Condição de carregamento

6.2.5 Definição e refinamento da malha

O programa *ATENA 3D* permite a geração de malha em termos globais e possibilita o seu refinamento ao nível de cada macroelemento. A qualidade da malha de elementos finitos tem muita influência na qualidade dos resultados da análise, na velocidade, e nos requisitos de memória.

A malha pode ser definida recorrendo ao uso de três tipos de elementos: quadriláteros (*Brick*), tetraédricos (*Tetra*) e elementos mistos (*Brick e Tetra*). Os elementos quadriláteros são apenas

aplicados a macroelementos constituídos por elementos com geometria regular como é o caso dos cubos, paralelepípedos, etc. Caso contrário, é corrente utilizar a opção de elementos tetraédricos ou mistos. No caso de elementos mistos, o programa tenta definir o interior como elementos quadriláteros e a região próxima da fronteira como elementos tetraédricos.

Sempre que possível, deve-se utilizar elementos tipo quadrilátero uma vez que estes conduzem a um aumento do número de nós e consequente aumento de informação no modelo. A utilização de elementos tetraédricos e mistos apenas funciona de forma satisfatória se o tamanho da malha for reduzido, caso contrário, os resultados afastam-se da realidade.

A constituição dos macroelementos foi feita de forma estratégica para que fosse definida malha quadrilátera à maioria dos casos. Assim, apenas a secção definida pelo conector e o betão nele inserido foi definida por elementos mistos (*Brick e Tetra*).

As chapas metálicas, por apresentarem características elásticas, tiveram de ser definidas como elementos do tipo tetraédricos (*Tetra*). É importante referir que os elementos tetraédricos lineares não são geralmente recomendados para análise, embora neste caso sejam considerados na modelação das chapas metálicas, já que a análise precisa das tensões e deformações é apenas importante na viga mista.

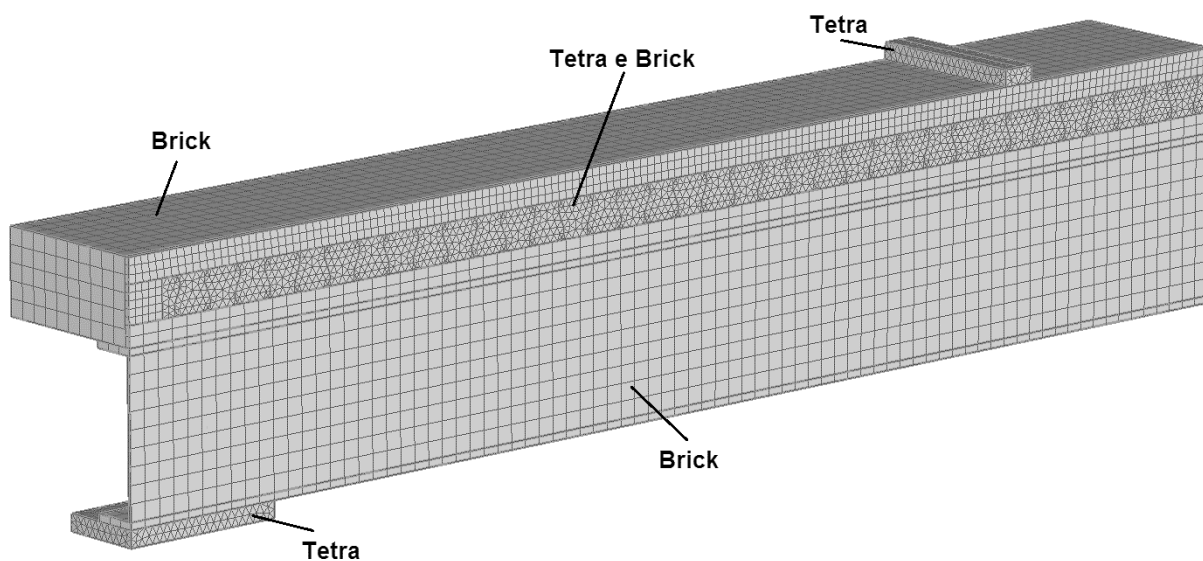


Figura 6.10: Tipos de elementos definidos na viga mista

Tal como é ilustrado na Figura 6.10, o tamanho da malha considerado no modelo é variável. Assim, para cada modelo testado é atribuído o tamanho de elemento global e refinado a nível de cada macroelemento constituinte, atribuindo o tipo e respetiva magnitude relativa à malha global (Tabela 6.2). O refinamento é efetuado nos macroelementos correspondentes ao conector e ao betão inserido no conector e também às chapas metálicas. Assim, sempre que for alterada a malha global, o tamanho atribuído a estes macroelementos será sempre metade

do valor global considerado para a malha. O tamanho dos elementos relativos ao perfil metálico e à laje de betão é sempre igual ao tamanho global adotado.

Tabela 6.2: Características adotadas para o refinamento da malha dos modelos numéricos

Macroelemento	Tipo de Malha	Tipo de Refinamento	Rácio
Perfil metálico	Brick	Valor relativo	1
Betão	Brick	Valor relativo	1
Chapas metálicas	Tetra	Valor relativo	0,5
Conector	Brick e Tetra	Valor relativo	0,5
Betão inserido no conector	Brick e Tetra	Valor relativo	0,5

6.2.6 Pontos de monitorização

A avaliação do comportamento da viga mista é realizada por meio dos dados registados em pontos de monitorização previamente definidos no modelo, onde se pretende medir forças, deslocamentos ou tensões. A escolha da localização dos pontos de monitorização é feita de forma estratégica de modo a poder recolher a informação que é mais relevante e a ser possível confrontar os resultados numéricos com os resultados experimentais.

A Figura 6.11 ilustra a posição dos pontos de monitorização utilizados na análise e a Tabela 6.3 apresenta as características impostas aos pontos de monitorização.

Definiram-se pontos de monitorização para medir o deslocamento vertical a meio vão (posição 160) e a 100 cm da extremidade (posição 100) na face inferior da viga metálica (pontos (d1) e (d2) da Figura 6.11).

Na secção de meio vão do modelo numérico foram colocados pontos de monitorização para medir extensões ao longo da altura da secção transversal, ou seja, nas faces superior e inferior da laje de betão ((e3) e (e4) da Figura 6.11) e nas faces internas dos banzos da viga metálica ((e1) e (e2) da Figura 6.11).

Foram colocados pontos de monitorização para medir as tensões na secção de momento máximo, para as mesmas posições descritas no parágrafo anterior ((t1), (t2), (t3), (t4) da Figura 6.11).

O ponto de monitorização posicionado no ponto de aplicação do carregamento ((r) da Figura 6.11) serve para controlar a força aplicada a cada incremento de deslocamento imposto.

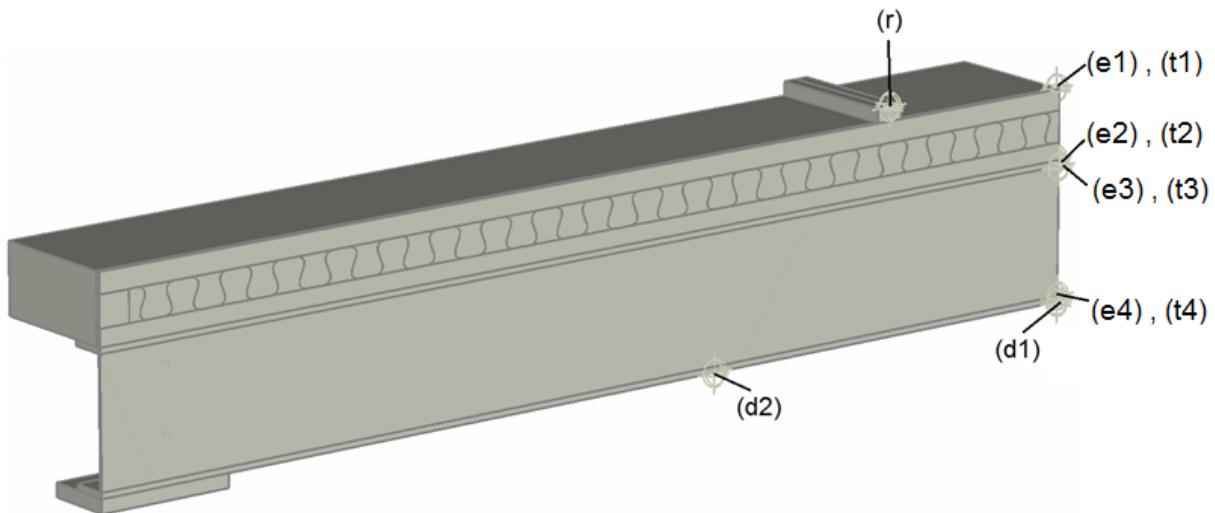


Figura 6.11: Pontos de monitorização definidos no modelo numérico

Tabela 6.3: Características impostas aos pontos de monitorização

Parâmetro monitorizado	Designação	Posição em relação à extremidade	Macroelemento a medir	Direção
Reação	(r)	130 cm	Chapa sobre a laje	Z
Deslocamento	(d1)	160 cm	Viga metálica	Z
	(d2)	100 cm	Viga metálica	Z
Extensão	(e1)	160 cm	Laje de betão	Y
	(e2)	160 cm	Laje de betão	Y
	(e3)	160 cm	Viga metálica	Y
	(e4)	160 cm	Viga metálica	Y
Tensão	(t1)	160 cm	Laje de betão	Y
	(t2)	160 cm	Laje de betão	Y
	(t3)	160 cm	Viga metálica	Y
	(t4)	160 cm	Viga metálica	Y

Ao aplicar incrementos de deformação sucessivos, é possível avaliar o comportamento do provete a partir das curvas força-escorregamento, força-deslocamento e força-separação vertical, tal como foi avaliado no ensaio experimental.

6.2.7 Parâmetros de solução

A cada incremento de carga é atribuído um parâmetro de solução com base numa análise não linear ao elemento, tendo em conta as condições de apoio e carregamento impostas.

O programa de cálculo *ATENA 3D* considera dois métodos de análise não-linear: o método de *Newton-Raphson* e o método de *Arc-Length*. Foram utilizados ambos os métodos na análise da viga mista.

O método de *Newton-Raphson* permite encontrar a solução de equilíbrio com grande velocidade até à vizinhança da carga máxima do modelo, enquanto a rigidez da estrutura ainda é positiva. É um método iterativo incremental que possibilita obter os deslocamentos de uma estrutura, para uma dada força aplicada, e vice-versa. Perante um determinado ponto do domínio da função que governa o comportamento da estrutura, calcula-se a sua derivada e o ponto de intersecção da tangente com o eixo das ordenadas, com o objetivo de se encontrar um novo ponto do domínio da função. Este procedimento é repetido até se encontrar a posição de equilíbrio, que fornece os deslocamentos ou forças procurados (Cook, et al.,1989). As condições de convergência associadas a este método são apresentadas pela Figura 6.12.

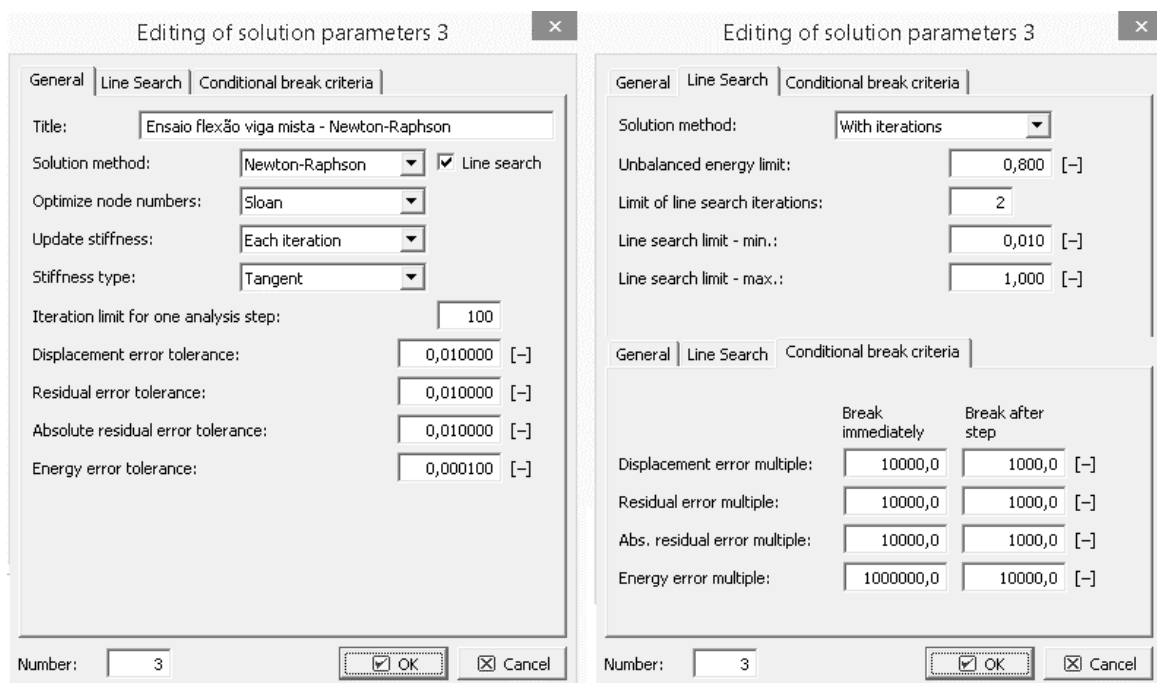


Figura 6.12: Condições de convergência associadas ao método de *Newton- Raphson*

O método de *Arc-Length* é utilizado para análise não linear, quando se pretende procurar o caminho de equilíbrio, mesmo existindo pontos limites. Caracteriza-se por apresentar um controle simultâneo de força e deslocamento através do conceito de comprimento de arco. Sendo assim, surgem duas variáveis em cada iteração: o incremento de força e o incremento de deslocamento. Na Figura 6.13 são apresentadas as condições de convergência associadas ao método de *Arc-Length*.

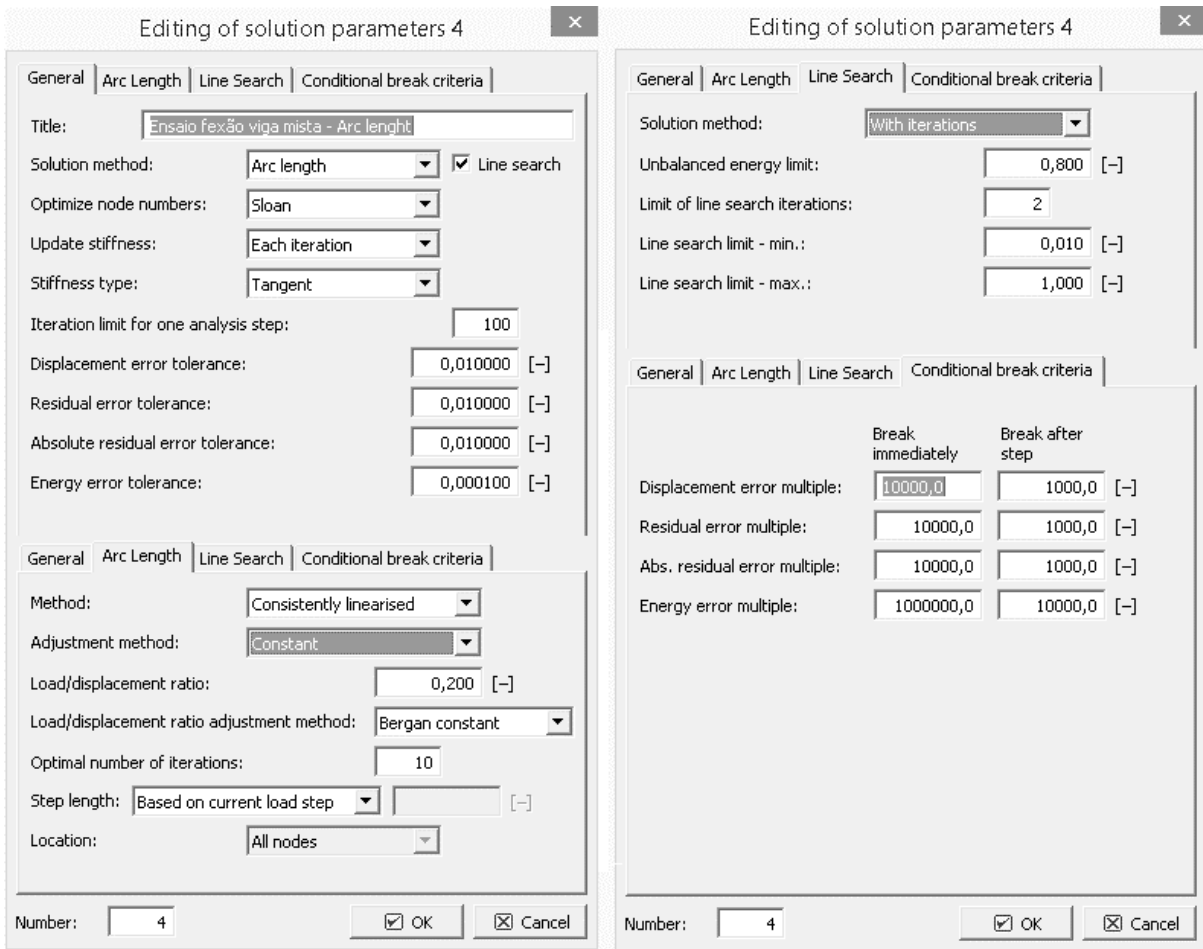


Figura 6.13: Condições de convergência associadas ao método de *Arc-Length*

Em todos os modelos testados, foram atribuídos parâmetros de convergência associados ao método de *Newton-Raphson* nas primeiras fases de carregamento da viga, respeitantes à fase linear da curva força-deslocamento. A partir dessa fase, foram definidas características de convergência do modelo relativas ao método de *Arc-Length*.

6.3 MODELOS MODIFICADOS

A modelação do provete procura reproduzir ou pelo menos aproximar os resultados obtidos nos ensaios experimentais, a fim de obter modelos simples capazes de avaliar os fenómenos em análise.

A calibração resulta de um processo de definição de vários modelos, onde se variam diversos parâmetros, com vista a averiguar a influência de cada um no comportamento da viga mista. A sua validação é feita através da comparação com os resultados experimentais obtidos com a viga VM_Crest_1, explícitos no capítulo anterior. Assim, é desejável que o modelo atinja uma carga média próxima de 284 kN e um deslocamento a meio vão na ordem dos 43 mm.

São apresentadas diversas hipóteses para modelação do provete, tendo em consideração o tamanho da malha, as superfícies de contacto e o ponto de aplicação de carga.

6.3.1 Modelo A: modelo base

O Modelo A foi definido através dos parâmetros apresentados anteriormente, na definição do modelo numérico do provete (modelo base).

Este modelo foi testado com três tamanhos de malha global: 21 mm, 20 mm e 17,5 mm. O tamanho da malha foi escolhido considerando uma gama de valores bastante pequena. Se fossem escolhidos valores com o tamanho de elementos acima de 21 mm, havia problemas de incompatibilidade da malha entre as superfícies de contacto dos macroelementos. Se fossem escolhidos elementos finitos com tamanho da malha inferior a 17,5 mm, o modelo tornava-se muito lento devido ao elevado número de elementos finitos que eram considerados.

Na Figura 6.14 são apresentados os resultados de força aplicada e deslocamento correspondente medido a meio vão, obtidos com o Modelo A e os diferentes tamanhos de malha considerados, juntamente com a curva experimental força-deslocamento vertical a meio vão, proveniente do ensaio da viga VM_Crest_1.

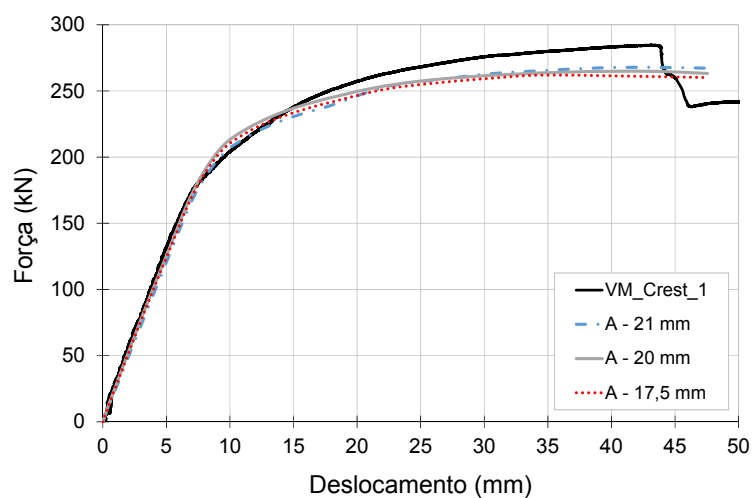


Figura 6.14: Resultados do Modelo A

Os resultados obtidos evidenciam que houve uma excelente concordância entre os resultados experimentais e os resultados obtidos com os modelos numéricos testados. Durante a fase plástica, os resultados evidenciam comportamentos um pouco diferentes. Verificou-se na fase de rotura do provete, que no ensaio experimental se atinge uma carga de 284 kN enquanto que os modelos numéricos estimam uma carga última média de 265 kN.

Observa-se ainda que o tamanho dos elementos escolhidos não têm grande influência nos resultados obtidos. Tendo em conta os resultados obtidos, considerou-se uma malha global de 20mm nos modelos que se seguem.

6.3.2 Modelo B: Modelo base + Alteração da posição do ponto de aplicação do carregamento

O Modelo B foi desenvolvido para averiguar se a aplicação do carregamento por meio de uma chapa metálica com comportamento elástico é adequada. Assim, foram apresentadas alternativas à posição do ponto de aplicação do carregamento ao longo da secção transversal da viga. Assim, estudou-se a hipótese de aplicar o carregamento em dois pontos distintos: na face superior do banzo superior da viga metálica (Figura 6.15.a) e na face inferior do banzo inferior da viga metálica (Figura 6.15.b).

Para os dois modelos testados, foi atribuída uma malha global de 20 mm. Ao aplicar o carregamento num ponto situado no IPE200, foi necessário refinar essa zona devido a problemas de incompatibilidade da malha que existiam nas superfícies de contacto entre os vários elementos que constituem o modelo numérico. Assim, foram atribuídos à viga metálica elementos com metade do tamanho definido no elemento global, ou seja, elementos de 10 mm.

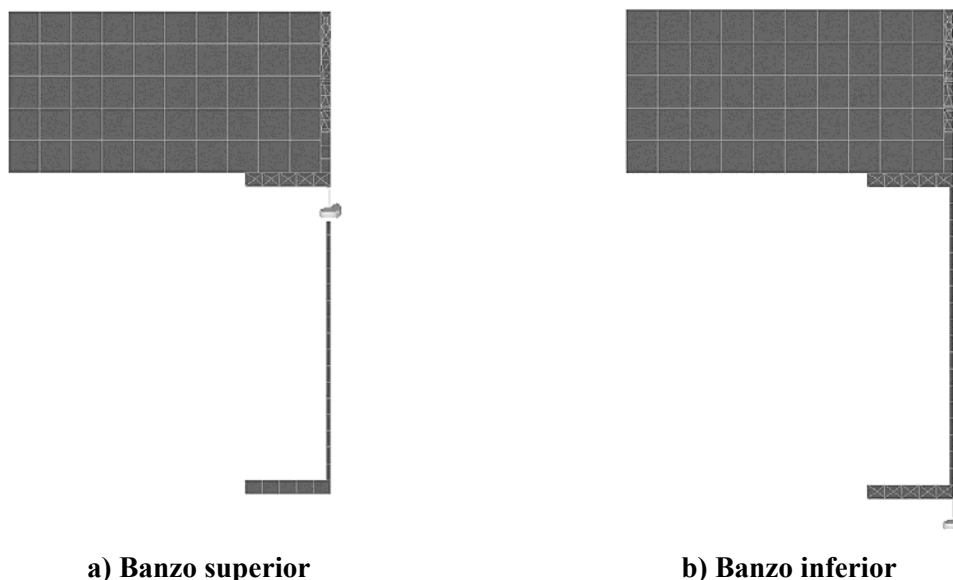


Figura 6.15: Posição dos pontos de aplicação de carregamento definidos no Modelo B

Na Figura 6.16 estão apresentados os resultados obtidos com o modelo B, onde estão ilustradas as curvas força-deslocamento relativas aos modelos numéricos e ao ensaio experimental realizado à viga VM_Crest_1.

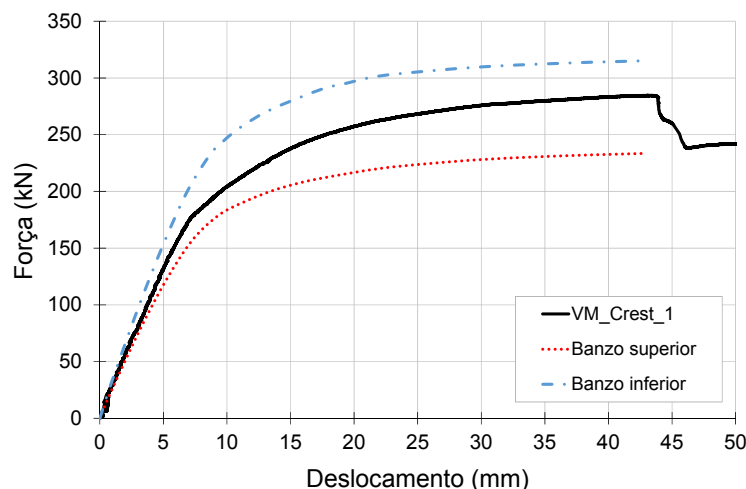


Figura 6.16: Resultados do Modelo B

Os resultados apresentados evidenciam que quando se aplica o carregamento a nível dos banzos da viga, se obtêm resultados numéricos muito distintos dos resultados experimentais.

No Modelo B – banzo superior, foi reajustada a geometria do banzo da viga para que na secção de aplicação de carregamento esteja um ponto onde é aplicado o incremento de deslocamento. O mesmo procedimento foi realizado no Modelo B – banzo inferior. Este ajuste na geometria, ou seja, ao criar um ponto adicional na geometria dos banzos da viga metálica, fez com que a malha definida para os banzos se alterasse, passando a utilizar elementos tetraédricos em vez de elementos quadriláteros (ver Figura 6.15). Essa incompatibilidade na geração da malha pôs em causa o bom comportamento deste modelo, tal como se pode observar na Figura 6.16.

O processo de carregamento definido para a viga mista é mais eficaz quando é imposto por uma chapa metálica sobre a laje de betão, tal como foi feito no Modelo base e como é sugerido no tutorial do modelo numérico *ATENA 3D* (Červenka, 2013).

6.3.3 Modelo C: Modelo base + Alteração das superfícies de contacto entre conector e laje de betão

Devido às diferenças encontradas entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos nos modelos anteriores, foram alteradas as superfícies de contacto entre o conector e a laje de betão com objetivo de encontrar a situação de contacto que melhor se ajustasse ao comportamento real da viga mista. Tendo em conta os resultados apresentados pelo modelo base, verificou-se que as alterações dos contactos definidas para estes modelos, teriam de tornar o elemento misto mais rígido para que na fase plástica do modelo fosse garantida uma carga última maior.

Modelo C-1

A primeira situação de contactos escolhida foi denominada de Modelo C-1. Consiste em definir as superfícies superior e inferior, que definem o contacto entre o conector e o betão nele inserido, como “*perfect connection*”. Os restantes contactos foram definidos de igual forma que o modelo base (Figura 6.17).

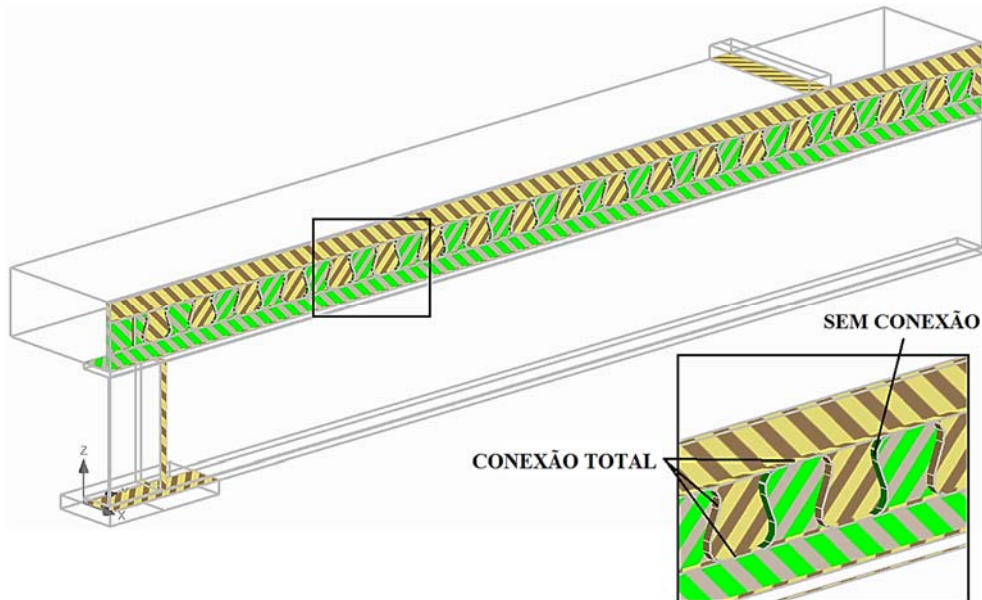


Figura 6.17: Definição das superfícies de contacto no Modelo C-1 (verde e cinza: *no connection*; castanho e amarelo: *perfect connection*)

Tendo em conta os parâmetros definidos no modelo base e a alteração de contactos apresentada anteriormente, foram propostos três novos modelos numéricos para efeitos de comparação, considerando o mesmo tamanho global para a malha que o definido no modelo base (Figura 6.18)

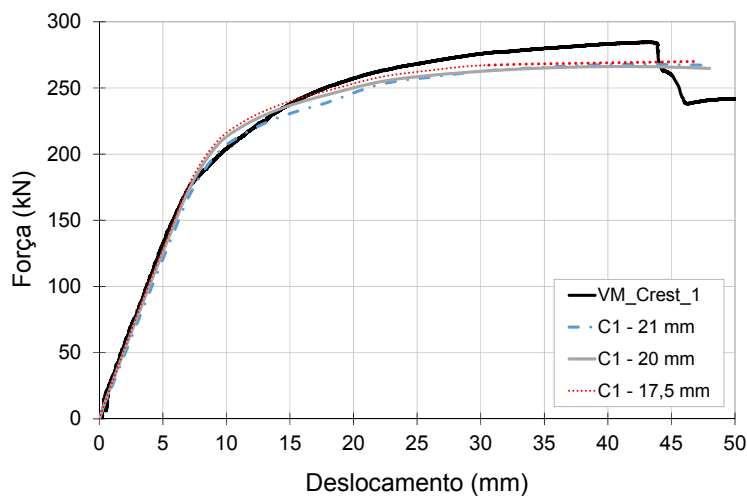


Figura 6.18: Resultados do Modelo C-1

A alteração de contactos definida por este modelo possibilitou uma maior aproximação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos na fase de plastificação do provete. Constatou-se, que ao efetuar a alteração dos contactos, os modelos numéricos só apresentavam variação após a ocorrência da cedência do provete e quanto mais rígida era a ligação entre a laje e o conector, maior era a aproximação entre os resultados experimentais e os modelos numéricos. Salienta-se também que houve sobreposição dos resultados referentes aos modelos numéricos com diferentes tamanhos de malha, pelo que se pode concluir que este parâmetro não teve influência nos resultados obtidos.

Modelo C-2

Atendendo ao que foi observado durante a análise dos ensaios monotónicos, ou seja, ocorrência de interação total entre a viga metálica e a laje de betão, foi considerada uma ligação rígida (*perfect connection*) entre os elementos de contacto definidos pelo conector e a laje de betão. Assim, apenas a superfície de contacto entre o banzo superior do perfil metálico e a laje de betão é definida como *no connection* (Figura 6.19).

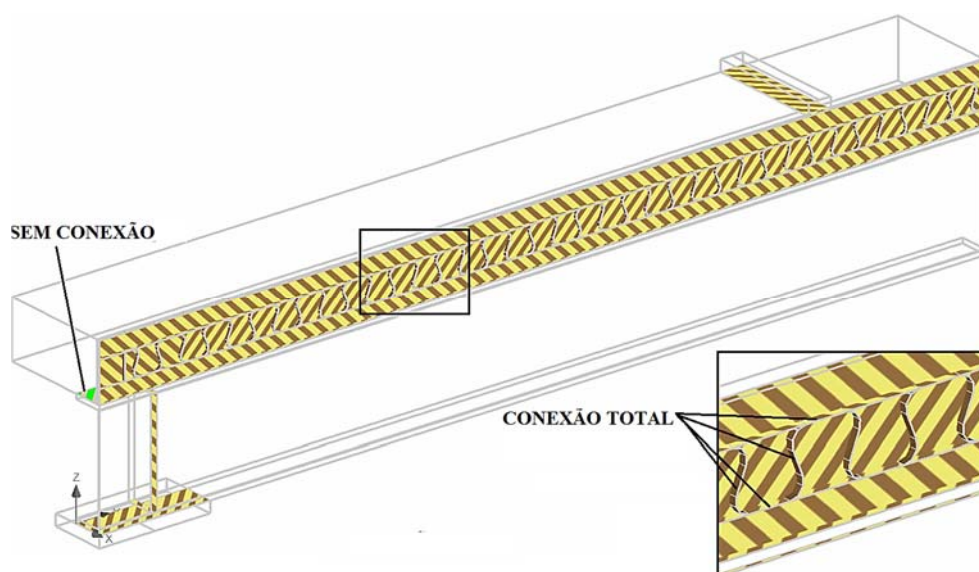


Figura 6.19: Definição das superfícies de contacto no Modelo B-2 (verde e cinza: *no connection*; castanho e amarelo: *perfect connection*)

Na Figura 6.20 estão apresentados os resultados respeitantes ao Modelo C-2, tendo em conta a alteração de contactos definida.

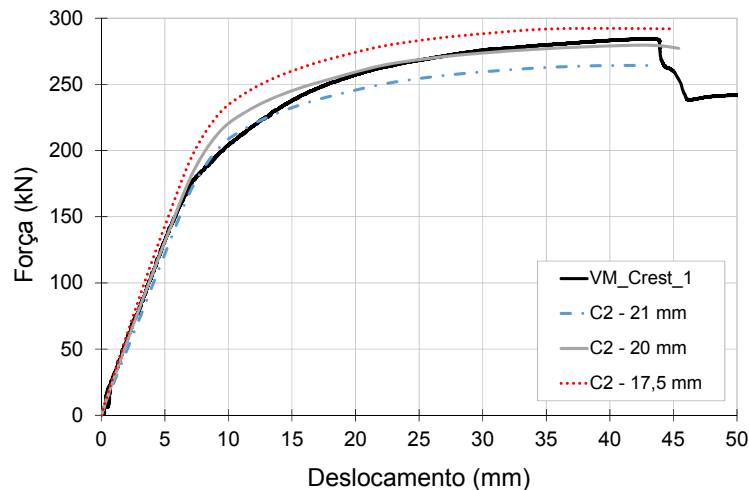


Figura 6.20: Resultados do Modelo C-2

Quando é variado o tamanho dos elementos finitos, o Modelo C-2 apresenta maior variabilidade de resultados, sendo afetado pela variação do tamanho dos elementos finitos, tanto na fase elástica como depois na fase de plastificação.

Atendendo aos resultados obtidos, verificou-se que o comportamento numérico era mais próximo do comportamento experimental quando não se considerava *perfect connection* entre todas as superfícies de contacto existentes entre o conector e o betão nele inserido (Modelo C-1 e Modelo C-2).

De um modo geral, constata-se que os modelos numéricos atingem a carga máxima para valores de deformação que são próximos daqueles que foram medidos no ensaio experimental para o respetivo nível de carga máxima. A principal diferença entre os modelos numéricos e experimentais, é que depois de atingir a carga máxima, os modelos numéricos têm dificuldade em convergir e ultrapassar a fase de pico. Assim, todos os modelos numéricos testados foram interrompidos numa fase imediatamente a seguir a ser atingida a respetiva carga máxima

O tamanho da malha global que melhor se ajusta ao modelo experimental corresponde a elementos de 20 mm. O refinamento localizado impõe que o tamanho dos elementos do conector e do betão nele inserido seja de 10mm.

6.4 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS

Tendo concluído o processo de calibração do modelo numérico apresentado no ponto anterior, é possível efetuar uma comparação com os resultados referentes aos ensaios monotónicos obtidos no capítulo anterior.

Atendendo aos resultados obtidos, verificou-se que os modelos C1-20 mm e C2-20 mm são os modelos cujo comportamento mais se aproxima ao comportamento observado no ensaio experimental, sendo por isso os escolhidos para estabelecer comparações com os resultados experimentais obtidos no Capítulo 5.

6.4.1 Comportamento observado e modos de rotura

À semelhança do que aconteceu nos ensaios experimentais, o início de fendilhação nos modelos numéricos ocorreu para um carregamento de aproximadamente 170 kN, com o aparecimento de fendas na face inferior de betão junto ao banzo superior da viga metálica (Figura 6.21). A progressiva fendilhação que se deu no interior dos dentes do conector, promoveu o aparecimento de uma fenda longitudinal (observada nos ensaios experimentais), para uma carga de aproximadamente 230 kN (Figura 6.22). Quando os modelos registavam a carga máxima, verificava-se uma fendilhação alargada da face inferior da laje de betão, na zona de meio vão (Figura 6.23). Nos modelos numéricos, é ainda possível observar a fendilhação ocorrida no interior da viga onde se verifica um progressivo esmagamento dos “pinos” de betão inseridos no interior do conector (Figura 6.24), apesar de não ter havido evidência exterior dessa fendilhação durante os ensaios experimentais.

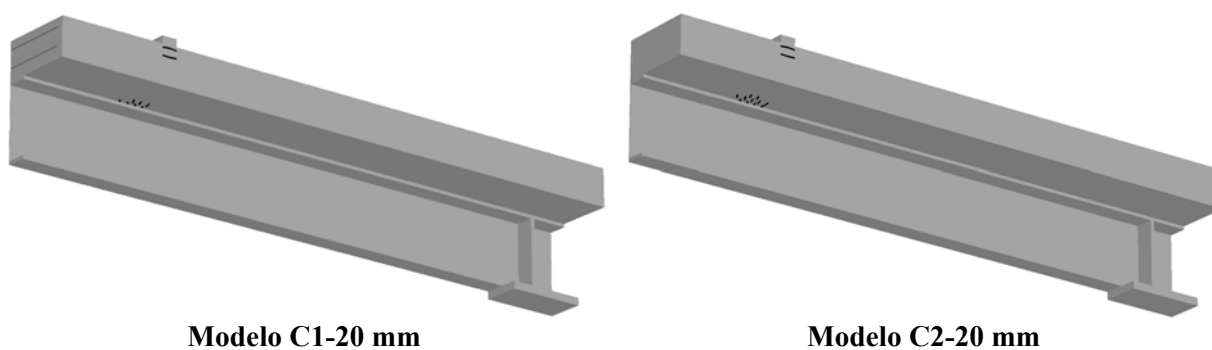


Figura 6.21: Início de fendilhação (P=170 kN)

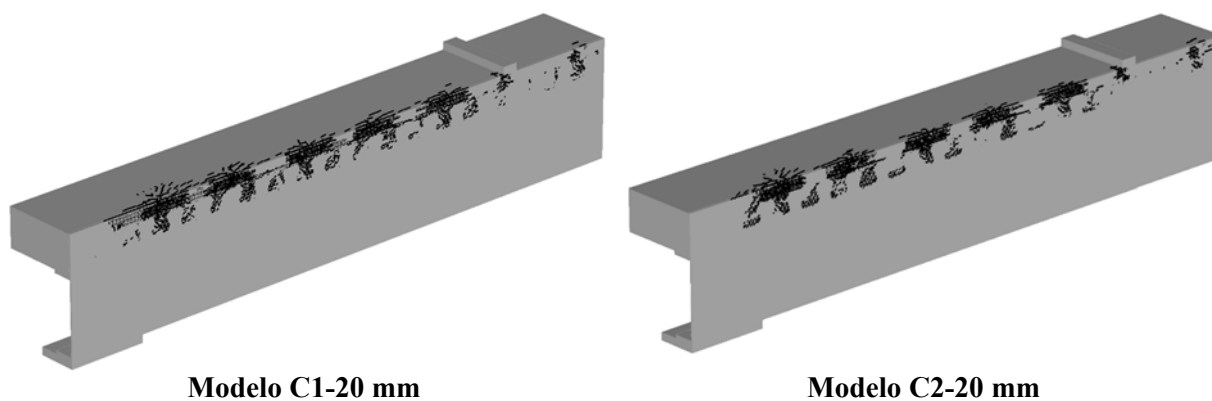


Figura 6.22: Fendilhação na face superior do betão, junto ao conector (P=230 kN)

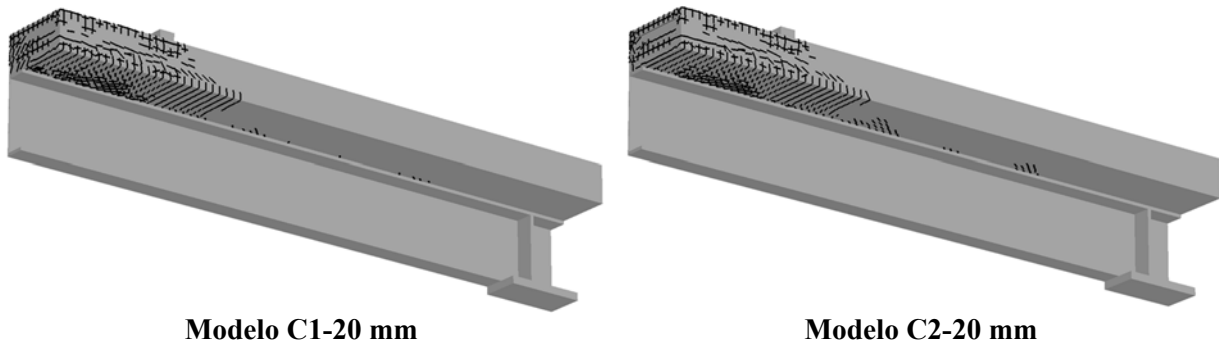


Figura 6.23: Rotura – lado exterior (P=270 kN)

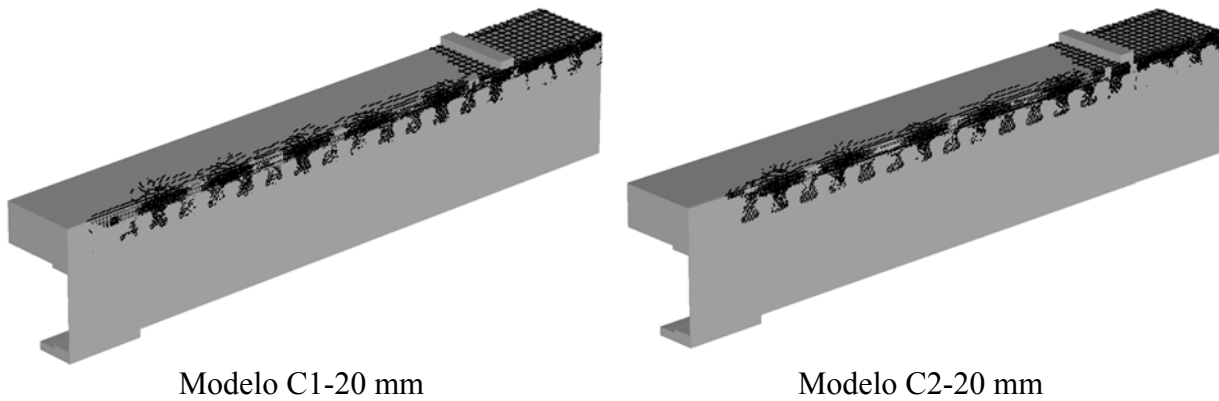


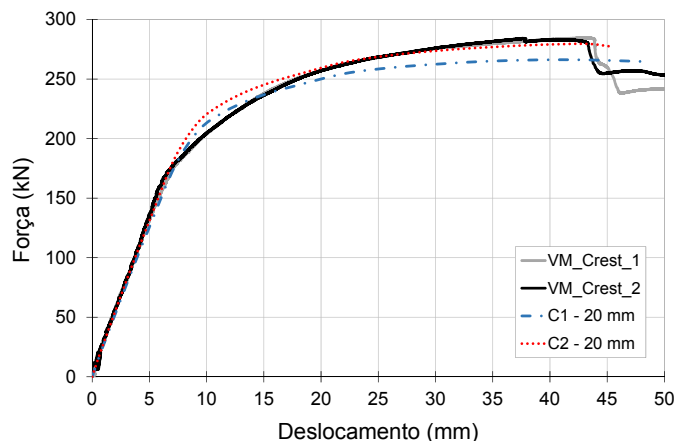
Figura 6.24: Rotura – lado interior (P=270 kN)

6.4.2 Deformação vertical

A deformação vertical foi determinada com base nos pontos de monitorização definidos anteriormente. Para efeitos de comparação com os resultados experimentais obtidos, é estabelecida a curva força-deslocamento a meio vão da viga (Figura 6.25.a) e numa secção intermédia posicionada a 100 cm da extremidade (Figura 6.25.b).

É notória a proximidade entre os resultados obtidos pelos modelos numéricos e os ensaios experimentais. Existe uma quase sobreposição de resultados na fase de comportamento elástico da viga mista. Verifica-se que o modelo C1-20 mm desenvolve melhor comportamento na zona de cedência do provete mas o modelo C2-20 mm atinge uma carga última mais próxima da que foi obtida nos ensaios experimentais.

a) Posição 160



b) Posição 100

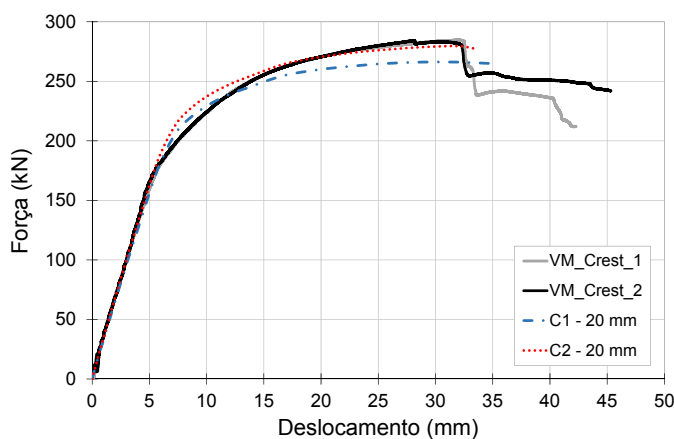


Figura 6.25: Curvas força-deslocamento vertical dos provetes VM_Crest_1 e VM_Crest_2 e dos modelos numéricos C1-20 mm e C2-20 mm: a) Posição 160; Posição 100

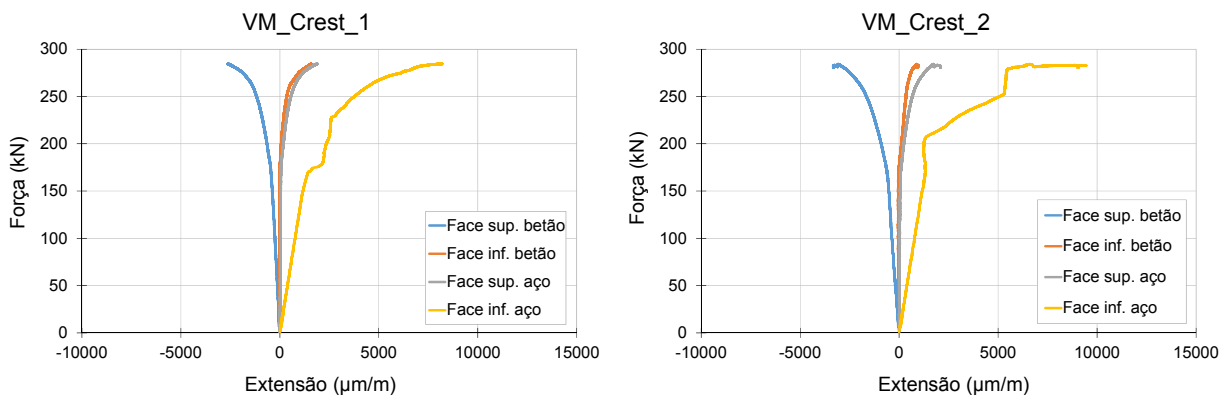
6.4.3 Extensões

Também as extensões foram determinadas com base nos postos de monitorização que permitem descrever uma curva força-extensão relativas às faces superior e inferior do betão e às faces internas dos banzos da viga metálica. Os pontos de monitorização relativos às extensões foram colocados na secção a meio vão da viga, para efeitos de comparação com os resultados experimentais (Figura 6.26).

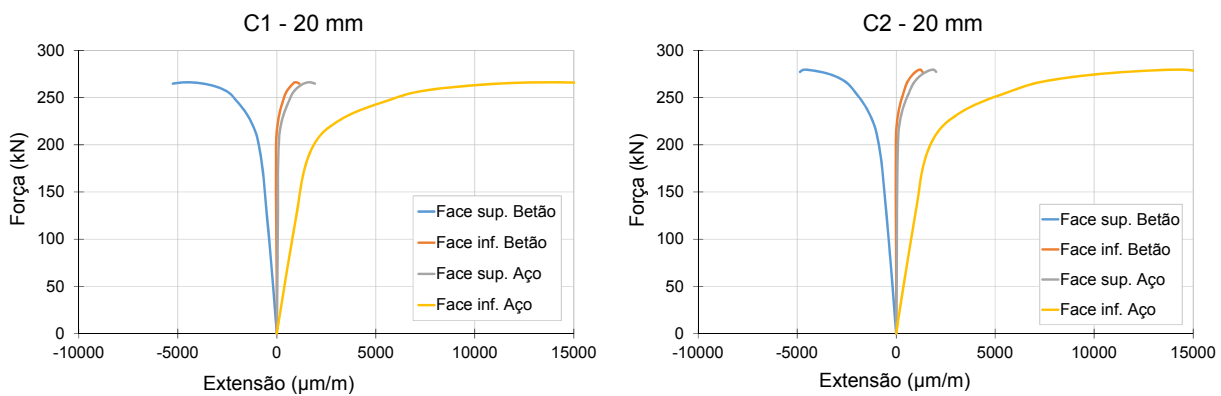
Nos ensaios experimentais, a extensão em cada face foi determinada com base em valores médios obtidos por dois extensómetros. No modelo numérico, a extensão foi determinada apenas num ponto posicionado na zona central da secção transversal. Neste caso, é possível observar o mesmo andamento das curvas força-extensão resultante dos modelos numéricos, em relação aos ensaios experimentais.

Observa-se também que os valores de extensão nas fibras extremas (face superior do betão e face inferior do perfil metálico) apresentam evolução similar ao longo do carregamento, com

exceção da fase final, onde os valores atingidos nos modelo numérico são bastante superiores. Possivelmente, o modelo numérico capta a posição de rotura, ao contrário dos modelos experimentais, onde as secções monitorizadas podem ou não corresponder à secção que condiciona a rotura da viga.



a) Ensaios experimentais



b) Modelos numéricos

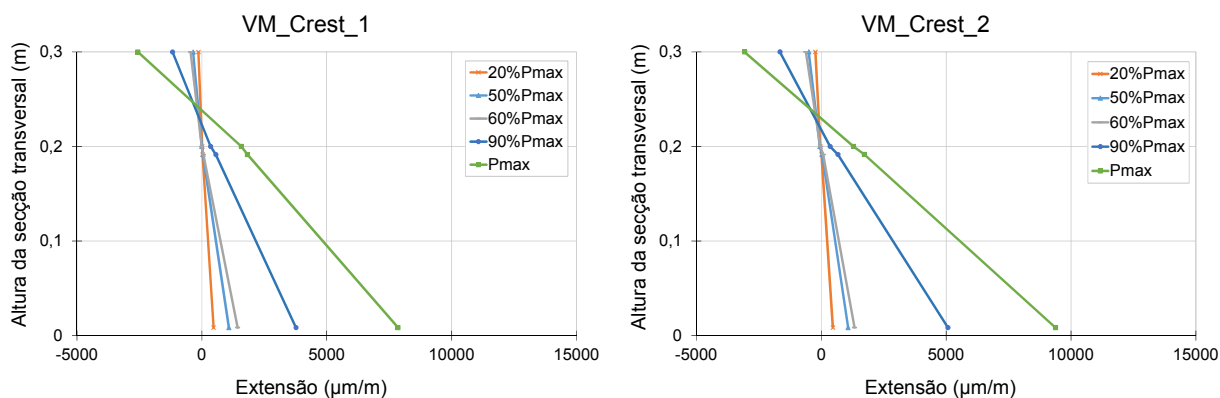
Figura 6.26: Curvas força-extensão em quatro níveis da secção transversal a meio vão: a) Ensaios experimentais; b) Modelos numéricos

A Figura 6.27 apresenta os diagramas de extensão referentes aos ensaios experimentais e aos modelos numéricos, na secção de meio vão. Os diagramas de extensão representados pelos modelos numéricos correspondem aos mesmos patamares de carga definidos anteriormente na análise dos ensaios experimentais. Sempre que, nos modelos numéricos, não eram encontrados pontos com o mesmo valor de carregamento, correspondentes aos patamares de carga pré-definidos nos ensaios experimentais, eram feitas interpolações através de dois pontos adjacentes ao valor desejado ($20\% P_{max}$, $50\% P_{max}$, $60\% P_{max}$ e $90\% P_{max}$) com objetivo de conseguir efetuar a comparação direta entre os modelos numéricos e os ensaios experimentais.

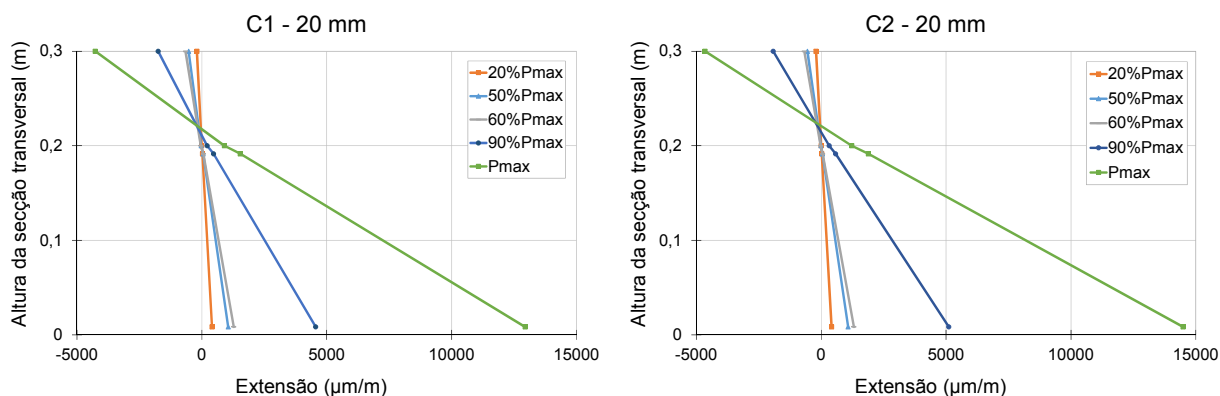
Verifica-se também que, nos modelos numéricos, os diagramas de extensão apresentam-se contínuos e com variação linear ao longo de toda a secção transversal. Observa-se o mesmo

comportamento relativo à extensão que o determinado nos ensaios experimentais até a um carregamento correspondente a $90\%P_{max}$. A partir desse patamar de carga, a extensão observada nos modelos numéricos é bastante superior à obtida nos ensaios experimentais.

Nos ensaios experimentais foi concluído que ocorreu plastificação parcial da secção transversal. Nos modelos numéricos, observou-se plastificação total da secção, quando é atingida a carga máxima.



a) Ensaios experimentais



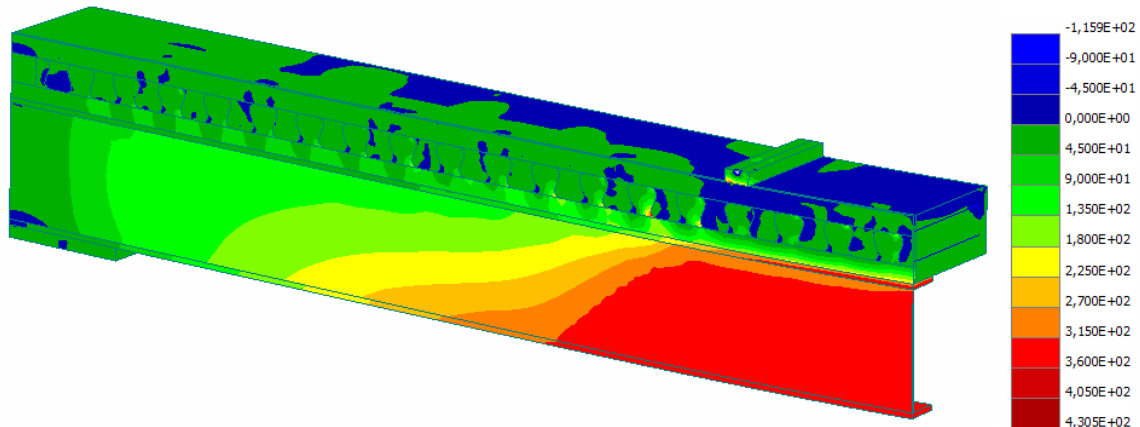
b) Modelos numéricos

Figura 6.27: Curvas força-extensão ao longo da secção transversal a meio vão: a) Ensaios experimentais; b) Modelos numéricos

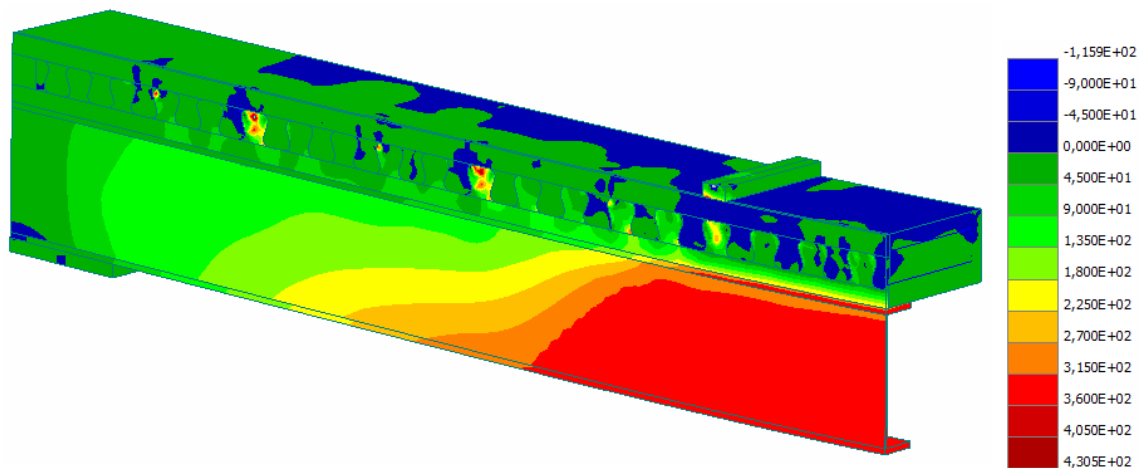
6.4.4 Tensões

Nos modelos numéricos analisados, é possível ainda ter conhecimento das tensões principais no modelo, ao longo dos vários níveis de carregamento definidos. Na Figura 6.28 são representados os diagramas de tensões principais para o patamar de carga máxima atingida em cada modelo.

Observa-se uma elevada proximidade de resultados entre o modelo C1-20 mm e o modelo C2-20 mm. Ambos possuem um valor máximo de tensão principal na secção a meio vão da viga. A tensão principal máxima de compressão obtida nos ensaios de caracterização do betão apresenta um valor médio correspondente a 38 MPa, valor situado entre a gama de valores apresentadas nos modelos numéricos (0 – 45 MPa). Na viga metálica, a tensão principal máxima de tração está definida num intervalo de valores correspondente entre 315 e 360 MPa.



a) Modelo C1-20 mm



b) Modelo C2-20 mm

Figura 6.28: Tensões principais nos modelos numéricos: a) Modelo C1-20 mm; b) Modelo C2-20 mm

Na Tabela 6.4 estão apresentados os resultados das tensões provenientes dos pontos de monitorização definidos em 6.2.6, para os níveis de carregamento correspondentes a valores mais próximos dos momentos críticos estudados ao longo deste trabalho, ou seja, para início de fendilhação (a), abertura da fenda longitudinal na face superior do betão, alinhada com os dentes do conector (b) e carga máxima (c).

Tabela 6.4: Tensões ao longo da secção transversal a meio vão dos modelos numéricos

Modelo	Nível de carregamento	Tensão	Tensão	Tensão	Tensão
		Face sup. betão (MPa)	Face inf. betão (MPa)	Face sup. aço (MPa)	Face inf. aço (MPa)
C1-20 mm	(a) 177 kN	-18,5	-1,6	4,6	308,1
	(b) 231 kN	-32,2	2,6	52,3	331,6
	(c) 266 kN	-46,2	2,7	293,6	344,1
C2-20 mm	(a) 177 kN	-18,9	-1,0	2,4	301,5
	(b) 239 kN	-31,1	2,6	53,3	320,3
	(c) 279 kN	-40,5	3,0	292,8	308,5

Tendo em conta os resultados apresentados na Tabela 6.4, foi possível verificar que o perfil metálico plastifica para um nível de carregamento próximo do momento da abertura da fenda longitudinal na face superior do betão. Devido ao comportamento rígido do conector Crestbond verificado ao longo dos ensaios experimentais, foi atingido o momento plástico da secção com a formação de uma rótula plástica e plastificação do perfil metálico, na secção a meio vão. Neste caso, o fluxo de corte tende a ser máximo a meio vão e menor na secção de apoio, daí a fenda surgir apenas na secção a meio vão da viga mista.

7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 Conclusões

A presente dissertação diz respeito à avaliação do conector *Crestbond* CR40 em vigas mistas, através de uma componente experimental e uma componente numérica. Foram desenvolvidos provetes com geometria que colocasse em evidência o comportamento do conector de forma a avaliar o seu desempenho em elementos mistos. A análise numérica, em confronto com a análise experimental, permite analisar o comportamento do conector com mais detalhe e tirar conclusões mais específicas do comportamento da viga mista.

No processo de desenvolvimento da geometria ideal para o provete a ensaiar, definida no Capítulo 3, foi realizada uma análise paramétrica às dimensões da secção transversal da laje de betão e ao vão da viga, através do programa de cálculo ATENA 2D. Foram definidos seis modelos para efeitos de comparação. Verificou-se que se fosse variada a secção transversal da laje de betão, o comportamento das várias vigas era semelhante e a capacidade de deformação total era próxima. No entanto, se fosse variado o vão da viga, era evidenciado um patamar de deformação sob carga aplicada aproximadamente constante, sendo maior quanto mais elevado fosse o vão da viga.

Estes modelos foram analisados ao longo dos vários níveis de carregamento aplicados, até se dar a rotura da viga. Verificou-se que no momento em se inicia a fendilhação, o perfil metálico ainda não apresenta plastificação em nenhuma zona e o nível de tensão rasante é inferior ao máximo. Quando se atinge a carga máxima, o perfil está praticamente todo plastificado e existem zonas da laje de betão submetidas a uma tensão de compressão elevada, que provoca o correspondente esmagamento do betão.

A geometria adotada pelo modelo numérico, foi confirmada através de uma abordagem analítica, com base num cálculo plástico e de um cálculo elástico da secção. Os resultados

obtidos pelo cálculo elástico permitiram estimar um valor de carga máxima correspondente a 215,5 kN.

Foram fabricados três provetes de vigas mistas iguais com objetivo de analisar o seu comportamento através de ensaios monotônicos e ensaios cíclicos.

A utilização do *software* BIM Tekla Structures na preparação dos provetes e dos ensaios, permitiu a realização dos desenhos representativos de todos os elementos da viga mista de uma forma eficaz. Foi também um suporte essencial, na medida em que forneceu desenhos adequados para enviar às empresas responsáveis pelo fabrico da viga metálica, do conector, da armadura e da cofragem da laje de betão. Do mesmo modo, o *software* permitiu prever as posições dos vários elementos de monitorização com precisão.

Na preparação do ensaio cíclico a realizar sobre a viga VM_Crest_2, foi necessário definir o protocolo de ensaio, tendo em consideração as capacidades do equipamento de ensaio. Durante este processo, foi necessário ajustar adequadamente o ganho do atuador, devido à elevada amplitude de carga pretendida. Assim, ao submeter o ensaio cíclico a uma frequência de 1 Hz (condição que garantia o correto funcionamento de ensaio) estimou-se uma duração para o ensaio de 11 dias, correspondente à aplicação de 1.000 000 de ciclos de carregamento à viga mista. A prolongação do tempo necessário para realizar o ensaio cíclico fez com que não fosse possível analisar a terceira viga fabricada. Deste modo, o plano de ensaios foi reorganizado, para que fosse possível obter todos os resultados previamente definidos nos objetivos desta dissertação. Foi definida toda a instrumentação necessária para avaliar a viga VM_Crest_1 com base em ensaio monotónico e a viga VM_Crest_2 foi submetida a um carregamento cíclico e a um carregamento monotónico.

Os resultados experimentais obtidos, evidenciaram diversos aspetos importantes relacionados com o comportamento do conector *Crestbond* em vigas mistas, tais como o modo de rotura, a carga máxima aplicada durante o ensaio e a capacidade de deformação da viga mista, quando sujeita a esforços de flexão.

No ensaio monotónico realizado à VM_Crest_1, as primeiras fendas registadas apareceram na face inferior da laje de betão, debaixo dos pontos de aplicação do carregamento e junto ao banzo superior da viga metálica, para um carregamento de aproximadamente 180 kN. Surgiu também uma fenda longitudinal na face superior do betão, com início no meio vão e alinhada com a direção do conector, quando o atuador alcançava uma carga de 235 kN. No decorrer do processo de carregamento da viga, a fendilhação foi-se desenvolvendo mais acentuadamente no meio vão, nas faces inferiores e laterais da laje de betão. A rotura ocorreu na seção de aplicação do carregamento, por esmagamento do betão, para uma carga de aproximadamente 284 kN.

A carga máxima atingida em ambos os ensaios experimentais não evidenciou o mesmo comportamento que o esperado na fase de pré-dimensionamento. Além de ter sido desprezada a armadura na fase de pré-dimensionamento, verificou-se também que todos os materiais constituintes da viga mista apresentam uma capacidade resistente superior à de projeto.

Os resultados obtidos no ensaio VM_Crest_1 permitiram definir os parâmetros relativos aos patamares de carga a atribuir no ensaio cíclico (VM_Crest_2_ciclico).

Durante a realização do ensaio VM_Crest_2_ciclico, não foram evidenciados sinais exteriores de fendilhação ou qualquer outro tipo de dano na viga, tendo esta apresentado um comportamento uniforme ao longo de todo o carregamento. No final do ensaio, foi avaliada a possível recuperação da viga ao carregamento imposto, ao qual foi concluído que no processo de descarregamento da viga, foi mobilizada toda a deformação passível de ser recuperada.

A viga testada a carregamento cíclico foi também submetida a um ensaio monotónico designado de VM_Crest_2, com vista a avaliar o comportamento pós-fadiga, confrontando os resultados anteriormente obtidos no ensaio da viga VM_Crest_1. Verificou-se que a fendilhação ocorreu para uma carga de aproximadamente 170 kN, na face inferior do betão, na secção de aplicação do carregamento. Neste ensaio, também foi avistada uma fenda longitudinal, posicionada na face superior da laje de betão. À medida que o carregamento aumenta, as fendas existentes crescem e eram formadas novas fendas ao nível da face inferior da laje de betão, com direção às zonas laterais da mesma. À semelhança do que ocorreu com o ensaio VM_Crest_1, a rotura surgiu na zona de aplicação do carregamento, com um valor de 284 kN. Tanto no ensaio VM_crest_1 como no ensaio VM_Crest_2, observou-se uma encurvadura localizada da armadura, na secção onde ocorreu o esmagamento da laje de betão.

Os ensaios monotónicos foram avaliados com base nos seguintes parâmetros: deslocamento vertical ao longo da secção longitudinal da viga; escorregamento e separação vertical relativos entre a laje de betão e o perfil metálico, medidos nas extremidades do provete e extensão medida em várias fibras de duas secções transversais da viga.

Os resultados relativos ao deslocamento vertical evidenciaram que, em ambos os ensaios, o andamento da curva força-deslocamento sofria variação significativa quando eram observados os seguintes pontos críticos: início de fendilhação; abertura da fenda longitudinal na face superior do betão e carga máxima atingida pela viga. Verificou-se que quase não havia diferença na deformação vertical medida pelos transdutores posicionados a 100 cm das extremidades, mas havia alguma diferença nos transdutores que medem a deformação a meio vão. Desta forma, foi concluído que essa pequena diferença de comportamento pode resultar de uma pequena rotação da viga nos primeiros momentos de carregamento que influenciaram o comportamento durante os ensaios, sendo mais sentida na zona de meio vão.

Os resultados provenientes dos transdutores que mediram o escorregamento relativo entre o elemento metálico e o elemento de betão nas extremidades da viga, permitiram concluir que o escorregamento relativo entre os dois elementos foi praticamente nulo, o que indica que o conector apresenta elevada rigidez, sendo capaz de garantir uma interação quase total entre os dois elementos.

Foram avaliadas as extensões em duas secções transversais da viga: a meio vão e numa secção intermédia posicionada a 100 cm da extremidade 1. Foi avaliada a relação entre a força aplicada e respetiva extensão, ao longo da secção transversal. Estes resultados permitiram observar diferentes comportamentos na curva, para os mesmos patamares de carga definidos no processo de avaliação da deformação vertical da viga. Verificou-se também que o eixo neutro se localiza muito próximo da linha de interface entre as secções de aço e betão, uma vez que as extensões nessa zona são próximas de zero. Na secção a meio vão, foram definidos diagramas de extensão ao longo da secção transversal, para diversos patamares de carga pré-definidos. Os diagramas de extensão apresentam-se contínuos e com variação linear ao longo da secção transversal, sendo válida a hipótese de considerar que houve interação total entre a viga metálica e a laje de betão. Em ambos os ensaios, verificou-se que quando ocorreu rotura do provete, a secção transversal a meio vão encontrava-se quase totalmente plastificada. O perfil metálico plastifica para patamares de carga situados entre 60% e 90% da sua capacidade resistente máxima (P_{max}). O betão nunca atinge a extensão última, uma vez que a extensão correspondente à carga última é inferior à extensão limite de 3500 $\mu\text{m/m}$.

Nos resultados referentes ao ensaio cíclico, foi avaliada a capacidade de resposta da viga ao deslocamento imposto. Foi também verificado que o ruído era escasso e não afetava os resultados obtidos. A amostragem de valores considerada na análise dos resultados referentes aos transdutores de deslocamento e aos extensómetros mostrou ser suficiente e eficaz.

As curvas respeitantes aos transdutores de deslocamento vertical, medido ao longo da secção longitudinal da viga, evidenciam um crescimento relativo dos valores de deformação máxima e mínima nos primeiros ciclos de carga e correspondente estabilização a partir dos 400.000 ciclos. Os transdutores que medem o escorregamento relativo e a separação vertical na interface apresentam valores constantes e próximos de zero, ao longo dos ciclos de carga.

Na análise das extensões efetuadas à viga durante o carregamento cíclico, observaram-se variações consideráveis ao longo dos ciclos de carregamento. Foi colocada a hipótese desses picos de extensão observados serem provocados pelas variações de temperatura no laboratório, ao longo dos dias de ensaio. Para isso, foram subtraídas às medições obtidas nos extensómetros, a parcela referente à influência da dilatação térmica dos materiais. Os resultados relativos às extensões, após o ajuste da temperatura, apresentaram um comportamento muito semelhante à restante instrumentação analisada, ou seja, nota-se um crescimento gradual das extensões nos primeiros ciclos de carregamento e estabilização a partir dos 400.000 ciclos de carregamento.

Na análise das tensões máximas e mínimas apresentadas ao longo dos ciclos de carregamento, foram observadas tensões máximas no betão na ordem dos 50% da resistência à compressão máxima do betão e no aço foram verificadas tensões máximas correspondentes a 40% da tensão de cedência obtida nos ensaios de caracterização dos materiais.

Tendo em conta os resultados obtidos pela instrumentação, verificou-se que carregamento cíclico não provocou perda de rigidez nem perda de capacidade de carga à viga mista.

No capítulo 6 é descrita a modelação numérica dos provetes de vigas mistas analisadas experimentalmente. Foi definido o modelo base através da atribuição de todos os parâmetros necessários à sua representação numérica. O modelo base foi submetido a um processo de calibração onde se variaram as superfícies de contacto definidas pelo conector e o betão nele inserido, com objetivo de chegar a modelos com resultados mais próximos dos experimentais. Os modelos C1-20 mm e C2-20 mm evidenciaram resultados mais próximos dos que foram obtidos na viga VM_Crest_1.

Na análise do comportamento observado e modos de rotura dos modelos numéricos, foram examinadas as várias fases anteriormente apresentadas pelos ensaios monotónicos. O início de fendilhação ocorreu para um carregamento de aproximadamente 170 kN, com o aparecimento de fendas a meio vão e na face inferior do betão. Foi constatado que a fenda longitudinal na face superior da laje de betão se deve ao progressivo esmagamento do betão no interior dos conectores que se propaga até à superfície da laje de betão. A justificação para o aparecimento desta fenda apenas foi possível de conhecer, com a elaboração dos modelos numéricos, uma vez que permitiu avaliar a fendilhação ocorrida no interior dos dentes do conector. Foi possível observar o efeito de pino e foi apurado que o conector se mantém praticamente intacto durante o carregamento imposto, observando-se cunhas de betão esmagado no interior do conector.

Os resultados dos ensaios experimentais foram comparados com os resultados obtidos pelos modelos numéricos, no que diz respeito à deformação vertical, extensões e tensões. Foi possível observar um comportamento muito semelhante, concluindo que os modelos numéricos apresentados representam adequadamente os modelos experimentais testados.

7.2 Desenvolvimentos futuros

A presente dissertação focou-se na análise do conector CR40 aplicado como elemento de conexão em vigas mistas. Os resultados obtidos levantam diversas questões que merecem ser consideradas em trabalhos futuros, de entre as quais se mencionam as seguintes:

- elaboração de modelos numéricos de vigas mistas, com base nos modelos numéricos e experimentais já desenvolvidos nesta tese, efetuando um estudo paramétrico detalhado que permita variar diversos parâmetros da geometria da viga e do conector e observar a sua influência, com base numa análise detalhada e com custos inferiores aos exigidos na análise experimental.
- elaboração de ensaios experimentais onde é utilizada outra geometria para o conector Crestbond em vigas mistas. Neste caso, poderá considerar-se um outro modelo dos conectores desenvolvidos por Veríssimo (2007) ou variar a espessura do conector CR40.
- elaboração de ensaios experimentais em vigas mistas onde o conector é posicionado por troços descontínuos ao longo da viga metálica. Avaliar o comprimento do troço ideal para o conector bem como espaçamento adequado ao correto funcionamento da viga.
- avaliar o comportamento do conector Crestbond em vigas mistas de betão leve, comparando os resultados obtidos com os resultados experimentais apresentados na presente dissertação, estudando se é economicamente viável ou interessante optar por esta solução.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (1957). *Standard Specifications for Highway Bridges*. 7th edition, Washington, D.C.
- AL-ALMERY, R. I. M.; ROBERTS, T. M. (1990). *Nonlinear finite difference analysis of composite beams with partial interaction*. Computers & Structures, Vol.35, n.1.
- ALVA, G.M.S. (2000). *Sobre o projecto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo.
- ARIZUMI, Y.; HAMADA, S. (1981). *Elastic-plastic analysis of composite beams with incomplete interaction*. Finite element method. Computers & Structures, Vol.14.
- ASCE (1960). *Tentative Recommendations for the Design and Construction of Composite Beams and Girders for Buildings*. Progress Report of the Joint ASCE-ACI Committee on Composite Construction. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 85.
- BRADFORD, M. A.; OEHLERS, D. J. (1995). *Composite Steel and Concrete Structural Members*. 1ª.ed. Great Britian: Pergamon.
- CALADO, L. & SANTOS, J. (2010). *Estruturas mistas de aço e betão*. IST PRESS.
- ČERVENKA, J. (2013). “ATENA Program Documentation. Part 4-1: Tutorial for Program ATENA 2D”, Červenka Consulting, Prague.
- ČERVENKA, J. (2013). “ATENA Program Documentation. Part 4-2: Tutorial for Program ATENA 3D”, Červenka Consulting, Prague.
- DAVIS, C. (1969). *Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors*. Structural Engineer.
- DUTRA, C. M. (2014). “*Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas*”, Tese de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Brasil.
-

- EL-LOBODY, E.; LAM, D. (2003). *Finite Element Analysis of Steel-Concrete Composite Girders*. Advances in Structural Engineering, Vol. 6.
- EL-LOBODY, E.; YOUNG, B. (2006). *Performance of shear connection in composite beams with profiled steel sheeting*. Journal of Constructional Steel Research 62: 682–694.
- FAELLA, C.; MARTINELLI, E.; NIGRO, E. (2003). *Shear connection nonlinearity and deflections of steel-concrete composite beams: a simplified method*. Journal of Structural Engineering – ASCE.
- FERREIRA, L. T. S. (2000). *Sistemas construtivos semi-rígidos mistos para edificações*. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- GATTESCO, N. (1999). *Analytical modeling of nonlinear behavior of composite beams with deformable connection*. Journal of Constructional Steel Research, Vol.52.
- HANSWILE, G. (2006). *EN 1994-1-1: Design of Composite Steel and Concrete Structures*. Power Point Presentation. Riga, Letônia.
- HEGGER, J.; SEDLACEK, G.; DOINGHAUS, P.; TRUMPF, H. (2001). *Studies on the ductility of shear connectors when using high-strength concrete*. International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2.
- KALFAS, C.; PAVLIDIS, P.; GALOUSSIS, E. (1997). *Inelastic behaviour of shear connection. Method based on FEM*. Journal of Construction Steel Research.
- KIM, H. Y.; JEONG, Y. J. (2006). *Experimental investigation on behaviour of steel–concrete composite bridge decks with perfobond ribs*. Journal of Constructional Steel Research.
- KIM, B.; WRIGHT, H. D.; CAIRNS, R. (2001). *The behaviour of through deck welded shear connectors: an experimental and numerical study*. Journal of Constructional Steel Research.
- KIRCHHOF, L.D.; NETO, J.M.; MALITE, M.; GONÇALVES, R.M. (2003). *Análise da resposta de modelos numéricos de vigas mistas aço-concreto*. Mecânica Computacional, Vol.23. Argentina.
- KLINSKY, G.E. (1999). *Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- KOTINDA, T. I. (2006). *Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC - USP, São Carlos.
- KRAUS, D.; WURZER, O. (1997). *Bearing capacity of concrete dowels*. IABSE, Innsbruck.
- Kuhlmann, U. (2008). *Design of Composite Beams According to Eurocode 4-1-1*. Power Point Presentation, Eurocodes – Background and Applications. Bruxelas, Bélgica.
- LAM, D.; ELLIOTT, K. S.; NETHERCOT, D. A. (2000). *Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs*. Journal of Constructional Steel Research.
- LEONHARDT, F.; ANDRA, W.; ANDRA, H.P.; HARRE, W. (1987). *Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures)*. Beton und Stahlbetonbau, Berlin.
- MALITE, M. (1990). *Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios*. 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 constituídas por perfis de chapa dobrada*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MIRZA, O.; UY, B. (2010). *Finite element model for the long-term behavior of composite steel-concrete push tests*. Steel and Composite Structures, Vol. 10, Nº 1.
- MOORE, W.P. (1987). *An overview of composite construction in the United States*. Proceedings of the ASCE/IABSE Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, Henniker, New Hampshire.
- NISHIDO, T.; FUJII, K.; ARIYOSHI, T. (2000). *Slip behavior of Perfobond rib shear connectors and its treatment in FEM*. Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Alberta, Canada.
- 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 1994-1-1 (2011). “Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. IPQ.

- OGUEJIOFOR, E. C. (1990). *Behaviour of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. (1992). *Behavior of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests*. Canadian Journal of Civil Engineering, n.19.
- OGUEJIOFOR, E. C. (1994). *Perfobond rib shear connectors for composite beams*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. (1994). *A parametric study of Perfobond rib shear connectors*. Canadian Journal of Civil Engineering, n.21.
- OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. (1995). *Tests of full-size composite beams with Perfobond rib connectors*. Canadian Journal of Civil Engineering, n.22.
- OLIVEIRA, L. A. F. (2007). *Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- OVEN, V. A.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J.; ABUD WALI, A. A. (1997). *An analytical model for the analysis of composite beams with partial interaction*. Computers & Structures, Elsevier Science Ltd., Vol.62, n.3.
- PORCO, G.; SPADEA, G.; ZINCO, R. (1994). *Finite elemento analysis and parametric study of steel-concrete composite beams*. Cement & Concrete Composites. Vol.16, n.4.
- QUDDUSI, F. (1994). *Behaviour of slotted and flexible Perfobond rib shear connectors*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- QURESHI, J.; LAM, D.; YE, J. (2011a). *Effect of shear connector spacing and layout on the shear connector capacity in composite beams*. Journal of Constructional Steel Research.
- QURESHI, J.; LAM, D.; YE, J. (2011b). *The influence of profiled sheeting thickness and shear connector's position on strength and ductility of headed shear connector*. Engineering Structures.
- QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. (2001). *Elementos das estruturas mistas aço-concreto*. Belo Horizonte: Editora O Lutador.

- QUEIROZ, F. D.; VELLASCO, P. C. G. S., NETHERCOT, D. A. (2007). *Finite elemento modelling of composite beams with full and partial shear connection*. Journal of Constructional Steel Research.
- RAZAQPUR, A.G; NOFAL, M. (1989). *A finite element for modeling the nonlinear behavior of shear connectors in composite structures*. Computers and Structures, Vol.32, n.1.
- SALARI, M. R.; SCAPONE, E.; SHING, P. B.; FRANGOPOL, D. M. (1999). *Nonlinear analysis of composite beams with deformable shear connectors*. Journal of Structural Engineering, v.124, n.10.
- SILVA, M. A. P. (2011). *Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond*. Dissertação de Metrado, Universidade Federal de Viçosa, Brasil.
- SILVA, H. P. (2013). *Simulação numérica do comportamento da ligação aço-concreto com conectores Crestbond*. Dissertação de Metrado, Universidade Federal de Viçosa, Brasil.
- SIMÕES, R. (2002). *Aulas teóricas de Estruturas Metálicas e Mistas*. Departamento de Engenharia Civil – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Licenciatura em Engenharia Civil.
- SLUTTER, R. G., DRISCOLL, G. C. (1962). *Test results and design recommendations for composite beams*. Lehigh University Fritz Engineering Laboratory.
- SLUTTER, R. G., DRISCOLL, G. C. (1965). *Flexural strength of steel-concrete composite beams*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.91 n.ST2.
- STUDNICKA, J.; MACHACEK, J.; KRPARA, A.; SVITAKOVA M. (2000). *Perforated shear connector for composite steel and concrete beams*. Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Alberta, Canada.
- 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, Vol.7, n.23.
- VALENTE, I; CRUZ, P. J. S. (2004). *Experimental analysis of Perfobond shear connection between steel and lightweight concrete*. Journal of Constructional Steel Research.

- VALENTE, I. (2007) Experimental studies on shear connection between steel and high strength lightweight concrete, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal.
- VELDANDA, M. R. (1991). *Behavior of Perfobond rib connectors: push-out tests*. Master Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- 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 Sulamericanas de Engenharia Estrutural, UNICAMP.
- VERÍSSIMO, G. S. (2007). *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*. Tese de Doutoramento – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- VIEST, I.M. (1960). *Review of research on composite steel-concrete beams*. Journal of the Structural Division.
- YAM, L.C.; CHAPMAN, J.C. (1968). *The inelastic behaviour of simply supported composite beams of steel and concrete*. Inst. Civ. Engr. Proc. Vol.41.
- ZELLNER, W. (1987). *Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors*. Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction, Henniker.