

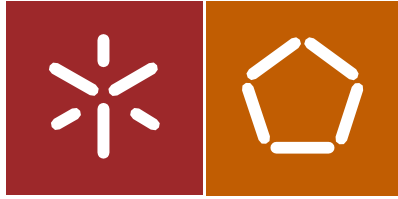
Universidade do Minho

Escola de Engenharia

Joana Azevedo Gonçalves

Sistemas mistos de aço galvanizado e betão
para a construção de estruturas marinhas e
offshores

Outubro de 2021



Universidade do Minho

Escola de Engenharia

Joana Azevedo Gonçalves

**Sistemas mistos de aço galvanizado e betão
para a construção de estruturas marinhas e
offshores**

Dissertação de Mestrado

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do

Professor Doutor Eduardo Nuno Borges Pereira

Professora Doutora Maria Isabel Brito Valente

Outubro de 2021

DIREITOS DE AUTOR E CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO TRABALHO POR TERCEIROS

Este é um trabalho académico que pode ser utilizado por terceiros desde que respeitadas as regras e boas práticas internacionalmente aceites, no que concerne aos direitos de autor e direitos conexos.

Assim, o presente trabalho pode ser utilizado nos termos previstos na licença abaixo indicada.

Caso o utilizador necessite de permissão para poder fazer um uso do trabalho em condições não previstas no licenciamento indicado, deverá contactar o autor, através do RepositóriUM da Universidade do Minho.

Licença concedida aos utilizadores deste trabalho



Atribuição
CC BY

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Agradecimentos

Com o finalizar desta dissertação e também desta etapa da minha vida, quero agradecer a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para que este percurso fosse possível.

Ao professor Eduardo Pereira, orientador científico da dissertação, quero agradecer pela oportunidade, pela disponibilidade, pelo acompanhamento, pelo espírito crítico e ensinamentos transmitidos ao longo da realização da dissertação.

À professora Isabel Valente, co-orientadora científica da dissertação, agradeço pela oportunidade, acompanhamento e disponibilidade demonstrada e também por todo o espírito crítico e de ensinamentos partilhados ao longo do tempo da realização da dissertação.

Ao aluno de doutoramento, Fábio Cruz, que me acompanhou durante todo o período de execução da dissertação, quero muito agradecer por todos os conselhos, ajuda, tempo, acompanhamento, dedicação e ensinamentos transmitidos neste período.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, LEST, pela ajuda e disponibilidade durante a realização dos trabalhos experimentais.

Agradeço também à Universidade do Minho por me ter aberto as portas e proporcionado todos os momentos, ensinamentos e crescimento aos longo destes anos. Será sempre uma segunda casa.

Aos meus colegas e amigos, por todos os momentos vivenciados ao longo desta jornada, desde os momentos de estudo, de partilha, de convívio e distração, em especial à Ângela Alves, sem dúvida a amizade que espero levar para a vida, obrigada por todas as conversas, pelos passeios, pela paciência, e acima de tudo obrigada por estares sempre que eu precisava.

Por fim, e aos mais importantes, à minha família, principalmente, pais, irmão, avós e tia Paula. Sem dúvida os pilares da minha vida, que estão e estarão sempre a apoiar-me. Obrigada por todo o apoio, carinho, amor, dedicação, pela força, incentivo, por aturarem os meus dramas, pelos ensinamentos, por simplesmente estarem sempre que é preciso! Sem vocês nada seria possível, nem fazia sentido!

“Tudo o que vale a pena na vida, dá trabalho conquistar...”

Lourdes trindade

Declaração de integridade

Declaro ter atuado com integridade na elaboração do presente trabalho académico e confirmo que não recorri à prática de plágio, nem a qualquer forma de utilização indevida ou falsificação de informações ou resultados em nenhuma das etapas conducente à sua elaboração.

Mais declaro que conheço e que respeitei o Código de Conduta Ética da Universidade do Minho.

Resumo

A região litoral portuguesa tem sido bastante procurada para habitação, turismo e lazer. Assim, atualmente têm sido desenvolvidas diversas soluções baseadas em estruturas inovadoras como parte de estratégias de reabilitação de zonas costeiras.

A presente dissertação insere-se no ambiente do projeto “NEXT-SEA”. Esse projeto tem como principal objetivo o estudo e a construção de um recife artificial multifuncional (MFAR) e todas as tecnologias associadas que podem fornecer soluções para diferentes estruturas marinhas. No entanto o principal objetivo desta dissertação é estudar a ligação entre os materiais que constituem o módulo do recife, ou seja, estudar o funcionamento misto entre o perfil de aço galvanizado e a camada de betão envolvente, e ainda fazer um estudo para uma possível ligação entre os módulos do recife. Para tal realizaram-se ensaios experimentais para o estudo da aderência entre os materiais, e simulações numéricas para o estudo do conetor entre módulos.

Os resultados experimentais, em geral, foram satisfatórios e permitiram perceber que quanto maior for o comprimento de ligação entre os materiais melhor o comportamento do módulo. No entanto se o tubo de aço apresentar furações ao longo do seu comprimento é necessário que a dimensão do cubo de betão seja maior, para que o ensaio aconteça até a uma força residual constante e não fissure logo após atingir a força máxima, o que inviabiliza a caracterização do comportamento de aderência.

Realizaram-se também simulações numéricas dos ensaios experimentais, com o objetivo de complementar a análise de resultados e de calibrar modelos numéricos para os estudos realizados. Contudo, não foi possível concluir o estudo da lei de aderência entre os materiais em estudo, pois apenas se conseguiu simular os resultados experimentais adotando uma lei linear de amolecimento para a interface, e idealmente deveria ter sido aplicada uma lei bilinear ou multilinear.

Por fim, realizaram-se simulações numéricas para um possível sistema de ligação entre os módulos do recife. Este estudo permitiu assim perceber qual as possíveis dimensões do conetor entre os módulos e ainda perceber qual o elemento mais solicitado.

Palavras-chave: Recife artificial multifuncional; betão; aço galvanizado; aderência; ensaios experimentais; simulações numéricas

Abstract

The Portuguese coastal region has been in great demand for housing, tourism and leisure. Thus, several solutions based on innovative structures have been developed as part of rehabilitation strategies for coastal zones.

This dissertation is part of the "NEXT-SEA" project. This project has as main objective the study and the construction of a multifunctional artificial reef (MFAR) and all associated technologies that can provide solutions for different marine structures. However, the main objective of this dissertation is to study the connection between the materials that constitute the reef module, i.e., to study the mixed operation between the galvanized steel profile and the surrounding concrete layer and also to make a study for a possible connection between the reef modules. To this end, experimental tests were performed to study the adherence between the materials, and numerical simulations to study the connector between the modules.

The experimental results, in general, were satisfactory and allowed to realize that the longer the connection length between the materials the better the behavior of the modulus. However, if the steel tube presents holes along its length it is necessary to increase the dimensions of the concrete cube in order to obtain valid results.

Numerical simulations of the experimental tests were also performed, in order to complement the analysis of results and to calibrate numerical models for the studies performed. However, it was not possible to conclude the study on the adhesion constitutive law between the materials under study, because it was only possible to adopt a linear law at the interface, and ideally a bilinear law is required.

Finally, numerical simulations were performed for a possible connection system between the reef modules. This study allowed to understand the possible dimensions of the connector between the modules and also to understand which element is the most stressed.

Keywords: artificial multifunctional reef; concrete; galvanized steel; adhesion; experimental tests; numerical simulations

Índice

Agradecimentos.....	iv
Declaração de integridade.....	v
Resumo.....	vi
Abstract.....	vii
Índice.....	viii
Lista de figuras.....	xi
Lista de tabelas.....	xv
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento geral.....	1
1.2 Objetivos e metodologia.....	2
1.3 Estrutura da dissertação.....	3
2 Estado do Conhecimento.....	5
2.1 Influência do meio marinho nas estruturas de betão armado.....	5
2.1.1 Identificação das ações em ambiente marinho.....	6
2.1.2 Caraterização do ambiente marinho.....	7
2.1.3 Zonas de exposição de uma estrutura de betão armado em ambiente marinho.....	10
2.2 Corrosão geral das armaduras.....	12
2.3 A natureza do revestimento galvanizado.....	13
2.4 Aderência betão-aço.....	18
2.4.1 Ensaio que permitem avaliar a interação entre o aço galvanizado e o betão.....	18
2.4.2 Principais aspetos que podem afetar a aderência da ligação mista.....	22
3 Recifes artificiais.....	27
3.1 Introdução.....	27
3.2 Recifes artificiais existentes.....	28

3.3	Projeto estrutural do MFAR em estudo	30
3.3.1	Projeto geométrico.....	30
3.3.2	Projeto estrutural	31
3.3.3	Sistema estrutural do MFAR em estudo.....	32
3.3.4	Sistema de ligação entre módulos.....	33
3.3.5	Conclusões.....	34
4	Ensaio experimentais.....	35
4.1	Geometria, materiais e preparação dos provetes.....	35
4.1.1	Geometria dos provetes	35
4.1.2	Materiais utilizados	38
4.1.3	Preparação dos provetes.....	38
4.2	Ensaio de compressão.....	40
4.2.1	Programa experimental.....	40
4.2.2	Resultados e discussão.....	41
4.3	Ensaio de pushout.....	43
4.3.1	Programa experimental.....	43
4.3.2	Resultados e discussão.....	45
5	Modelação e simulação numérica dos ensaios de aderência entre betão e aço galvanizado	61
5.1	Introdução.....	61
5.2	Propriedades dos materiais	61
5.3	Discretização da malha de elementos finitos e estudo de convergência	62
5.3.1	Discretização macro da geometria, condições de apoio e de carregamento.....	62
5.3.2	Estudo da convergência da malha.....	62
5.4	Comparação entre modelos (modelo 150mm vs modelo 200mm)	66
5.4.1	Análise da deformada da estrutura.....	66

5.4.2	Análise das tensões no modelo	67
5.5	Simulação numérica dos ensaios de aderência	72
5.5.1	Modelos numéricos usados na análise do problema em estudo	72
5.5.2	Simplificações consideradas no modelo	74
5.5.3	Propriedades do modelo CZM	75
5.5.4	Resultados e análises	77
6	Modelação e simulação numérica do conetor entre módulos do MFAR	84
6.1	Introdução.....	84
6.2	Modelos numéricos usados na modelação do problema em estudo.....	85
6.3	Propriedades dos materiais e tipo de contactos.....	87
6.3.1	Propriedades dos materiais.....	87
6.3.2	Tipo de contactos considerados	88
6.4	Modelo FEM.....	89
6.4.1	Geometria global, condições de apoio e de carregamento.....	89
6.4.2	Discretização da malha de elementos finitos e estudo de convergência.....	90
6.4.3	Resultados e análises	93
6.4.4	Conclusões.....	119
7	Conclusões e futuros desenvolvimentos	121
7.1	Conclusões	121
7.2	Futuros desenvolvimentos	122
	Referencias bibliográficas.....	124
	Anexo I – Ficha técnica do tubo de aço galvanizado	127

Lista de figuras

Figura 2.1: Quantidade de sais presentes na água do mar (Serra, 2012)	7
Figura 2.2: Geração das ondas marítimas (Serra, 2012)	9
Figura 2.3: Dependência da concentração de sal em função da velocidade do vento e da distância à costa (Serra, 2012)	10
Figura 2.4: Diferentes zonas de exposição marítima (Mota, 2006)	11
Figura 2.5: Processo da corrosão (Pedrosa, 2008)	13
Figura 2.6: Fotomicrografia do aço revestido por galvanização por imersão a quente (<i>American Galvanizers Association, 2020b</i>)	15
Figura 2.7: Efeito de sandelin	17
Figura 2.8: Ensaio de arrancamento (Camões et al., 2008)	19
Figura 2.9: Resultados do ensaio de arrancamento (Camões et al., 2008)	20
Figura 2.10: Esquema do método CAIM (Ortolan et al., 2017)	20
Figura 2.11: Resultados obtidos com o ensaio CAIM (Ortolan et al., 2017)	22
Figura 2.12 : Taxa de corrosão do zinco em função do pH do ambiente (Yeomans, 2004)	24
Figura 2.13: Valores máximos recomendados do teor de cloretos no betão (NPEN-206-1, 2007)	24
Figura 3.1: Recife de Boscombe (Bento, 2016)	29
Figura 3.2: (a) módulo individual do recife e (b) estrutura possível de um MFAR	30
Figura 3.3: Módulo com betão e varões de aço galvanizado (Cruz et al., 2019)	32
Figura 3.4: Módulo com betão e tubo de aço galvanizado com furos ao longo do comprimento (Cruz et al., 2019)	33
Figura 3.5: Sistema de ligação entre módulos do MFAR (Cruz et al., 2019)	34
Figura 4.1: Esquema apresentando os provetes utilizados para o ensaio de compressão	36
Figura 4.2: Esquema dos provetes para o ensaio push-out	37
Figura 4.3: Preparação dos tubos de aço galvanizado e moldes para a colocação do betão, incluindo os elementos de aligeiramento	37
Figura 4.4: (a) Mistura de betão (b) Ensaio de abaixamento	39
Figura 4.5: (a) descofragem dos provetes e (b) retificação dos provetes cilíndricos	40
Figura 4.6: (a) esquema do ensaio de compressão e (b) ensaio de compressão	40
Figura 4.7: Roturas satisfatórias de provetes cilíndricos (<i>NP EN 12390-3: 2009, 2009</i>)	41

Figura 4.8: Modos de rotura dos provetes ensaiados (a) aos 7 dias de idade e (b) aos 28 dias de idade.....	42
Figura 4.9: Esquema do ensaio pushout	44
Figura 4.10 : (a) início do ensaio; (b) fim do ensaio; (c) vista inferior do provete antes do ensaio, (d) interface após a remoção do tubo e (e) parte inferior do provete após o ensaio.....	45
Figura 4.11: Respostas força versus deslocamento para os provetes com LB de 50 mm	47
Figura 4.12: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 75 mm	48
Figura 4.13: Fissura do provete M04_LB75_03	49
Figura 4.14: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 100 mm	50
Figura 4.15: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 100 mm e furo de 40mm no tubo de aço galvanizado	51
Figura 4.16: Provete M04_LB100_H40_01 após o ensaio.....	52
Figura 4.17: Provete M04_LB100_H40_02 após o ensaio.....	52
Figura 4.18: Provete M04_LB100_H40_03 após o ensaio.....	52
Figura 4.19: Posição dos LVDT 's	54
Figura 4.20: Influência do comprimento de embebimento na força máxima.....	55
Figura 4.21: Influência do comprimento de embebimento do deslizamento na fase carregada correspondente a força máxima	56
Figura 4.22: Influência do comprimento de embebimento na tensão máxima	58
Figura 4.23: Influência do comprimento de embebimento na energia dissipada.....	59
Figura 4.24: Influência do comprimento de embebimento na rigidez	60
Figura 5.1: Discretização da geometria do modelo	62
Figura 5.2 : Pontos utilizados no estudo da convergência da malha.....	63
Figura 5.3: Discretização de elementos finitos.....	64
Figura 5.4: Deslocamento vertical entre materiais	65
Figura 5.5: Deformada da estrutura para um deslocamento vertical imposto de 1mm: (a) bloco com 150 mm de aresta, (b) bloco com 200 mm de aresta.....	66
Figura 5.6: Força versus deslocamento vertical relativo entre os materiais	67
Figura 5.7: Tensões principais máximas	68
Figura 5.8: Tensões principais mínimas	69
Figura 5.9: Tensões na direção xx (S_{xx}).....	70
Figura 5.10: Esquema da lei bilinear do modelo CZM.....	72

Figura 5.11: Condições de apoio e carregamento do modelo simplificado.....	75
Figura 5.12: Curvas médias experimentais das diferentes series ensaiadas	76
Figura 5.13: Pontos seleccionados para construir as curvas força versus deslocamento vertical relativo entre pontos: (a) provetes sem furos no tubo de aço (b) provete com furos no tubo de aço	77
Figura 5.14: Influência do coeficiente de amortecimento artificial na resposta	78
Figura 5.15: Influência do coeficiente de amortecimento artificial na resposta - Parte inicial da resposta	78
Figura 5.16: Tensão tangencial máxima.....	79
Figura 5.17: Deformadas do modelo.....	79
Figura 5.18: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 50 mm	80
Figura 5.19: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 75 mm	80
Figura 5.20: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 100 mm	81
Figura 5.21: Curvas que relacionam força e deslocamento para os provetes com LB de 100 mm e furos de 40 mm.....	81
Figura 5.22: Tensão tangencial máxima numérica.....	82
Figura 6.1: Esquema do sistema de ligação entre módulos do MFAR.....	84
Figura 6.2: Pormenor do elemento metálico de ligação	84
Figura 6.3: Modelo bilinear de endurecimento isotrópico (ANSYS Inc., 2020).....	86
Figura 6.4: Modelo em estudo	89
Figura 6.5: Condições de apoio e de carregamento do modelo.....	90
Figura 6.6: Pontos utilizados no estudo da convergência da malha.....	91
Figura 6.7: Discretização de elementos finitos.....	92
Figura 6.8: Deformação vertical	93
Figura 6.9: Ponto seleccionado para construir as curvas força total <i>versus</i> deslocamento vertical	94
Figura 6.10: Curvas força total <i>versus</i> deslocamento vertical de todas as simulações realizadas	95
Figura 6.11: Deformada dos modelos com contacto <i>bonded</i> para uma força de 50 kN	96
Figura 6.12: Zona inicial das curvas força total <i>versus</i> deslocamento para as simulações com contactos <i>bonded</i>	97
Figura 6.13: Deformada dos modelos com contacto reais para uma força de 14 kN	98

Figura 6.14: Curvas força total <i>versus</i> deslocamento relativo para as simulações de contactos reais	99
Figura 6.15: Direcção das tensões principais no betão para o provete D15_L_B	101
Figura 6.16: Direcção das tensões principais no betão para o provete D15_L_CR	103
Figura 6.17: Direcção das tensões principais no betão para o provete D15_NL_B	106
Figura 6.18: Direcção das tensões principais no betão para o provete D15_NL_CR	108
Figura 6.19: Direcção das tensões principais no betão para o provete D16_L_B	110
Figura 6.20: Direcção das tensões principais no betão para o provete D16_L_CR	113
Figura 6.21: Direcção das tensões principais no betão para o provete D16_NL_B	115
Figura 6.22: Direcção das tensões principais no betão para o provete D16_NL_CR	117

Lista de tabelas

Tabela 2.1: Etapas fundamentais no processo de galvanização	14
Tabela 2.2: Composição química desejável do aço para galvanização.....	16
Tabela 2.3: Variáveis ensaiadas	21
Tabela 4.1: Composição do betão utilizado no ensaio experimental	38
Tabela 4.2: Caracterização do betão por ensaios de compressão	42
Tabela 4.3: Resultados obtidos na serie LB50mm.....	47
Tabela 4.4: Resultados obtidos na serie LB75mm.....	49
Tabela 4.5: Resultados obtidos na serie LB100mm.....	50
Tabela 4.6: Resultados obtidos na serie LB100mm_H40mm	53
Tabela 4.7: Deformação elástica do tubo de aço em cada provete.....	54
Tabela 4.8: Influência do comprimento de embebimento na força máxima	55
Tabela 4.9: Influência do comprimento de embebimento do deslizamento na fase carregada correspondente a força máxima	56
Tabela 4.10: Influência do comprimento de embebimento na tensão máxima.....	57
Tabela 4.11: Influência do comprimento de embebimento na energia dissipada	58
Tabela 4.12: Influência do comprimento de embebimento na rigidez.....	59
Tabela 5.1: Propriedades lineares dos materiais	61
Tabela 5.2: Deslocamento vertical entre materiais.....	65
Tabela 5.3: Resultados das tensões no ponto de controlo do modelo.....	71
Tabela 5.4: Parâmetros introduzidos no modelo no modo II nos diferentes critérios	74
Tabela 5.5: Parâmetros a utilizar no modelo CZM	77
Tabela 5.6: Comparação entre modelos experimentais e modelos numericos	83
Tabela 6.1: Parâmetros do modelo microplano de dano plástico	86
Tabela 6.2: Variáveis utilizadas no modelo de não linearidade do betão	88
Tabela 6.3: Tipos de contacto considerados.....	88
Tabela 6.4: Deformação vertical em cada um dos pontos seleccionados	93
Tabela 6.5: Designação	93
Tabela 6.6: Deslocamentos das simulações com contactos <i>bonded</i>	98
Tabela 6.7: Deslocamentos das simulações com contactos reais.....	100
Tabela 6.8: Distribuição das tensões no provete D15_L_B	102
Tabela 6.9: Distribuição das tensões no provete D15_L_CR.....	104

Tabela 6.10: Distribuição das tensões no provete D15_NL_B.....	106
Tabela 6.11: Distribuição das tensões no provete D15_NL_CR	109
Tabela 6.12: Distribuição das tensões no provete D16_L_B.....	111
Tabela 6.13: Distribuição das tensões no provete D16_L_CR.....	114
Tabela 6.14: Distribuição das tensões no provete D16_NL_B.....	116
Tabela 6.15: Distribuição das tensões no provete D16_NL_CR	118
Tabela 6.16: Resumo da tensão crítica em cada modelo.....	120

1 Introdução

1.1 Enquadramento geral

A costa continental portuguesa tem cerca de 943 Km o que obriga a uma gestão e manutenção adequadas, de modo a encontrar soluções apropriadas para os problemas de cada local, incluindo o facto de ser muito procurada para habitação, turismo e lazer. (Simões, 2013).

No entanto, existe uma maior preocupação relativamente a patologias e durabilidade das construções em ambiente marinho, uma vez que nestes ambientes as estruturas são frequentemente afetadas por diversos fatores externos. O ataque agressivo dos cloretos presentes na água do mar provoca a aceleração da degradação do betão presente nas estruturas desse meio, o que consequentemente provoca uma redução da vida útil da estrutura (SILVA, 2017). Assim, torna-se indispensável estudar as interações entre o meio ambiente e os materiais, de modo a otimizar o período de vida útil das estruturas, pois segundo Larry Masters *“Nenhum material é por si próprio durável; é a interação entre o material e o ambiente a que está exposto que determina a sua durabilidade”* (Serra, 2012).

Atualmente têm sido desenvolvidas diversas soluções baseadas em estruturas inovadoras como parte de estratégias de reabilitação de zonas costeiras. Assim, a presente dissertação insere-se no ambiente do projeto “NEXT-SEA: Next Generation Monitoring of Coastal Systems in a Scenario of Global Change”, projeto esse que tem como principal objetivo o estudo e a construção de recifes artificiais multifuncionais (MFAR) e todas as tecnologias associadas que podem fornecer soluções para diferentes estruturas costeiras e offshore.

Cada módulo do recife artificial multifuncional será composto por uma mistura de betão reforçado com aço galvanizado (Cruz et al., 2019). Desde a sua invenção, o betão armado é utilizado para diferentes tipos de estruturas. Os desenvolvimentos tecnológicos dos materiais, dos métodos construtivos e dos equipamentos de construção permitiram a vasta utilização destes materiais (Do et al., 2007). No entanto, a aderência entre o aço galvanizado e o betão é ainda uma área de investigação onde o número de estudos desenvolvidos é reduzido, assim um dos objetivos deste trabalho consiste no estudo mais aprofundado dos fatores que podem influenciar o comportamento da ligação e que podem comprometer o funcionamento compósito dos elementos estruturais.

1.2 Objetivos e metodologia

O principal objetivo da presente dissertação é o de contribuir para o desenvolvimento de MFARs, sendo estas estruturas recentes e inovadoras. O presente trabalho focou-se em particular no estudo da aderência entre os materiais que futuramente irão contemplar o MFAR, e no estudo de uma solução para a ligação entre os diversos módulos do recife admitindo o uso de aço galvanizado e betão. Neste contexto, identificam-se os principais objetivos seguintes:

1. Compreensão do comportamento de aderência entre o betão e o aço galvanizado;
2. Desenvolvimento de procedimentos para simulação numérica do comportamento de elementos compósitos betão-aço galvanizado, incluindo a compreensão da lei constitutiva a adotar em elementos de interface e as estratégias numéricas a adotar;
3. Compreensão do comportamento estrutural e conceção de sistemas de ligação entre módulos construídos com base em sistemas mistos betão-aço galvanizado, com base na simulação numérica

Para alcançar os objetivos descritos anteriormente, realizou-se inicialmente uma pesquisa bibliográfica sobre o processo de galvanização, a aderência entre aço e betão e também sobre os recifes já construídos, com recurso a documentação disponível, através de publicações existentes, de pesquisas na internet e bibliografia disponibilizada pelos orientadores. A pesquisa realizada permitiu perceber quais os principais fatores que interferem na aderência entre os materiais em estudo e ter consciência da evolução da construção dos recifes em todo o mundo. A pesquisa bibliográfica realizada mostrou que o estudo da aderência entre o aço galvanizado e o betão é uma área da investigação ainda pouco desenvolvida, principalmente quando o objetivo é a colocação dos materiais em ambiente marinho.

Numa segunda fase, procedeu-se aos ensaios experimentais, onde se caracterizou os materiais utilizados, se realizou ensaios de aderência entre os mesmos. Os ensaios foram realizados no laboratório de estruturas (LEST) da Universidade do Minho com todos os equipamentos apropriados. Todos os resultados experimentais foram devidamente analisados e discutidos.

Numa terceira fase, realizaram-se simulações numéricas dos ensaios de aderência, numa tentativa de calibrar o modelo com os valores do ensaio experimental, com o objetivo de futuramente serem analisados diferentes características de betão ou diferentes comprimentos de ligação entre as matérias, sem, no entanto, necessitar de realizar ensaios experimentais. Realizaram-se ainda,

simulações numéricas para o estudo de uma solução de ligação entre os diversos módulos do recife e perceber assim, qual a sua geometria.

Por fim, redigiu-se a presente dissertação onde se descrevem todos os procedimentos, resultados obtidos, discussões dos mesmos e ainda as principais conclusões.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está dividida em sete capítulos essenciais para responder ao tema proposto. O primeiro capítulo apresenta, de forma breve, um enquadramento temático da dissertação, os seus objetivos e a metodologia adotada para a sua execução.

No segundo capítulo é apresentada uma revisão do estado do conhecimento sobre os principais temas abordados ao longo de todo o trabalho. Inicialmente estudou-se a influencia que os meios marinhos têm nas estruturas de betão armado e as questões associadas à corrosão das armaduras. Abordou-se ainda o processo de galvanização do aço, de modo a entender a influência que estes têm na aderência com o betão. Por fim apresentaram-se, os principais aspetos que podem influenciar a aderência entre o betão e o aço.

No terceiro capítulo, é apresentado o conceito de recife artificial multifuncional (MFAR) e feita uma breve descrição sobre os recifes artificiais já contruídos. Posteriormente é apresentada a estrutura do MFAR em estudo, que suportou a realização desta dissertação.

No quarto capítulo são descritos os ensaios experimentais realizados e os respetivos resultados. Este inicia-se com a descrição de todo o programa experimental, desde geometria dos provetes, seleção dos materiais, preparação dos provetes e configurações dos ensaios adotados. Posteriormente, apresentam-se os resultados obtidos e a sua análise detalhada.

No quinto capítulo, apresentam-se as simulações numéricas dos ensaios de aderência (descritos no capítulo quatro), desenvolvidos com recurso ao software Ansys. São detalhadas todas as estratégias adotadas e apresentados os resultados obtidos.

No sexto capítulo, apresentam-se simulações numéricas para o conetor entre módulos do MFAR, desenvolvidas com recurso ao software Ansys. São ainda detalhadas todas as estratégias e simplificações adotadas, e apresentados e discutidos os resultados obtidos.

Por último, no sétimo capítulo, apresenta-se as principais conclusões de todo o trabalho realizado. São apresentadas também algumas sugestões para trabalhos futuros sobre o tema estudado ao longo de toda a dissertação.

2 Estado do Conhecimento

2.1 Influência do meio marinho nas estruturas de betão armado

Um dos problemas da atualidade é o impacto que as alterações globais provocam nos ecossistemas e nas atividades humanas. Assim, ao longo dos últimos anos têm sido estudadas e desenvolvidas soluções que permitem sustentar a população em constante crescimento e promover a sustentabilidade das atividades humanas (Cruz et al., 2019).

A exploração dos recursos marinhos abrange várias áreas que vão desde a alimentação, saúde, economia, produção de energias renováveis, exploração de recursos minerais, entre outras. Apesar da sua relevância na sociedade, estas atividades apresentam elevado potencial de causar impactos nos ambientes marinhos. Neste contexto têm sido desenvolvidas soluções baseadas em estruturas inovadoras como parte de estratégias de reabilitação de zonas costeiras. O meio marinho abrange as áreas próximas ao oceano, incluindo as zonas costeiras, zonas estas que normalmente podem chegar a 10 km da linha da costa (Serra, 2012).

O desenvolvimento de uma estrutura em ambiente marinho é um processo multidisciplinar complexo, demorado e dispendioso. É necessário ter em atenção diversos fatores como a função, a localização e a profundidade da estrutura, bem como os equipamentos e materiais para a sua construção. Devem considerar-se ainda os dados meteorológicos e oceanográficos bem como o tipo de substrato das fundações, uma vez que este tem influência direta na estabilidade da estrutura. É importante garantir que são cumpridos todos os aspetos burocráticos com as autoridades competentes tendo em conta os procedimentos, critérios e regulamentações deste tipo de estruturas (Cruz et al., 2019).

Uma particularidade deste meio é o facto de existirem diversas zonas de exposição na mesma estrutura, o que provoca diferentes mecanismos de deterioração ao longo do mesmo elemento, (Serra, 2012). Assim, o ambiente marinho é considerado um dos meios mais agressivos uma vez que as estruturas presentes nesse ambiente são sujeitas a ataques físicos, químicos ou biológicos que provocam a degradação do material e conseqüentemente uma diminuição da sua capacidade resistente (Balestra et al., 2017).

Este meio necessita ainda de especial atenção para assegurar o desempenho e a vida útil da estrutura, uma vez que apresenta várias características que alteram a aderência entre os materiais em estudo, como a composição e a temperatura da água do mar, as marés, a alturas das ondas,

o nevoeiro marítimo e a interação do fluido-estrutura. A aderência entre o betão e o aço é importante para assegurar o bom comportamento das estruturas de betão armado, garantindo que os materiais trabalhem em conjunto.

2.1.1 Identificação das ações em ambiente marinho

O custo total das estruturas marítimas leva a que seja necessário ter um cuidado redobrado na fase de dimensionamento de modo a garantir segurança, economia e um adequado comportamento funcional (Rei, 2017). Assim, para dimensionar qualquer estrutura é necessário identificar e quantificar as ações a que esta irá estar sujeita ao longo da sua vida útil. No entanto, as estruturas marinhas apresentam algumas particularidades que resultam da sua localização (Oliveira, 2016). Por exemplo, quando ocorrem grandes tempestades, existe uma subida significativa do nível do mar que com a agitação pode provocar a instabilidade da estrutura e levar a grandes custos de reparação, caso estas ações não tenham sido tidas em conta no dimensionamento da mesma (Rei, 2017).

Assim, neste tipo de estruturas pode-se dividir as ações em permanentes, variáveis, ambientais e acidentais. Nas ações permanentes inclui-se o peso próprio da estrutura e do equipamento de monitorização a ela associado. No caso da exploração do petróleo ou energias renováveis, é quantificada também a maquinaria necessária à sua atividade. Nas ações variáveis identificam-se as forças exercidas durante a sua construção, instalação e uso normal da estrutura, como por exemplo, as oscilações, os trabalhadores, o peso do material armazenado, o fluido e o gás, entre outros (Oliveira, 2016).

Quanto às ações ambientais consideram-se a ação do vento e do mar, onde se destacam as ondas, os efeitos das marés e das correntes, o crescimento marinho e quando aplicável a ação da neve e do gelo. A quantificação destas ações é um trabalho complexo e incerto, uma vez que estas ações não são lineares no espaço e no tempo, necessitando do registo histórico para antecipar o comportamento da estrutura. É necessário ter especial atenção às ações hidrodinâmicas, que podem ter origem nas correntes provocadas pelas marés ou no movimento oscilatório das ondas provocado pelo vento (Oliveira, 2016). Nas ações acidentais, temos por exemplo, explosões, colisões de objetos, como navios, submarinos entre outros.

Para uma melhor compreensão e conhecimento do cálculo das ações anteriormente identificadas, recomenda-se a leitura das referências (Oliveira, 2016), (Lucas et al., 2015), (Cruz, 2021).

2.1.2 Caracterização do ambiente marinho

2.1.2.1 Composição química da água do mar

Estima-se que a água salgada dos oceanos seja constituída por 96.5% de água e cerca de 3.5% de substâncias dissolvidas, como sais inorgânicos, gases dissolvidos e compostos orgânicos.

Em média, a salinidade nos oceanos é de 35 g/L. Este valor pode variar tendo em conta a dinâmica entre a evaporação e a precipitação do local. Quanto mais elevada é a evaporação maiores os valores de salinidade. Assim sendo, as regiões tropicais apresentam maior salinidade do que as regiões temperadas. Nas zonas costeiras, o valor da salinidade varia consoante a zona (Serra, 2012).

O potencial hidrogénico (PH) em ambiente marinho é considerado alcalino, podendo variar entre 7.5 e 8.4.

A Figura 2.1 mostra uma constituição comum da água do mar, que apresenta 27 g/L de cloreto de sódio (NaCl), 3.2 g/L de cloreto de magnésio (MgCl₂), 2.2 g/L de sulfato de magnésio (MgSO₄) e 1.3 g/L de sulfato de cálcio (CaSO₄).

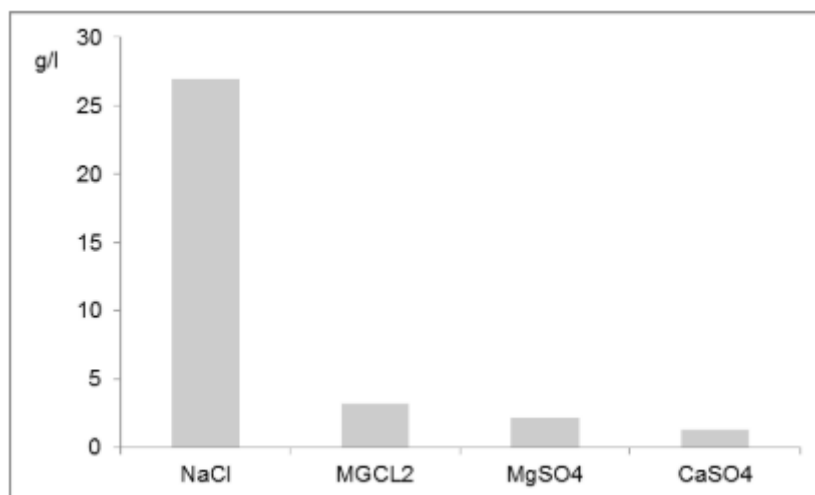


Figura 2.1: Quantidade de sais presentes na água do mar (Serra, 2012)

Dos sais apresentados, os de magnésio são os mais desvantajosos para o material betão, nomeadamente para certos produtos hidratados da pasta de cimento, enquanto os cloretos são mais prejudiciais na corrosão das armaduras. Outro elemento muito importante no processo de corrosão das armaduras é a presença de oxigénio, que apresenta maior concentração nos primeiros 20 m de profundidade (Serra, 2012).

As bactérias anaeróbias produzem ácido sulfídrico, que posteriormente é convertido em ácido sulfúrico pelas bactérias aeróbias, o que leva a uma diminuição do PH da água, contribuindo assim para a deterioração da pasta de cimento. Existem também certos organismos marinhos que expelem ácidos capazes de destruir o betão localmente o que conseqüentemente provoca a corrosão das armaduras (Serra, 2012).

2.1.2.2 Temperatura da água do mar

A temperatura da água do mar tem consequência nos processos de degradação dos materiais. Para temperaturas inferiores, a ação dos sulfatos é mais desfavorável. Com o aumento da temperatura existe um aceleração do processo de deterioração, uma vez que com o calor, a velocidade das reações químicas duplica com um aumento de 10°C (Serra, 2012).

Na superfície, a temperatura da água pode variar entre -2°C e 30°C. Com o aumento da profundidade a temperatura têm tendência a descer, estabilizando para profundidades dos 100 m aos 1000 m em temperaturas de 2°C a 5°C (Serra, 2012).

Existem quatro níveis para as condições de temperatura da água em ambientes marinhos:

- Frio: temperaturas de congelam a água;
- Temperado: temperaturas medias anuais de 10-20°C com chuva moderadas e raramente existe o congelamento das águas;
- Quente e seco: climas com pouca chuva e temperaturas de verão superiores a 45°C, como os desertos;
- Quente e húmido: temperaturas médias anuais não superiores a 30°C, como os climas tropicais;

2.1.2.3 Altura das ondas

A maioria das ondas marítimas são consideradas ondas superficiais e progressivas. Denominam-se ondas superficiais porque se deslocam ao longo da superfície que separa o meio atmosférico do meio hídrico e progressivas por se deslocarem na direção da superfície terrestre, isto é, movem-se relativamente à superfície terrestre e transferem energia de um ponto para outro, geralmente no sentido do mar para o litoral (*Glossário RGCI - Ondas Marinhas*, 2007).

Como se pode observar a Figura 2.2, a altura da onda depende do comprimento de água sobre o qual o vento sopra na zona onde são geradas, normalmente designado por *fetch*, e da velocidade do vento.

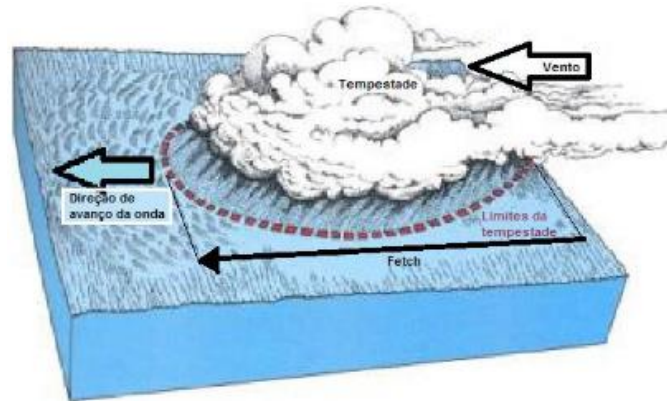


Figura 2.2: Geração das ondas marítimas (Serra, 2012)

A profundidade da coluna de água influencia bastante a velocidade de propagação da onda. Com a aproximação à costa, isto é, com a diminuição da temperatura, a velocidade da onda diminui. No entanto para contrariar esta diminuição de velocidade, a altura da onda aumenta para manter as transferências de energia. Em todo o processo de transferência de energia, existe alguma dissipação da mesma, através da movimentação dos sedimentos do fundo do mar e na zona da rebentação da onda. A altura das ondas é muito importante na definição da estrutura marinha pois esta é um dos principais agentes de erosão. (Serra, 2012)

2.1.2.4 Marés

O nível das águas do mar depende da pressão atmosférica, da agitação marítima, dos ventos e da maré astronómica. As marés dependem principalmente da maré astronómica, isto é, da força da gravidade entre o sol, a lua e o planeta Terra que atrai a água e provoca oscilações dependendo da posição relativa entre os 3 astros. A lua é quem mais influencia o nível das águas, pois é o astro mais próximo do nosso planeta (Serra, 2012). A pressão atmosférica também influencia bastante o nível da água, assim, quanto maior for a pressão atmosférica menor é o nível das águas.

Tendo em conta a análise do nível das águas do mar, as estruturas marinhas são expostas, duas vezes por dia, a diferentes níveis de marés, o que leva a que os materiais estejam sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, aquecimento e arrefecimento, que podem conduzir a sérios danos nas estruturas (Serra, 2012).

2.1.2.5 Nevoeiro marítimo

Quando as ondas embatem na costa ou nas estruturas, a água é lançada para o ar e transportada pelo vento. Assim, a percentagem de sal no ar atmosférico (Figura 2.3) depende essencialmente do vento e da evaporação, e a sua concentração é maior sobre o oceano. Os tamanhos das partículas, a velocidade do vento e a distância do mar são os principais fatores que determinam a distância que estas partículas podem atingir. À medida que nos afastamos da linha de costa em direção ao interior, esta concentração diminui. Sobre o mar, a concentração do sal é quase constante, independentemente da velocidade do vento. Contudo, sobre a terra, nomeadamente na zona costeira, essa concentração depende significativamente da velocidade do vento, sendo que, na terra, quando maior for a velocidade do vento maior o nível de concentração de sal (Serra, 2012).

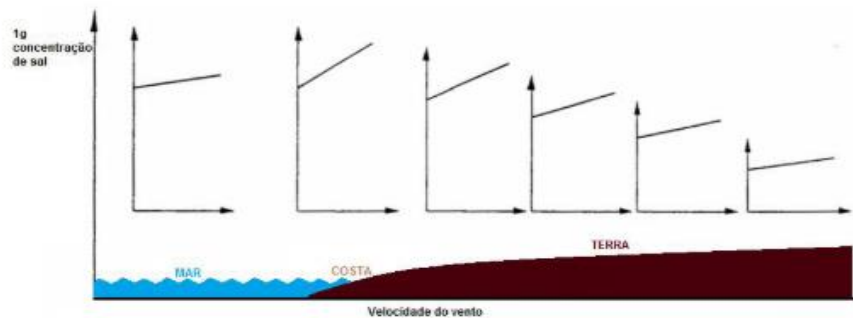


Figura 2.3: Dependência da concentração de sal em função da velocidade do vento e da distância à costa (Serra, 2012)

2.1.3 Zonas de exposição de uma estrutura de betão armado em ambiente marinho

A Figura 2.4 representa esquematicamente as diferentes zonas de exposição para uma estrutura construída em ambiente marinho, assim como os diferentes mecanismos de deterioração que mais frequentemente ocorrem em cada uma das zonas.

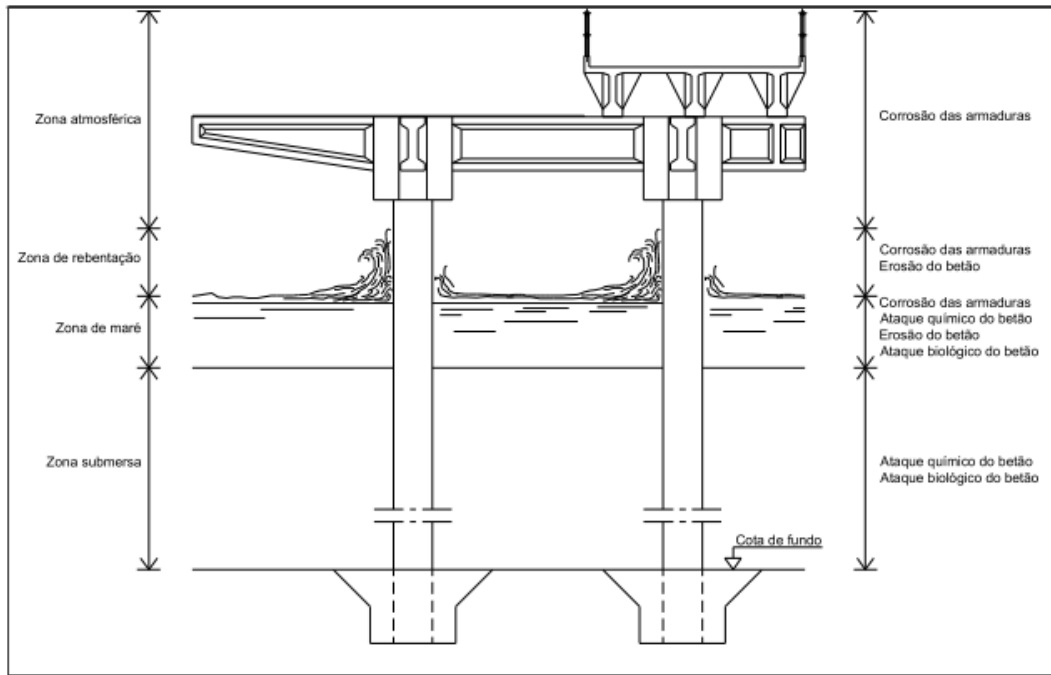


Figura 2.4: Diferentes zonas de exposição marítima (Mota, 2006)

Na zona atmosférica, apesar de estar diretamente em contacto com a água do mar, o mecanismo de deterioração que ocorre frequentemente é a corrosão das armaduras por ação dos cloretos transportados pelo vento (nevoeiro marítimo), (Mota, 2006). Esta zona está ainda sujeita à carbonatação do betão, que funciona como catalisador no processo de corrosão (Serra, 2012).

A zona de rebentação é sujeita a ciclos de molhagem e secagem, o que provoca constantes variações de temperatura e humidade e, por conseguinte, aumenta a taxa de corrosão das armaduras. A água do mar transporta elementos sólidos que provocam a erosão do betão e, consequentemente, nessa zona de rebentação ocorre uma redução na camada de recobrimento dos elementos (Serra, 2012).

Com a subida e a descida do nível das águas, a zona de maré está sujeita também a ciclos de molhagem e secagem. Numa grande parte do tempo, o betão encontra-se submerso e praticamente saturado, fazendo atenuar a corrosão das armaduras. Por outro lado, como está submerso, existe a possibilidade de ataques químicos e biológicos (Serra, 2012).

Na zona submersa, a estrutura encontra-se totalmente mergulhada e o betão encontra-se totalmente saturado. Nesta zona, as principais razões da deterioração da estrutura são os ataques químicos ao betão causados pelo magnésio ou pelos sulfatos e ainda os ataques biológicos dos organismos do mar, que em situações extremas podem provocar a corrosão biológica das armaduras (Lima et al., 2009).

2.2 Corrosão geral das armaduras

Durante o processo da betonagem, quando o betão entra em contacto com o reforço é formada uma película na superfície do aço, que posteriormente, serve de proteção ao mesmo. Este processo designa-se por filme passivo ou passivação. Essa camada microscópica impede a deterioração do reforço, limitando bastante a corrosão (Tej et al., 2017).

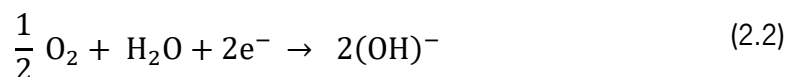
A corrosão (Figura 2.5) é um processo eletroquímico que se inicia após a despassivação das armaduras, isto é, após o desgaste da camada que protege o aço. Assim, ocorre uma reação entre o ferro, a água e o oxigénio que normalmente originam produtos de corrosão de elevado volume. Esta reação eletroquímica é subdividida na reação anódica e na reação catódica (Pedrosa, 2008).

A reação anódica principal (4.1) acontece pela decomposição do ferro que perde eletrões e leva à formação de cations ferro.



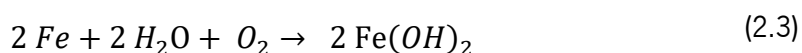
Para além da reação principal, dá-se também algumas reações anódicas secundárias. Estas originam óxidos de ferro que formam películas protetoras na superfície do aço e ocorre a libertação de hidrogénio. Estes podem levar a um decréscimo localizado do pH na zona anódica.

A reação catódica principal (2.2) ocorre com a redução do oxigénio.



Os eletrões resultantes do processo anódico movem-se através do reforço para permitir a redução do oxigénio na presença de água. Resultam assim iões hidroxilo, estes aumentam o pH da zona catódica. Como se pode observar a reação (2.2) é condicionada pela presença de oxigénio no betão. Assim, a solução eletrolítica permite o transporte de iões entre o ânodo e o cátodo, enquanto o reforço permite o deslocamento dos eletrões.

A reação anódica, a reação catódica, o transporte dos eletrões através do aço e a migração de iões hidroxilo através da solução porosa são processos bastantes complexos. A velocidade de corrosão é então determinada pelo processo mais lento (Pedrosa, 2008).



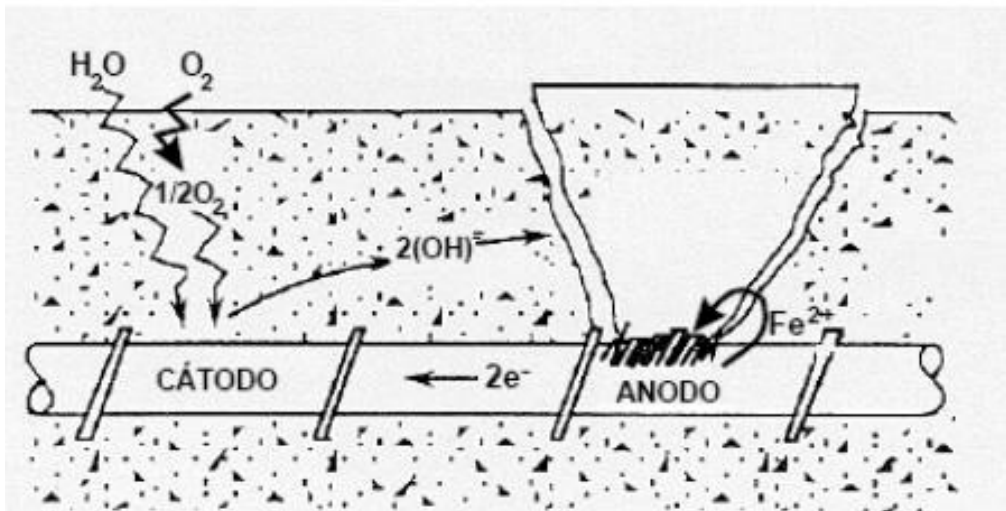


Figura 2.5: Processo da corrosão (Pedrosa, 2008)

Assim, a corrosão provoca uma diminuição do diâmetro do reforço e conseqüentemente leva a uma perda de aderência entre os materiais. Quando o produto resultante da corrosão é muito volumoso surgem tensões de tração no betão que provocam a sua fissuração, causando uma perda de aderência na interface aço-betão e, por conseguinte, uma diminuição na capacidade resistente da estrutura (Tej et al., 2017).

A proteção contra a corrosão do aço pode ser facilmente assegurada através do aumento da espessura do betão de recobrimento ou do aumento da classe de resistência do betão. Outra solução de proteção é o revestimento do aço com um material que funciona como uma barreira e que impede o contacto direto do aço com o meio envolvente. Como exemplo deste tipo de revestimentos, referem-se os revestimentos epoxídicos e os revestimentos com zinco obtidos por galvanização a quente. Este tipo de proteção garante mais tempo até à corrosão chegar ao elemento de aço, garantindo assim maior proteção do reforço. No entanto, é necessário ter em atenção que a aderência entre a armadura revestida e o betão pode sofrer alterações (Yeomans, 2004).

2.3 A natureza do revestimento galvanizado

O que distingue o processo de galvanização de outros revestimentos é que o revestimento galvanizado é metalurgicamente ligado ao aço, ou seja, torna-se parte integrante do elemento de aço, enquanto que os revestimentos com epoxídicos ou tintas apenas se unem à superfície do aço por ligação física (Yeomans, 2004).

A galvanização por imersão a quente consiste no processo de mergulhar o aço num banho de zinco fundido, a uma temperatura de aproximadamente 450 °C, formando um revestimento que impede o contacto direto do aço com o meio envolvente. Uma vez que ao longo do processo o aço é totalmente imerso, uma característica única da galvanização, é que toda a área do elemento é totalmente revestida, incluindo zonas ocultas e de difícil acesso, como superfícies internas (Yeomans, 2004).

Ao longo do processo de galvanização é necessário percorrer três etapas fundamentais: a preparação da superfície, a galvanização e por fim a inspeção (*American Galvanizers Association, 2020a*).

Tabela 2.1: Etapas fundamentais no processo de galvanização

Preparação da superfície	<ul style="list-style-type: none"> - Desengorduramento: Banho do aço numa solução alcalina quente que remove o óleo e os resíduos orgânicos; - Decapagem: remove a incrustação e o óxido de ferro num banho de ácido; - Fluxo: remove os restantes óxidos presentes na superfície do aço e reveste-o com uma camada protetora.
Galvanização	O aço é banhado em zinco líquido fundido a uma temperatura de 450 °C, e ocorre uma reação metalúrgica entre o ferro, presente no aço e o zinco, formando três camadas intermetálicas e uma camada composta por zinco.
Inspeção	<ul style="list-style-type: none"> - Inspeção visual: como o zinco não reage com aço impuro, é necessário verificar se existem áreas não revestidas na peça. - Medidor de espessura magnética: verificar se a espessura do revestimento está em conformidade com os requisitos de especificação.

A Figura 2.6 representa a seção transversal do revestimento de aço galvanizado, mostrando que enquanto imerso, o ferro (Fe) presente no aço reage metalurgicamente com o zinco (Zn) e forma quatro camadas, sendo três delas intermetálicas de ferro e zinco e uma maioritariamente de zinco metálico (*American Galvanizers Association, 2020a*).

As camadas do revestimento galvanizado variam na composição, na espessura e ainda nas suas propriedades mecânicas. O teor de ferro aumenta na direção da superfície do aço.

A camada mais externa designa-se por fase eta (η), esta camada apenas contém cerca de 0.03% de ferro, ou seja, é uma camada essencialmente constituída por zinco. Esta fase cristaliza segundo um sistema hexagonal e é caracterizada pela sua alta ductilidade e pela sua baixa dureza.

A faixa de revestimento imediatamente a seguir denomina-se por fase zeta (ζ), é constituída por cerca de 6% de ferro e 94% de zinco. Esta camada cristaliza segundo um sistema monocíclico basal centrado. É uma fase muito frágil, sendo que tem bastante efeito na tenacidade do revestimento.

A camada posterior designa-se por fase delta (δ), contém cerca de 10% de ferro e 90% de zinco. Existem autores que defendem que esta fase se subdivide em duas camadas, a fase δ e a fase δ_1 . A diferença entre estas duas fases está na sua estrutura cristalina, pois a fase δ contém FeZn_7 e a fase δ_1 contém FeZn_{10} . No entanto ambas as fases cristalizam segundo um sistema hexagonal. Comparativamente com a camada anterior, esta fase apresenta-se bastante mais fina e maleável.

Por fim, existe a camada gama (Γ) que também se subdivide em duas fases, a fase Γ_1 e a fase Γ . A fase Γ_1 é constituída por 18% de ferro e 82% de zinco. Esta fase cristaliza num sistema cúbico centrado na fase e é a camada mais fina de todo o revestimento, a sua espessura é inferior a 1% da espessura de todo o revestimento. A fase Γ é constituída por 25% de ferro e 75% de zinco e cristaliza segundo um sistema cúbico centrado (Pernicova et al., 2017).

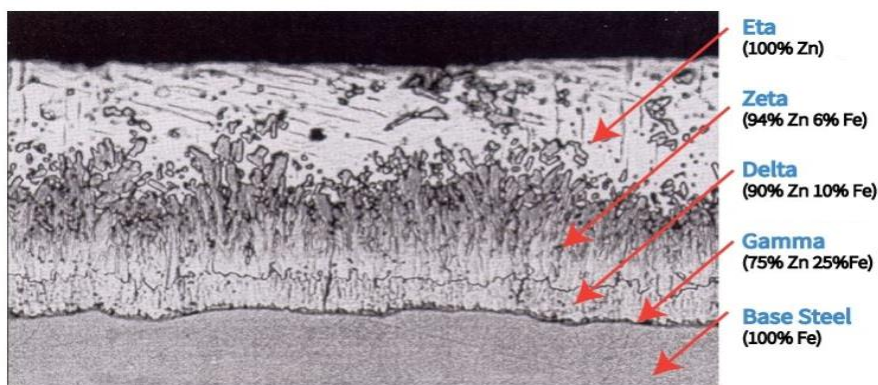


Figura 2.6: Fotomicrografia do aço revestido por galvanização por imersão a quente (*American Galvanizers Association, 2020b*)

O revestimento final do aço galvanizado pode não compreender todas as fases descritas anteriormente, assim, os principais fatores que influenciam a constituição e a espessura do

revestimento são, a composição química e as condições da superfície do aço, a temperatura do banho, o tempo de imersão do banho, o tempo de retirada do banho e o tempo de resfriamento do aço galvanizado (*American Galvanizers Association, 2020a*).

A composição química do aço que está a ser galvanizado é de extrema importância. A quantidade de silício, fósforo, carbono, enxofre e manganês presentes no aço influencia fortemente a espessura do revestimento final. Na tabela 2.2 apresentam-se as quantidades desejáveis dos componentes químicos do aço a ser submetido ao processo de galvanização (*American Galvanizers Association, 2020a*).

Tabela 2.2: Composição química desejável do aço para galvanização

Elemento químico	Nível
Carbono	< 0.25%
Fósforo	< 0.04%
Manganês	< 1.35%
Silício	< 0.04% ou [0.15% ; 0.25%]

Dos elementos químicos destacados anteriormente, o que mais influencia o revestimento final é o silício. Quando a quantidade de silício não cumpre os valores apresentados na figura 2.6, os aços são considerados reativos, com revestimentos de zinco que tendem a ser mais espessos.

A faixa de teor de silício entre 0.05% e 0.15% é conhecida como efeito de Sandelin (Figura 2.7). Nesta zona, observa-se que as reações entre o ferro e zinco são intensas e imprevisíveis, o que torna difícil o controle do revestimento e compromete a qualidade do mesmo. Então, as galvanizações de aço com essas quantidades de silício devem ser evitadas, (*American Galvanizers Association, 2020a*).

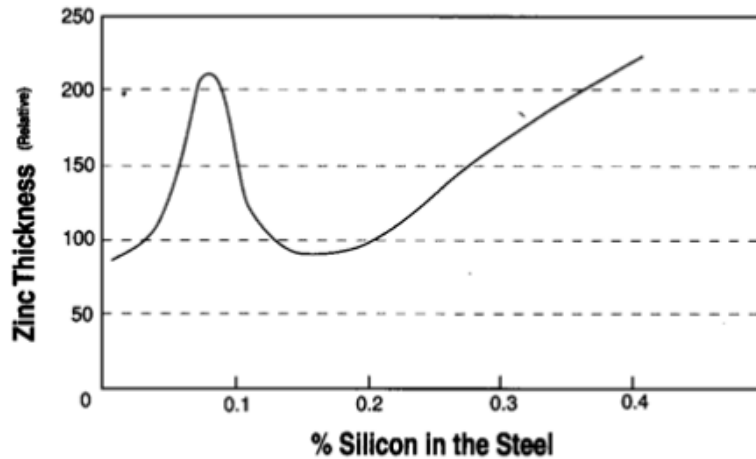


Figura 2.7: Efeito de sandelin

No início do banho de imersão, as reações ocorrem muito rapidamente. Posteriormente, estas vão diminuindo à medida que as camadas se tornam mais espessas, ou seja, as camadas do revestimento apresentam maior espessura à medida que a temperatura do banho de zinco e o tempo de imersão aumentam. Contudo, a imersão contínua do aço após um determinado tempo tem pouco efeito sobre o crescimento do revestimento (*American Galvanizers Association, 2020a*).

O tempo de retirada do aço do banho de zinco influencia a fase η , ou seja, quanto mais rápido se retirar o aço do banho de zinco mais espessa é a camada externa do revestimento (*American Galvanizers Association, 2020a*).

Quanto à aparência dos aços galvanizados, verifica-se que estes geralmente são bastante brilhantes, no entanto, com o passar do tempo a superfície começa a ficar opaca. Estas diferenças na superfície dos revestimentos galvanizados não afetam significativamente a sua resistência à corrosão (*American Galvanizers Association, 2020a*).

Comparativamente com a superfície não revestida do aço, os principais benefícios na utilização do aço galvanizado são a rapidez do processo de galvanização que protege uniformemente o elemento. A durabilidade do revestimento galvanizado é diretamente proporcional à espessura final do revestimento. Os produtos resultantes da corrosão deste tipo de revestimento apresentam menores volumes. Uma das suas maiores vantagens é a maior resistência a cloretos, chegando a ser 4 vezes mais resistentes que o aço sem revestimento. A presença do revestimento de zinco atrasa o início do processo de corrosão e ainda fornece uma proteção de barreira durante esse mesmo processo.

No entanto existem alguns cuidados e indicações a ter após a galvanização, uma vez que o zinco é um metal muito reativo. Quando se transporta os tubos de aço galvanizado para o local da obra é necessário colocar um espaçador entre cada peça para que não ocorram arranhões nem deformações entre os elementos. O armazenamento em obra até à sua aplicação também necessita de algum cuidado, nomeadamente não deixar as peças expostas às intempéries meteorológicas para que não ocorram reações com o zinco (*American Galvanizers Association*, 2020a).

2.4 Aderência betão-aço

As forças de aderência na zona de transmissão de esforços entre os materiais são proporcionais à força de tração aplicada no varão de aço, provocando assim um estado de tensão no betão. Nessa zona, o betão normalmente encontra-se deteriorado, o que possibilita o deslizamento do varão tracionado e o aparecimento de fissuras, o que conseqüentemente leva a uma diminuição da rigidez da ligação entre os materiais (Camões et al., 2008).

A aderência entre o betão e o aço deve garantir um adequado desempenho das estruturas de betão armado, assegurando que os materiais cooperam entre si. A galvanização dos varões de aço não deve prejudicar a aderência do conjunto.

2.4.1 Ensaios que permitem avaliar a interação entre o aço galvanizado e o betão

Atualmente, o número de estudos desenvolvidos sobre a interação entre o betão e o aço galvanizado é ainda reduzido. No entanto, já foram realizados alguns trabalhos de investigação com o objetivo de perceber como se comporta a ligação entre os dois materiais, tendo em conta o meio a que estes estão expostos.

2.4.1.1 Ensaio de Arrancamento

Neste ensaio, o varão é colocado no centro de um cubo de betão, com as extremidades projetadas para o exterior do cubo. A aderência do varão de aço ao betão é permitida apenas em metade da altura do cubo, com o objetivo de reduzir a área de perturbação na distribuição de tensões, que se forma na zona de contacto do provete com a máquina de ensaio (Camões et al., 2008).

No decorrer do ensaio, há um incremento de esforço de tração no varão até se verificar a quebra de aderência entre o betão e o reforço.

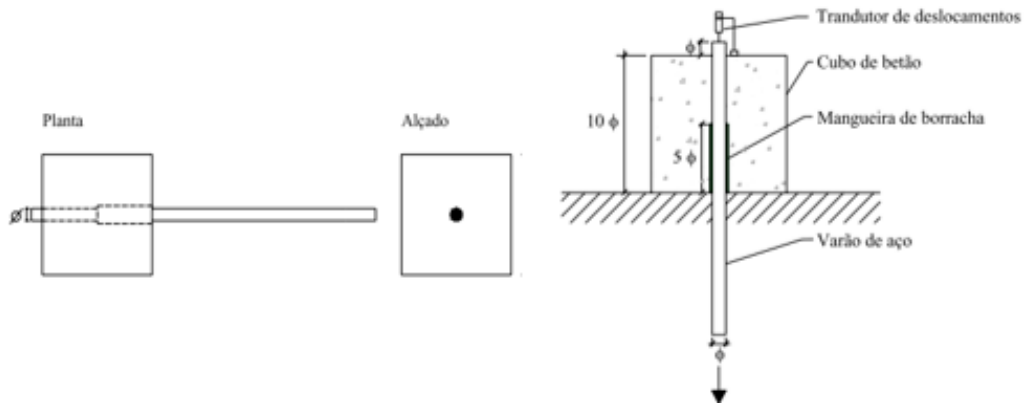


Figura 2.8: Ensaio de arrancamento (Camões et al., 2008)

Os autores (Camões et al., 2008) compararam a aderência ao betão de varões de aço sem revestimento, com revestimento galvânico e com revestimento epoxidico, recorrendo ao ensaio de arrancamento. Os provetes utilizados eram cúbicos com 200 mm de lado, que foram ensaiados aos três, sete e vinte e oito dias após a betonagem.

Com os resultados do ensaio, estes investigadores constataram que o processo de galvanização altera as características mecânicas do aço, nomeadamente através de uma redução da tensão de cedência, da tensão de rotura e de um aumento da extensão após rotura. No geral, concluíram ainda que a aderência entre o varão de aço e o betão aumenta com o evoluir do tempo. No entanto, houve uma exceção nos provetes de aço galvanizado ensaiados aos 7 dias de idade que contradizem esta afirmação, isto é, aconteceu uma irregularidade, pois verificou-se uma perda de aderência face aos 3 dias de idade do betão, contudo aos 28 dias o valor da aderência voltou a aumentar.

Pela análise da Figura 2.9 que representa esquematicamente os resultados obtidos por Camões et al, verifica-se que há perdas de aderência nos varões de aço galvanizado e nos varões revestidos com epoxidicos, quando comparados com os varões de aço sem revestimento.

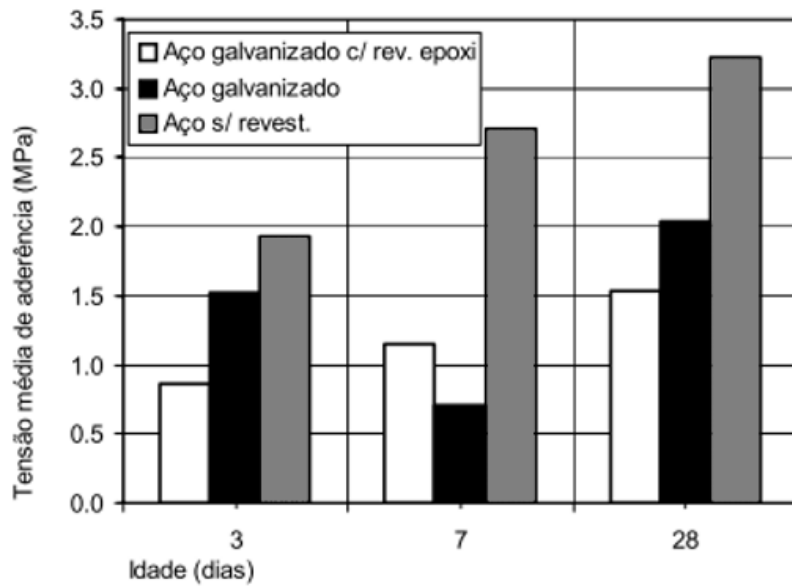


Figura 2.9: Resultados do ensaio de arrancamento (Camões et al., 2008)

2.4.1.2 Ensaio pelo método de CAIM

O teste de corrosão acelerada por imersão modificada (método CAIM), consiste na imersão dos provetes numa solução com cloreto de sódio (NaCl) e na criação de uma corrente, através de uma fonte de alimentação, formando um circuito fechado (Figura 2.10).

Para a realização do ensaio é necessário, para além da fonte de alimentação e da solução de cloreto de sódio, dois fios de cobre para que ocorra o processo eletroquímico. Um dos fios é fixado ao varão do provete e ligado ao polo positivo da fonte de alimentação que atua como ânodo. Já o outro fio é mergulhado na solução de cloreto de sódio e posteriormente é ligado ao polo negativo da fonte de alimentação que atua como cátodo. Por fim, o provete é imerso na solução de cloreto de sódio até à altura das armaduras (Ortolan et al., 2017).

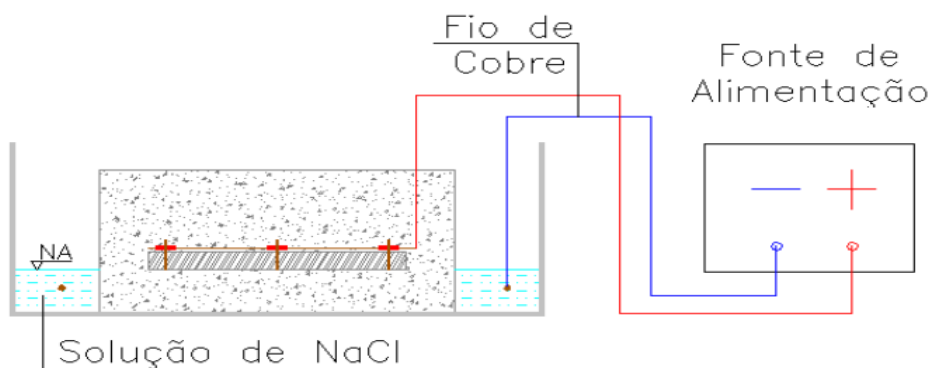


Figura 2.10: Esquema do método CAIM (Ortolan et al., 2017)

Os ensaios de tipo CAIM realizados (Ortolan et al., 2017) integraram quatro composições distintas de betão e dois tipos de reforço, um varão de aço sem revestimento e outro varão de aço galvanizado. Para a preparação do betão, foi utilizada uma mistura de cimento Portland, agregado fino, agregado grosso e água. Na Tabela 2.3 encontram-se as variáveis ensaiadas.

Os autores definiram o valor de 70 volts para a diferença de potencial (ddp) do sistema e uma duração total do ensaio de 48 horas após a cura do cimento.

Tabela 2.3: Variáveis ensaiadas

Razão w/c	Variáveis	Nº amostras
0.3	Aço referência	3
	Aço galvanizado	3
0.4	Aço referência	3
	Aço galvanizado	3
0.5	Aço referência	3
	Aço galvanizado	3
0.6	Aço referência	3
	Aço galvanizado	3

As principais conclusões deste estudo foram, que quanto menor é a relação água/cimento (w/c) menor é a perda de massa do provete, sendo esta baseada no grau de corrosão do provete,

$$GC = \frac{m_{\text{consumida}}}{m_{\text{inicial}}} \times 100 \quad (2.4)$$

onde,

GC é o grau de corrosão (%);

$m_{\text{consumida}}$ é a massa consumida no processo de corrosão (g);

m_{inicial} é a massa inicial do varão de reforço (g).

Os autores observaram ainda que os provetes reforçados com aço galvanizado apresentavam menor nível de corrosão quando comparados com os provetes sem reforço, como se pode verificar na Figura 2.11.

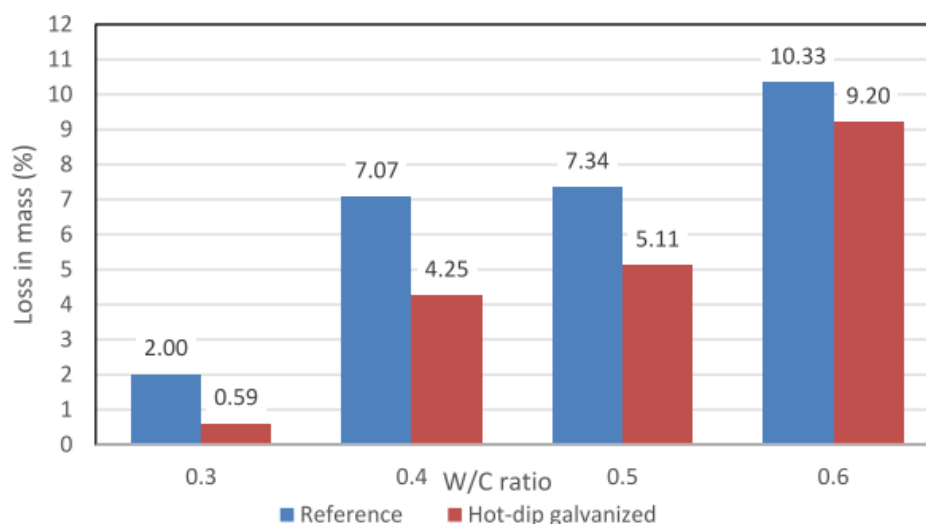


Figura 2.11: Resultados obtidos com o ensaio CAIM (Ortolan et al., 2017)

2.4.2 Principais aspetos que podem afetar a aderência da ligação mista

2.4.2.1 A evolução do hidrogénio

A diminuição da aderência entre o aço galvanizado e o betão é geralmente atribuída à evolução do gás hidrogénio resultante da corrosão inicial do revestimento. Isto é, quando o aço galvanizado entra em contacto com o betão fresco durante a betonagem, ocorre uma reação química e são formados cristais de hidroxizincato de cálcio (CaHZn) (Yeomans, 2004).

À medida que a reação química avança, o hidrogénio acumulado em pequenas bolhas move-se muito lentamente para a superfície do betão. Assim, a formação de hidrogénio ao nível da superfície de contacto entre os materiais pode originar o aumento da porosidade do betão, o que provoca uma diminuição da área de contacto entre os materiais e consequentemente conduz a uma perda de aderência na ligação (Yeomans, 2004).

Alguns trabalhos de investigação relacionados com a evolução do hidrogénio concluíram que a sua formação só é significativa se a camada externa do revestimento for intermetálica, pois são estas que iniciam a evolução do gás. Ou seja, para evitar a formação do hidrogénio é necessário garantir a presença de uma camada externa de zinco puro, ou seja, a fase eta, durante as primeiras horas em que o betão fresco se encontra em contacto com o aço galvanizado (Yeomans, 2004).

A diminuição da área de contacto na interface dos materiais é apenas transitória, uma vez que os cristais de hidroxizincato de cálcio preenchem sucessivamente esses vazios. Assim, à medida que o betão endurece, a evolução do hidrogénio vai perdendo importância (Yeomans, 2004).

2.4.2.2 O papel do hidroxizincato de cálcio

O hidroxizincato de cálcio é formado na superfície do revestimento pela reação química entre o aço galvanizado e o betão fresco. Os cristais têm a capacidade de preencher os poros formados pelo hidrogénio na pasta de cimento fresca. Assim, estes criam uma ponte entre os materiais e contribuem para o aumento da aderência entre os elementos.

Para estudar o efeito do hidroxizincato de cálcio, utilizou-se cimento portland e observou-se que este, quando endurecido, adere fortemente ao zinco e a sua remoção dificilmente acontece sem deteriorar o revestimento galvanizado. Alguns estudos evidenciam que a adesão entre o zinco e o betão é maior que entre o aço e o betão. A principal razão é a força da adesão adquirida com a formação de hidroxizincato de cálcio na superfície galvanizada que compensa qualquer perda de ligação devida à evolução do hidrogénio (Yeomans, 2004).

2.4.2.3 Influência do Ph do ambiente

Uma vez que o betão é um material altamente alcalino, este favorece a formação uma película na superfície do aço, que serve de proteção ao reforço e cujo processo se designa por filme passivo ou passivação. Desta forma, se as características físicas e químicas do betão não se alterarem, essa camada microscópica impede a deterioração do aço e torna a sua corrosão bastante limitada (Lagerblad et al., 2017).

No aço galvanizado, a camada exterior do reforço é normalmente de zinco. O zinco é um metal anfotérico, ou seja, é um material estável numa ampla faixa de pH, de aproximadamente 6 a 12,5. Deste modo, quando o pH está fora desse intervalo, a taxa de corrosão aumenta exponencialmente (Yeomans, 2004), tal como se observa na Figura 2.12.

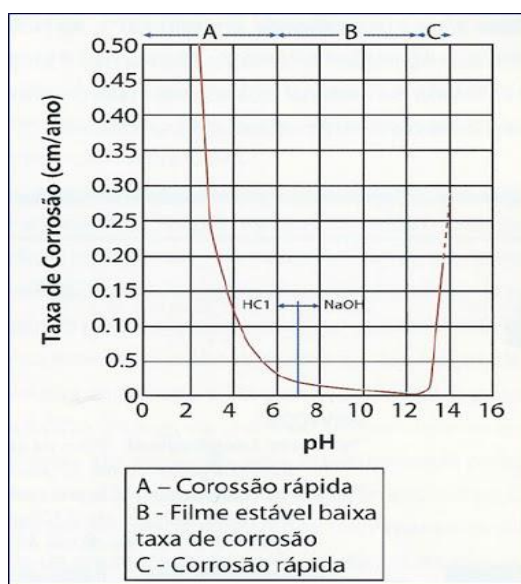


Figura 2.12 : Taxa de corrosão do zinco em função do pH do ambiente (Yeomans, 2004)

2.4.2.4 Presença de cloretos

O transporte dos cloretos para o betão pode ter diversas origens, entre elas, a exposição natural do betão a ambientes marinhos e a utilização de produtos químicos. No caso do fabrico de betão, os cloretos podem também ser introduzidos através de agregados contaminados, presentes na água da amassadura (impurezas e resíduos salinos entre outros) (Romano & Brito, 2012).

Os iões de cloreto são uma das causas mais frequentes e agressivas de corrosão nos reforços inseridos no betão. A corrosão do aço inicia-se quando a concentração de iões cloreto ultrapassa um determinado limite (Figura 2.13), designado, por limite crítico, recomendado pelo LNEC (NPEN-206-1, 2007).

Utilização do betão	Classe do teor de cloretos ^{a)}	Máximo teor de Cl ⁻ por massa de cimento ^{b)}
Sem armaduras de aço ou outros metais embebidos, com exceção de dispositivos de elevação resistentes à corrosão	Cl 1,0	1,0 %
Com armaduras de aço ou outros metais embebidos	Cl 0,20	0,20 %
	Cl 0,40	0,40 %
Com aço de pré-esforço	Cl 0,10	0,10 %
	Cl 0,20	0,20 %

^{a)} Para um uso específico do betão, a classe a aplicar depende das disposições válidas no local de utilização do betão ^{**}.
^{b)} Quando forem utilizadas adições do tipo II e quando estas forem consideradas para a dosagem de cimento, o teor de cloretos é expresso em percentagem de iões cloreto por massa de cimento mais massa total das adições consideradas.

Figura 2.13: Valores máximos recomendados do teor de cloretos no betão (NPEN-206-1, 2007)

Quando os iões de cloretos penetram do exterior para interior do betão, é necessário ter em atenção alguns aspetos, nomeadamente, o tempo que estes demoram a interagir com a armadura,

a quantidade necessária para provocar a despassivação e posteriormente desencadear a corrosão, qual a sua velocidade (Mota, 2006).

A corrosão provocada pelo ataque de cloretos é normalmente uma corrosão localizada (ou por picadas), onde os ataques apresentam uma área bastante limitada, sendo a principal deterioração a redução da secção transversal e a perda da ductilidade das armaduras (Lagerblad et al., 2017).

Após diversos estudos, constatou-se que o aço galvanizado pode apresentar uma resistência aos cloretos de 5 a 6 vezes maior do que o aço sem revestimento, dependendo do ambiente em que se encontra o betão. Para tal, é necessário garantir que a camada mais externa do revestimento galvanizado é a fase eta, ou seja, é uma camada quase de zinco puro, pois quando a camada final do revestimento é intermetálica as taxas de corrosão aumentam significativamente (Yeomans, 2004).

A resistência do reforço galvanizado contra a infiltração de cloretos depende principalmente da camada de hidroxizincato de cálcio, pois quando estes penetram o elemento estrutural, a camada já deve estar totalmente formada, para impedir a corrosão inicial do revestimento galvanizado e retardar assim o processo da corrosão. Assim, o processo da galvanização atrasa o início da corrosão, levando a um aumento na vida útil da estrutura. Os produtos resultantes da mesma, no caso do aço galvanizado, não são de natureza expansiva, pois conseguem preencher os espaços vazios assim como as microfissuras. Já o aço sem revestimento provoca a fissuração do betão (Yeomans, 2004).

2.4.2.5 Carbonatação do betão

A carbonatação é uma reação físico-química entre o dióxido de carbono disponível no meio ambiente e a água existente nos poros do betão armado (Lagerblad et al., 2017). Este fenómeno ocorre no betão e a sua velocidade varia em função da porosidade do mesmo. A carbonatação tem como consequência a redução da alcalinidade do betão para valores perto da neutralidade, e esta diminuição do pH é consequência do consumo do hidróxido de cálcio, presente no betão, pelo dióxido de carbono. Assim, este fenómeno provoca a destruição da camada protetora das armaduras e dá início ao seu processo de corrosão (Romano & Brito, 2012).

A penetração do dióxido de carbono no betão ocorre inicialmente à superfície e penetra lentamente para o interior do material, tornando-se um benefício, pois à medida que a carbonatação avança lentamente, dá-se a substituição do hidróxido de cálcio pela calcite que provoca a diminuição da

porosidade do betão e dificulta a penetração do dióxido de carbono, diminuindo assim, a alteração da alcalinidade do betão (Mota, 2006).

Tendo por base a Figura 2.12, a taxa de corrosão do zinco é bastante reduzida quando o valor de pH é próximo de 7. Geralmente, o aço sem revestimento corrói com a carbonatação do betão, mas quando revestido galvanicamente, este não corrói em meio carbonatado. Nos ensaios realizados por (Yeomans, 2004) observou-se que a carbonatação do betão não provoca um aumento na taxa de corrosão no aço galvanizado, antes pelo contrário.

3 Recifes artificiais

3.1 Introdução

Tal como já referido, a exploração dos recursos marinhos abrange diversas áreas, mas apesar da sua relevância na sociedade, estas atividades apresentam elevado potencial de causar impactos no ambiente marinho. Neste contexto têm sido desenvolvidas soluções baseadas em estruturas inovadoras como parte de estratégias de reabilitação de zonas costeiras. Assim, o objeto desta investigação é o de contribuir para a conceção de uma estrutura submersa inovadora, designada de recife artificial multifuncional (MFAR), e todas as tecnologias associadas que podem fornecer soluções para diferentes estruturas costeiras e offshore.

Um recife artificial é definido, segundo a European Artificial Reef Research Network (EARRN), como uma estrutura submersa colocada no fundo do mar deliberadamente, para imitar algumas características de um recife natural (Baine, 2001).

Existem diversas estruturas que se podem considerar recifes artificiais, tais como: módulos de betão ou aço, desperdícios industriais (como antigos navios, plataformas de extração de petróleo, carcaças de automóveis, aviões, entre outros) ou ainda materiais de oportunidade de baixo custo, como ramos de árvore, bambu, pedra, entre outros (*Recifes Artificiais - Ocean Revival*, 2020).

Os recifes artificiais são projetados para serem multifunções, duráveis e ecológicos. Assim, as suas principais funções são a reabilitação e o restauro de áreas danificadas por causas naturais ou fatores externos, a proteção costeira, a produção de energia, sustentar as atividades recreativas, desportivas (mergulho, surf, pesca desportiva) e biológicas, e ainda a monitorização estrutural (Cruz et al., 2019).

As estruturas costeiras e offshore apresentam diversos desafios relacionados com as energias renováveis, com as necessidades de durabilidade, o comportamento hidrodinâmico, a interação com o fluido e a sua complexidade estrutural, sendo indispensável obter novas soluções que resolvam esses desafios e garantir ainda que estas estruturas sejam ecológicas, bio-recetivas e eficientes.

O desenvolvimento do design dos recifes artificiais tem por base processos empíricos e avaliações subjetivas. Contudo existe a necessidade de desenvolver um procedimento sistemático para o projeto e construção dos recifes artificiais, estabelecendo de forma objetiva a conexão entre um

conjunto de requisitos e funcionalidades dos MFAR e os parâmetros do recife artificial, como a geometria, os materiais usados e o hardware incluído. Portanto, as abordagens sistemáticas de engenharia para o design dos recifes artificiais multifuncionais apresentam-se ainda subdesenvolvidas (Cruz et al., 2019).

3.2 Recifes artificiais existentes

Qualquer pescador sabe que uma estrutura submersa tem capacidade de atrair diferentes formas de vida. Deste modo o primeiro recife artificial pode ter surgido em qualquer parte do mundo. Porém o primeiro registo foi encontrado no Japão, onde um pescador natural da ilha de Awaji pescou, juntamente com milhares de pargos, destroços de um navio afundado. Com o passar do tempo os destroços foram desaparecendo juntamente com os cardumes de peixes. Assim, a comunidade piscatória do local decidiu afundar estruturas de madeira e bambu amarradas a sacos de areia para verificar o regresso dos cardumes. Meses mais tarde as capturas passaram a ser bastantes superiores àquelas que ocorriam aquando da existência dos destroços do navio afundado (*Recifes Artificiais - Ocean Revival*, 2020).

O conceito de recife artificial multifuncional foi desenvolvido pelo neozelandês Kerry Black. O primeiro foi construído na Austrália, em Cable Station em dezembro de 1999 com o objetivo de melhorar as condições para o surf. O recife é composto por dois braços e coroamento de 1.2 m abaixo do nível da água. Foi contruído modificando um recife de calcário existente com uma estrutura de rocha submarina em forma de boomerangue (Lanka, 2003).

Em janeiro de 2000 foi construído o recife Pratte, na Califórnia, Estados Unidos da América, com o único objetivo de melhorar as condições de surf, uma vez que a construção de um esporão na zona pouco influenciou as condições para essa mesma prática. O recife com forma de “v” é composto por 200 sacos de geotêxtil com 14 toneladas cada um. No entanto, acredita-se que atualmente o recife já não tenha influência alguma sobre a rebentação.

Na Nova Zelândia, em 2000, foi contruído o recife Mount Maunganui. O seu principal objetivo foi melhorar as condições para o surf e a proteção costeira. Apresenta a forma de A sendo composto por 3 troços. Dois deles, os principais, com 24 sacos de geotêxtil preenchidos com areia com dimensões variadas. O terceiro troço fica situado a montante do recife e serve para prevenir a erosão dos outros dois braços (Bento, 2016).

O recife Narrowneck foi construído em Queensland na Austrália, em 2002. A sua finalidade é reter o enchimento artificial de areia efetuado na praia e também melhorar as condições de *surf*. Trata-se de um recife com 120000 m³ em forma de “v” formado com sacos de geotêxtil preenchidos com areia (Bento, 2016).

O recife de Boscombe foi construído em Bournemouth no sudoeste de Inglaterra em 2009. O primeiro estudo sobre este recife foi em 1999, contudo a sua construção começou apenas em 2008 e terminou em 2009. Este foi o primeiro recife a ser construído no hemisfério norte com o propósito de potenciar as condições das ondas para a prática de *surf*. O recife tem o tamanho de um campo de futebol sendo constituído por 55 sacos de geotêxtil (17 metros de comprimento, 6 metros de largura e 2 metros de altura) preenchidos com areia. Os elementos foram instalados com o auxílio de gruas em plataformas flutuantes e mergulhadores que ajudaram nos trabalhos de fixação dos sacos.



Figura 3.1: Recife de Boscombe (Bento, 2016)

Como se pode observar na Figura 3.1, o recife é composto por quatro camadas constituídas por: esteira, malha e duas camadas de sacos de areia perpendiculares entre cada camada. Esta obra, para além de garantir os seus objetivos iniciais, teve um impacto positivo na fauna marítima junto ao recife, promovendo o desenvolvimento de várias espécies. Em 2011, numa inspeção de rotina verificou-se que o perfil do recife tinha sido alterado, o que consequentemente provocou a abertura de fendas de 30 centímetros entre os sacos de areia, criando uma corrente descendente que fez com que os *surfistas* fossem sugados para o fundo. Nessa altura o recife foi fechado e, em agosto de 2011, procedeu-se à sua reparação reabrindo o seu acesso (Bento, 2016).

No ano de 2010 a empresa de consultadoria e construção de obras marítimas, ASR, engenhou o recife de Kovalam (Kerala, Índia) que teve como principal objetivo a proteção costeira. Assim, foi construído um recife artificial com 100 metros de comprimento, constituído por sacos de geotêxtil

com 30 centímetros de largura preenchidos com areia. O recife foi um sucesso pois, para além de evitar a erosão costeira, este provocou alterações nas condições de onda que tornaram a praia boa para o surf (Bento, 2016).

Em Portugal também já foram realizados alguns estudos sobre MFAR, nomeadamente na praia de S. Pedro do Estoril em Cascais (Bento, 2016), na praia da Leirosa na Figueira da Foz (Bento, 2016), na praia do Barranco das Belharucas em Albufeira e ainda em Porto Santo na Madeira (Drucker, 2014).

3.3 Projeto estrutural do MFAR em estudo

A estrutural final do MFAR resultou de um processo iterativo entre o projeto geométrico e o projeto estrutural, uma vez que deve envolver a interação de diversos especialistas, como os biólogos, os engenheiros, os arquitetos, entre outros. Na presente pesquisa, o desenho geométrico do MFAR foi conduzido principalmente por (Cruz et al., 2019).



Figura 3.2: (a) módulo individual do recife e (b) estrutura possível de um MFAR

3.3.1 Projeto geométrico

A estrutura desenvolvida por (Cruz et al., 2019) é composta por módulos individuais montados que procuram promover as propriedades biomecânicas e de autorreparação (Figura 3.2). A estrutura deve ser ancorada ao fundo do mar, reticulada, delgada e ser extensível à custa da justaposição de módulos adicionais. Assim, os módulos ligados entre si permitem que o MFAR apresente diversas configurações, sendo que essas unidades individuais devem garantir uma montagem prática e fácil compatíveis com o meio a que se destinam. Assim, adotam que o peso unitário varia de 80 Kg a 150 kg.

Durante o processo de desenho foram estudadas diversas hipóteses de configuração para os módulos individuais que formam o MFAR.

3.3.2 Projeto estrutural

Uma estrutura deve ser composta por diferentes elementos interligados cuja principal função é suporte e transferências de cargas. Assim, o projeto estrutural deve contemplar a resistência, a rigidez e a estabilidade da estrutura garantindo que a mesma suporta qualquer solicitação aplicada durante a sua vida útil. O processo estrutural deve ser dividido em três fases (Cruz, 2021):

- I. Fase de planeamento e projeto, onde se definem os materiais e potenciais sistemas estruturais e construtivos, considerando os requisitos de projeto, funcionalidades e características da estrutura;
- II. Fase estrutural de conceção, onde se identifica e define as ações e cargas de projeto que permitem realizar o cálculo estrutural, a modelação e a análise do dimensionamento, detalhando os elementos estruturais e de ligação. Nesta fase são considerados métodos analíticos e numéricos;
- III. Fase de construção, onde são estudadas as técnicas de construção e a avaliação dos meios e recursos disponíveis para a construção da estrutura.

A durabilidade de uma estrutura depende da qualidade do projeto, execução e manutenção da mesma. Na fase inicial a escolha dos materiais é de extrema importância para o desenvolvimento do resto do processo. Neste contexto, é imprescindível um conhecimento aprofundado do comportamento dos materiais, das soluções estruturais, das causas e mecanismos de deterioração, das medidas de proteção e técnicas de reabilitação.

Tal como já referido, o meio marinho apresenta determinados desafios relacionados com a durabilidade devido a processos físicos, químicos e biológicos que provocam a deterioração, e conseqüentemente a redução da vida útil da estrutura (Corsini, 2013). Como o betão é um material durável e económico, normalmente é selecionado para este tipo de estruturas, no entanto para fins estruturais e funcionais é necessário adicionar outros materiais. De acordo com os últimos estudos dos materiais apropriados para ambientes marinhos, um dos mais promissores do ponto de vista económico é o aço galvanizado por imersão a quente, no entanto ainda é escassa a informação relativamente à aderência deste ao betão quando utilizado como parte de estruturas mistas (Cruz et al., 2019).

3.3.3 Sistema estrutural do MFAR em estudo

Tendo por base a geometria e os requisitos que caracterizam um MFAR é necessário garantir que o sistema estrutural selecionado permite um ajuste adequado entre os elementos de reforço, dentro do módulo, de modo a garantir a distribuição uniforme das tensões, assim como o recobrimento nominal mínimo assegurando a integridade do elemento de reforço e a durabilidade da estrutura.

O sistema estrutural deve ainda assegurar a continuidade entre os elementos de reforço interno, bem como entre este e a ligação entre módulos, de forma a garantir a continuidade de esforços. Existe ainda a necessidade de criar um sistema construtivo modular, simples e de fácil montagem compatível com as operações no meio aquático.

Tal como já referido, o sistema estrutural do MFAR foi orientado por (Cruz et al., 2019). Este assegurou ainda que a estrutura apresentava uma forma atrativa, facilitando assim a colonização e o aumento da biodiversidade. Também o desenho estrutural é fundamental nestas estruturas, pois têm de garantir a estabilidade e a funcionalidade das mesmas.

Em (Cruz et al., 2019) são propostas duas soluções estruturais distintas para o MFAR. Uma das opções (figura 3.3) considera utilizar betão com varões de aço galvanizado no centro de cada “perna” da unidade do módulo.



Figura 3.3: Módulo com betão e varões de aço galvanizado (Cruz et al., 2019)

A segunda solução considera utilizar betão com um tubo central de aço galvanizado com furos ao longo do comprimento (figura 3.4). O principal objetivo dos furos é permitir que o betão preencha o interior do tubo de aço galvanizado, aumentando a aderência entre os materiais e ainda diminuindo a flutuabilidade, pois aumenta o peso próprio da estrutura.

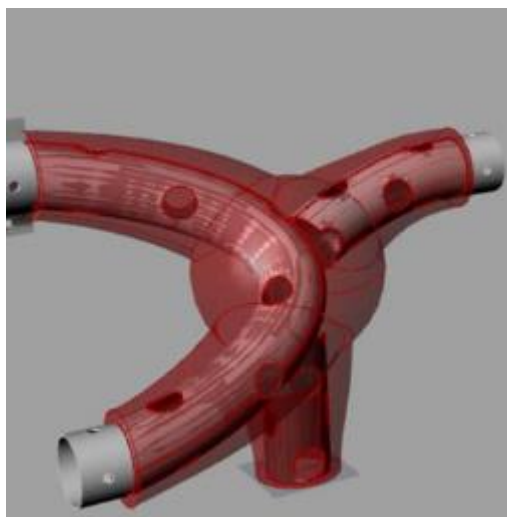


Figura 3.4: Módulo com betão e tubo de aço galvanizado com furos ao longo do comprimento
(Cruz et al., 2019)

Em ambas as soluções, todos os perfis são ligados na zona central da unidade, garantindo assim a continuidade entre todos os elementos de reforço. A alternativa com varões é mais fácil de obter, de manusear e incluir no módulo. Contudo, a solução alternativa apresenta melhor comportamento aos efeitos de carregamento.

A extensão do varão ou do tubo para o exterior, permite também o desenvolvimento de um sistema de ligação promissor, particularmente favorável no caso da solução que possui os tubos de aço galvanizado.

3.3.4 Sistema de ligação entre módulos

Um dos sistemas propostos por (Cruz et al., 2019) para a ligação entre os módulos em estudo é composta por dois elementos de aço galvanizado aparafusados mecanicamente, que funcionam como extensão de um dos perfis tubulares que sobressaem a partir dos módulos (figura 3.5). Assim, a estrutura metálica interna de dois módulos individuais é ligada através de duas meias peças de aço galvanizado aparafusadas e posteriormente envolvidas por uma mistura cimentícia de alto desempenho. É também objetivo deste estudo a análise do comportamento desta ligação.

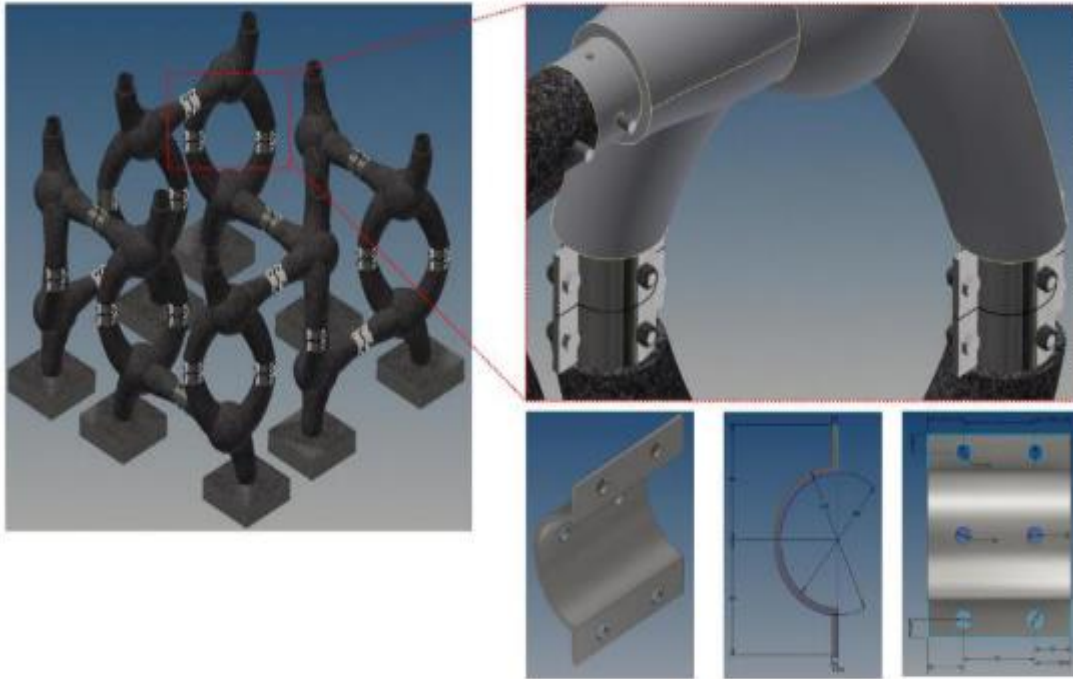


Figura 3.5: Sistema de ligação entre módulos do MFAR (Cruz et al., 2019)

3.3.5 Conclusões

A estrutura mista de aço-betão apresenta diversas vantagens quando composta por betão e aço galvanizado. No meio marinho o betão funciona também como substrato colonizador e a armadura facilita a continuidade entre a estrutura metálica interna, e possibilita o desenvolvimento do sistema de ligação entre os módulos.

No entanto quer o módulo, quer o sistema de ligação apresentam alguns pontos de fragilidade, especificamente na aderência entre os materiais selecionados e na transmissão de esforços entre os módulos individuais, ou seja, nas zonas de ligação.

Apesar de o objetivo principal da pesquisa ser o desenvolvimento de uma estrutura submersa inovadora, como o MFAR, a presente dissertação incide apenas no estudo do comportamento de uma solução mista betão / aço galvanizado para a construção do MFAR, que inclui o estudo da aderência entre os materiais selecionados, isto é, entre o betão e os tubos de aço galvanizado, e a análise do comportamento da zona da ligação entre os módulos individuais.

4 Ensaios experimentais

O trabalho experimental desenvolvido na presente dissertação teve por base alguns procedimentos previamente estabelecidos no que concerne à preparação de provetes e protocolo de ensaio, (Cruz et al., 2021). Todo o processo experimental decorreu no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

Existem três mecanismos principais que controlam a aderência entre os materiais em estudo, nomeadamente, a aderência química, o atrito e a aderência mecânica. A aderência química consiste na resistência química que se estabelece entre o tubo de aço e pasta de cimento do betão. Esta reação ocorre quando os materiais entram em contacto. A camada formada entre os elementos e o estado de limpeza da superfície do reforço influenciam bastante a aderência. O atrito é determinado pelos deslocamentos relativos entre as duas superfícies quando os materiais tendem a escorregar um em relação ao outro. Este depende das características da superfície e do coeficiente de atrito, e segundo alguns autores (Louro, 2011) a contribuição do atrito para a tensão de aderência é relevante apenas na presença de armaduras lisas, como o caso em estudo. A aderência mecânica tem em conta as nervuras geométricas do reforço, pois estas são as principais responsáveis pelas tensões instaladas no betão. Como no caso em estudo o reforço utilizado é liso, esta componente não é significativa.

O trabalho experimental dividiu-se em duas fases. Inicialmente realizaram-se ensaios de compressão, para a caracterização do material betão e posteriormente ensaios push-out para estudar a aderência entre os tubos de aço galvanizado e o betão.

O processo experimental começou pela escolha dos materiais e preparação dos provetes para a betonagem, nomeadamente incluindo a colocação correta dos tubos de aço no centro dos moldes. Posteriormente procedeu-se à produção da mistura de betão e à betonagem dos provetes. Após a descofragem, todos os provetes foram colocados na camara climática até ao momento do ensaio.

4.1 Geometria, materiais e preparação dos provetes

4.1.1 Geometria dos provetes

Os provetes de betão utilizados no ensaio de compressão apresentavam a forma cilíndrica com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro, tal como representado na Figura 4.1.

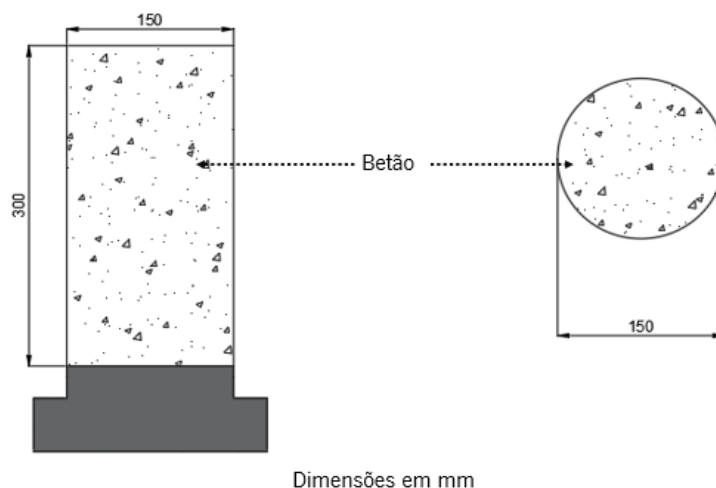


Figura 4.1: Esquema apresentando os provetes utilizados para o ensaio de compressão

Os provetes utilizados para o ensaio de aderência foram constituídos por um cubo de betão e um tubo de aço galvanizado, com 200 mm de comprimento, localizado no centro do provete de betão e preenchido interiormente também com a mistura de betão. Foi realizada ainda uma abertura na zona inferior do provete e onde o tubo de aço galvanizado termina, que permite o deslizamento desse mesmo tubo no decorrer do ensaio experimental. Para tal, previamente à betonagem colocaram-se pedaços circulares de poliestireno expandido, com diferentes alturas, sob os tubos de aço.

Numa primeira fase e previamente ao trabalho experimental, desenvolveu-se um estudo numérico com o objetivo de auxiliar na determinação da dimensão do cubo de betão a usar nos ensaios experimentais. Neste contexto, foram analisados 2 modelos com dimensões diferentes para o bloco prismático de betão: (i) bloco com 150 mm de aresta e (ii) bloco com 200 mm de aresta. As dimensões estudadas enquadram-se nas dimensões que são frequentemente utilizadas em ensaios similares do tipo *pushout* ou *pullout*. Para além disso, considera também aspetos relacionados com a logística e a manipulação dos provetes. Este estudo numérico será apresentado no capítulo seguinte, nomeadamente na secção 5.4.

Foram criadas quatro séries diferentes, tendo em conta o comprimento de embebimento entre os materiais em estudo. Considerou-se assim, comprimentos de embebimento de 50 mm, 75 mm e 100 mm. A quarta série apresentava também um comprimento de embebimento de 100 mm, mas neste caso particular continha um furo de 40 mm de diâmetro no tubo de aço galvanizado localizado a meio da zona de aderência. A diretriz dos furos foi orientada na direção da zona onde

existia mais betão, nomeadamente na direção das “arestas” do cubo de betão. Em cada uma das series foram testados três provetes, perfazendo um total de 12 provetes.

Um dos desafios desta geometria (Figura 4.2), era garantir que o tubo de aço galvanizado ficava posicionado corretamente para isso, recorreu-se a um suporte de metal especialmente concebido para o efeito, tal como representado na Figura 4.3.

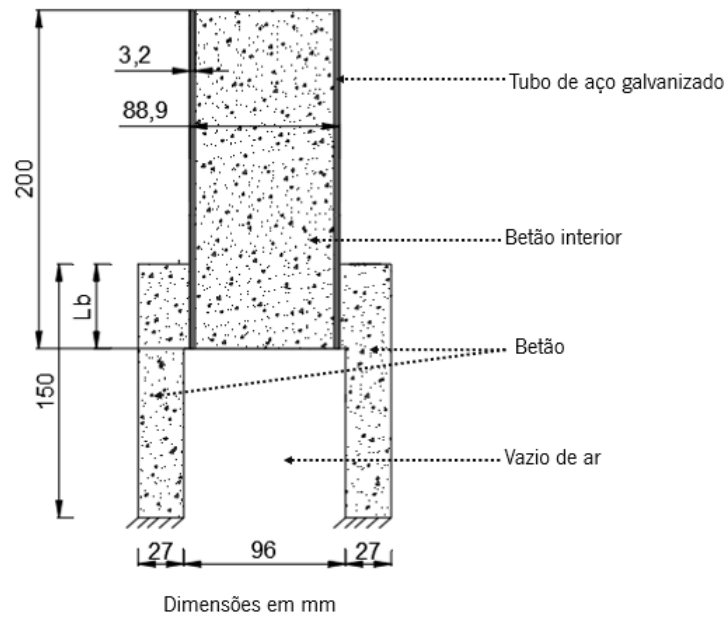


Figura 4.2: Esquema dos provetes para o ensaio push-out

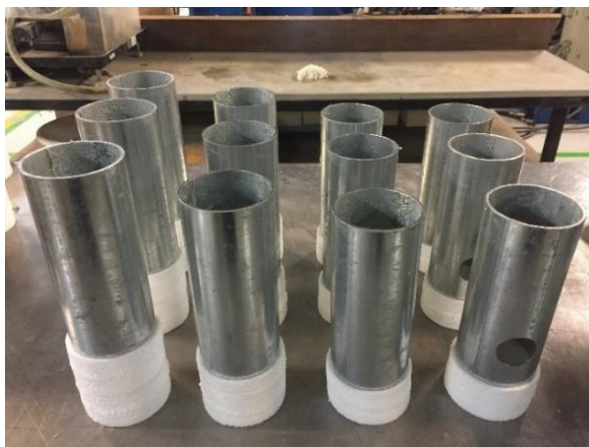


Figura 4.3: Preparação dos tubos de aço galvanizado e moldes para a colocação do betão, incluindo os elementos de aligeiramento.

4.1.2 Materiais utilizados

O betão é uma mistura constituída pelo ligante hidráulico (cimento), agregados (fino e grosso), água e aditivos / adjuvantes. Assim, existem certos requisitos para esta mistura, entre eles, uma boa trabalhabilidade no estado fresco e elevada resistência no estado endurecido.

Nos provetes em estudo, particularmente nos perfis tubulares de aço galvanizado com orifícios ao longo do comprimento foi necessário garantir que o tamanho do agregado fosse pequeno para que o betão pudesse fluir sem restrições.

A composição de betão foi desenvolvida usando as equações modificadas propostas por Andreasen & Andersen (Myhre et al., 2013). Os materiais foram cuidadosamente selecionados e manuseados. A análise da granulometria foi realizada segundo a norma NP EN 933-1: 2001 enquanto a quantidade de água necessária para a saturação do agregado foi calculada segundo a norma ASTM C566-97: 2013.

A ficha técnica dos tubos de aço galvanizado encontra-se em anexo (anexo I).

Tabela 4.1: Composição do betão utilizado no ensaio experimental

Materiais	Massa/80L [Kg=L]	Kg/m³
CEM II/A-L 42,5 R	35,99	449,9
Areia 0-2	23,59	294,9
Areia 0-4	59,98	749,8
Brita 6/14	44,63	557,8
Superplastificante	0,13	1,6
Plastificante	0,13	1,6
Água	16,14	201,8

4.1.3 Preparação dos provetes

A mistura de betão foi realizada no Laboratório de materiais do departamento de Engenharia Civil na Universidade do Minho. A betoneira possuía a capacidade de produzir simultaneamente 80 L e permitiu preencher sete moldes para os ensaios de compressão e doze moldes para os ensaios *pushout*.

Após a mistura de todos os materiais, realizou-se o ensaio de abaixamento, segundo a NP-EN 12350-2, como representado na Figura 4.4. A mistura obtida apresentou uma classe de abaixamento S4, ou seja, o betão teve um abaixamento de 160 mm a 220 mm.

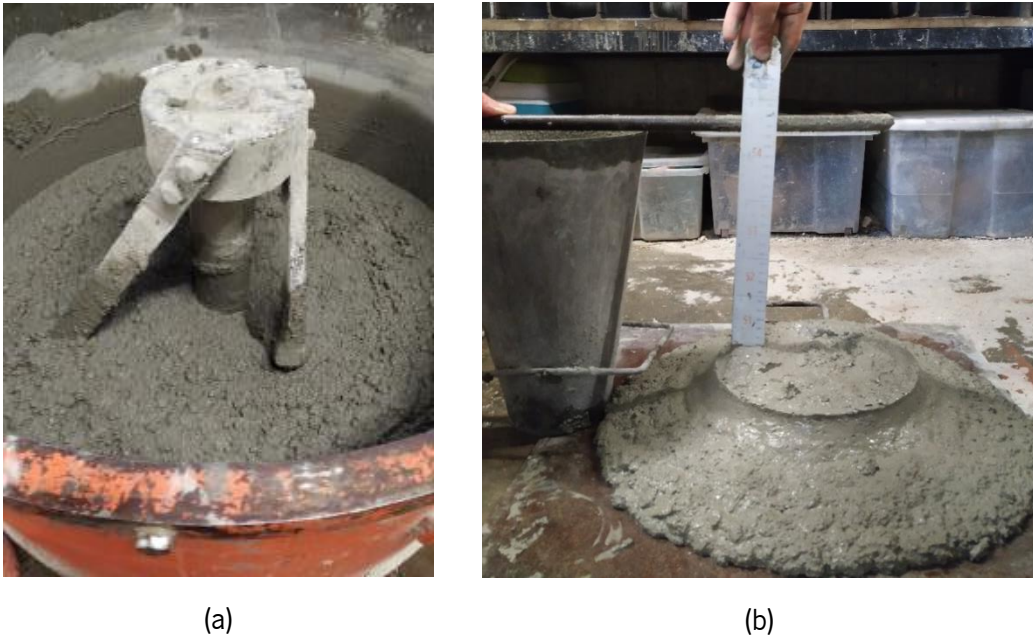


Figura 4.4: (a) Mistura de betão (b) Ensaio de abaixamento

Inicialmente preencheu-se apenas um terço da capacidade de cada molde e vibrou-se o betão. De seguida preencheu-se o restante molde voltando a vibrar, tendo sempre em atenção que nos moldes para o ensaio de aderência, o movimento de vibração não alterasse a posição do tubo de aço galvanizado. As paredes de todos os moldes foram previamente lubrificadas com óleo para facilitar a descofragem do mesmo.

Três dias após a betonagem procedeu-se à descofragem dos provetes que posteriormente foram colocados em camara climática a uma temperatura de 18°C e humidade relativa (HR) de 55% até ao dia do ensaio. Foi ainda realizada a retificação da superfície dos provetes cilíndricos, como representado na figura 4.5.



(a)



(b)

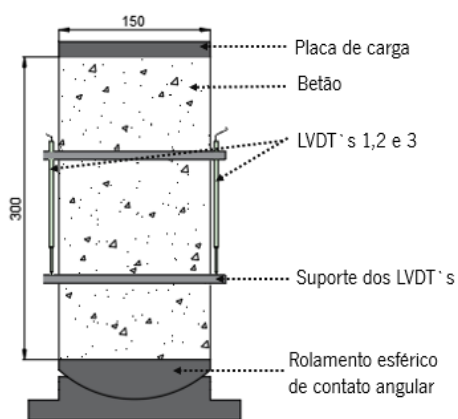
Figura 4.5: (a) descofragem dos provetes e (b) retificação dos provetes cilíndricos

4.2 Ensaio de compressão

4.2.1 Programa experimental

Para definir as propriedades mecânicas do betão no estado endurecido realizaram-se ensaios de compressão uniaxial nos cilindros previamente descritos.

A resistência à compressão (f_{cm}) e o módulo de elasticidade (E_{cm}) do betão foram determinados segundo as recomendações das normas NP EN 12390-13: 2014 e NP EN 12390 3: 2011 respetivamente, aos sete e vinte e oito dias de idade do betão. O esquema do ensaio está representado na Figura 4.6.



(a)



(b)

Figura 4.6: (a) esquema do ensaio de compressão e (b) ensaio de compressão

A nomenclatura de cada elemento é MXX_CC_PPdias, onde XX significa número de mistura de betão (M04), CC é o número da amostra testada nas mesmas condições (1, 2 ou 3) e PP o dia em que a amostra foi testada (7 ou 28).

Dos sete provetes disponíveis para a realização do ensaio, três foram usados para a caracterização aos sete dias de idade, enquanto os restantes foram usados para caracterizar o betão aos vinte e oito dias de idade. No entanto em cada um dos dias ensaiados, o primeiro provete foi utilizado para caracterizar a resistência à compressão e estimar o intervalo de carregamento a aplicar durante o ensaio de módulo de elasticidade.

4.2.2 Resultados e discussão

Nos ensaios de compressão, os modos de rotura observados foram considerados válidos de acordo com NP EN 12390-3:2009 (figura 4.7). Na figura 4.8 estão representados os modos de rotura dos provetes ensaiados.

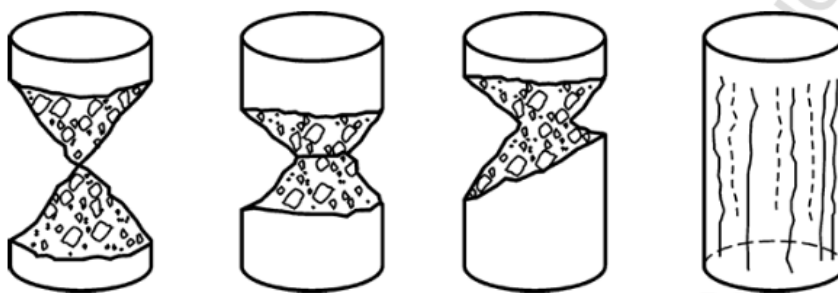
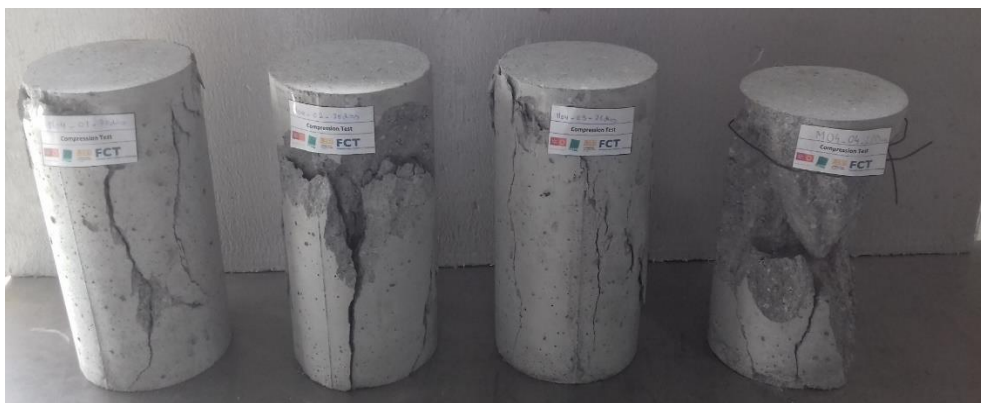


Figura 4.7: Roturas satisfatórias de provetes cilíndricos (NP EN 12390-3: 2009, 2009)



(a)

Figura 4.8: Modos de rotura dos provetes ensaiados (a) aos 7 dias de idade e (b) aos 28 dias de idade - Continua



(b)

Figura 4.9: Modos de rotura dos provetes ensaiados (a) aos 7 dias de idade e (b) aos 28 dias de idade -

Continuação

Na Tabela 4.2 constam os valores da força máxima (F_{\max}), da resistência à compressão do betão (f_{cm}) e do modulo de Young do betão (E_{cm}).

Salienta-se, no entanto, que o provete M04_02_28dias não foi contabilizado para os cálculos apresentados, uma vez que apresentava valores bastante diferentes dos restantes provetes.

Tabela 4.2: Caracterização do betão por ensaios de compressão

Dia	Provete	F_{\max} [kN]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
7	M04_01_7dias	608,90	34,87	n.d
	M04_02_7dias	600,60	33,93	28,87
	M04_03_7dias	608,10	34,32	28,83
	Média	605,87	34,38	28,85
	Desvio Padrão	3,74	0,39	0,02
	Cov (%)	0,62%	1,12%	0,07%
28	M04_01_28dias	671,40	37,84	n.d
	M04_02_28dias	524,20	29,27	27,21
	M04_03_28dias	653,80	37,50	28,71
	M04_04_28dias	674,80	38,34	27,68
	Média	666,67	37,89	28,20
	Desvio Padrão	9,20	0,35	0,52
Cov (%)	1,38%	0,91%	1,83%	

Através das expressões da NP EN 1992-1-1, pode-se obter a resistência à tração do betão.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \quad (4.1)$$

$$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (4.2)$$

Onde:

F_{ck} é a tensão característica de rotura do betão aos 28 dias

F_{ctm} é a tensão de rotura à tração do betão

Assim, para a mistura de betão realizada, obteve-se um valor da tensão de rotura à tração de 2,89 MPa.

4.3 Ensaio de pushout

4.3.1 Programa experimental

O ensaio de push-out realizado consistiu em submeter os tubos de aço galvanizado a uma força compressiva uniaxial na direção longitudinal do provete, de modo a impor um deslocamento axial a uma taxa constante entre o atuador do equipamento de teste e a secção de carga do tubo de aço galvanizado foi utilizada uma placa e um contacto angular para garantir a estabilidade e o ajuste inicial do sistema.

Para a realização do ensaio foram utilizados os seguintes equipamentos (figura 4.9):

- i. um equipamento hidráulico, modelo CIL-DE-100KN-63-36-200 (versão 443) com capacidade de carga máxima de 100 kN ($\pm 0,12$ kN) do LEST;
- ii. um LVDT (LVDT1) com capacidade de ± 10 mm usado para controle do ensaio;
- iii. três LVDT (LVDT2, 3 e 4), com curso de ± 10 mm, usados para medir o deslocamento relativo entre o tubo de aço galvanizado e a face superior do cubo de betão durante o ensaio. Estes foram posicionados a 120° uns dos outros para obtenção dos deslocamentos médios relativos em três pontos representativos da secção;
- iv. Um LVDV (LVDT5) com capacidade de ± 5 mm usado para medir o deslocamento relativo na secção da extremidade livre.

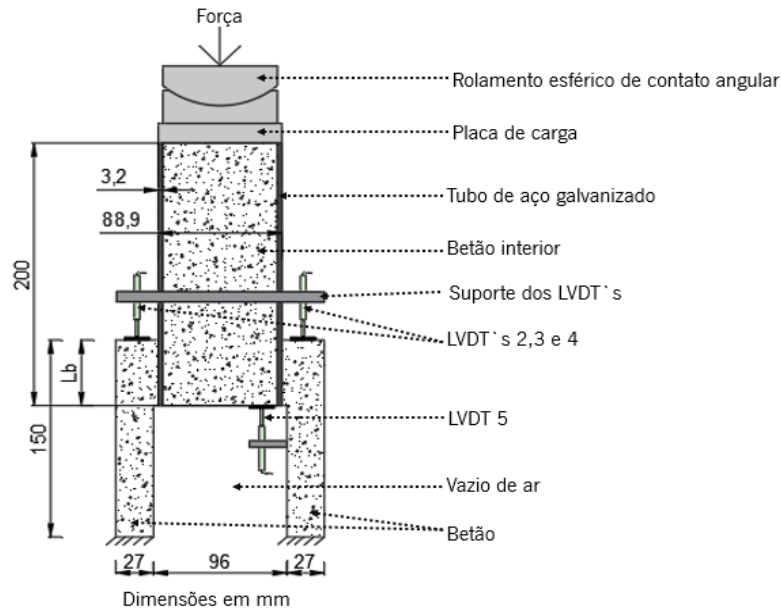


Figura 4.10: Esquema do ensaio pushout

O ensaio foi realizado por controle de deslocamento externo no atuador, tendo-se imposto uma taxa de deslocamento de $2 \mu\text{m/s}$ até que o provete apresentasse uma força residual constante.

Para cada um dos comprimentos de embebedimento descritos, foram utilizados três provetes. Assim, a nomenclatura adotada para cada elemento foi MXX_LbYY_ZZ, onde XX significa número da mistura de betão (M04), YY o comprimento de embebedimento em milímetros (50, 75 ou 100) e ZZ o número da amostra testada nas mesmas condições (1, 2 ou 3). Nos provetes com o tubo de aço galvanizado perfurado a nomenclatura adotada foi MXX_LbYY_HD_ZZ, onde D significa o diâmetro do furo em milímetros.

Salienta-se que, em alguns provetes, foi necessário colocar um “mata folgas” entre o tubo de aço e a placa de carga, de modo a uniformizar a área de carregamento, uma vez que o tubo de aço não estava perfeitamente retificado.

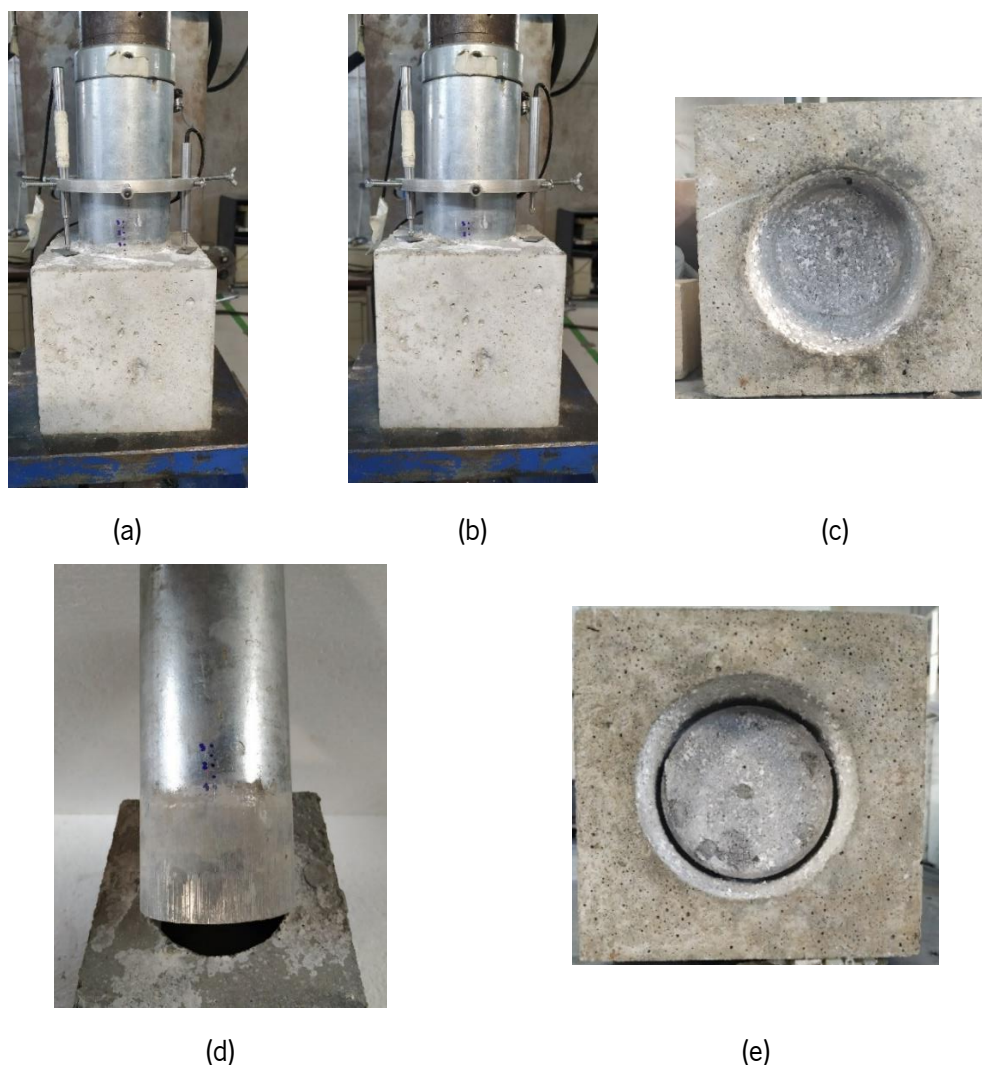


Figura 4.11 : (a) início do ensaio; (b) fim do ensaio; (c) vista inferior do provete antes do ensaio, (d) interface após a remoção do tubo e (e) parte inferior do provete após o ensaio.

4.3.2 Resultados e discussão

De seguida apresentam-se as respostas força *versus* deslocamento relativo entre materiais, obtidas para cada uma das series testadas. O deslocamento representado no eixo das abcissas representa a diferença de deslocamento obtido entre o local de suporte dos LVDT's e a superfície superior do cubo de betão, representando uma aproximação do deslizamento da extremidade carregada do tubo, enquanto o valor da força representada no eixo das ordenadas foi a registada pela célula de carga instalada no atuador.

Os principais parâmetros de análise são: (i) comprimento de embebimento real $L_{b,real}$; (ii) força máxima, $F_{l,max}$; (iii) deslocamento do tubo na secção de extremidade de carga correspondente a força máxima $S_{l,max}$; (iv) tensão máxima na interface do betão com o aço galvanizado $\tau_{l,max}$; (v)

força residual, F_r ; (vi) energia dissipada durante o processo de deslizamento entre os materiais E_f ; (vii) rigidez, K .

O comprimento de embebimento real ($L_{b,real}$) foi medido diretamente nos provetes antes do início dos ensaios. Os parâmetros da força máxima, ($F_{l,max}$) e o deslocamento do tubo na secção de extremidade de carga correspondente a força máxima ($S_{l,max}$) foram retirados diretamente das respostas força versus deslocamento vertical relativo entre os materiais na superfície carregada. A força residual (F_r) foi obtida na parte descendente da resposta experimental para um deslocamento de 10 mm nos provetes que não continham furo ao longo do comprimento do tubo de aço galvanizado, a serie que continha os furos não foi possível registar a força residual.

A tensão máxima (τ_{max}) na interface do betão com o aço galvanizado é calculada através da expressão (4.3).

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{F_{m\acute{a}x}}{\pi \cdot D \cdot (L_{b,real} \cdot S_{l,m\acute{a}x})} \quad (4.3)$$

A energia dissipada (G) é a calculada através da determinação da área total da resposta força vs deslocamento vertical relativo entre materiais. A rigidez (k) é obtida através da expressão da reta que aproxima a fase inicial de cada resposta experimental, sendo a reta do tipo $mx+b$, onde a rigidez é o valor de m .

Através da análise da Figura 4.12 verifica-se que as respostas são caracterizadas inicialmente por um ramo linear, ou seja, uma fase de pré-pico, caracterizada maioritariamente pela quebra da ligação química entre os tubos de aço e a pasta de cimento. Posteriormente existe a zona do pico, onde se observa o início do deslizamento do tubo de aço pelo cubo de betão. E por fim, existe a fase do pós-pico, governada pelo atrito entre os materiais, que é caracterizada por um ramo descendente, onde a força diminui com o aumento do deslizamento entre os materiais.

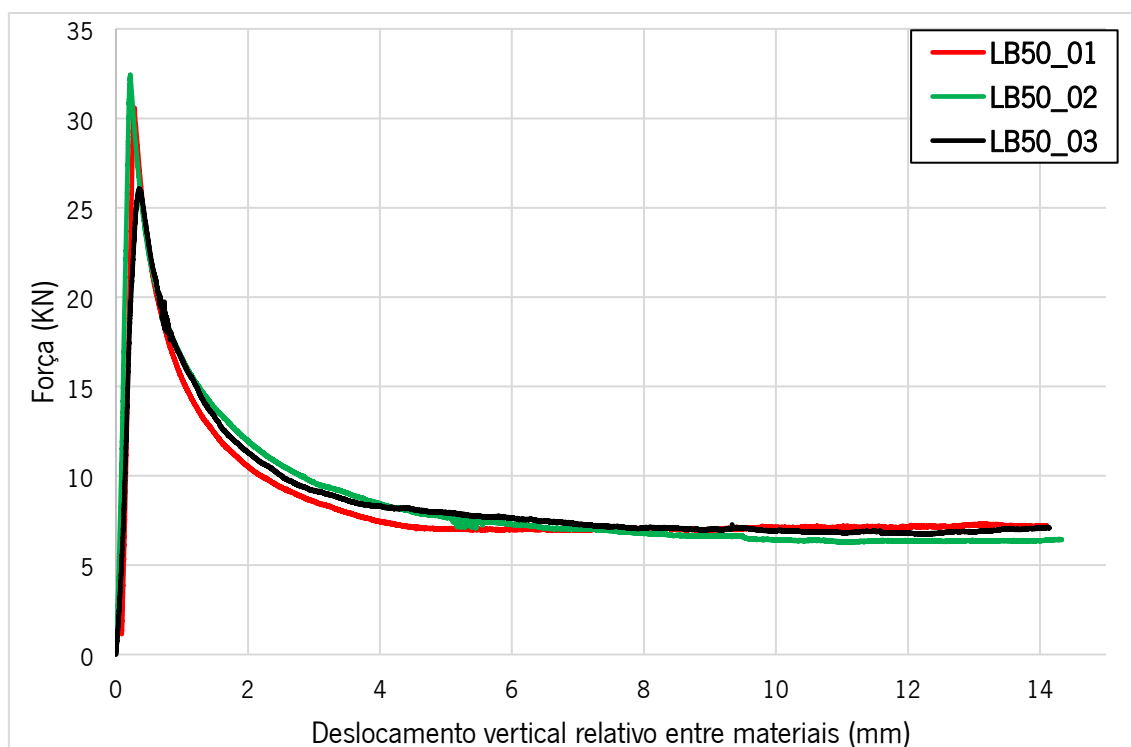


Figura 4.12: Respostas força versus deslocamento para os provetes com LB de 50 mm

A Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos para a série com comprimento de embebição de 50 mm.

Tabela 4.3: Resultados obtidos na série LB50mm

Proвете	L _{b,real} [mm]	F _{max} [kN]	S _{i,max} [mm]	τ _{i,max} [MPa]	F _r [kN]	G _f [kN.mm]	K [kN/mm]
M04_LB50_01	50,00	30,60	0,28	2,20	7,13	69,25	115,15
M04_LB50_02	50,42	32,51	0,22	2,32	6,40	78,3	164,71
M04_LB50_03	50,24	26,09	0,35	1,87	6,92	73,31	86,74
Média	50,22	29,73	0,28	2,13	6,82	73,62	122,20

Através da análise da Figura 4.13 constata-se que as respostas são caracterizadas inicialmente por um ramo linear, isto é, uma fase de pré-pico, normalmente caracterizada pela quebra da ligação química entre os tubos de aço e a cubo de betão. Posteriormente existe a zona do pico, onde se observa o início do deslizamento do tubo de aço pelo cubo de betão. Por fim, existe a fase do pós-pico, que é caracterizada por um ramo descendente, governada pelo atrito entre os materiais.

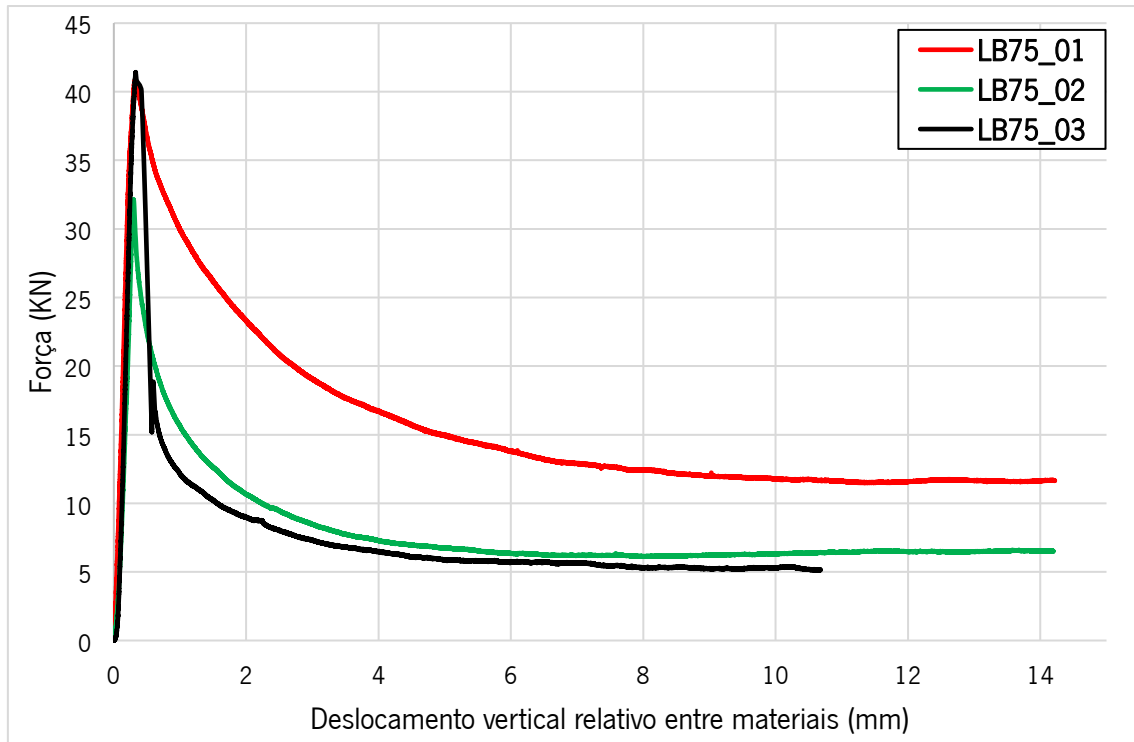


Figura 4.13: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 75 mm

No decorrer dos ensaios experimentais observou-se, no provete com designação M04_LB75_03, que após este atingir a força de pico surgiu uma fenda numa das faces laterais do cubo de betão (Figura 4.14), e verificou-se simultaneamente uma queda abrupta no valor da força, no entanto o ensaio prosseguiu. Após o ensaio terminar, verificou-se que a fenda era aparentemente apenas exterior e que os valores obtidos eram semelhantes aos restantes provetes da mesma série, considerando-se então também este provete para os cálculos e para as conclusões.

Observa-se ainda uma diferença significativa entre as respostas obtidas para os provetes M04_LB75_01 e M04_LB75_02. Esta discrepância de resultados pode resultar de um ligeiro desalinhamento no sistema de carregamento e do facto de, no caso do provete M04_LB75_02, se ter esquecido a colocação do “mata folgas”.

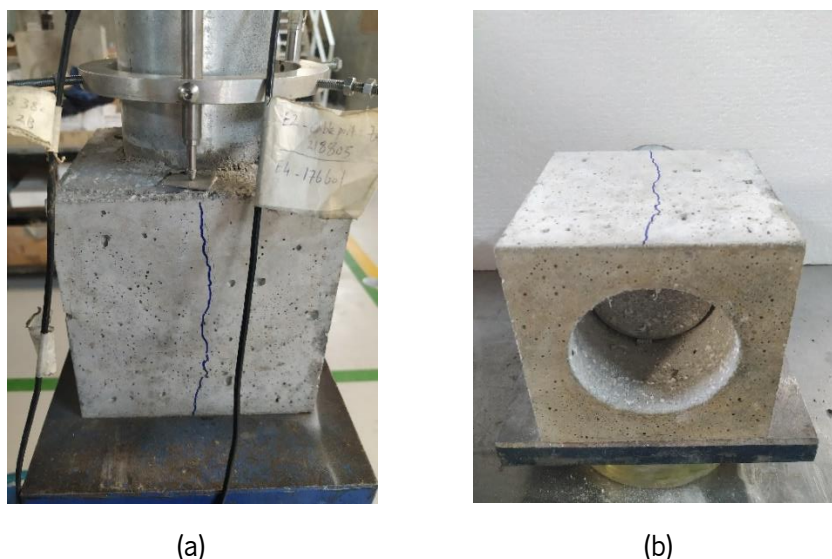


Figura 4.14: Fissura do provete M04_LB75_03

A Tabela 4.4 apresenta os resultados obtidos para a série com comprimento de embebedimento de 75 mm.

Tabela 4.4: Resultados obtidos na série LB75mm

Provete	$L_{b,real}$ [mm]	F_{max} [kN]	$S_{l,max}$ [mm]	$\tau_{l,max}$ [MPa]	F_r [kN]	G_f [kN.mm]	K [kN/mm]
M04_LB75_01	75,91	40,94	0,31	1,94	11,75	142,04	146,95
M04_LB75_02	76,98	32,24	0,30	1,51	6,31	67,85	115,99
M04_LB75_03	76,45	41,41	0,33	1,95	5,30	55	148,73
Média	76,44	38,20	0,31	1,80	7,79	88,30	137,22

Como as séries já apresentadas, e através da análise da Figura 4.15 observa-se que a serie LB100mm também apresenta uma fase de pré-pico caracterizada por um ramo linear onde ocorre normalmente a quebra da ligação química entre os tubos de aço e a cubo de betão. De seguida existe a zona do pico, onde se observa o início do deslizamento entre os materiais. Por fim, existe a fase do pós-pico, caracterizada por um ramo descendente.

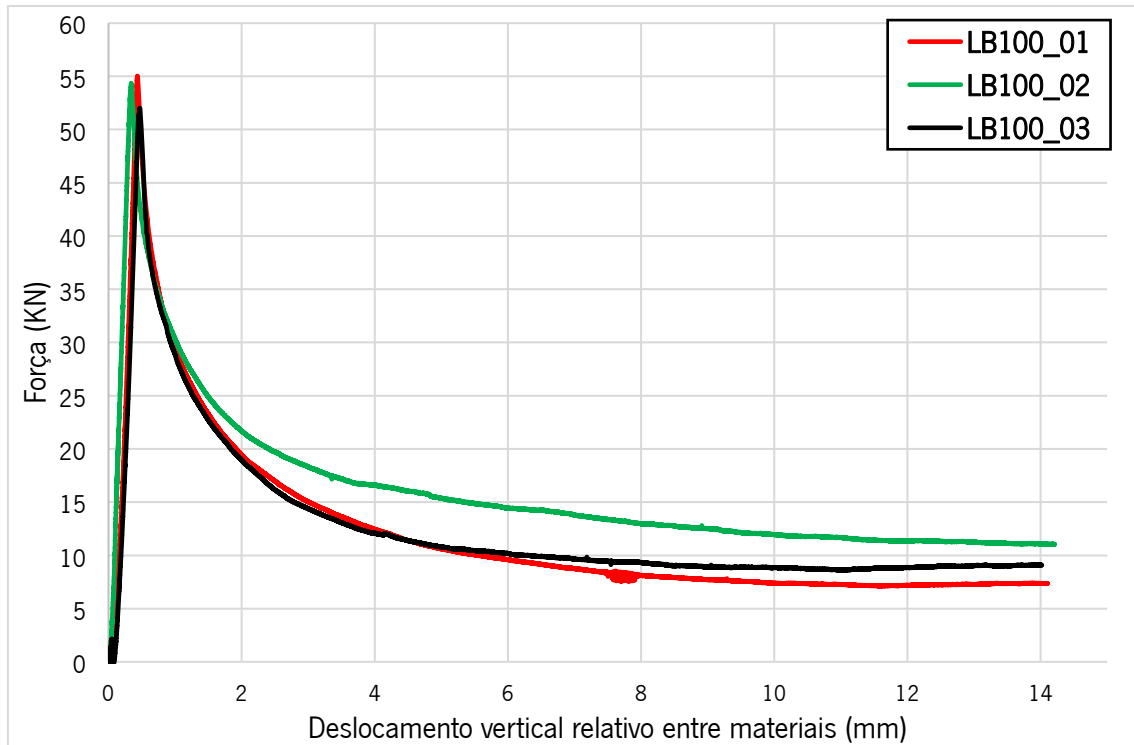


Figura 4.15: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 100 mm

Na Tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos para a série com comprimento de embebedimento de 100 mm.

Tabela 4.5: Resultados obtidos na série LB100mm

Provete	L _{b,real} [mm]	F _{max} [kN]	S _{l,max} [mm]	τ _{l,max} [MPa]	F _r [kN]	G _f [kN.mm]	K [kN/mm]
M04_LB100_01	100,000	55,050	0,43	1,98	7,37	117,29	136,55
M04_LB100_02	100,420	54,410	0,34	1,95	11,94	70,22	177,65
M04_LB100_03	98,630	52,170	0,47	1,90	8,85	111,94	122,01
Média	99,68	53,88	0,41	1,94	9,39	99,82	145,40

Os provetes que foram concebidos utilizando tubos de aço perfurados (Figura 4.16), com designação M04_H40_LB100n apresentaram um comportamento diferente dos restantes. Nestes provetes, a zona pré-pico apresentou um comportamento não linear mais evidente ainda antes de se atingir a força de pico. Esta diferença resulta do estabelecimento de mecanismos adicionais de interligação entre ambos os materiais na zona de aderência, uma vez que nestes provetes a ligação é bastante mais complexa, pois existe a mobilização das bielas de betão que se formam no interior furos efetuados nos tubos de aço.

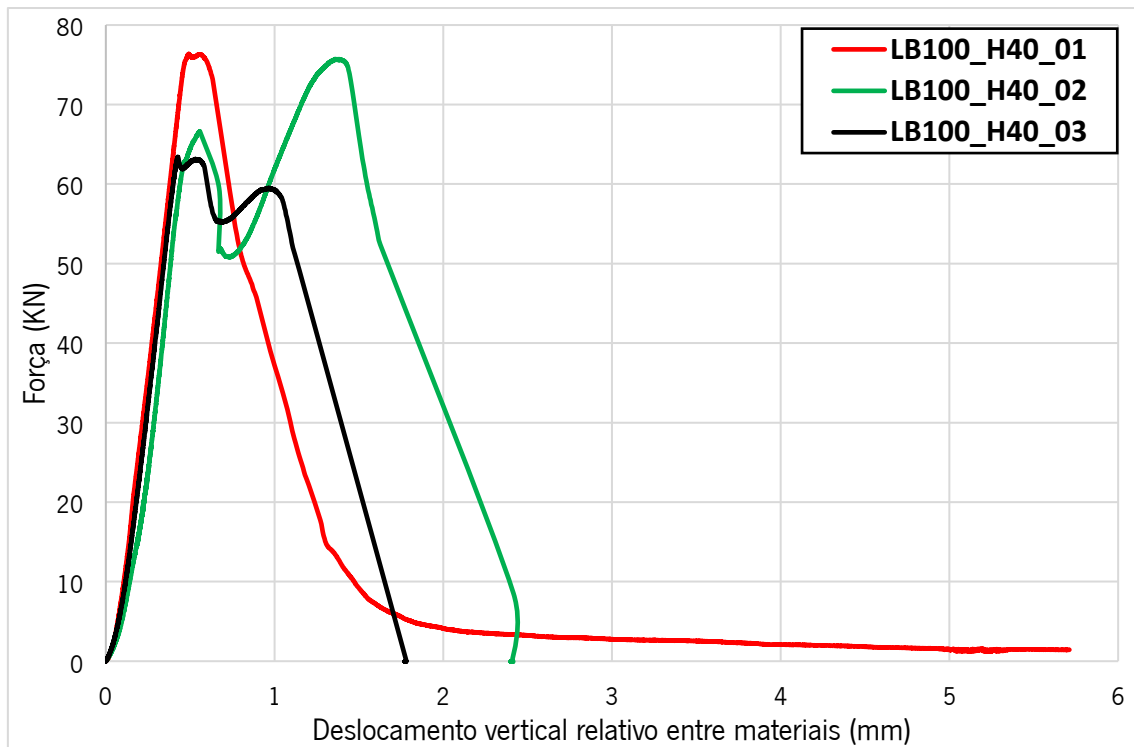


Figura 4.16: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 100 mm e furo de 40mm no tubo de aço galvanizado

O que se verificou nos provetes desta série foi um deslizamento abrupto entre os materiais, isto é, uma quebra repentina na aderência logo após a força atingir o máximo. Durante a realização dos ensaios experimentais observou-se ainda, para o provete com designação M04_LB100_H40_01, que assim que a força atingiu o pico o provete fissurou por completo, terminando logo o ensaio. No caso dos provetes M04_LB100_H40_02 e M04_LB100_H40_03 constatou-se que após o primeiro pico da força atuante surgiram algumas fendas exteriores no cubo de betão, sendo que após o segundo pico da curva o provete fissurou por completo e terminou o ensaio. Conclui-se, assim, que no caso dos provetes que apresentavam furos na zona de aderência, a dimensão da aresta do cubo de betão não foi suficiente para garantir uma adequada dissipação das forças transferidas para o betão na zona de aderência. Esta questão será novamente discutida mais adiante, aquando da discussão de resultados.



Figura 4.17: Provete M04_LB100_H40_01 após o ensaio



Figura 4.18: Provete M04_LB100_H40_02 após o ensaio



Figura 4.19: Provete M04_LB100_H40_03 após o ensaio

Tabela 4.6: Resultados obtidos na série LB100mm_H40mm

Provete	L _{b,real} [mm]	F _{max} [kN]	S _{i,max} [mm]	τ _{i,max} [MPa]	G _f [kN.mm]	K [kN/mm]
M04_LB100_H40_01	100,00	76,40	0,49	2,75	65,28	173,65
M04_LB100_H40_02	100,28	66,64	0,56	2,39	109,91	143,53
M04_LB100_H40_03	100,35	63,41	0,43	2,27	69,35	161,14
Média	100,21	68,82	0,49	2,47	81,51	159,44

4.3.2.1 Discussão dos resultados

Tal como já referido, o deslocamento identificado nas respostas experimentais apresentadas anteriormente é medido entre o suporte dos LVDT's e a face superior, ou carregada, do cubo de betão. Assim, a resposta experimental apresentada inclui o efeito do deslizamento entre os diferentes materiais e também uma parte da deformação elástica do tubo de aço, do segmento que se encontra entre o anel de suporte dos três LVDTs e a superfície superior, carregada, do cubo de betão. O valor da deformação elástica obtida para o segmento de tubo de aço galvanizado referido nos vários ensaios, que deverá ser descontado das respostas experimentais obtidas se pretendermos analisar unicamente o comportamento de aderência. No entanto a análise de resultados que se segue foi, nesta fase, realizada com base nas respostas experimentais tal como registadas durante o ensaio e representados anteriormente, ou seja, considerando essa deformação elástica do segmento do tubo de aço galvanizado durante o ensaio. Assim, calculou-se a deformação elástica do tubo de aço galvanizado através da expressão (4.4).

$$\Delta L = \frac{F_{\max} \times L}{A \times E} \quad (4.4)$$

Onde:

ΔL é o valor da deformação elástica do segmento de tubo localizado entre o anel de suporte dos LVDTs usados para medir o deslizamento, e a face carregada;

F_{max} é a força máxima que o provete atingiu

L é a distância do suporte dos LVDT's à face carregada do cubo de betão

A é a área do tubo de aço galvanizado

E é o módulo de elasticidade do aço galvanizado



Figura 4.20: Posição dos LVDT 's

Tabela 4.7: Deformação elástica do tubo de aço em cada provete

Provete	F_{max}	L	ΔL	
	[KN]		[mm]	[μm]
M04_LB50_01	30,6	75	0,0127	12,7
M04_LB50_02	32,51		0,0135	13,5
M04_LB50_03	26,09		0,0108	10,8
Média	29,73		0,0123	12,3
M04_LB75_01	40,94	62,5	0,0141	14,1
M04_LB75_02	32,24		0,0111	11,1
M04_LB75_03	41,41		0,0143	14,3
Média	38,2		0,0132	13,2
M04_LB100_01	55,05	50	0,0152	15,2
M04_LB100_02	54,41		0,0150	15,0
M04_LB100_03	52,17		0,0144	14,4
Média	53,88		0,0149	14,9
M04_LB100_H40_01	76,4	50	0,0211	21,1
M04_LB100_H40_02	75,77		0,0209	20,9
M04_LB100_H40_03	63,41		0,0175	17,5
Média	71,86		0,0199	19,9

A Tabela 4.8 representa os valores médios da força máxima em cada serie e a diferença entre as diferentes series, o mesmo é representado graficamente na Figura 4.21. Assim, conclui-se que há medida que o comprimento de embebimento aumenta de serie para serie, também a força máxima aumenta. Por exemplo, em termos médios, para a série de ensaios M04_LB50 e M04_LB75 a força máxima atingiu, respetivamente, 29.73 kN e 38.20 kN. Assim esta diferença

de 25 mm no comprimento de embhecimento representa um aumento de 22% na força máxima. Quando se compara a série de ensaios M04_LB75 e M04_LB100, onde a força máxima atingiu 38.20 KN e 53.88KN, respetivamente, conclui-se que este aumento de 25 mm no comprimento de embhecimento provocou um aumento de 29% na força máxima. Este aumento na variável da força máxima, pode ser justificado pela maior transmissão de carga entre o cubo de betão e o tubo de aço galvanizado, uma vez que existe maior área de contacto entre os materiais.

Quando comparada a serie M04_LB100 com a serie M04_LB100_H40, verifica-se que a força máxima aumentou de 53,88 kN para 68,82 kN em resultado da execução dos furos no tubo de aço. Assim, a presença do furo o interior do comprimento de aderência provoca um aumento de 22% na força máxima, uma vez que nestes provetes o comprimento de embhecimento é o mesmo, mas existe maior área de contacto entre os materiais nos provetes que contem os furos.

Tabela 4.8: Influência do comprimento de embhecimento na força máxima

Série	F _{max} [KN]	Influência do LB
M04_LB50	29,73	
M04_LB75	38,20	22%
M04_LB100	53,88	29%
M04_LB100_H40	68,82	22%

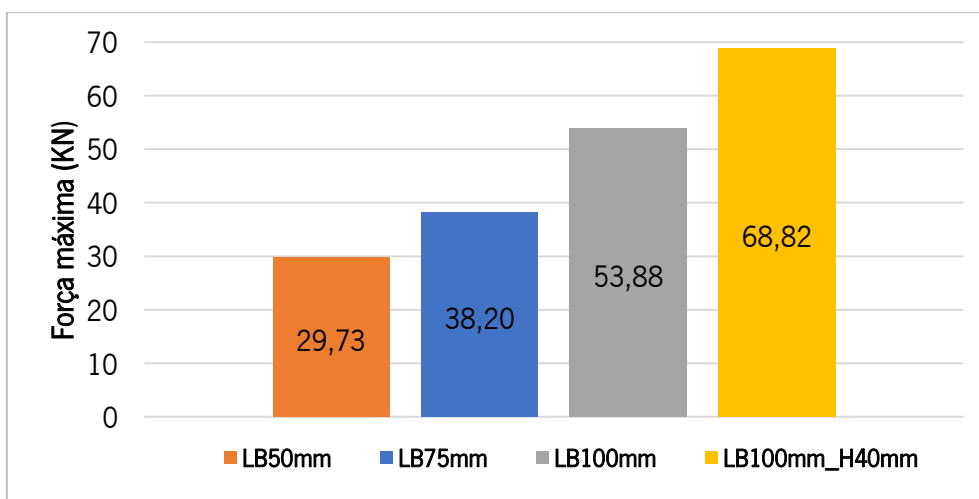


Figura 4.21: Influência do comprimento de embhecimento na força máxima

A Tabela 4.9 apresenta os valores médios do deslizamento na fase carregada correspondente à força máxima para cada série, bem como a influência que os comprimentos de embhecimento têm

nesta variável, o mesmo é representado graficamente na Figura 4.22 Assim, por exemplo, para a série de ensaios M04_LB50 e M04_LB75 o deslizamento na fase carregada correspondente a força máxima atingiu, respetivamente, 0,28 mm e 0,31 mm, verificando-se assim, um aumento de 9%, com o aumento do comprimento de embebimento. Já quando se compara os ensaios M04_LB75 e M04_LB100, verifica-se que existe um aumento de 24% na variável em análise, pois o deslizamento na fase carregada correspondente a força máxima aumenta de 0,31 mm para 0,41 mm, respetivamente. Analisando os provetes M04_LB100 e M04_H40_LB100 verifica-se que esse aumento ainda é mais significativo, pois o deslizamento na fase carregada correspondente a força máxima passa de 0,41 mm para 0,49 mm, aumentando assim em 16% o seu valor.

Tabela 4.9: Influência do comprimento de embebimento do deslizamento na fase carregada correspondente a força máxima

Proвете	$S_{i,max}$ [mm]	Influência do Lb
M04_LB50	0,28	
M04_LB75	0,31	9%
M04_LB100	0,41	24%
M04_LB100_H40	0,49	16%

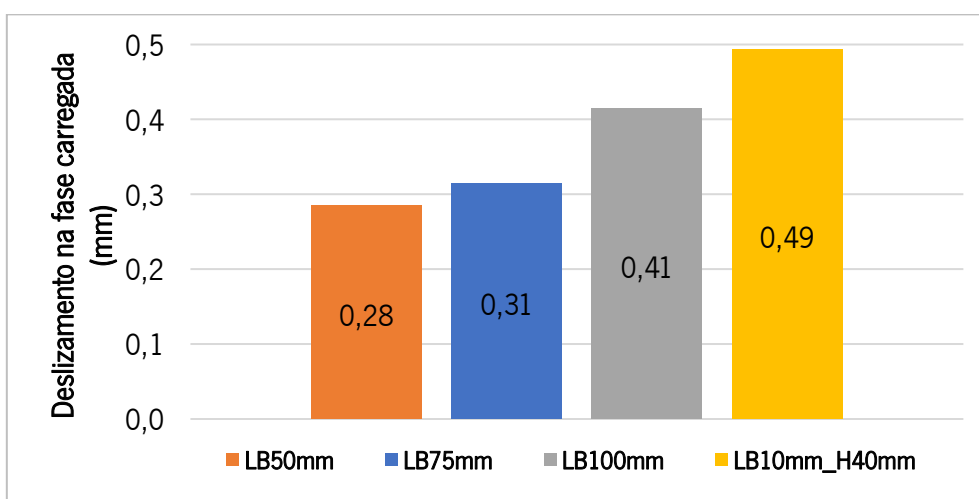


Figura 4.22: Influência do comprimento de embebimento do deslizamento na fase carregada correspondente a força máxima

Como já verificado anteriormente, à medida que o comprimento de embebimento aumenta, também aumenta a área de contacto entre os materiais em estudo e consequentemente aumenta a força máxima necessária para romper a ligação entre os materiais.

Assim, na Tabela 4.10 está representada a tensão máxima para cada série de ensaios e a influência que os diferentes comprimentos de embebimento têm nessa mesma variável, o mesmo é representado graficamente na Figura 4.23

No caso das séries M04_LB50 e M04_LB75, onde a tensão máxima apresenta, respetivamente, valores de 2,13 MPa e 1,80 MPa, observa-se que com o aumento do comprimento de embebimento existe uma perda de 19% da tensão máxima. Quando comparadas as séries M04_LB75 e M04_LB100, onde a tensão máxima apresenta o valor de 1,80 MPa e 1,94 MPa, respetivamente, verifica-se que há um aumento de 7% na tensão máxima com o aumento do comprimento de embebimento.

Entre a série M04_LB100 e M04_LB100_H40, que apresentam valores de 1,94 MPa e 2,47 MPa, respetivamente, para a tensão máxima, observa-se um aumento de 21% da tensão máxima. Uma vez que nestas séries o comprimento de embebimento é o mesmo, este aumento deve-se ao facto dos provetes que contem o furo apresentarem maior área de aderência.

Através destes valores de tensão, é possível justificar a fissuração total da serie M04_LB100_H40, pois a tensão instalada na quebra da ligação entre os materiais é muito superior quando comparada aos provetes que não continham o furo e quando atingida provocou um deslizamento abrupto entre os materiais.

Tabela 4.10: Influência do comprimento de embebimento na tensão máxima

Proвете	$\tau_{l,max}$ [MPa]	Influência do Lb
M04_LB50	2,13	
M04_LB75	1,80	-19%
M04_LB100	1,94	7%
M04_LB100_H40	2,47	21%

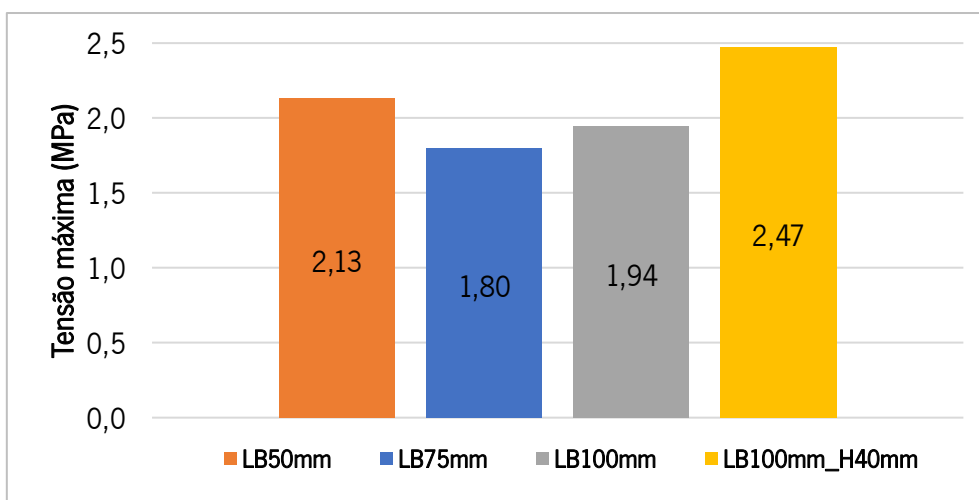


Figura 4.23: Influência do comprimento de embhecimento na tensão máxima

Na Tabela 4.11 mostra os valores médios da energia dissipada durante o processo de deslizamento do tubo de aço galvanizado e a influencia dos diferentes comprimentos de embhecimento. Assim, conclui-se que esta variável aumenta com o aumento do comprimento de embhecimento, o mesmo é representado graficamente na Figura 4.24. Por exemplo, para a série M04_LB50 o valor médio da energia é de 73,62 kN.mm enquanto para a série M04_LB75 o valor da variável em análise é de 88,30 kN.mm, correspondendo assim a um aumento de 17%.

No caso da série M04_LB100_H40 não se verificou um expectável aumento da energia dissipada durante o processo de deslizamento. Como todos provetes fissuraram pouco depois de atingir a carga máxima, a energia dissipada neste ensaio foi bastante inferior quando comparada com a série M04_LB100, pois tal como já referido a energia dissipada é obtida através da área total do gráfico força vs deslizamento da face carregada. No entanto seria de esperar que, se os provetes da série M04_H40_LB100 não fissurassem, a energia dissipada seria bastante superior, uma vez que estes provetes suportaram maiores cargas.

Tabela 4.11: Influência do comprimento de embhecimento na energia dissipada

Proвете	G _f [KN.mm]	Influência do Lb
M04_LB50	73,62	17%
M04_LB75	88,30	12%
M04_LB100	99,82	-22%
M04_LB100_H40	81,51	

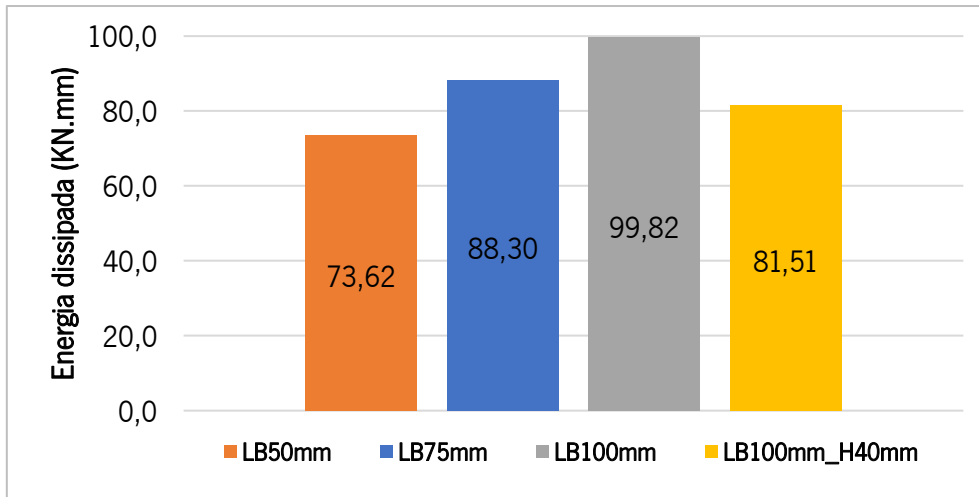


Figura 4.24: Influência do comprimento de embestimento na energia dissipada

A Tabela 4.12 representa os valores médios da rigidez das diferentes séries e a influência dos diferentes comprimentos de embestimento, o mesmo é representado graficamente na Figura 4.25. Verifica-se que esta aumenta com o aumento do comprimento de embestimento. Quando se compara a série M04_LB50 que apresenta um valor de rigidez de 122,20 kN/mm e a série M04_LB75 que apresenta um valor de 137,22 kN/mm para a rigidez, constata-se que existe um aumento de 11% no valor desta variável com o aumento do comprimento de embestimento. Da série M04_LB75 para a série M04_LB100 existe um aumento de 6% no valor da rigidez dos provetes, pois esta aumenta de 137,22 kN/mm para 145,40 kN/mm, respetivamente.

Da série M04_LB100 para a série M04_H40_LB100 existe um aumento de 9% na rigidez, uma vez que apresentam respetivamente, valores de 145,40 kN/mm e 159,44 kN/mm.

Tabela 4.12: Influência do comprimento de embestimento na rigidez

Proвете	K [kN/mm]	Influência do Lb
M04_LB50	122,20	
M04_LB75	137,22	11%
M04_LB100	145,40	6%
M04_LB100_H40	159,44	9%

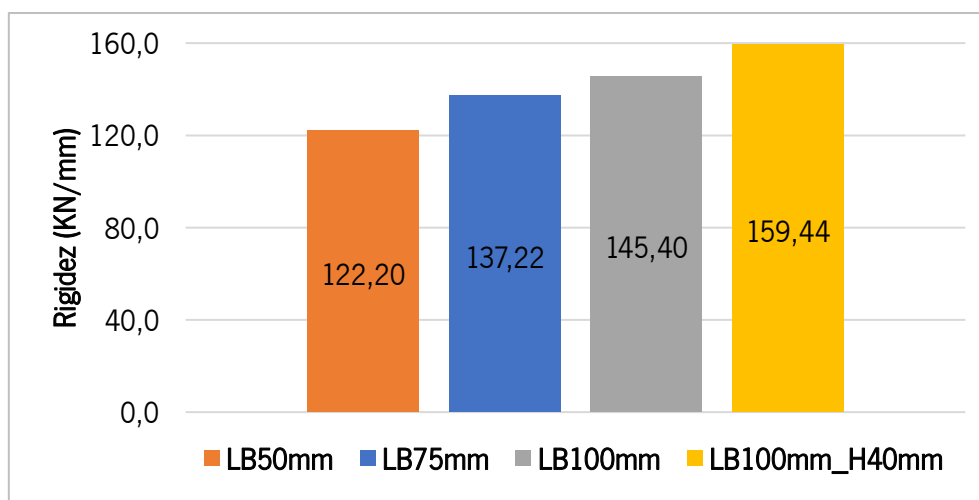


Figura 4.25: Influência do comprimento de embestimento na rigidez

Após analisadas todas as variáveis, conclui-se que o comprimento de embestimento maior é o que apresenta melhores resultados, como seria de esperar. Uma vez que nestes provetes a área aderida é maior, sendo necessária uma maior força para quebrar a embestimento entre os materiais e também o deslizamento na fase carregada correspondente a força máxima é maior.

Inicialmente previa-se que a tensão máxima aumenta-se com o aumento do comprimento de embestimento, através da análise da equação (4.3), uma vez que todos os parâmetros envolvidos também aumentavam. No entanto, essa expressão assume uma distribuição de tensões uniforme, mas na realidade existe uma curva que após um determinado deslizamento se anula e assim, a partir de um determinado limite do comprimento de embestimento já não se verifica esse aumento proporcional entre as duas variáveis.

Assim, verifica-se que o comprimento de embestimento maior apresenta maiores vantagens comparativamente aos comprimentos de embestimento menores.

Em relação aos provetes da serie M04_H40_LB100, os provetes fissuraram todos após atingir a zona do pico. Assim, confirmou-se que as dimensões do cubo não são suficientes para garantir uma adequada dissipação das forças transferidas para o cubo de betão sem que isso implique a fissuração, que tem como consequência a invalidação do resultado experimental (o cubo tem que permanecer não fissurado para o resultado ser válido). No entanto usou-se dimensões iguais para todos os provetes para facilitar o processo da preparação dos provetes e do programa experimental.

5 Modelação e simulação numérica dos ensaios de aderência entre betão e aço galvanizado

5.1 Introdução

Tal como já referido no capítulo anterior, previamente ao trabalho experimental desenvolveu-se um estudo numérico para apoiar a escolha da dimensão do cubo de betão a ser utilizado nos ensaios de aderência. Assim, foram analisados 2 modelos com dimensões diferentes para o bloco prismático de betão: (i) bloco cúbico com 150 mm de aresta e (ii) bloco cúbico com 200 mm de aresta. Nesta fase, considerou-se um contacto perfeito entre o betão e o aço galvanizado (bonded) e os materiais em regime linear elástico e isotrópico.

Escolhido e validado o sistema de ensaio e realizado o programa experimental, a segunda fase consistiu em comparar a resposta experimental com a resposta numérica. Para o efeito, a estratégia de modelação consistiu em fazer uso de modelos que permitiam simular o comportamento de aderência através do uso de leis constitutivas para a interface entre os materiais que compõem o sistema de ensaio.

5.2 Propriedades dos materiais

O software utilizado foi o Ansys na versão 2020 e segundo o manual do software o modelo é desenvolvido em diferentes procedimentos. Inicialmente definem-se os materiais, a geometria, o tipo de contactos entre os diferentes elementos que constituem o modelo, as condições de apoio e carregamento, entre outras propriedades. Posteriormente, obtêm-se os resultados finais, quer numéricos quer gráficos.

Os parâmetros que caracterizam a fase de comportamento linear do material betão correspondem aos que foram obtidos nos ensaios experimentais descritos no Capítulo 4. Já os parâmetros considerados para o aço galvanizado foram retirados da ficha técnica apresentada pelo fornecedor. Os mesmo apresentam-se na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Propriedades lineares dos materiais

	Aço Galvanizado	Betão
Módulo de elasticidade [GPa]	200	28.2
Coefficiente de Poisson	0.3	0.2

5.3 Discretização da malha de elementos finitos e estudo de convergência

5.3.1 Discretização macro da geometria, condições de apoio e de carregamento

A Figura 5.1 mostra a discretização geométrica, bem como as condições de apoio e de carga da estrutura em estudo. O modelo de elementos finitos correspondente foi construído no software ANSYS. Inicialmente foi considerada uma união perfeita entre o bloco de betão e o tubo de aço galvanizado (*bonded*).

Quanto às condições de apoio, considerou-se que na face inferior do cubo de betão os deslocamentos foram restringidos em todas as direções. Em relação ao carregamento da estrutura, o peso próprio foi desprezado e foi aplicada incrementalmente uma força de 35 kN no sentido descendente na face superior do tubo de aço (direção y) de modo a replicar o ensaio experimental.

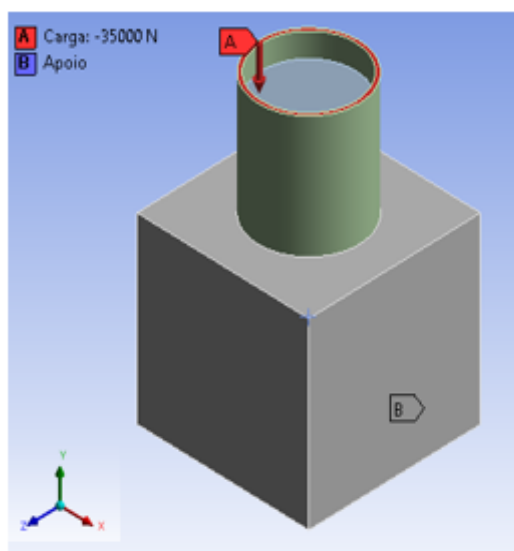


Figura 5.1: Discretização da geometria do modelo

5.3.2 Estudo da convergência da malha

A qualidade dos resultados depende da qualidade da malha de elementos finitos escolhida. Neste contexto, foram construídos vários modelos, com diferentes números de elementos, em que se procurava ir reduzindo o respetivo tamanho.

A Figura 5.2 mostra o referencial colocado sobre os pontos utilizados no estudo da convergência da malha. Em cada dos pontos regista-se o deslocamento vertical (direção y) e posteriormente fez-se a diferença entre os dois valores, de modo a simular os ensaios experimentais.

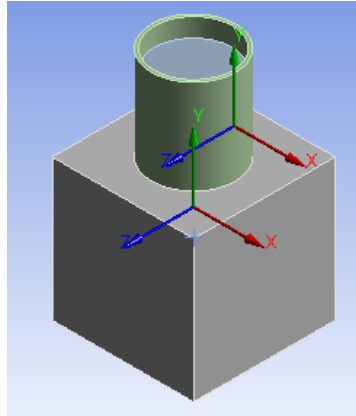
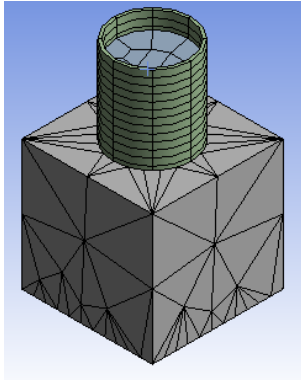


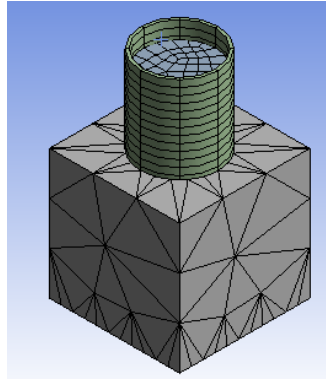
Figura 5.2 : Pontos utilizados no estudo da convergência da malha

A Figura 5.3 mostra os modelos, com diferentes números de elementos, usados para o estudo da convergência da malha. O trabalho de refinamento da malha terminou quando se obteve uma diferença entre os valores de deformação definidos no parágrafo anterior igual ou inferior a 1%.

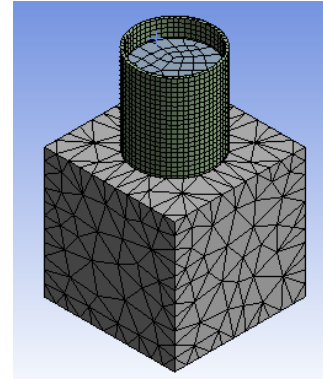
Todas as malhas foram definidas procurando a regularidade entre as dimensões dos elementos finitos e dando preferência a elementos quadriláteros. Assim, a distribuição do número de elementos em cada face foi imposta em cada aresta da geometria do modelo. Salienta-se ainda que independentemente da malha considerada no modelo, para o estudo de convergência selecionou-se exatamente o mesmo ponto em todos os modelos.



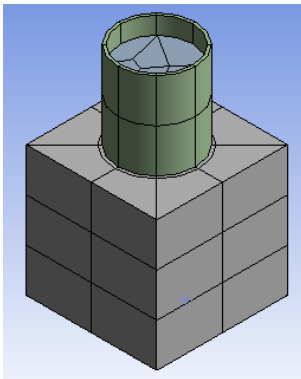
Modelo com malha automática
1604 elementos



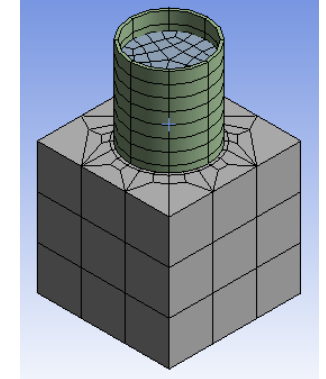
Modelo com malha automática
2459 elementos



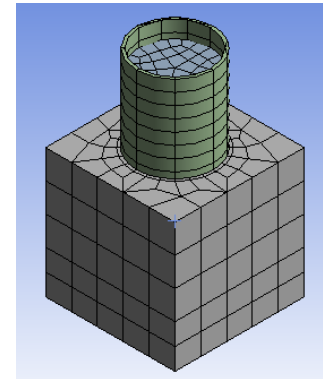
Modelo com malha automática
5410 elementos



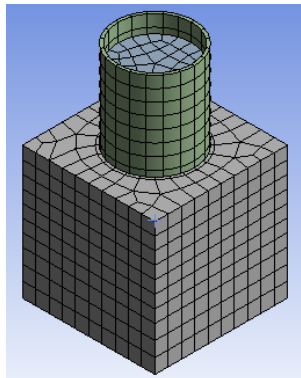
Modelo com malha manual
102 elementos



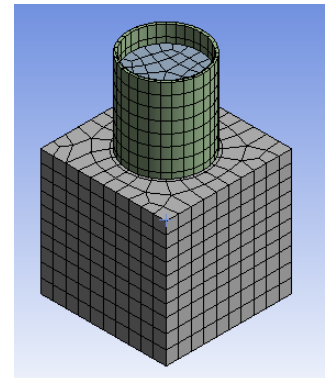
Modelo com malha manual
830 elementos



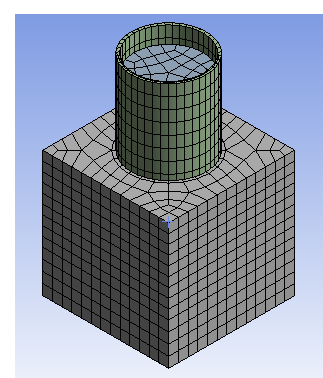
Modelo com malha manual
1032 elementos



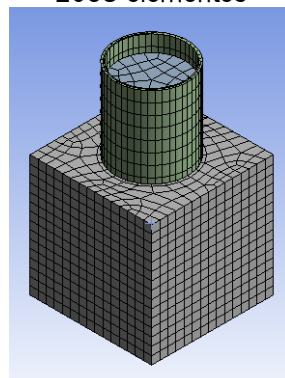
Modelo com malha manual
1668 elementos



Modelo com malha manual
2058 elementos



Modelo com malha manual
2813 elementos



Modelo com malha manual 4160 elementos

Figura 5.3: Discretização de elementos finitos

A Tabela 5.2 mostra os valores da deformação vertical nos pontos selecionados e o erro entre dois modelos consecutivos. O mesmo é representado graficamente na Figura 5.4.

Tabela 5.2: Deslocamento vertical entre materiais

	Nrº nós	Nrº Elementos	Deformação no tubo aço galvanizado [mm]	Deformação no cubo de betão [mm]	Diferença [mm]	Erro %
Automática	4437	1604	0,02128	0,00825	0,01303	
	7034	2459	0,02101	0,00813	0,01288	1,2%
	25292	5410	0,01827	0,00806	0,01022	26,1%
Manual	777	102	0,02282	0,00816	0,01466	-30,3%
	4681	830	0,02191	0,00797	0,01393	5,2%
	5613	1032	0,02176	0,00814	0,01362	2,3%
	9549	1668	0,01968	0,00798	0,01170	16,4%
	11657	2058	0,01939	0,00798	0,01141	2,6%
	15886	2813	0,01922	0,00803	0,01119	1,9%
	22062	4160	0,01921	0,00803	0,01118	0,2%

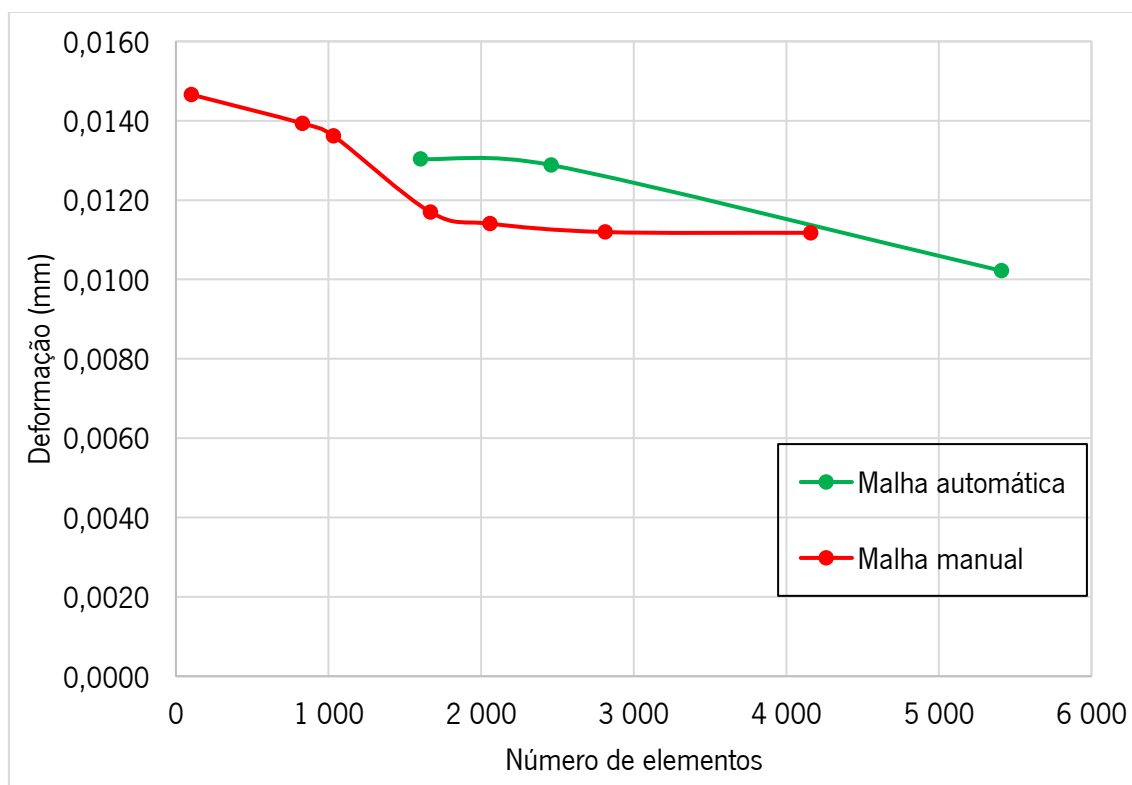


Figura 5.4: Deslocamento vertical entre materiais

Assim, de acordo com os resultados apresentados anteriormente, conclui-se que o modelo construído com 4160 elementos finitos é adequado.

5.4 Comparação entre modelos (modelo 150mm vs modelo 200mm)

Foram analisados 2 modelos com dimensões diferentes para o bloco cúbico de betão: (i) bloco com 150 mm de aresta e (ii) bloco com 200 mm de aresta. Nesta fase, considera-se um contacto perfeito entre o betão e o aço galvanizado (bonded) e os materiais em regime linear elástico e isotrópico.

A malha implementada nestes modelos corresponde à última malha apresentada no ponto anterior, ou seja, 15 divisões nas arestas do cubo de betão e 45 divisões verticais no tubo de aço. Assim, o modelo com cubo de betão de 150 mm de aresta apresenta 4160 elementos enquanto o modelo com cubo de betão de 200 mm de aresta possui 3335 elementos. Implementou-se na zona superior do tubo de aço galvanizado um deslocamento descendente unitário (direção y) com incremento de 0.01mm, perfazendo assim 100 steps.

5.4.1 Análise da deformada da estrutura

A Figura 5.5 mostra a deformada sofrida pela estrutura quando é imposto um deslocamento vertical de 1mm no topo do perfil metálico. O mesmo é representado graficamente na Figura 5.6.

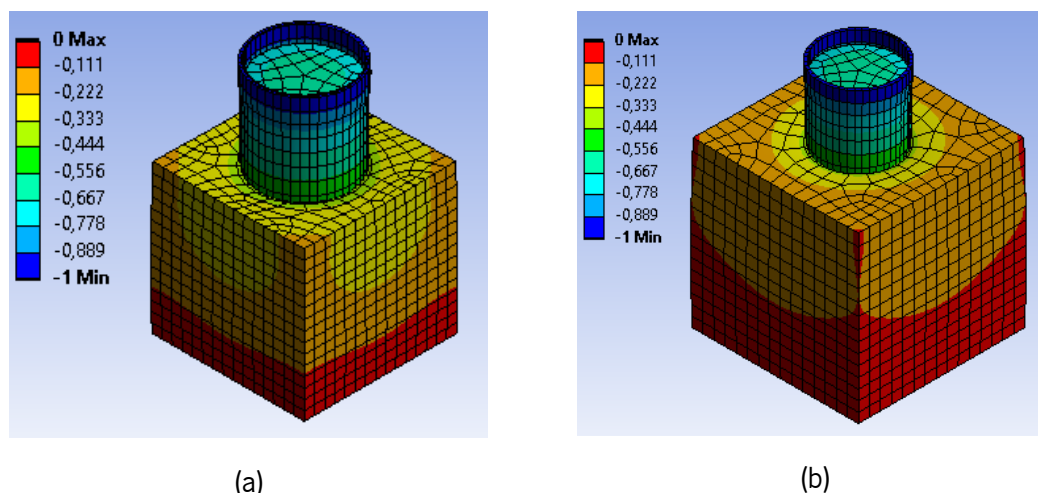


Figura 5.5: Deformada da estrutura para um deslocamento vertical imposto de 1mm: (a) bloco com 150 mm de aresta, (b) bloco com 200 mm de aresta

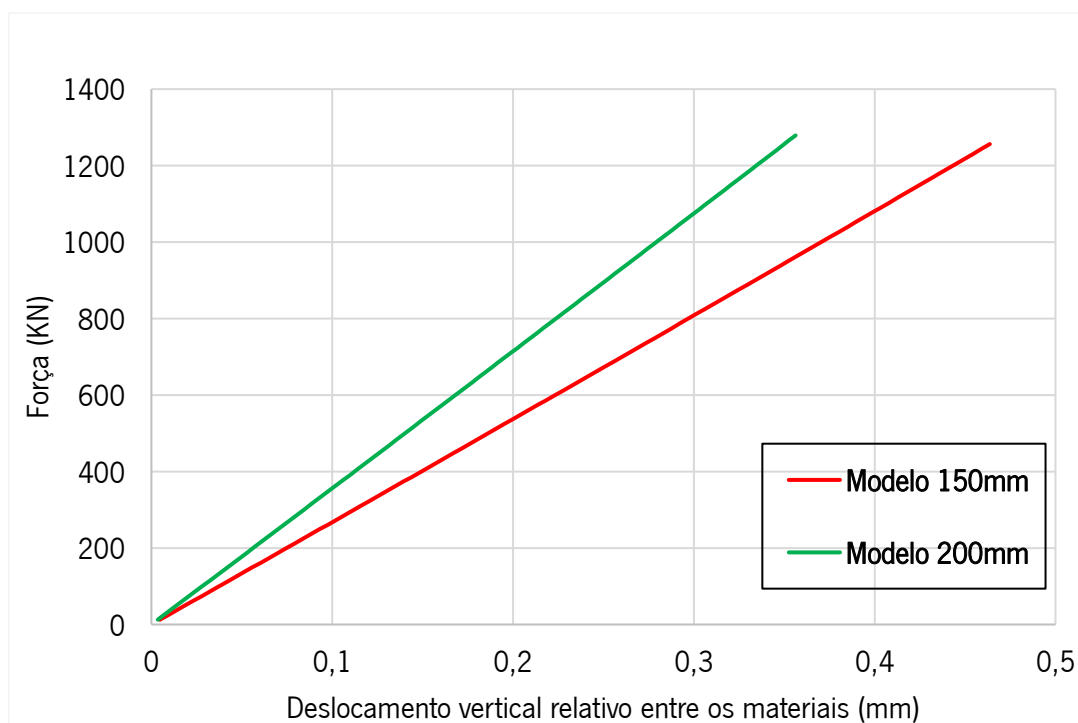


Figura 5.6: Força versus deslocamento vertical relativo entre os materiais

5.4.2 Análise das tensões no modelo

Para fazer a comparação do valor das tensões entre modelos, selecionou-se em cada um deles a zona de máxima tensão, que ocorre na parte inferior da ligação do cubo de betão com o tubo de aço. Selecionaram-se ainda três níveis de carga, de modo a avaliar o incremento de tensões.

Inicialmente, registaram-se as tensões máximas principais (Figura 5.7) e as tensões mínimas principais (Figura 5.8) e posteriormente as tensões normais ortogonais à secção (Figura 5.9), que no caso em estudo são as tensões na direção xx (S_{xx}).

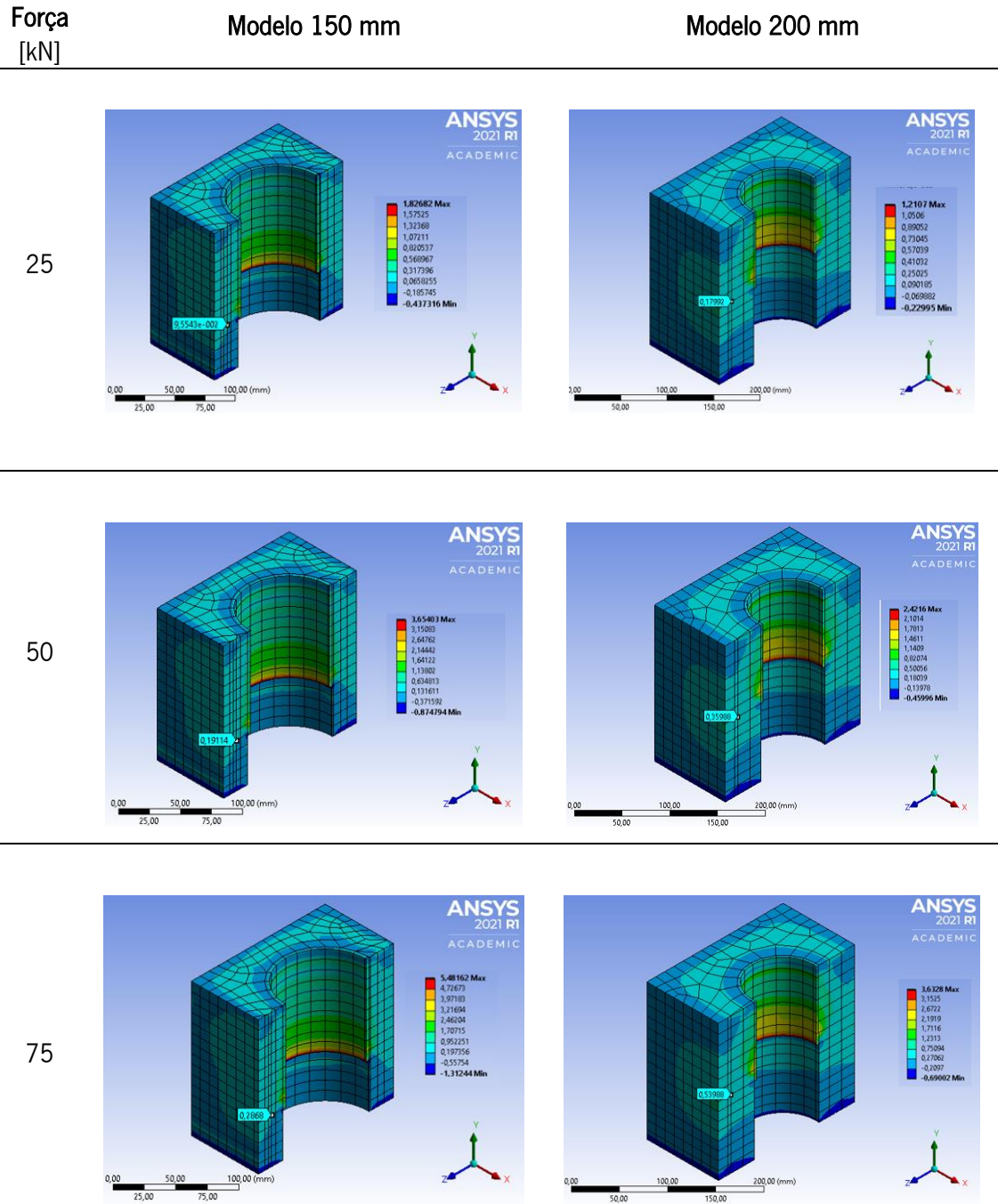


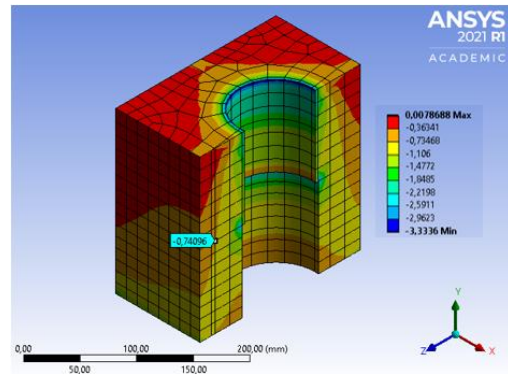
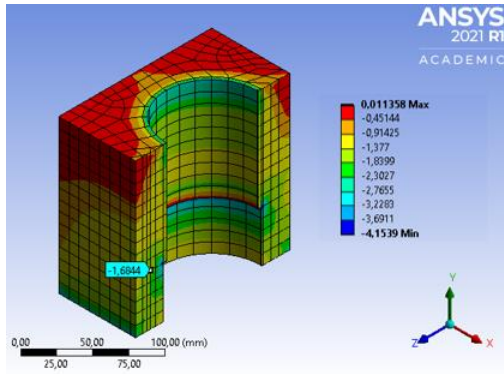
Figura 5.7: Tensões principais máximas

Força
[kN]

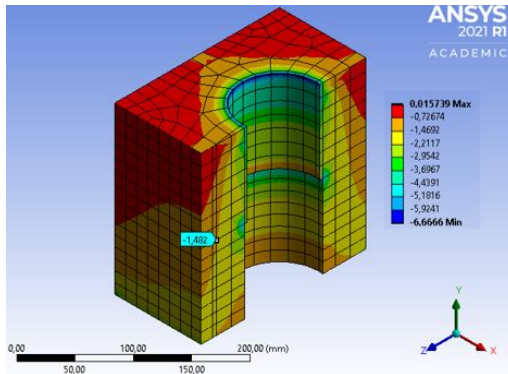
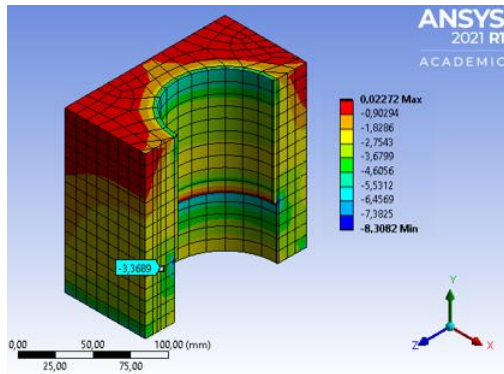
Modelo 150 mm

Modelo 200 mm

25



50



75

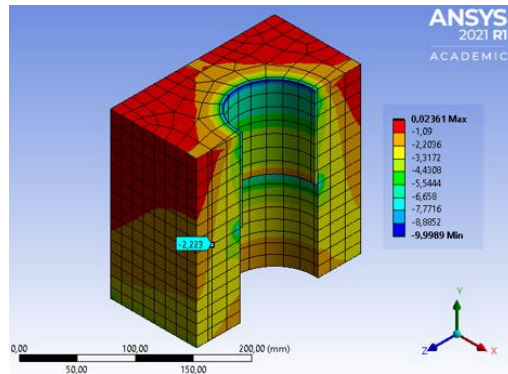
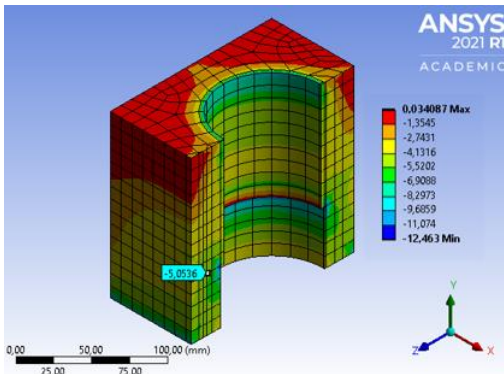


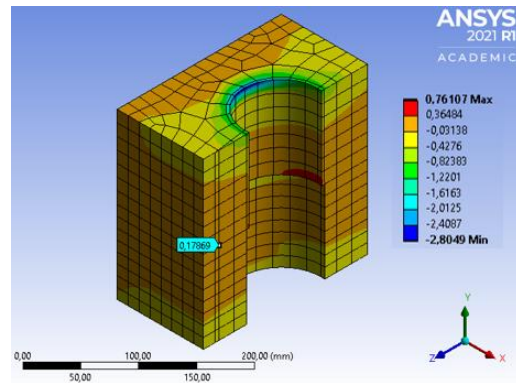
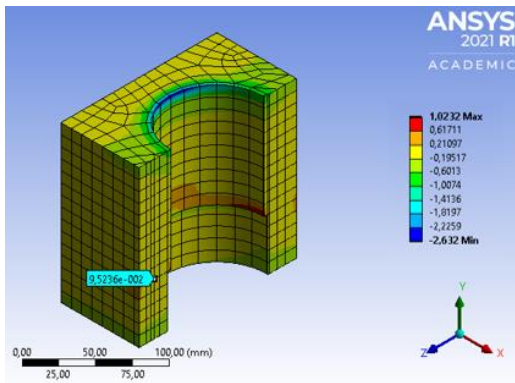
Figura 5.8: Tensões principais mínimas

Força
[kN]

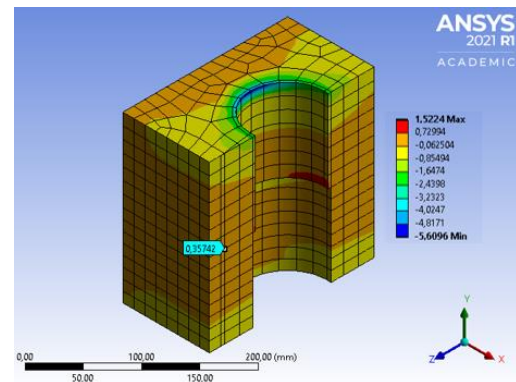
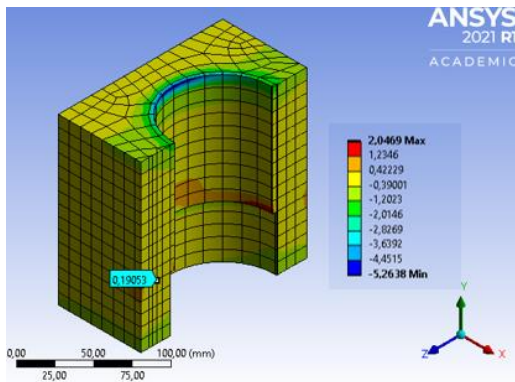
Modelo 150 mm

Modelo 200 mm

25



50



75

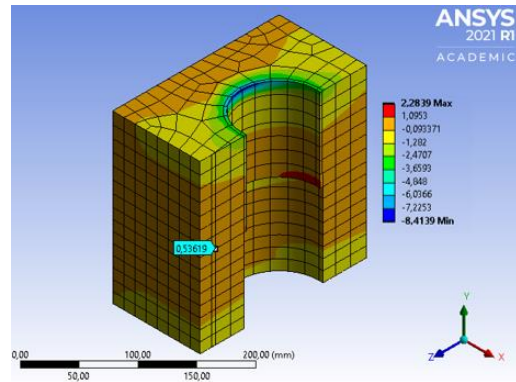
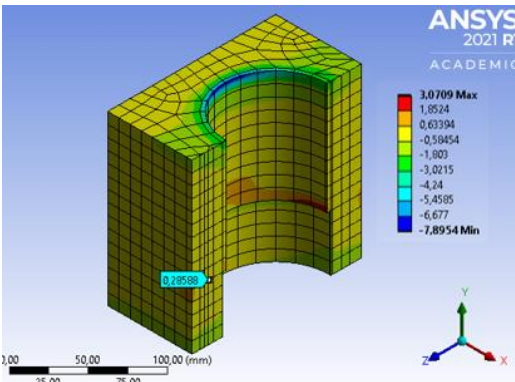


Figura 5.9: Tensões na direção xx (S_{xx})

Através da interpretação da Figura 5.7 à Figura 5.9 conclui-se que o valor máximo das tensões em ambos o modelo ocorre na parte inferior da zona aderida, mais precisamente no local onde termina o tubo metálico.

Observando os resultados apresentados anteriormente, identificam-se duas partes importantes na zona aderida: a parte superior do cubo de betão que está tracionada e a parte inferior do mesmo se encontra comprimida.

Verifica-se ainda que, à medida que se aumenta o valor da carga aplicada, começa a verificar-se uma acumulação de tensões nas faces exteriores do cubo de betão, como se pode verificar no ponto representado nas figuras 5.7 a 5.9 quando essas tensões atingem o valor da tensão máxima de tração no betão, ocorre a primeira fenda e desde esse instante o comportamento do modelo deixa de ser elástico linear.

A Tabela 5.3 mostra os valores da tensão máxima e o erro entre os modelos estudados, salienta-se que não se considerou a comparação da tensão mínima principal uma vez que estas apresentam valores muito reduzidos. O erro foi calculado através do quociente entre a diferença do valor das tensões entre modelos e o valor da tensão do modelo de 150 mm. Assim, constata-se que o aumento da aresta do cubo de betão provoca uma diminuição de aproximadamente 40% nas tensões máximas principais e 16% nas tensões máximas na direção x. Conclui-se que quanto menor for a aresta do cubo de betão maiores são as tensões instaladas no material.

Tabela 5.3: Resultados das tensões no ponto de controlo do modelo

Força (kN)	Tensão Máxima Principal [MPa]			Tensão máxima em x [MPa]		
	Modelo 150mm	Modelo 200mm	Diferença	Modelo 150mm	Modelo 200mm	Diferença
25	1,83	1,21	33,9%	1,02	0,76	25,5%
50	3,65	2,42	33,7%	2,05	1,52	25,9%
75	5,48	3,63	33,8%	3,07	2,28	25,7%

No entanto, e analisando a Figura 5.9 para uma carga de 75 kN, o modelo de 150 mm de aresta apresenta valores de tensão que variam entre os 0,3 MPa e os 0,9 MPa nas faces do cubo de betão, sendo a tensão de rotura do betão à tração igual a 2,89 MPa. Assim, conclui-se que mesmo que o valor da carga duplique, os provetes com 150 mm de lado têm capacidade para resistir ao ensaio pretendido. Assim, adotou-se o valor de 150 mm para a aresta do cubo de betão nos ensaios experimentais realizados.

5.5 Simulação numérica dos ensaios de aderência

5.5.1 Modelos numéricos usados na análise do problema em estudo

Tendo em conta os ensaios experimentais descritos no Capítulo 4, pretende-se que exista uma separação (descolagem) entre o tubo de aço e o cubo de betão e posteriormente um deslizamento entre os mesmos. Para isso, o software possui um modelo, denominado *cohesive zone material* (CZM), que estabelece uma relação constitutiva baseada na relação entre o valor da tensão máxima que atua na interface dos dois elementos e o deslocamento que corresponde à separação (descolagem) das duas superfícies (ANSYS, 2020b).

Assim, o modelo CZM introduz diretamente o mecanismo de fratura, adotando relações de amolecimento entre as tensões máximas e o deslocamento correspondente à separação das superfícies, através da introdução de uma energia de fratura crítica, isto é, a energia necessária para separar as superfícies de interface (ANSYS, 2020a).

O modelo CZM segue uma lei linear (Figura 5.10) para a separação entre elementos, e permite dois critérios para a introdução dos parâmetros, um através de tensão e distância de separação (*separation-distance based debonding*) e outro com tensão e energia de fratura crítica (*fracture-energy based debonding*).

Existem três modos de descolagem: (i) modo I, que define a separação transversal entre as duas superfícies, (ii) modo II, que define o deslizamento entre as duas superfícies e (iii) modo misto, que engloba simultaneamente o modo I e modo II. A análise realizada focou-se no modo II, uma vez que se pretendia estudar o deslizamento entre os materiais.

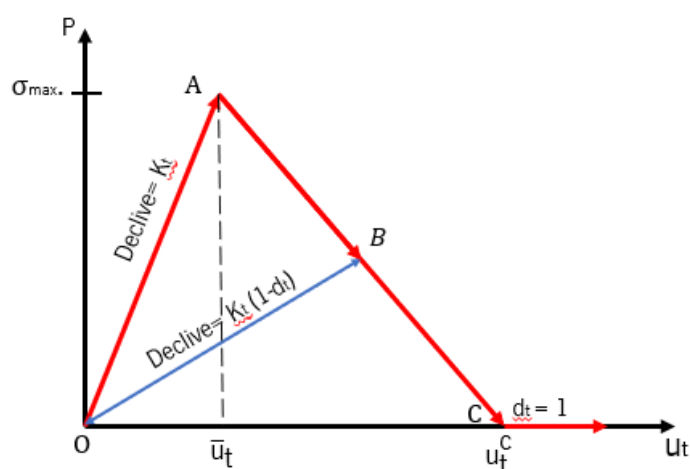


Figura 5.10: Esquema da lei bilinear do modelo CZM

Através da análise da Figura 5.10 observa-se que existe inicialmente um ramo linear elástico, OA, que caracteriza a rigidez do modelo e posteriormente existe um amolecimento linear, AC, caracterizado pela evolução do deslizamento com perda progressiva de capacidade resistente entre as superfícies em contacto. Verifica-se ainda que o pico da lei linear assume o valor da tensão máxima. A área do gráfico, OAC, representa a energia crítica de fratura, isto é, a energia libertada para descolar as interfaces dos elementos em contacto. No entanto, e uma vez que este modelo é um modelo de dano, constata-se que após se iniciar a separação (descolamento) das interfaces qualquer carregamento ou descarregamento aplicado no modelo ocorre também de forma elástica linear, mas com uma inclinação mais gradual, isto é, através da linha OB representada na Figura 5.10. De seguida, apresentam-se as equações 5.1 a 5.4 que o software utiliza para obter resultados, tendo em conta os parâmetros introduzidos no modelo,

$$\tau_{t,max} = K_t u_t (1 - d_t) \quad (5.1)$$

$$d_t = \left(\frac{u_t - \bar{u}_t}{u_t} \right) \left(\frac{u_t^c}{u_t^c - u_t} \right) \quad (5.2)$$

$$d_t = \begin{cases} 0, & \text{se } \Delta_t \leq 1 \\ 0 < d_t \leq 1 & \text{se } \Delta_t > 1 \end{cases} \quad (5.3)$$

$$\Delta_t = \frac{u_t}{\bar{u}_t} \quad (5.4)$$

Onde,

K_t é a rigidez tangencial;

u_t é a distância de escorregamento tangencial

d_t é o parâmetro de descolagem do modo II

\bar{u}_t é o deslocamento tangencial correspondente à tensão tangencial máxima

u_t^c é o deslocamento tangencial máximo no fim da descolagem

A energia de fratura crítica tangencial é calculada através da equação (5.5).

$$G_{ct} = \frac{1}{2} \tau_{t,max} u_t^c \quad (5.5)$$

Tabela 5.4: Parâmetros introduzidos no modelo no modo II nos diferentes critérios

Separation-distance based debonding		Fracture-energy based debonding	
τ_{\max}	Tensão tangencial máxima	τ_{\max}	Tensão tangencial máxima
δ_t^c	Deslocamento tangencial máximo no fim da descolagem	G_{ct}	Energia de fratura crítica para escorregamento tangencial
η	Coefficiente de amortecimento artificial	η	Coefficiente de amortecimento artificial

5.5.2 Simplificações consideradas no modelo

Inicialmente, considerou-se que os modelos respeitam o que é descrito em 5.3.1, isto é, os modelos procuram reproduzir os ensaios experimentais. No entanto, nunca se obteve uma resposta final com esses modelos, pois quando o modelo atingia a tensão máxima deixava de ser capaz de convergir. Durante algum tempo, optou-se por alterar diversos parâmetros, como os valores do deslocamento tangencial máximo no fim da descolagem, o valor da energia de fratura crítica, o valor do coeficiente de amortecimento artificial, os incrementos de deslocamento imposto, entre outros parâmetros na esperança de se conseguir obter uma resposta próxima dos resultados observados e medidos nos ensaios experimentais. No entanto, nunca se conseguiu obter uma resposta após a zona de pico, pois o modelo não conseguiu convergir.

Assim, optou-se por realizar algumas simplificações no modelo. Uma vez que todos os modelos têm pelo menos um eixo de simetria, considerou-se apenas metade de cada um dos modelos, diminuindo também assim o custo computacional necessário para calcular a resposta. Outra simplificação realizada nos provetes que não continham furo ao longo do tubo de aço galvanizado foi desconsiderar o betão existente no interior do tubo de aço galvanizado. Deste modo, calculou-se a instabilidade local do tubo, isto é, a possibilidade de ocorrer encurvadura local para a carga máxima e constatou-se que essa hipótese não era válida, pelo que o betão colocado no interior do tubo não tem interferência no estudo da aderência entre os diferentes materiais.

A terceira e última simplificação foi considerar o tubo de aço apenas na zona da aderência, isto é, limitado pela face do cubo de betão. O que possivelmente se verificava nas simulações com o provete completo é que, assim que ocorria o descolamento entre os materiais, o tubo de aço tentava recuperar o seu comprimento inicial. Experimentalmente, o que acontece é que o atuador que aplica a carga acaba por recuar um pouco e permitir que o tubo de aço galvanizado recupere parte da sua deformação após a descolagem, no entanto, no modelo numérico estava

implementado um incremento crescente de deslocamento no tubo de aço e quando o tubo tenta recuperar a deformação elástica, esse recuo de carga não acontece e consequentemente o provete rompe bruscamente e o modelo não consegue convergir após ter atingido o pico da resposta, ou seja após o descolamento entre os materiais. Assim, a deformação ao longo do tubo de aço não permitia a convergência do modelo, e então optou-se por essas simplificações.

A Figura 5.11 mostra a discretização geométrica, bem como as condições de apoio e de carga consideradas. Quanto às condições de apoio, na face inferior do cubo de betão os deslocamentos e a rotação foram restringidos em todas as direções. Em relação ao carregamento da estrutura foi incrementado um deslocamento na face superior do tubo de aço galvanizado na direção descendente (direção y) de modo a replicar o ensaio experimental, realizado com controlo de deslocamento. Por fim, as faces que compõem o eixo de simetria da figura foram bloqueadas na direção xx, restringindo assim as translações e rotações nessa direção.

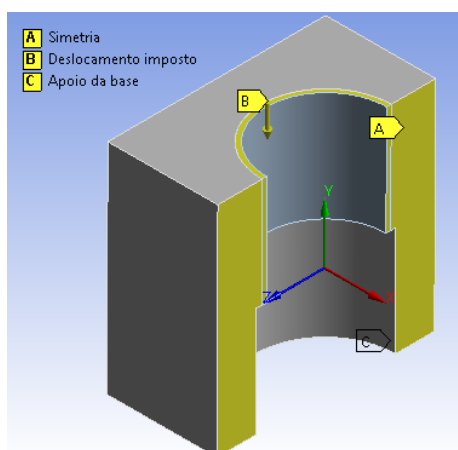


Figura 5.11: Condições de apoio e carregamento do modelo simplificado

5.5.3 Propriedades do modelo CZM

Pretendeu-se fazer uma comparação entre a resposta experimental e a resposta numérica, realizando uma equivalência entre áreas, em termos de energia de fratura. Através das curvas experimentais é possível retirar diversos parâmetros que se podem utilizar no modelo CZM, nomeadamente a energia crítica, que é a área do gráfico abaixo da curva experimental.

Assim, para as series que não continham furo ao longo do tubo de aço galvanizado, definiu-se o valor do deslocamento de 10 mm e calculou-se a energia dissipada até esse nível de deslocamento. Salienta-se que a deformação elástica presente nas curvas médias foi também

contabilizada no cálculo da área e posteriormente na energia crítica, uma vez que apresenta valores bastante reduzidos.

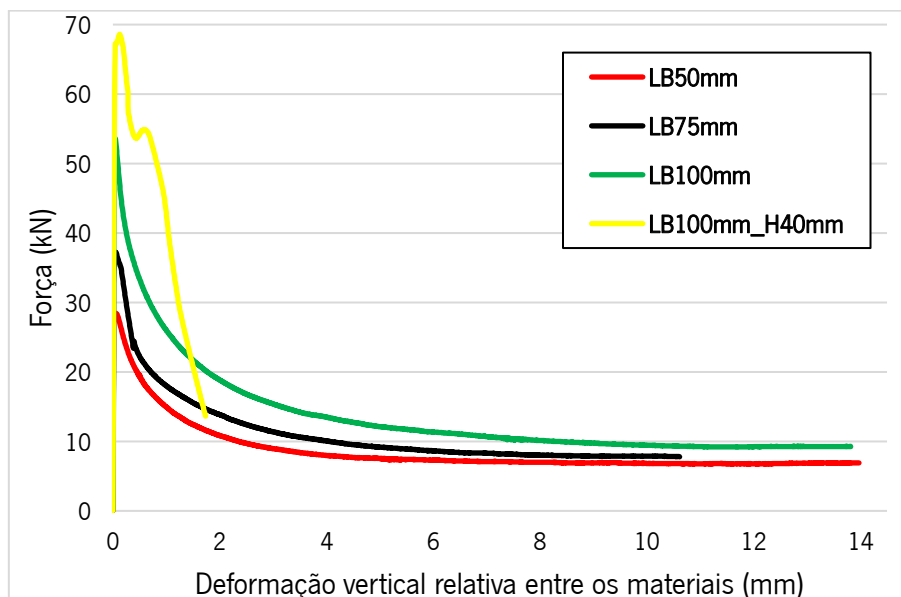


Figura 5.12: Curvas médias experimentais das diferentes series ensaiadas

Para obter o valor final da energia de fratura para inserir no modelo CZM, é necessário então calcular a área abaixo da curva experimental até aos 10 mm e posteriormente dividir esse valor pela área de contacto entre os elementos. Os valores da tensão máxima tangencial também já foram calculados no Capítulo 4 e apresentam-se na Tabela 5.5.

A descolagem entre os materiais é normalmente acompanhada por dificuldades de convergência na solução de *Newton-Raphson*. Assim, pode-se utilizar o coeficiente de amortecimento artificial para estabilizar a solução numérica. Este parâmetro tem unidades de tempo e deve ser sempre inferior ao valor do incremento imposto no modelo. Assim, apresenta-se um estudo deste parâmetro, no provete com comprimento de embebimento de 75 mm.

Em todos os modelos foram impostos incrementos de 2 μm , representado também os ensaios experimentais. Para o procedimento de iterações de equilíbrio, foi utilizado o método iterativo de *Newton-Raphson* e o parâmetro de *Line search* também foi ativado para todos os modelos, de modo a auxiliar a convergência.

Salienta-se que como apenas se considerou meio provete, no software apenas se introduziu metade do valor da energia dissipada calculada.

Tabela 5.5: Parâmetros a utilizar no modelo CZM

		LB50mm	LB75mm	LB100mm	LB100mm_H40mm
A_{contacto}	[mm ²]	13964,38	20946,57	27928,76	53746,37
W	[kN.mm]	94,26	114,31	153,41	55,16
G_t^c	[kN/mm]	0,00675	0,00546	0,00549	0,00103
	[N/m=J/m ²]	6750,02	5457,03	5493,06	1026,39
τ_{max}	[MPa]	2,13	1,80	1,94	2,47

5.5.4 Resultados e análises

Para traçar a resposta que compara a força e o deslocamento vertical relativo entre os materiais, selecionaram-se os pontos representados na Figura 5.13. O valor da força foi medido no apoio da base do cubo de betão.

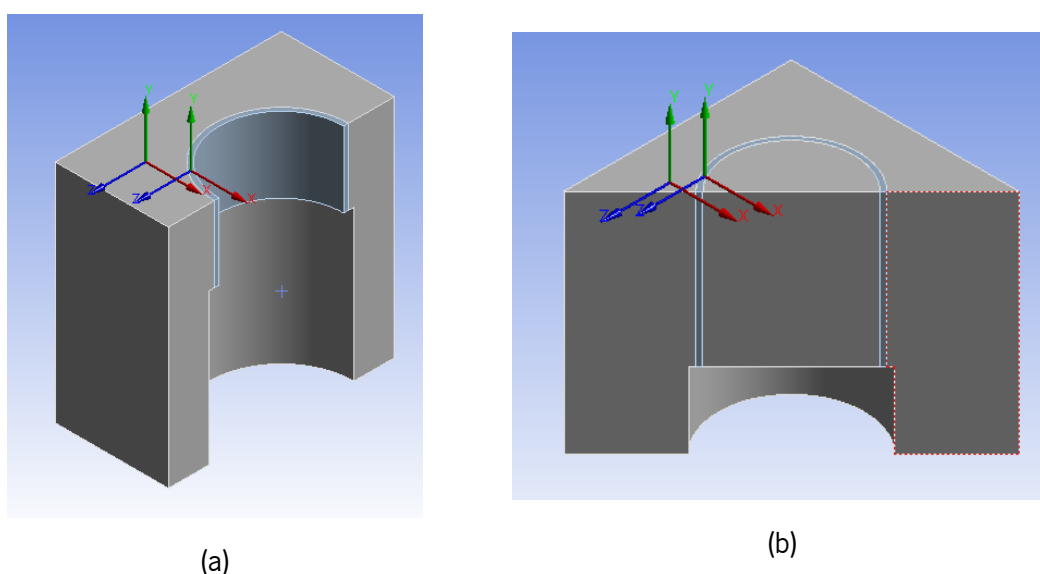


Figura 5.13: Pontos selecionados para construir as curvas força versus deslocamento vertical relativo entre pontos: (a) provetes sem furos no tubo de aço (b) provete com furos no tubo de aço

Como já foi referido, adotou-se o critério da energia de fratura para implementar o modelo CZM. Para usar este critério, são necessários três parâmetros: a tensão tangencial máxima, o valor da energia dissipada e o coeficiente de amortecimento artificial. Uma vez que não existem valores fixos, ou forma de calcular diretamente o último parâmetro, realizou-se um estudo para perceber qual a sua influência na resposta. Assim, utilizou-se o modelo LB75mm, onde se fixaram todos os parâmetros (tensão tangencial máxima, energia crítica, malha adotada, incremento, entre outros) e se alterou apenas o parâmetro do coeficiente de amortecimento artificial. Através da Figura 5.14e da Figura 5.15 verifica-se que o valor do coeficiente de amortecimento artificial altera apenas a zona do pico da resposta. Constata-se, através das curvas apresentadas, que quanto maior for o

valor desse parâmetro, maior é a força de pico. Em cada uma das tentativas realizadas, retirou-se também o valor da tensão na interface dos modelos, isto é a tensão máxima, e assim, observa-se na Figura 5.16 que quanto maior for o valor do coeficiente de amortecimento artificial, maior é o valor dessa tensão, pois a tensão é calculada através da divisão da força pela área, sendo que a área de contacto é a mesma em todos as situações, apenas se alterando o valor força máxima. Então, quanto maior o valor do coeficiente de amortecimento artificial, maior é a força de pico e consequentemente maior a tensão instalada na interface entre os elementos.

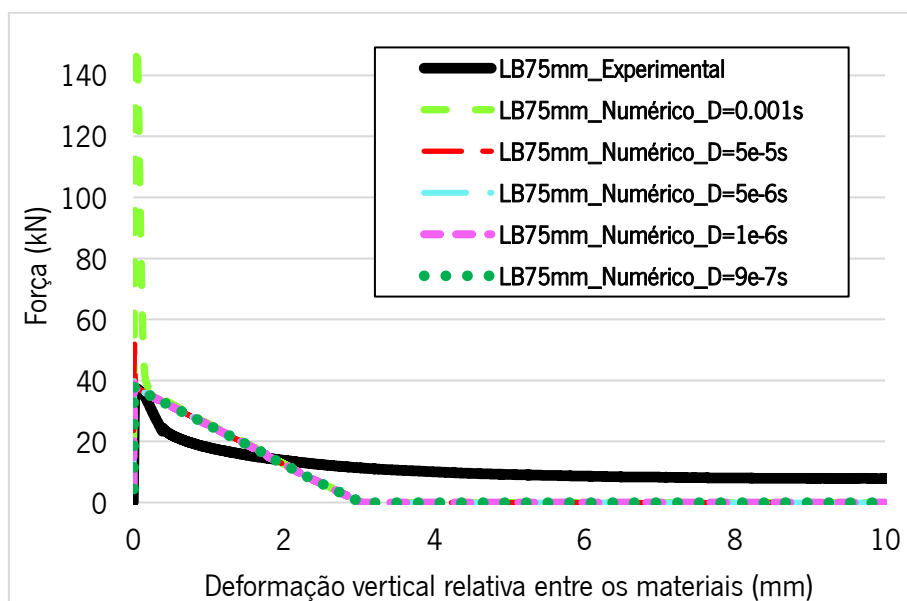


Figura 5.14: Influência do coeficiente de amortecimento artificial na resposta

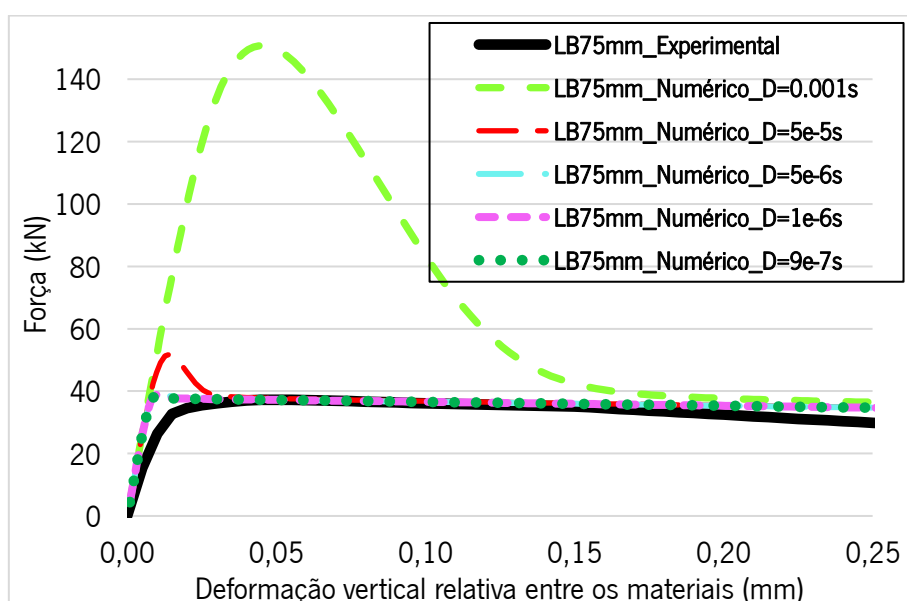


Figura 5.15: Influência do coeficiente de amortecimento artificial na resposta - Parte inicial da resposta

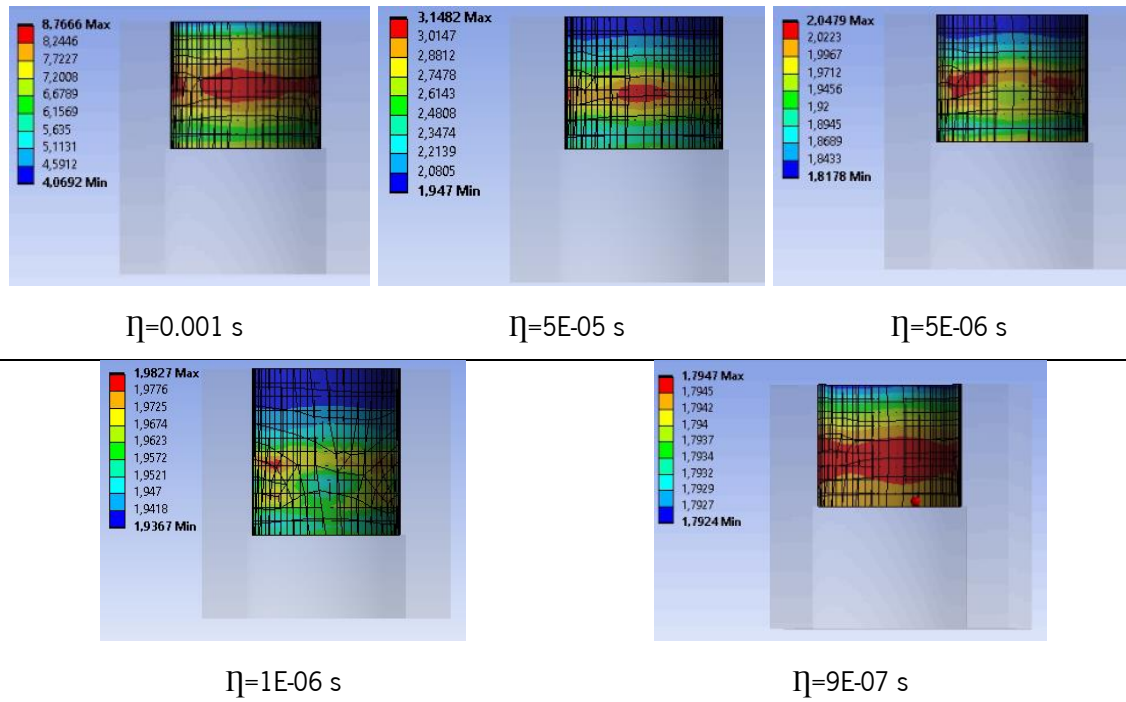


Figura 5.16: Tensão tangencial máxima

Assim, após as tentativas realizadas adotou-se o valor de 1E-06s para o valor do coeficiente de amortecimento artificial nas restantes simulações. De seguida, apresentam-se as deformadas e as curvas que relacionam força e deslocamento relativo vertical entre as secções de aço e de betão e as tensões máximas na interface de cada uma das séries estudadas (Figura 5.17).

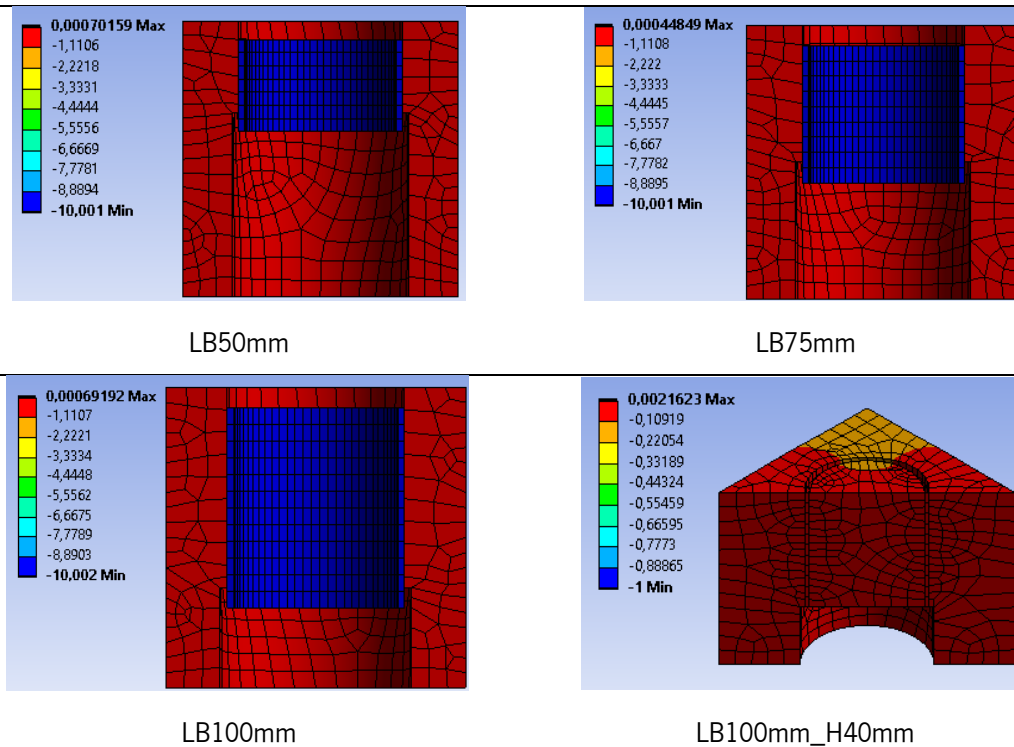


Figura 5.17: Deformadas do modelo

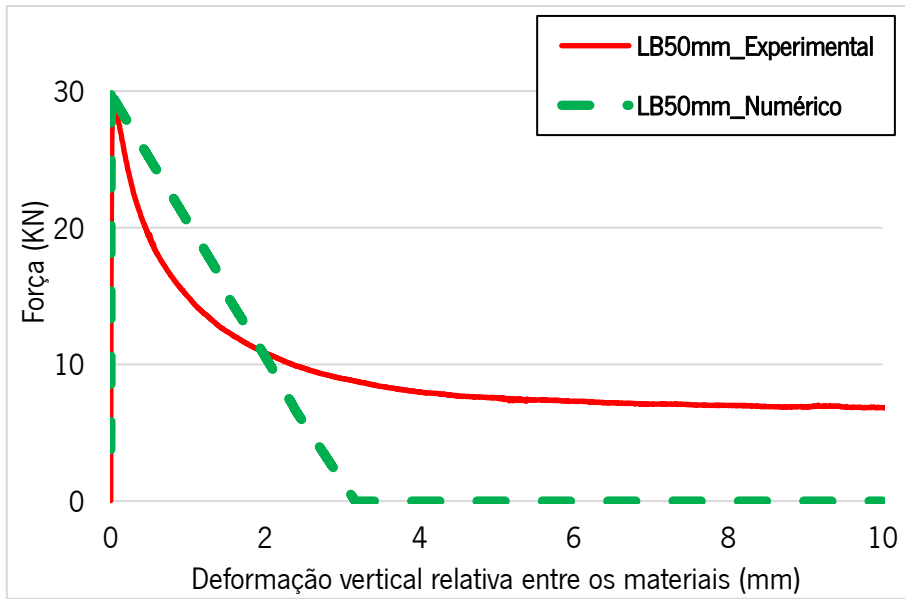


Figura 5.18: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 50 mm

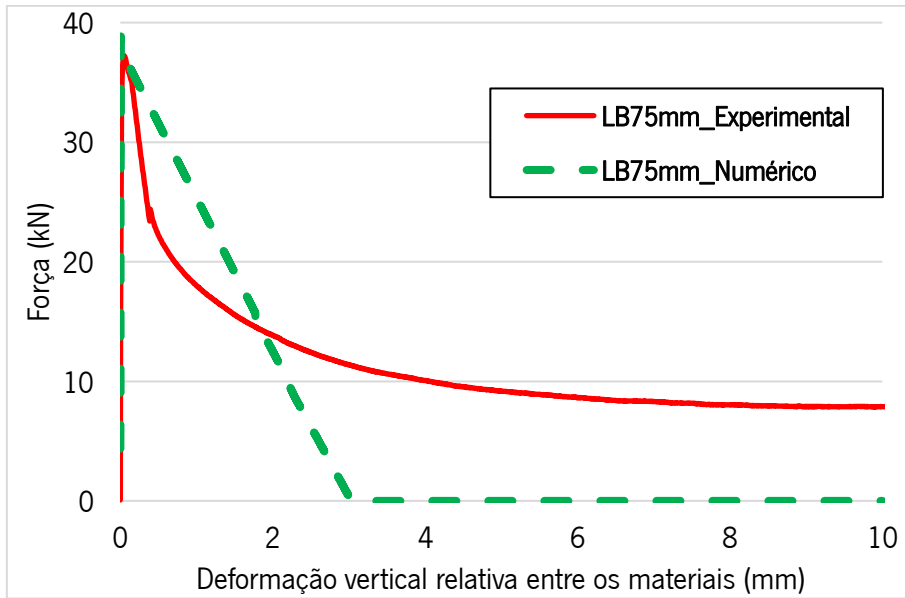


Figura 5.19: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 75 mm

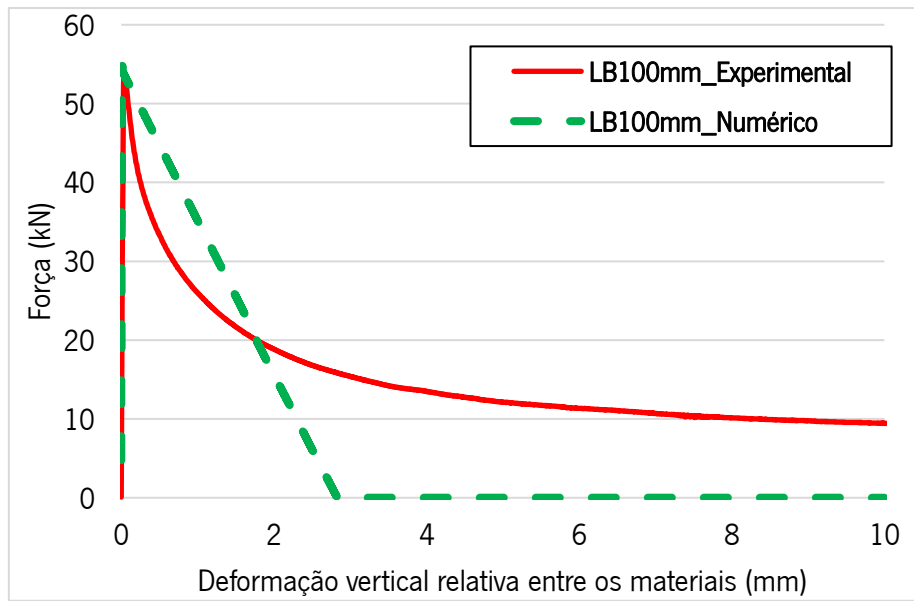


Figura 5.20: Curvas força versus deslocamento para os provetes com LB de 100 mm

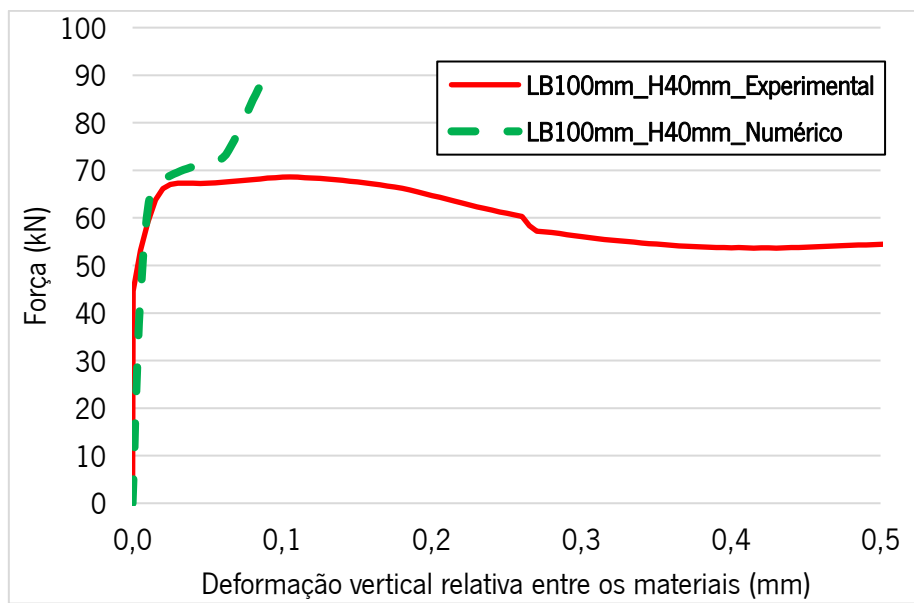


Figura 5.21: Curvas que relacionam força e deslocamento para os provetes com LB de 100 mm e furos de 40 mm

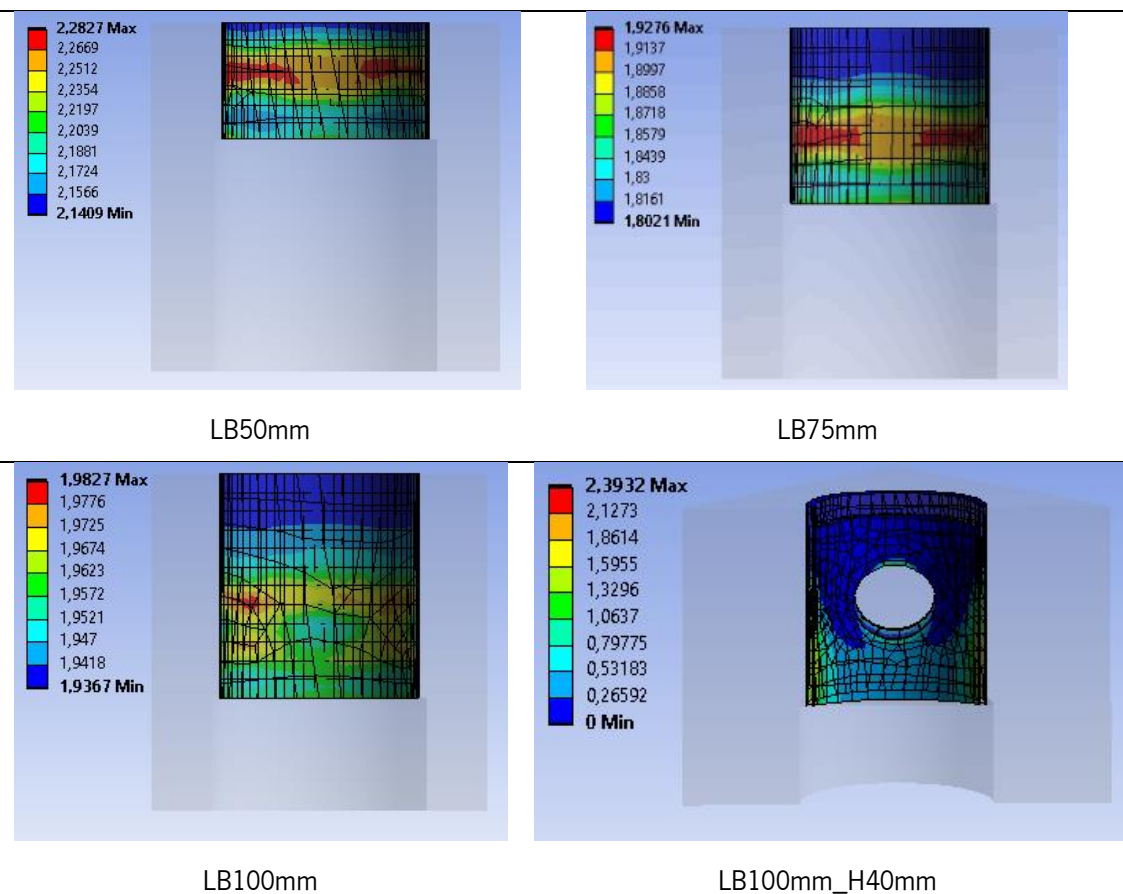


Figura 5.22: Tensão tangencial máxima numérica

Assim, o que se observa nos provetes que não continham furos ao longo do tubo de aço é que a resposta pós pico é caracterizada por um ramo decrescente e exponencial, e como já apresentado, o modelo constitutivo do CZM apresenta uma lei linear, pelo que não foi possível obter numericamente um comportamento pós pico igual ao observado nos ensaios experimentais. Seria necessário implementar uma lei bilinear, ou criar uma lei de aderência através dos comandos disponíveis no software, no entanto, o tempo era escasso e não existia um conhecimento suficientemente aprofundado sobre a programação no software dessa mesma lei, e então, o que se optou por realizar, como já descrito, foi uma equivalência entre áreas em termos de energia de fratura. Assim, as curvas numéricas apresentadas anteriormente correspondem à mesma energia crítica que é obtida com as curvas experimentais até aos 10 mm de deslocamento relativo vertical entre os materiais.

Nos modelos que apresentavam furos ao longo do comprimento do tubo de aço galvanizado, a resposta difere um pouco, pois os provetes testados experimentalmente fissuraram. Então, optou-se por fazer apenas a comparação da resposta até ao pico da curva experimental para se conseguir comparar as tensões máximas na interface entre os elementos. O que se verificou

experimentalmente é que após o pico da resposta, existiam logo fendas no cubo de betão, devido á quebra da ligação entre o cubo de betão e o betão contido no interior do tubo de aço galvanizado. Assim, o comportamento do modelo numérico após o pico é semelhante, isto é, como existe um deslocamento abrupto entre todos os elementos, numericamente o modelo não consegue convergir após esse pico.

Tabela 5.6: Comparação entre modelos experimentais e modelos numericos

Provete	Fmax [kN]		$\tau_{l,max}$ [MPa]	
	Experimental	Numérico	Experimental	Numérico
LB50mm	29,73	30,90	2,13	2.28
LB75mm	38,20	38,85	1,80	1.92
LB100mm	53,88	54,80	1,94	1.98
LB150mm_H40mm	68,82	84,88	2,47	2.39

O que se observa através da Tabela 5.6, para os modelos sem furos ao longo do tubo de aço galvanizado, é que a força máxima obtida numericamente é ligeiramente superior à que foi obtida por via experimental e esse aumento deve-se ao valor do coeficiente de amortecimento artificial. Consequentemente, a tensão tangencial máxima também é maior nos modelos numéricos, uma vez que se obtém através da divisão da força máxima pela área de contacto e sendo a área de contacto a mesma, quanto maior a força de pico, maior será a tensão tangencial.

Os modelos que contêm furos ao longo do comprimento do tubo de aço galvanizado apresentam uma geometria e uma interação mais complicada entre materiais. Nestes modelos não se conseguiu obter uma resposta idêntica à experimental, optando-se por comparar apenas a parte linear das respostas. Apesar disso, verificou-se que a força máxima apresenta um aumento de 23% em relação á força máxima obtida experimentalmente.

6 Modelação e simulação numérica do conetor entre módulos do MFAR

6.1 Introdução

Como referido no Capítulo 3, (Cruz et al., 2019) propôs uma ligação entre os módulos do MFAR composta por uma abraçadeira de aço galvanizado aparafusada mecanicamente, funcionando assim como uma extensão dos perfis tubulares presentes em cada módulo do recife.

Na Figura 6.1 está representado o esquema do modelo completo utilizado nas simulações numéricas e na Figura 6.2 está representado o pormenor do elemento metálico que estabelece a ligação entre módulos.

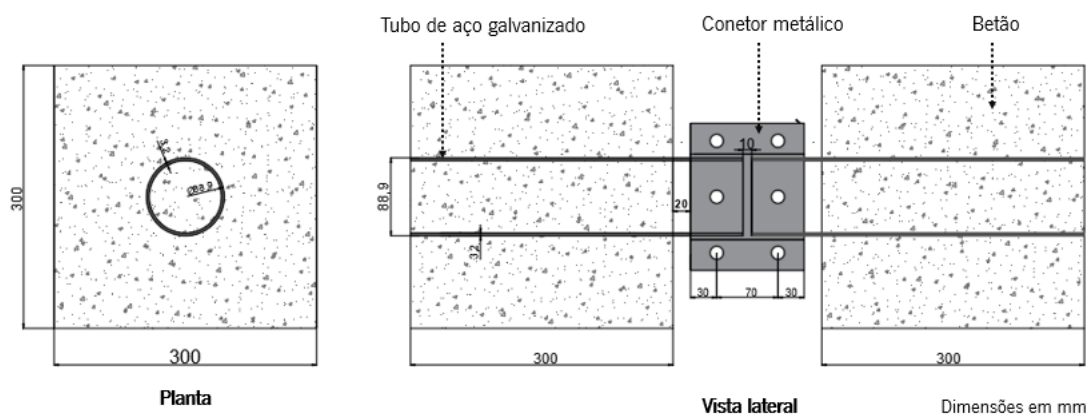


Figura 6.1: Esquema do sistema de ligação entre módulos do MFAR

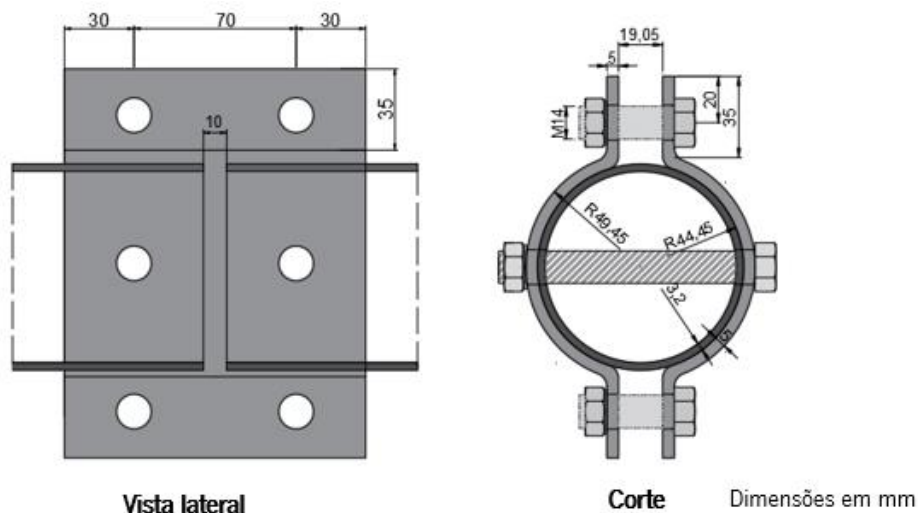


Figura 6.2: Pormenor do elemento metálico de ligação

A complexidade dos ensaios numéricos descritos ao longo do presente capítulo foi progressivamente aumentando. Numa primeira fase, o problema foi modelado considerando a

ligação entre materiais como *bonded*, isto é, "perfeitamente ligados entre si" e todos os materiais com modelos constitutivos lineares. Com base nesse modelo, realizou-se o estudo de convergência da malha.

Numa segunda fase, implementaram-se diferentes contactos entre os elementos de modo a tornar o modelo mais realista no que se refere ao comportamento do contacto entre aço e betão. Numa terceira fase, considerou-se a não linearidade dos materiais e da interface entre componentes de aço e de betão, que serão descritos mais á frente neste capítulo.

Por último, fez-se uma análise para diferentes diâmetros dos furos da ligação entre módulos, nomeadamente, (i) furo de 15mm de diâmetro e (ii) furo de 16mm de diâmetro.

6.2 Modelos numéricos usados na modelação do problema em estudo

Inicialmente, as propriedades dos materiais foram editadas de forma a considerar apenas o seu comportamento linear. Para isso, recorreu-se ao modelo de elasticidade isotrópico, onde se inseriu o valor do módulo de elasticidade (E) de cada material e o seu coeficiente de Poisson (ν).

Para considerar a não linearidade dos materiais de aço galvanizado que constituem o modelo, foi utilizado o modelo bilinear de endurecimento isotrópico para introduzir. Este modelo é descrito por uma lei bilinear de tensão *versus* deformação (ver Figura 6.3). A inclinação inicial da curva representa o módulo de elasticidade do material. A inclinação da segunda parte da curva corresponde ao módulo de elasticidade tangente e este não pode ser maior que o módulo de elasticidade nem menor que zero. Assim, este modelo define-se como uma linha que interceta inicialmente o eixo da tensão e continua com a inclinação do módulo tangente plástico definido pelo utilizador (ANSYS Inc., 2020), de acordo com a Equação (6.1),

$$E_p = \frac{EE_t}{E-E_t} \quad (6.1)$$

onde,

E_p é o módulo tangente plástico;

E é o módulo de elasticidade do material;

E_t é o modulo tangente.

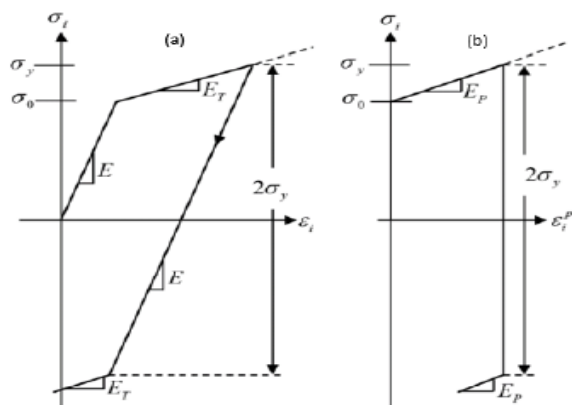


Figura 6.3: Modelo bilinear de endurecimento isotrópico (ANSYS Inc., 2020)

Nos elementos de betão, a sua não linearidade foi modelada segundo o modelo microplano de dano plástico (*coupled Damage-Plasticity Microplane Model*) (ANSYS Inc., 2020). Este modelo usa um gradiente implícito, onde adiciona dois graus de liberdade através da introdução de duas variáveis definidas por um campo não local. A plasticidade neste modelo é definida principalmente através do modelo de Drucker-Prager com três superfícies, cobrindo uma gama completa de estados de tensão possíveis e permitindo carregamentos cíclicos. (ANSYS Inc., 2020).

Tabela 6.1: Parâmetros do modelo microplano de dano plástico

Tipo de parâmetro	Parâmetro	Descrição	
Elástico	-	E	Módulo de elasticidade
	-	ν	Coefficiente de poisson
Drucker-Prager	-	F_{uc}	Tensão de compressão uniaxial
	-	F_{bc}	Tensão de compressão biaxial
	-	F_{ut}	Tensão de tração uniaxial
Plástico	Capacidade de compressão	σ_v^c	Abcissa do ponto de intersecção entre o parâmetro de compressão e a função de Drucker-Prager
		R	Rácio da capacidade de compressão
Endurecimento	-	D	Constante de endurecimento do material
		RT	
Dano	-	γ_{t0}, γ_{c0}	Limite de dano por tensão e compressão
	-	B_t, β_c	Constantes de evolução de dano por tensão e compressão
Não local	-	c	Parâmetro de interação não local
	-	m	Parâmetro de média não local

Os parâmetros elásticos e a tensão de compressão uniaxial plástica do modelo de *Drucker-Prager* foram obtidos experimentalmente. Os restantes parâmetros foram obtidos através de relações empíricas, ou através de valores tabelados no manual do *software*.

$$f_{bc}=1.15f_{uc} \quad (6.2)$$

$$f_{ut}=1.4 \left(\frac{f_{uc}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (6.3)$$

$$\sigma_v^c = \frac{2}{3} f_{bc} \quad (6.4)$$

Os incrementos de carga (*steps*) foram sistematicamente alterados num processo iterativo para se obter a convergência do modelo. Inicialmente, foram consideradas etapas de carregamento elevadas e constantemente foram sendo subdivididas. Assim, em todos os modelos foram impostos 60 steps com um incremento de 0.1mm, perfazendo um deslocamento imposto de 6mm.

O método iterativo de *Newton-Raphson* foi utilizado para ajudar na convergência do modelo, assim como o número de iterações que foi iterativamente alterado para se conseguir obter a convergência do modelo. O parâmetro de *Line search* também foi ativado para todos os modelos para auxiliar a convergência.

6.3 Propriedades dos materiais e tipo de contactos

6.3.1 Propriedades dos materiais

Os parâmetros considerados para definir o material betão foram obtidos em ensaios experimentais já descritos no Capítulo 4. Já os parâmetros relativos ao aço galvanizado foram retirados da respetiva ficha técnica, cedida pelo fornecedor.

As variáveis utilizadas no modelo de dano para o betão foram introduzidas através de comandos e na Tabela 6.2 apresentam-se os respetivos valores.

Os parafusos utilizados no modelo são da classe 8.8, o que corresponde a uma tensão de cedência de 640 MPa e a uma tensão de rotura á tração de 800 MPa.

Tabela 6.2: Variáveis utilizadas no modelo de não linearidade do betão

f_{uc}	MPa	37.89
f_{bc}	MPa	43.57
F_{uc}	MPa	2.77
R_t	-	1.00
D	MPa	4E4
σ_v^c	MPa	-29.05
\bar{R}	-	2
γ_{t0}	-	0
γ_{c0}	-	2E-5
β_t	-	3000
β_c	-	2000

6.3.2 Tipo de contactos considerados

Tal, como já referido, foram estudadas duas situações diferentes para os contactos entre os elementos do modelo.

Inicialmente consideraram-se os contactos todos *bonded*. Segundo o manual do Ansys, este tipo de interação entre os elementos não permite nenhum deslizamento ou separação entre si. Uma vez que os elementos são considerados “colados” na sua interface, a área de contacto entre os elementos não se altera ao longo da simulação e conseqüentemente as respostas finais destes modelos são lineares, no que depende do comportamento da interface. (ANSYS, 2020b).

Posteriormente, e de modo a tornar o modelo mais realista, foram considerados dois tipos de contactos entre os elementos. Na Tabela 6.3 define-se o tipo de contacto entre os diferentes elementos.

Tabela 6.3: Tipos de contacto considerados

Elementos	Tipo de contacto
Parafusos – abraçadeira	Friccional
Parafusos – tubo de aço	Friccional
Parafusos – porcas	Bonded
Tubo de aço – betão interior	Bonded
Tubo de aço – cubo de betão	Friccional
Tubo de aço – abraçadeira	Friccional
Porcas – abraçadeira	Friccional

Segundo o manual do Ansys, para a configuração do contacto do tipo friccional, é usado o modelo básico de atrito de *Coulomb*, onde se define uma tensão de corte (τ_{\max}) na interface entre os dois elementos seleccionados, que é atingida antes dos elementos deslizarem entre si. Quando esse valor de tensão é ultrapassado, começa o deslizamento entre os dois elementos, segundo o coeficiente de atrito seleccionado (ANSYS, 2020b). Nas simulações efetuadas, seleccionou-se um coeficiente de atrito de 0.2, valor recomendado pelo manual do software.

Contudo, aquando destas simulações, os modelos numéricos dos ensaios de aderência ainda não estavam finalizados e não existia uma resposta final. Então, implementou-se a simplificação de considerar o contacto entre o tubo de aço galvanizado e o cubo de betão como friccional. No entanto, o aconselhável seria implementar o modelo CZM, descrito no Capítulo anterior.

6.4 Modelo FEM

6.4.1 Geometria global, condições de apoio e de carregamento

A Figura 6.4 mostra a geometria global da estrutura em estudo. A geometria da estrutura foi modelada no software ANSYS na versão 2020.

O modelo numérico é composto por dois módulos (descritos no capítulo anterior) aparafusados mecanicamente por uma abraçadeira através da extensão do tubo de aço galvanizado. No entanto, a dimensão da aresta do cubo duplicou, comparativamente com os ensaios realizados experimentalmente. Seleccionou-se a dimensão de 300 mm para a aresta do cubo de betão porque é a medida da unidade central do recife. Outra vantagem desta medida é o facto de facilitar as cofragens e a manipulação para futuros ensaios experimentais.

Em relação aos tubos de aço galvanizado, as dimensões do diâmetro são as mesmas, apenas se altera a altura do tubo, permitindo assim a colocação da abraçadeira entre os 2 módulos.

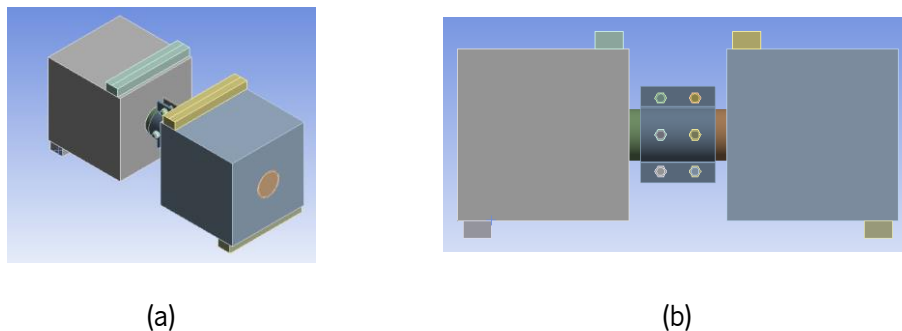


Figura 6.4: Modelo em estudo

Quanto às condições de apoio, o modelo em estudo é constituído por dois apoios, como representado na Figura 6.5. O apoio da esquerda, denominado apoio 1, restringe os deslocamentos em todas as direções e as rotações na direção xx e yy , permitindo apenas as rotações na direção zz . O apoio denominado apoio 2 restringe o deslocamento na direção yy e na direção zz , assim como as rotações na direção xx e yy , permitindo assim, os deslocamentos na direção xx e as rotações na direção zz .

O carregamento da estrutura foi realizado na zona denominada Carga na Figura 6.5. Assim, o peso próprio foi desprezado. Neste modelo, incrementou-se um deslocamento na zona da carga na direção descendente (direção y) e bloqueou-se a direção zz , impedindo assim o deslocamento e a rotação nessa direção.

Uma das simplificações realizadas nestes modelos, foi não consideração do aperto dos parafusos, isto é, não foi definido nas cargas iniciais qual o torque dos parafusos. Esta simplificação teve como objetivo diminuir o custo computacional. Assim, prevê-se que num ensaio experimental, a rigidez do modelo seja ligeiramente superior às simulações numéricas.

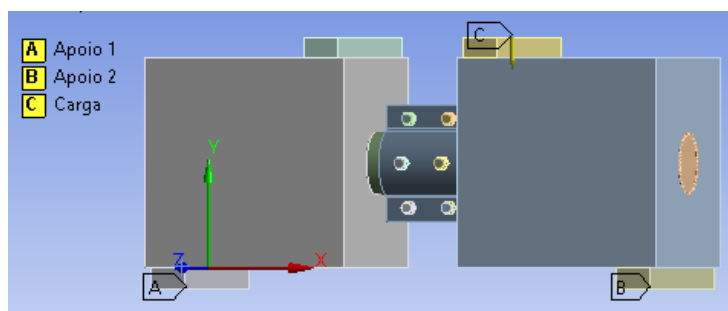


Figura 6.5: Condições de apoio e de carregamento do modelo

6.4.2 Discretização da malha de elementos finitos e estudo de convergência

A qualidade dos resultados depende da qualidade da malha de elementos finitos, sendo muito importante encontrar a malha ideal para o modelo em estudo. Neste contexto, foram realizadas várias simulações, utilizando diferentes números de elementos, sendo que o procedimento usado para o refinamento da malha foi reduzir progressivamente o tamanho do elemento.

A Figura 6.6 mostra os pontos usados para o estudo da convergência da malha, retirando-se em cada um o deslocamento vertical (direção y). Assim, para a realização deste estudo, foi imposto um deslocamento descendente de 5mm na zona da carga (Figura 6.5). As condições de apoio já foram descritas na secção anterior.

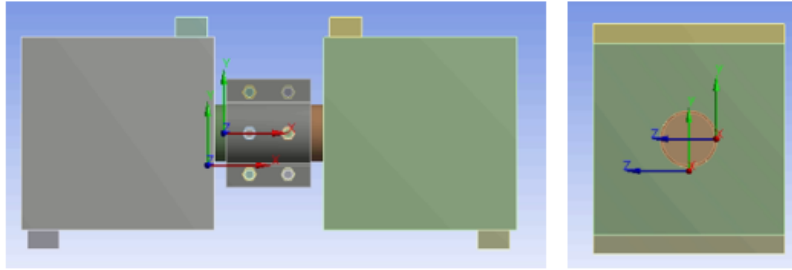
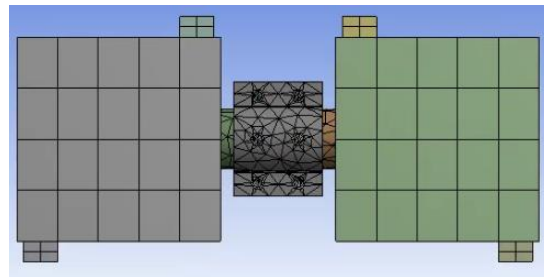
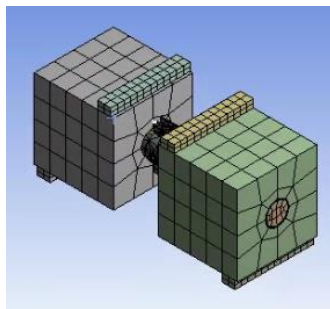
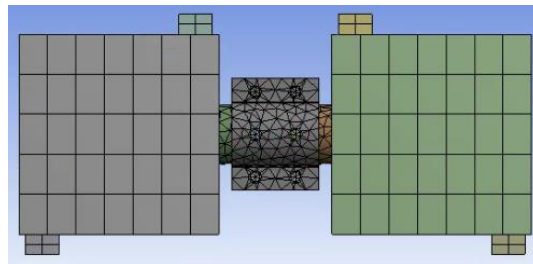
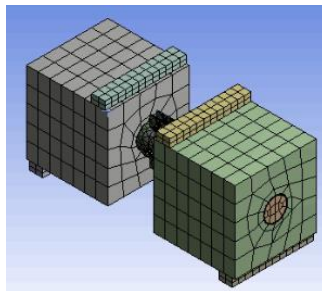


Figura 6.6: Pontos utilizados no estudo da convergência da malha

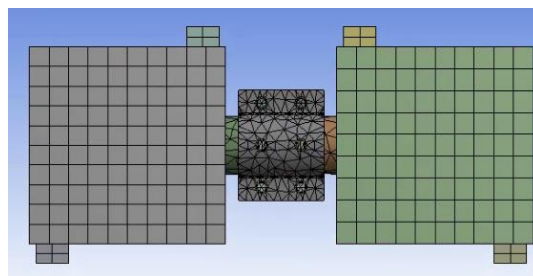
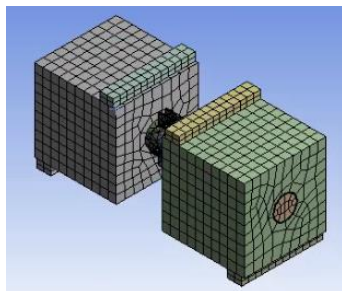
A Figura 6.7 mostra o modelo em estudo, com diferente número de elementos, usados para o estudo da convergência da malha.



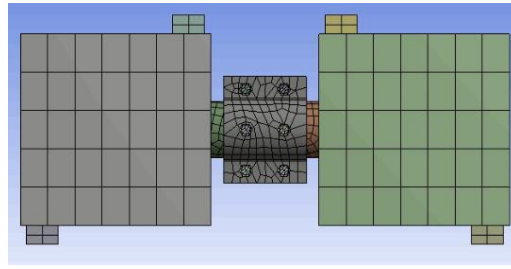
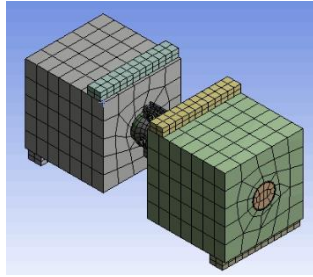
a) Modelo com malha automática – 5422 elementos



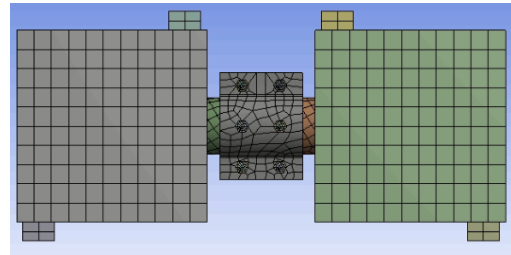
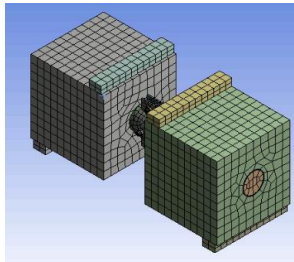
b) Modelo com malha automática – 8235 elementos



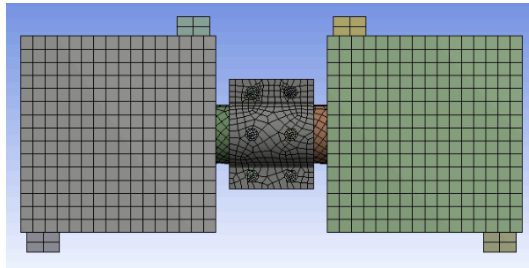
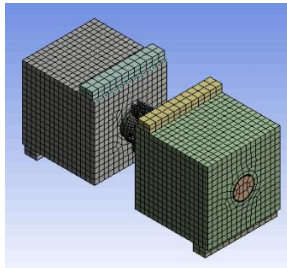
c) Modelo com malha automática – 8985 elementos



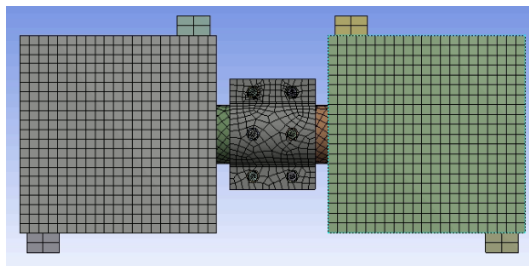
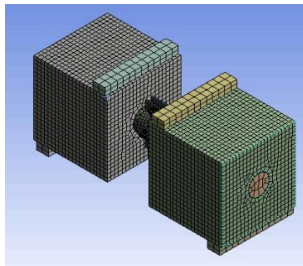
d) Modelo com malha manual – 2628 elementos



e) Modelo com malha manual – 5601 elementos



f) Modelo com malha manual – 11807 elementos



g) Modelo com malha manual – 22193 elementos

Figura 6.7: Discretização de elementos finitos

Todas as malhas foram definidas procurando a regularidade entre as dimensões dos elementos finitos e utilizando preferencialmente elementos quadriláteros. Assim, a distribuição do número de elementos finitos foi imposta definindo o seu tamanho para cada um dos componentes do modelo. Salienta-se ainda que, independentemente da malha considerada no modelo, para o estudo de convergência selecionou-se exatamente o mesmo ponto em todos os modelos.

A Tabela 6.4 mostra os valores da deformação vertical nos pontos selecionados e o erro entre dois modelos consecutivos. O mesmo é representado graficamente na Figura 6.8.

Tabela 6.4: Deformação vertical em cada um dos pontos selecionados

	Nrº nós	Nrº Elementos	Betão		Aço	
			Deformação [mm]	Erro [%]	Deformação [mm]	Erro [%]
Automática	15900	5422	5,4038		5,687	
	22320	8235	5,4101	-0,12%	5,724	-0,65%
	29120	8985	5,4105	-0,01%	5,6994	0,43%
Manual	18062	2628	5,4104	0,00%	5,7345	-0,61%
	33357	5601	5,4006	0,18%	5,7373	-0,05%
	65279	11807	5,3948	0,11%	5,7439	-0,11%

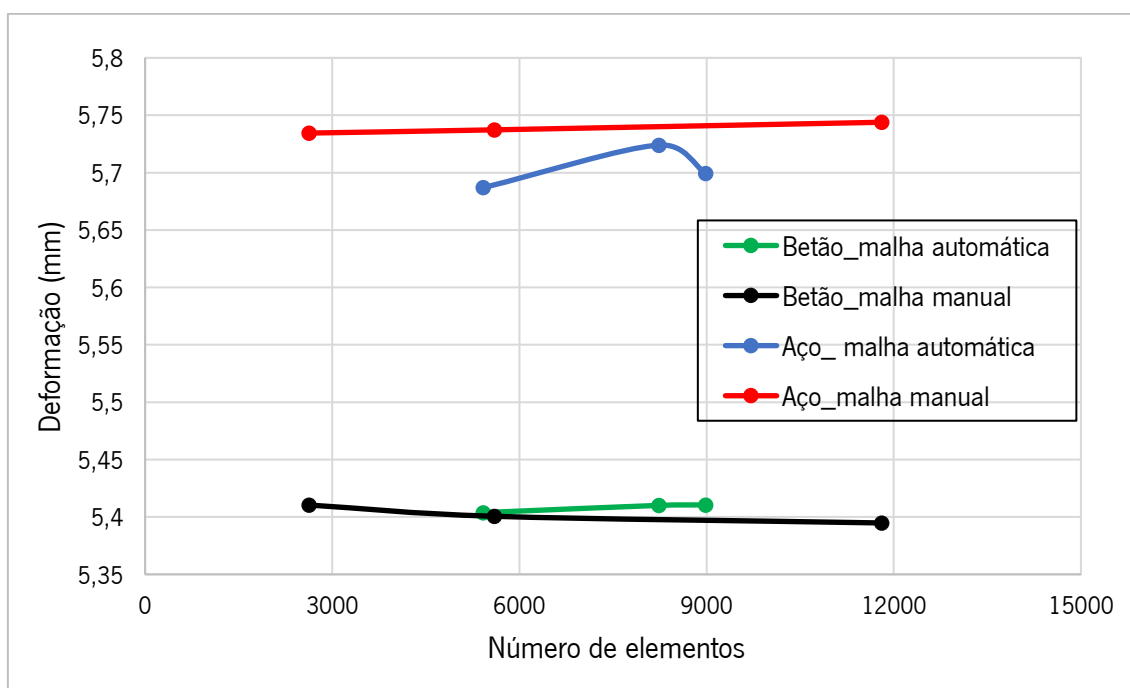


Figura 6.8: Deformação vertical

Assim, de acordo com os resultados apresentados anteriormente, conclui-se que 11807 elementos é um número adequado de elementos para o modelo numérico.

6.4.3 Resultados e análises

Como já referido, as simulações realizadas para o modelo foram gradualmente aumentando de complexidade, assim na Tabela 6.5 apresenta-se um resumo das simulações efetuadas e a designação que cada uma terá ao longo da discussão de resultados. A nomenclatura aplicada é **Ddd_xx_zz**, onde **dd** representa o diâmetro do furo da abraçadeira (15 mm ou 16 mm), **xx** representa o comportamento do material, linear (**L**) ou não linear (**NL**) e por fim o **zz** representa o tipo de contactos selecionado entre os elementos, *bonded* (**B**) e contactos reais (**CR**).

Tabela 6.5: Designação

Diâmetro do furo [mm]	Comportamento material	Tipo de contacto	Designação
15	Materiais lineares	Bonded	D15_L_B
		Reais	D15_L_CR
	Materiais não lineares	Bonded	D15_NL_B
		Reais	D15_NL_CR
16	Materiais lineares	Bonded	D16_L_B
		Reais	D16_L_CR
	Materiais não lineares	Bonded	D16_NL_B
		Reais	D16_NL_CR

Para traçar a resposta força total versus deslocamento vertical para os modelos em estudo, seleccionou-se um ponto na zona inferior da abraçadeira, tal como representado na Figura 6.9. O valor da força foi retirado na mesma zona onde é aplicado o deslocamento, ou seja, representa a força total aplicada ao sistema modelado.

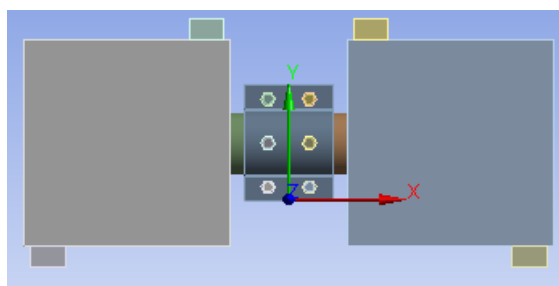


Figura 6.9: Ponto selecionado para construir as curvas força total *versus* deslocamento vertical

A Figura 6.10 apresenta os resultados das simulações realizadas para cada modelo em termos de força total *versus* deslocamento vertical.

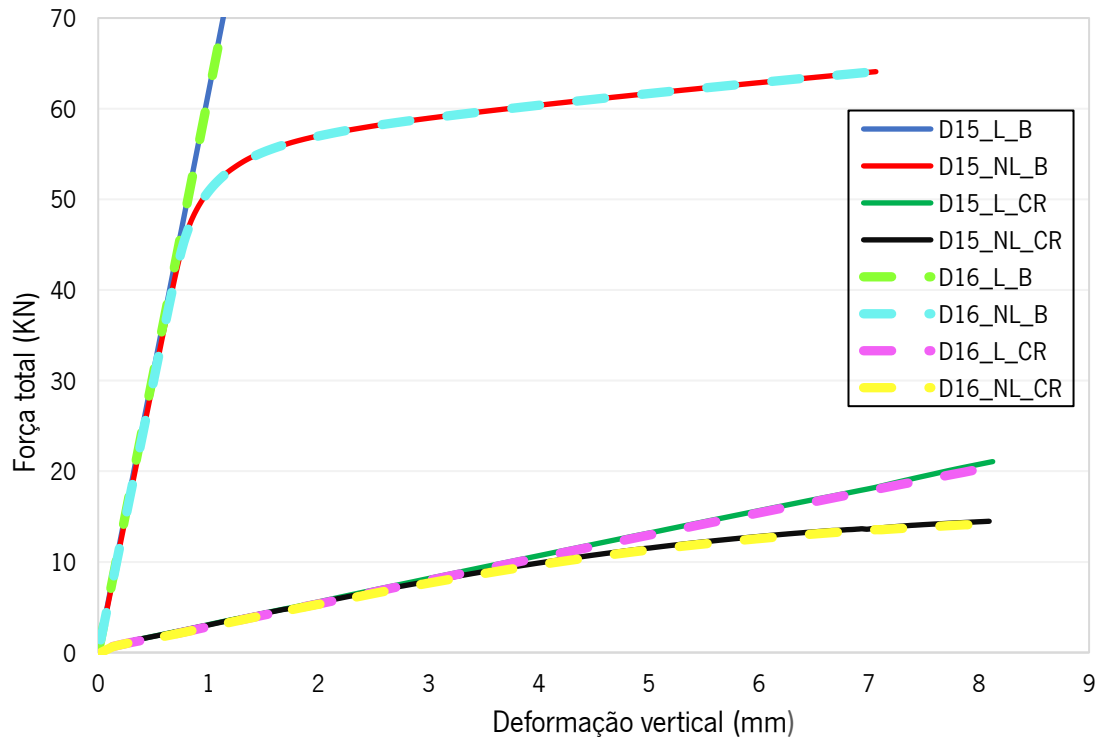


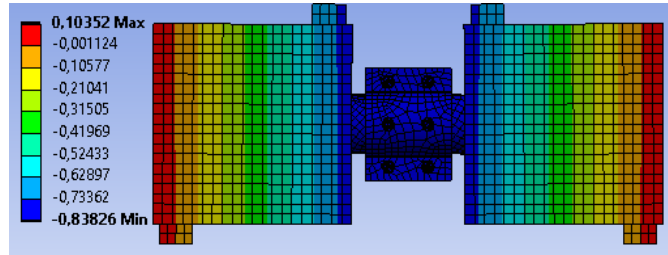
Figura 6.10: Curvas força total *versus* deslocamento vertical de todas as simulações realizadas

Como se observa a partir da Figura 6.10, existe uma diferença significativa quando se comparam os modelos com os diferentes tipos de contactos. Verifica-se que para o mesmo valor de deformação, os modelos com contacto *bonded* suportam cargas muito mais elevadas comparativamente com os modelos que simulam os contactos reais. Quando se define o contacto *bonded* (colado) não são permitidos deslizamentos nem separações entre os elementos. Dessa forma, a capacidade resistente do modelo aumenta significativamente. No caso das simulações dos contactos reais, existe um coeficiente de atrito definido entre os elementos, permitindo assim, o deslizamento entre estes.

Na Figura 6.11 estão representadas as deformadas dos modelos com contacto *bonded*, para uma força de 50 kN.

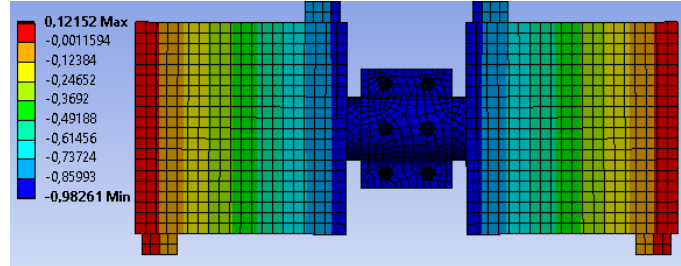
Analisando a Figura 6.12, verifica-se que os modelos denominados D15_L_B e D16_L_B apresentam uma resposta totalmente linear, enquanto os modelos D15_NL_B e D16_NL_B apresentam inicialmente um ramo linear até uma carga de aproximadamente 15 kN e após esse valor de carga apresentam um ramo não linear.

Materiais
lineares

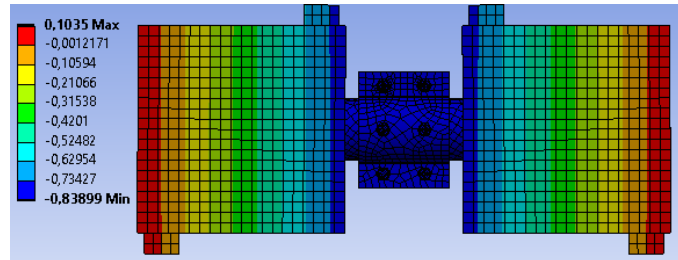


$D_{furo}=15\text{mm}$

Materiais não
lineares



Materiais
lineares



$D_{furo}=16\text{mm}$

Materiais não
lineares

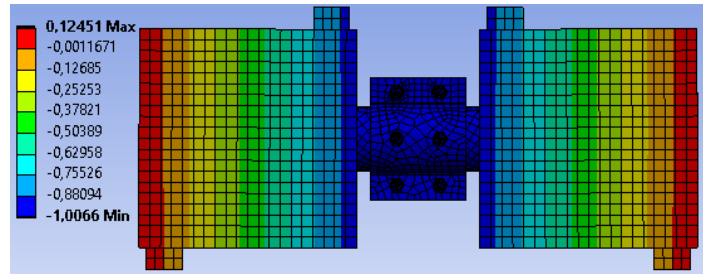


Figura 6.11: Deformada dos modelos com contacto *bonded* para uma força de 50 kN

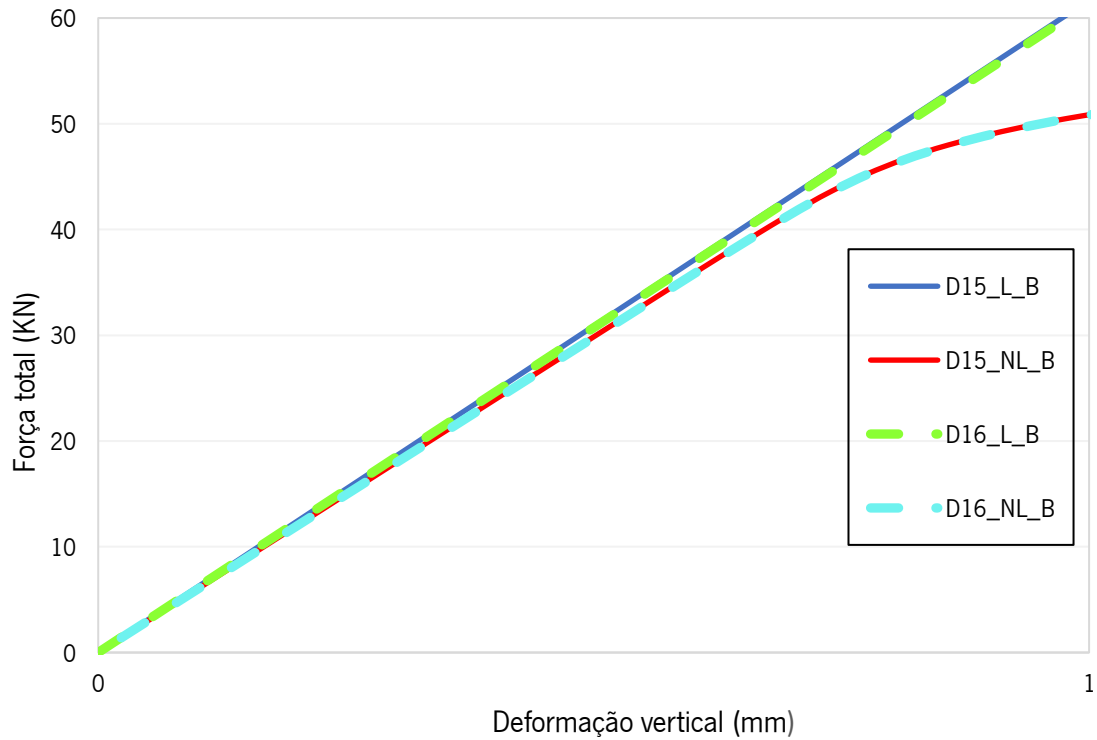


Figura 6.12: Zona inicial das curvas força total *versus* deslocamento para as simulações com contactos *bonded*

Fazendo um zoom na zona inicial das curvas dos modelos com contactos *bonded*, observa-se que existe uma sobreposição de respostas entre modelos. Assim, na Figura 6.12 observa-se a sobreposição entre as simulações D15_L_B e D16_L_B e entre as simulações D15_NL_B e D16_NL_B. A única diferença entre os modelos sobrepostos é o diâmetro do furo considerado. Assim conclui-se que a dimensão do furo para o caso da consideração dos contactos *bonded* tem pouco significado, pois como já referido, nestas configurações não são permitidos movimentos entre os elementos do modelo. O mesmo se observa na Tabela 6.6 onde se selecionou duas cargas diferentes (5 kN e 50 kN) e se verificou o valor do deslocamento para as diferentes simulações. Assim, verifica-se que para as mesmas características de contacto e de linearidade, o aumento dos deslocamentos, nos modelos com maior dimensão do furo, apresenta sempre valores inferiores a 1%. Conclui-se assim, que com estas configurações de contacto, os diâmetros do furo não têm grande interferência nos resultados obtidos.

Tabela 6.6: Deslocamentos das simulações com contactos *bonded*

Contactos bonded	Deslocamento para F= 5 kN		Deslocamento para F=50 kN	
	[mm]		[mm]	
	Dfuro=15mm	Dfuro=16mm	Dfuro=15mm	Dfuro=16mm
Materiais Lineares	0.074	0.074	0.809	0.810
Materiais Não Lineares	0.081	0.081	0.952	0.953

Na Figura 6.13 estão representadas as deformadas dos modelos com contacto reais para uma força de 14 kN.

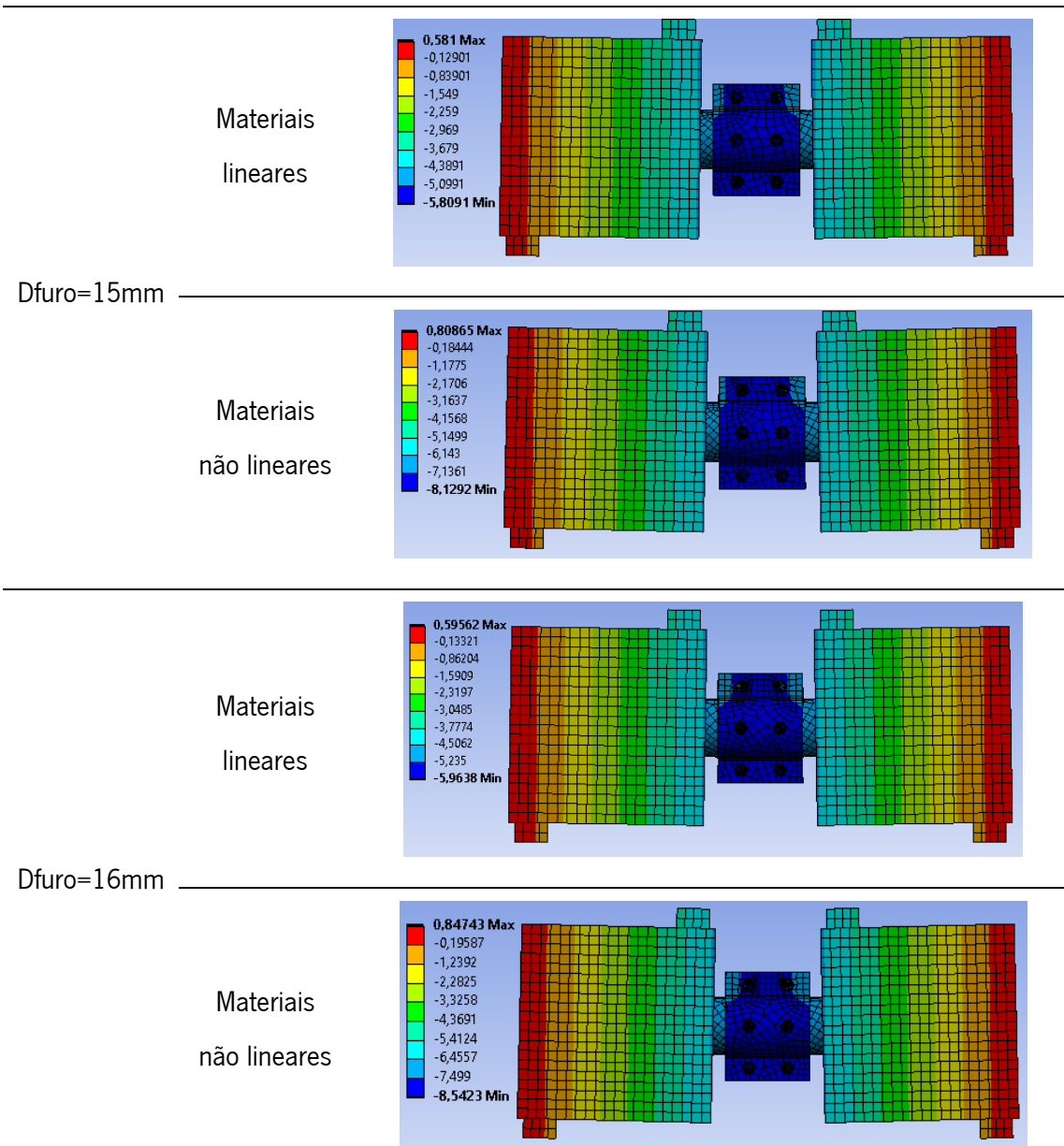


Figura 6.13: Deformada dos modelos com contacto reais para uma força de 14 kN

A Figura 6.14 apresenta a zona inicial dos resultados das simulações realizadas para as simulações com contactos reais em termos de força total *versus* deslocamento vertical.

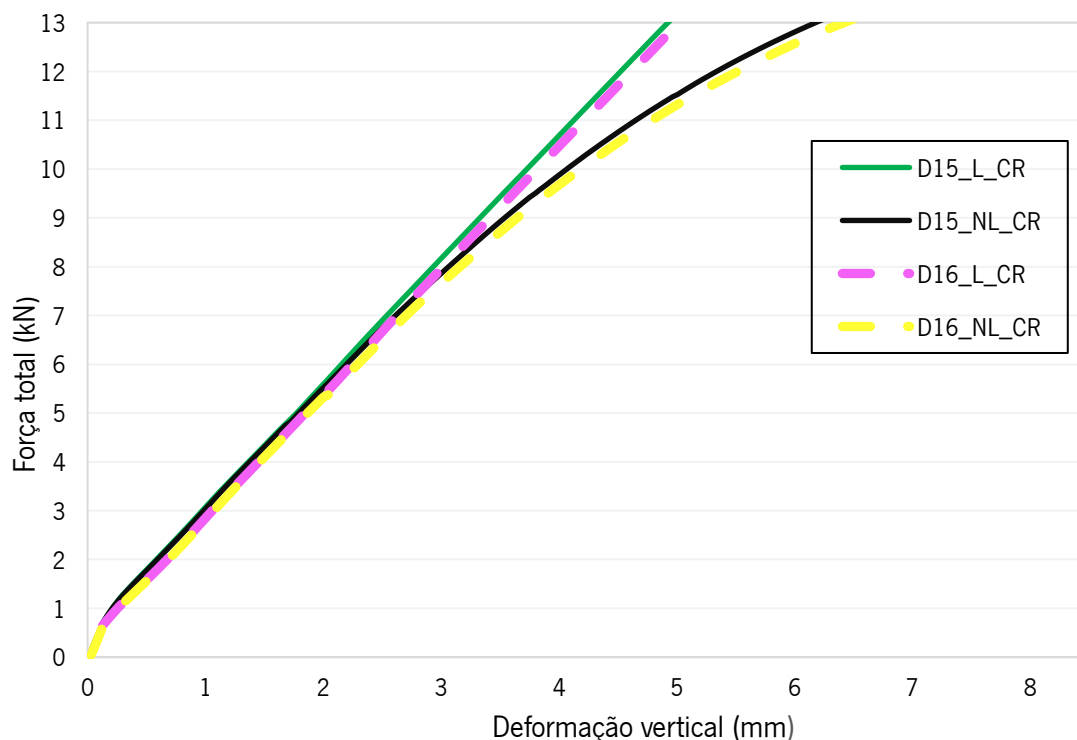


Figura 6.14: Curvas força total *versus* deslocamento relativo para as simulações de contactos reais

Através da Figura 6.14 verifica-se, que em todos os modelos com contactos reais, existe um primeiro ramo linear, que se deve ao reajuste dos elementos que resulta da folga entre os parafusos e os furos da abraçadeira. Dependendo do modelo em estudo, os modelos podem apresentar uma folga de 1 mm ou de 2 mm. Depois de todos os ajustes, as respostas são caracterizadas por um segundo ramo linear. No caso particular dos modelos com contactos reais e materiais não lineares (D15_NL_CR e D16_NL_CR), para além das duas fases já descritas, existe uma fase não linear a partir de uma carga de 7 kN.

Na mesma figura, verifica-se que os modelos com os furos de 15 mm apresentam menores deslocamentos para o mesmo valor de carga comparativamente com os modelos de furo de 16 mm. Para validar esta verificação, selecionou-se dois valores de força, uma de 5 kN e outra de 14 kN, e comparou-se os deslocamentos para as diferentes dimensões dos furos. Assim, através da análise da Tabela 6.7, e sabendo que todas as simulações são com os contactos reais, conclui-se que quando se considera os materiais lineares, as dimensões consideradas para o furo não têm grande interferência nos resultados, pois a diferença entre os deslocamentos para a mesma força são todos inferiores a 1%. Já quando se simula os contactos reais e os materiais não lineares, a

dimensão do furo já provoca algumas alterações na resposta. O aumento da dimensão do furo já provoca um aumento de 3% e 4% na deformação do modelo, na zona linear e na zona não linear, respetivamente, quando se considera a não linearidade dos materiais. Assim, conclui-se que as dimensões consideradas para o furo da abraçadeira com os contactos reais já apresentam alguma interferência nos resultados obtidos. Uma vez que nesta configuração de contactos é permitido deslizamento entre os elementos, dependendo do valor do diâmetro do furo, o modelo tem de fazer mais ou menos ajustes na zona inicial da resposta para vencer a folga existente.

Tabela 6.7: Deslocamentos das simulações com contactos reais

Contactos reais	Deslocamento para F= 5 kN		Deslocamento para F=14 kN	
	[mm]		[mm]	
	Dfuro=15mm	Dfuro=16mm	Dfuro=15mm	Dfuro=16mm
Materiais Lineares	1,769	1,772	5,299	5,303
Materiais Não Lineares	1,767	1,823	7,315	7,688

Apresentam-se a seguir os diagramas de tensões em cada componente do modelo, para todas as simulações realizadas. O principal objetivo é verificar qual o elemento que entrou primeiro em cedência, e isso foi verificado no *software* para diferentes níveis de carga. No entanto, apenas estão representadas a distribuição de tensões para dois níveis de carga, uma carga antes do material entrar em cedência e uma carga após a cedência do material, de modo a perceber a evolução das tensões no modelo.

6.4.3.1 Modelo D15_L_B

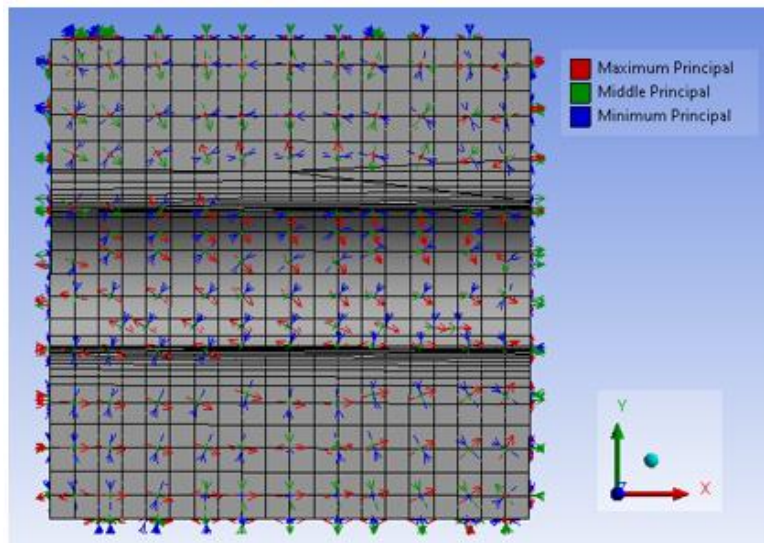


Figura 6.15: Direção das tensões principais no betão para o provete D15_L_B

Atraves da análise da Tabela 6.8 verifica-se que para este modelo, o elemento que entrou em cedência foi o betão, pois tanto os elementos de aço (tubo de aço e abraçadeira) como os parafusos ainda estão longe da sua tensão de cedencia, de 289 MPa e 640 MPa, respetivamente, e a tensão de tração do betão já foi ultrapassada.

Nestas configurações do modelo, o betão na parte superior do tubo de aço apresenta-se comprimido enquanto que o betão na zona inferior do tubo de aço se encontra tracionado. Assim, através da análise da tensão principal máxima, verifica-se para uma carga de 3,5 kN a tensão de tração do betão (2,89 MPa) já foi ultrapassada. Uma vez que nesta simulação foram usados materiais com modelos constitutivos lineares e os materiais estão todos com a ligação *bonded*, o primeiro valor de carga obtido é logo 3,5kN para um deslocamento de apenas 0,057 mm. No entanto, para esse valor de carga já ocorreu a fissuração no betão. O que provavelmente aconteceria num ensaio experimental com estas características era que após a fissuração do betão se destacaria uma cunha de betão representada pelas zonas a vermelho (zonas onde a tensão de tração do betão foi ultrapassada) que provocaria uma fenda inclinada no cubo de betão (Figura 6.15).

Tabela 6.8: Distribuição das tensões no provete D15_L_B

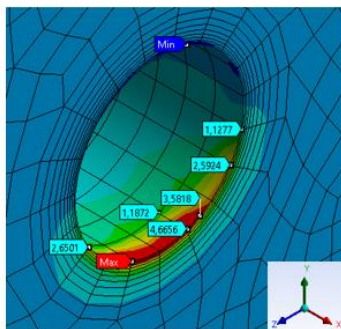
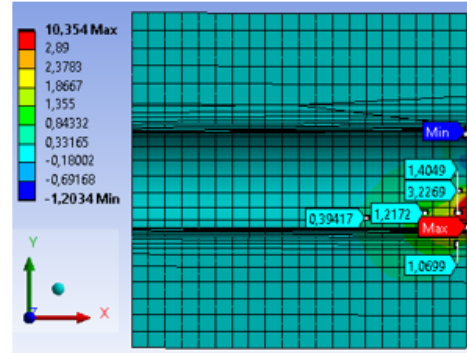
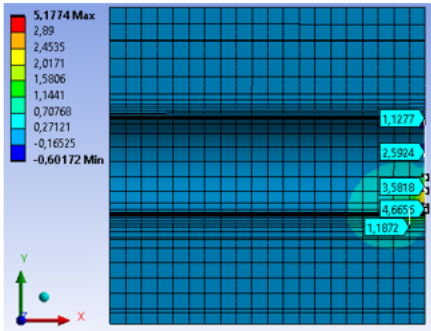
Força = 3,584 kN

Força = 7 kN

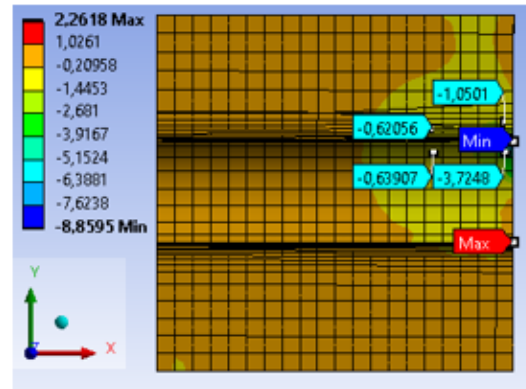
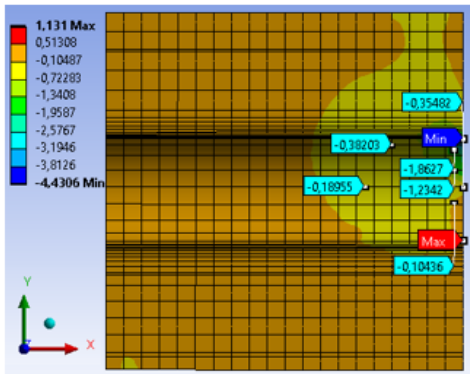
Deslocamento prescrito= 0,057 mm

Deslocamento prescrito= 0,116 mm

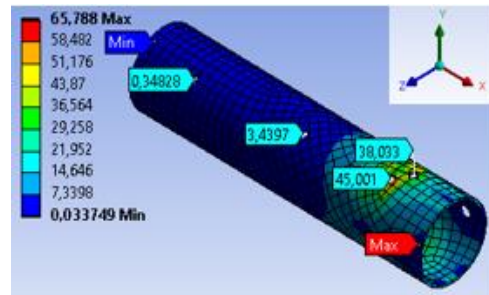
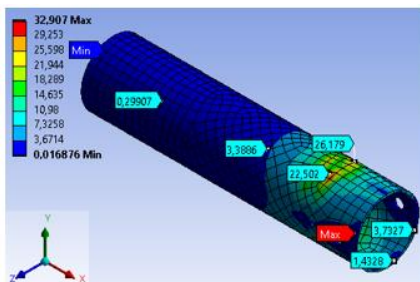
Tensão principal máxima [MPa]

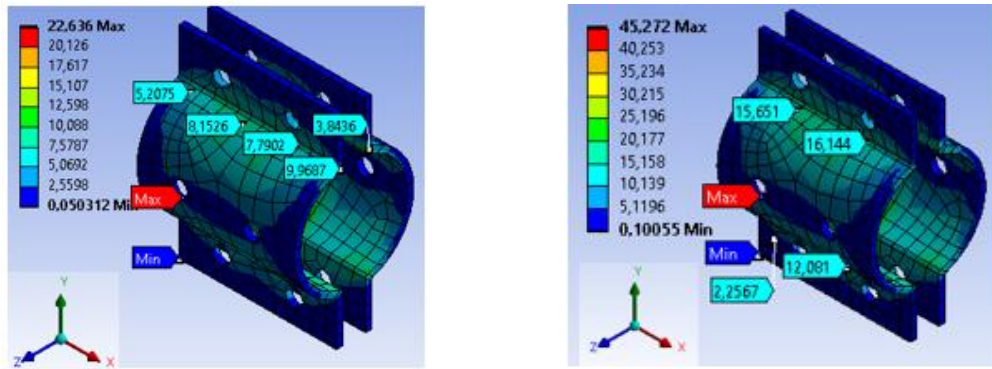


Tensão principal mínima [MPa]

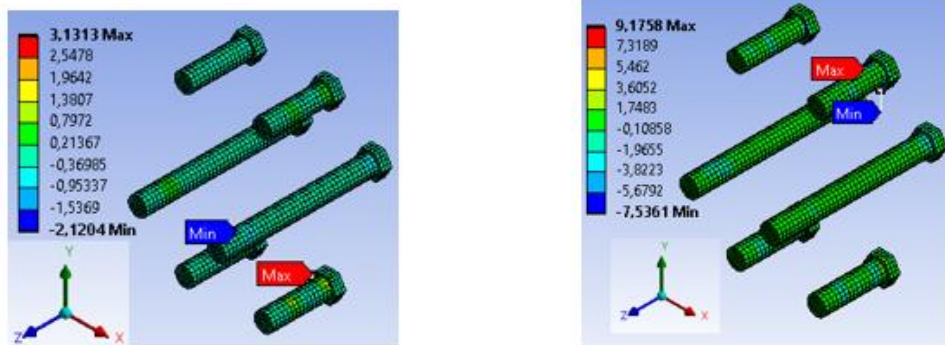


Tensão de von Mises [MPa]





Tensão de corte [MPa]



6.4.3.2 Modelo D15_L_CR

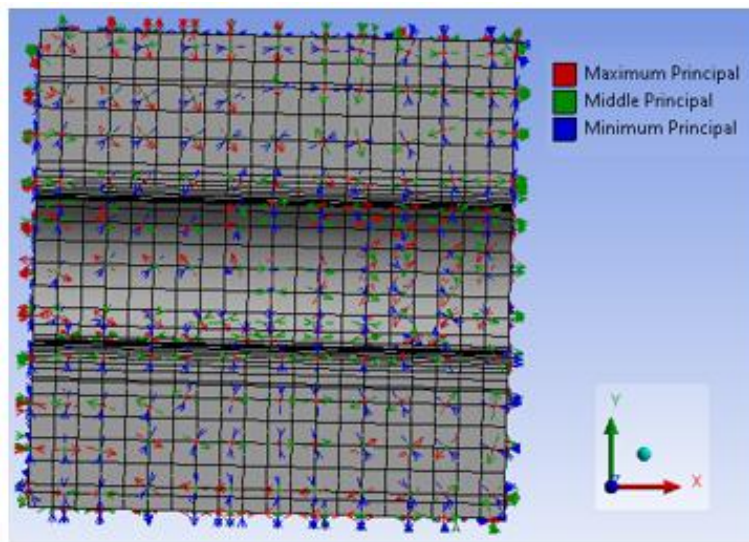


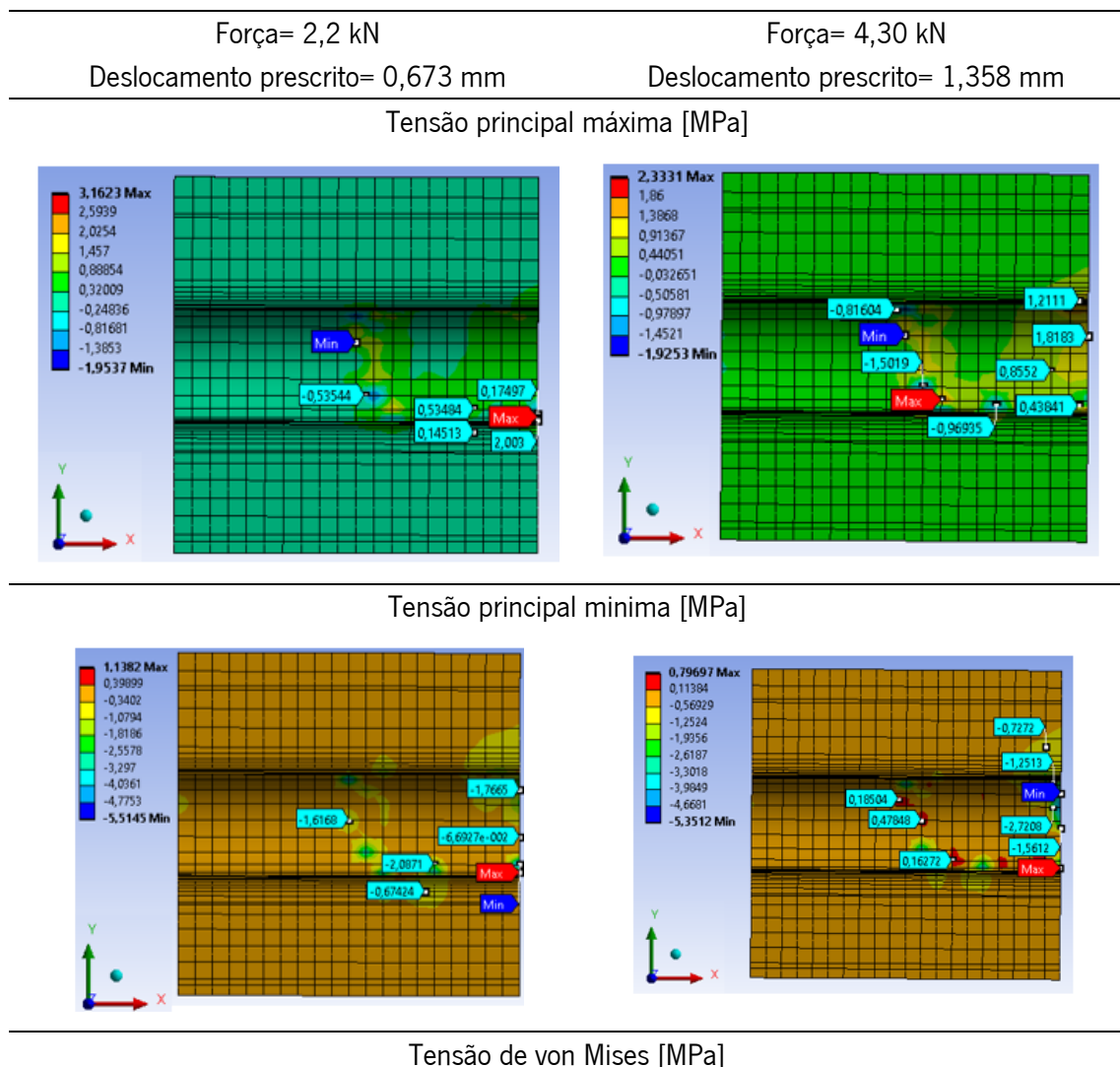
Figura 6.16: Direção das tensões principais no betão para o provete D15_L_CR

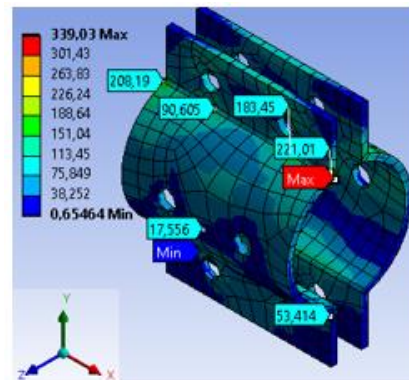
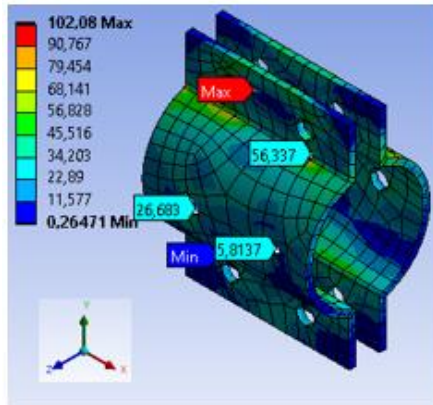
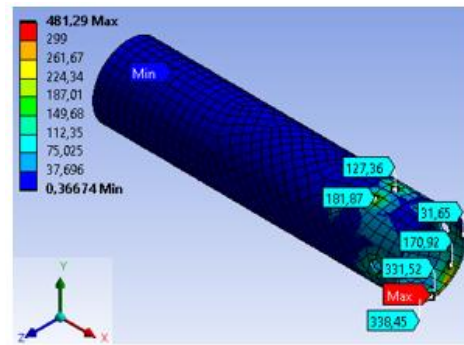
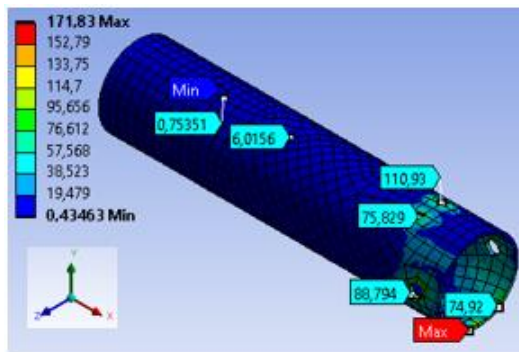
Através da análise da Tabela 6.9 verifica-se que para este modelo, o elemento que entrou em cedência foi o tubo de aço. Contudo, verifica-se logo no início, um ponto da malha de elementos finitos do cubo onde a tensão de tração no betão é ultrapassada. No entanto, isso só acontece mesmo no ponto identificado, não sendo representativo da zona envolvente. Em relação á tensão

de compressão do betão, verifica-se através da tensão principal mínima que esse valor ainda está longe de ser atingido, pois para uma carga de 4,30 kN, a tensão de compressão máxima no betão é de 5,35 MPa. Para esse valor de carga, o tubo de aço galvanizado já entrou em cedência.

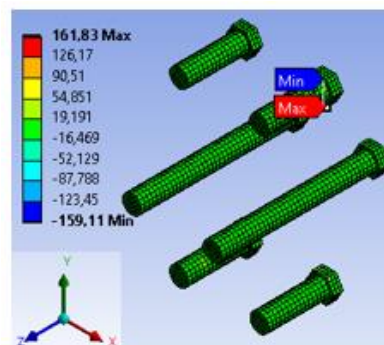
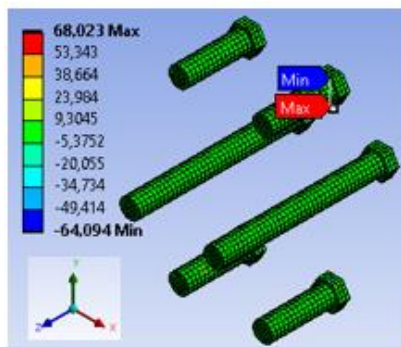
Para uma carga próxima de 4 kN, a extremidade do tubo de aço galvanizado contida dentro da abraçadeira é a primeira zona onde a tensão ultrapassa o valor da respetiva tensão de cedência. Salienta-se que na abraçadeira também existe um ponto com tensões elevadas. No entanto, este é apenas um ponto localizado, que não representa verdadeiramente a zona envolvente, isto é, na abraçadeira ainda não foi atingida a tensão de cedência do material para a carga de 4,30 kN.

Tabela 6.9: Distribuição das tensões no provete D15_L_CR





Tensão de corte [MPa]



6.4.3.3 Modelo D15_NL_B

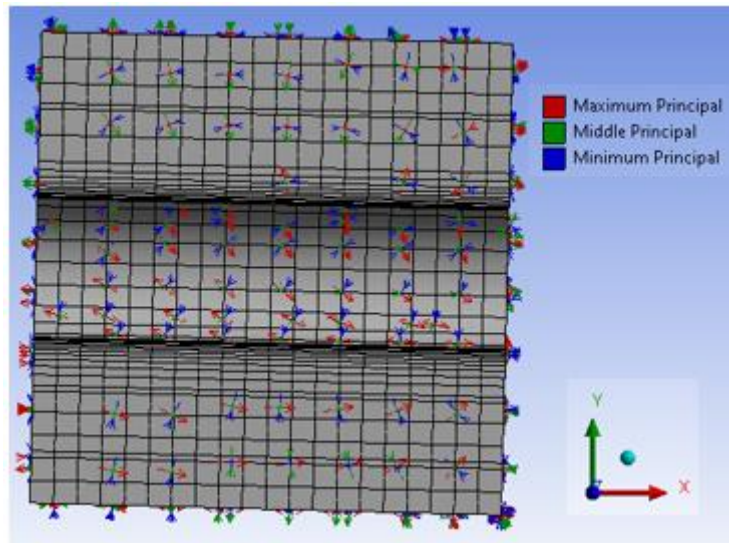


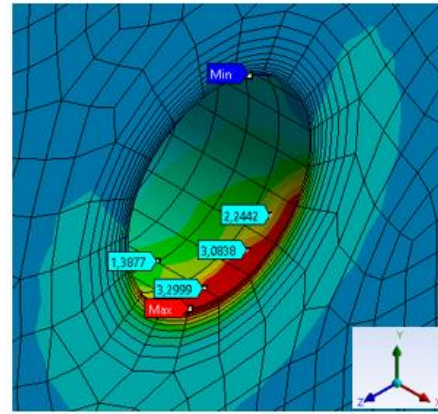
Figura 6.17: Direção das tensões principais no betão para o provete D15_NL_B

Através da análise da Tabela 6.10 verifica-se que para este modelo, o elemento mais solicitado é o betão. Verifica-se também que para o valor de carga para a qual se atinge a tensão de tração no betão, nenhuma das tensões no tubo metálico ou na abraçadeira estava perto do respetivo valor da tensão de cedência.

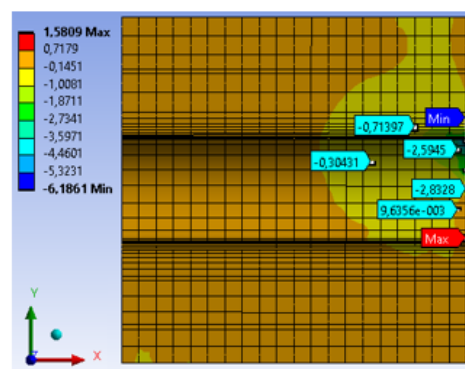
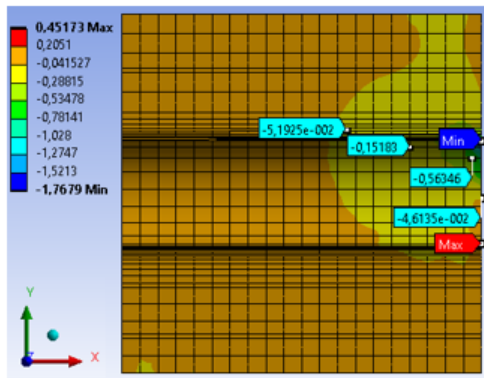
O betão na zona superior do tubo de aço apresenta-se comprimido enquanto o betão na zona inferior do tubo de aço se encontra tracionado. Assim, através da análise da tensão principal máxima, verifica-se para uma carga de cerca de 4 kN a tensão de tração do betão é ultrapassada.

Tabela 6.10: Distribuição das tensões no provete D15_NL_B

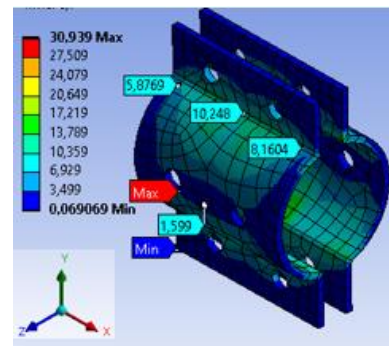
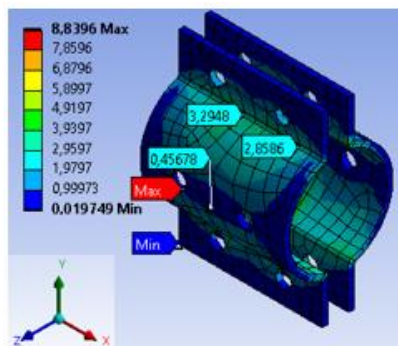
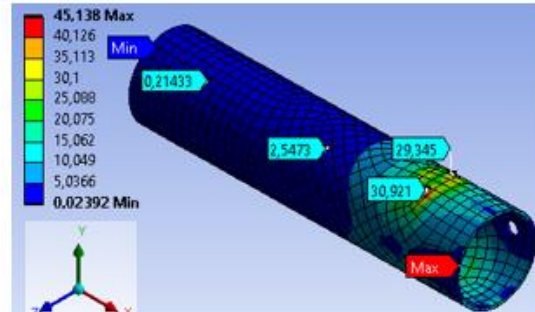
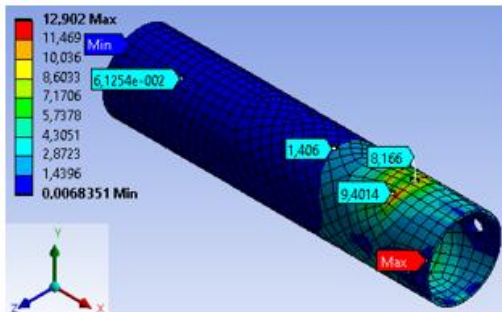
Força= 1,39 kN	Força= 4,85 kN
Deslocamento prescrito= 0,023 mm	Deslocamento prescrito= 0,0811 mm
Tensão principal máxima [MPa]	



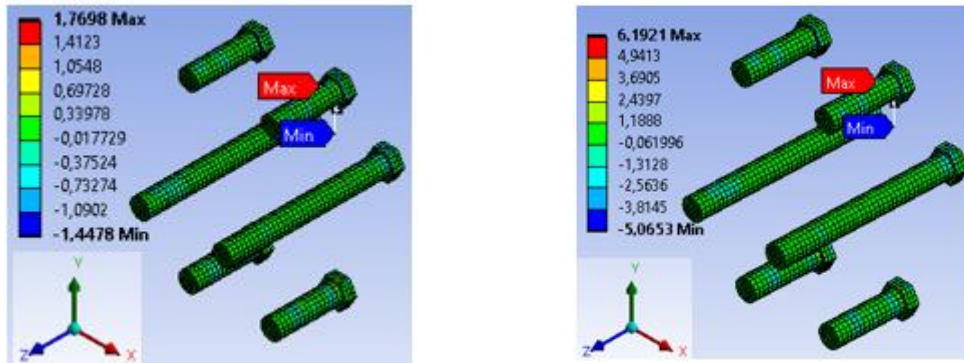
Tensão principal mínima [MPa]



Tensão von misses [MPa]



Tensão de corte [MPa]



6.4.3.4 Modelo D15_NL_CR

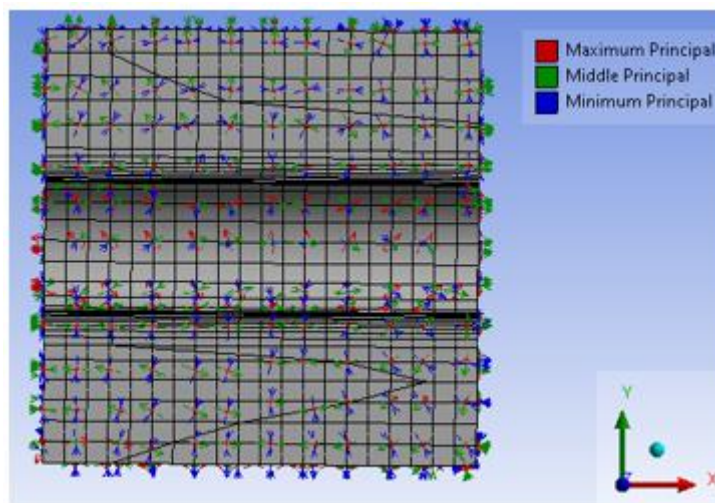


Figura 6.18: Direção das tensões principais no betão para o provete D15_NL_CR

Através dos diagramas de tensões representados na Tabela 6.11, conclui-se que o elemento que entrou em cedência foi o tubo de aço galvanizado. Assim, a tensão no tubo de aço galvanizado atinge a tensão de cedência do material para uma carga de 7,5 kN e um deslocamento de 2,82 mm. Salienta-se também que para a carga de 7,5 kN existem dois pontos da abraçadeira onde a tensão de cedência foi ultrapassada, mas são pontos específicos da malha de elementos finitos que não representam na totalidade a zona envolvente.

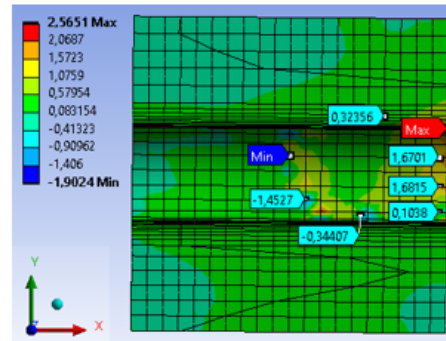
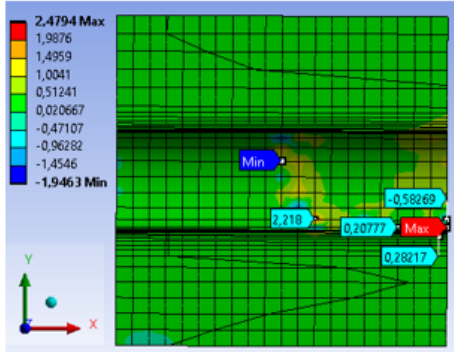
Para esta configuração de ensaio e para a carga de 7,5 kN, a tensão de tração do betão apresenta um valor de 2,56 MPa e a tensão de compressão é igual a 6,83 MPa, ainda longe das tensões de cedência de 2,89 MPa e 37,89 MPa, respetivamente.

Simulação numérica do conector entre módulos do MFAR

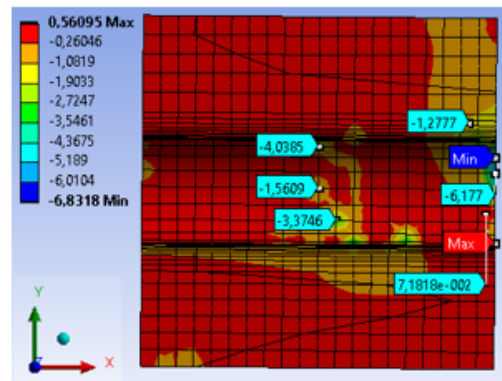
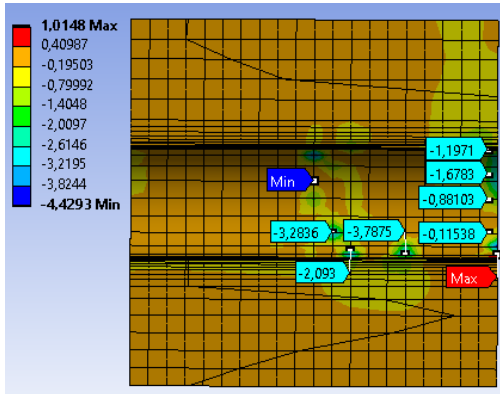
Tabela 6.11: Distribuição das tensões no provete D15_NL_CR

Força= 3,68 kN Deslocamento prescrito= 1,248 mm	Força= 7,53 kN Deslocamento prescrito= 2,851mm
--	---

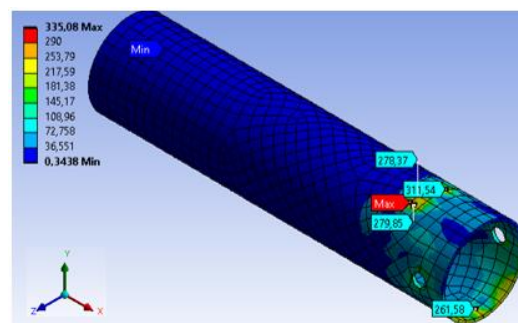
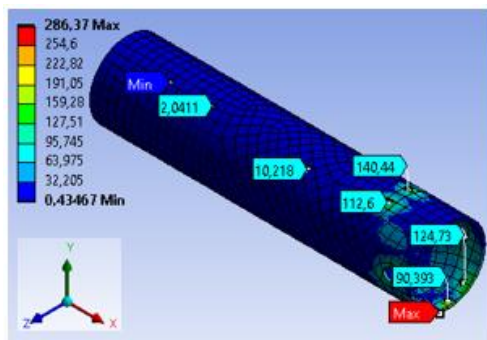
Tensão principal máxima (MPa)

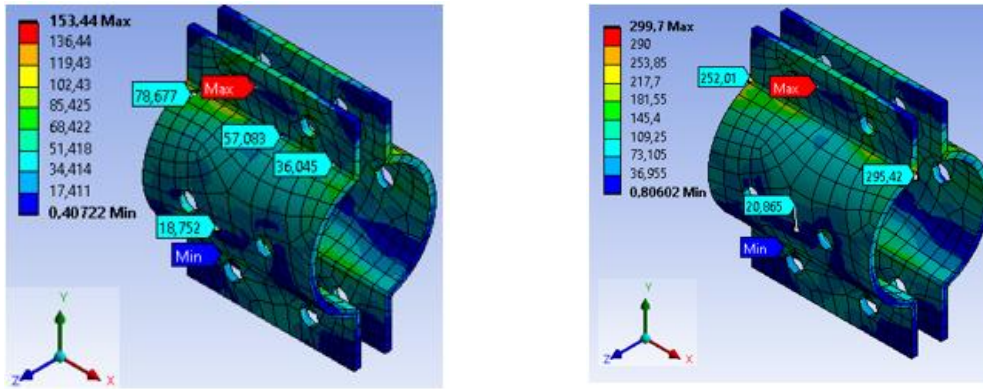


Tensão principal mínima [MPa]

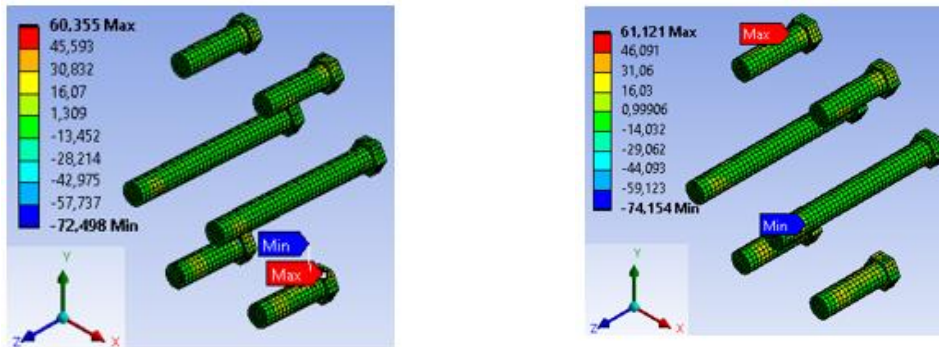


Tensão von mises [MPa]





Tensão de corte [MPa]



6.4.3.5 Modelo D16_L_B

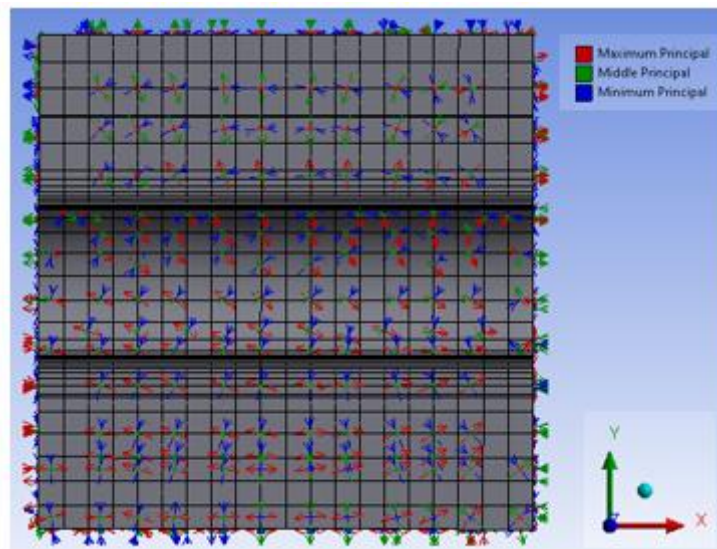


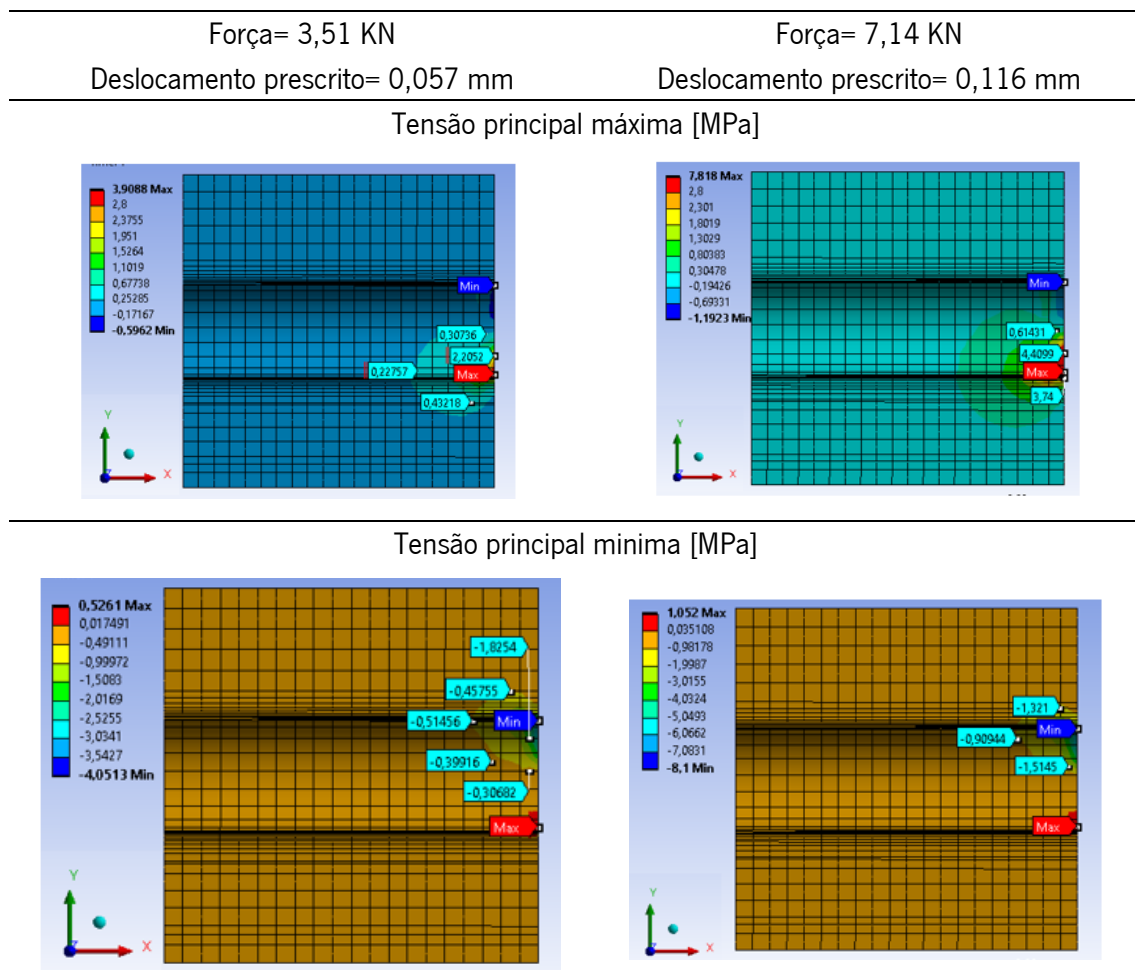
Figura 6.19: Direção das tensões principais no betão para o provete D16_L_B

Atraves da análise da Tabela 6.12 , comprova-se que o elemento que inicialmente entra em cedencia é o cubo de betão. Assim, para uma carga de 3,51 kN o cubo de betão já apresenta uma zona onde a resistencia á compressão foi ultrapassada. Nota-se que na presente simulação

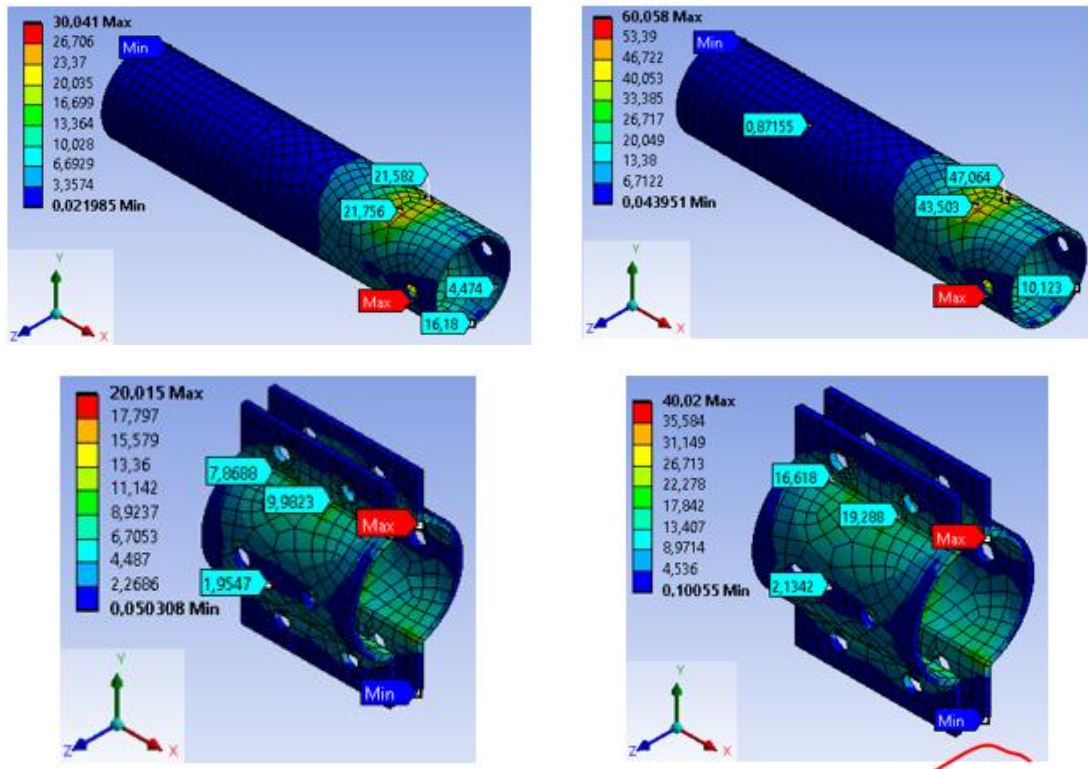
existe uma simetria nas tensões do cubo de betão, sendo que a zona superior do tubo de aço se apresenta comprimida e a zona inferior tracionada.

Uma vez que nesta simulação foram usados materiais com modelos constitutivos lineares e os materiais considerados todos colados, o primeiro valor de carga obtido é logo 3,51 KN para um deslocamento de apenas 0,057 mm, no entanto para esse valor de carga já ocorreu o início da fissuração no betão. O que provavelmente aconteceria num ensaio experimental com estas características era que se destacaria uma cunha de betão representada pelas zonas a vermelho (zonas onde a tensão de tração do betão foi ultrapassada) que provocaria uma fenda inclinada no cubo de betão, como se pode observar pela direção das tensões principais no cubo de betão (figura 6.17).

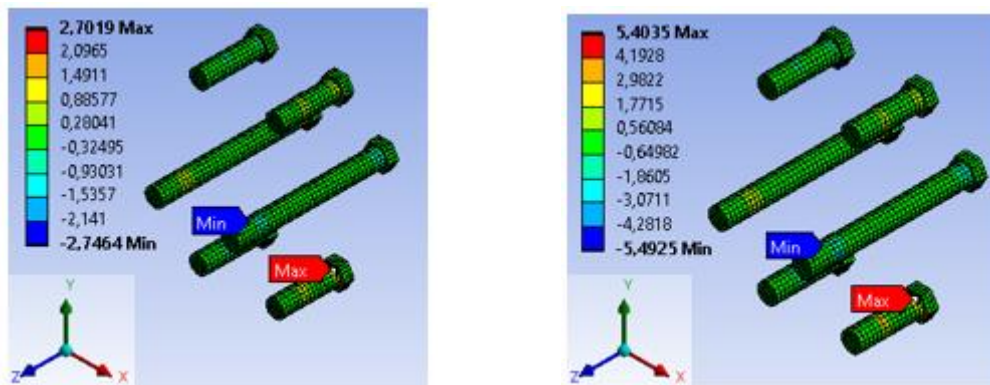
Tabela 6.12: Distribuição das tensões no provete D16_L_B



Tensão von misses [MPa]



Tensão de corte (MPa)



6.4.3.6 Modelo D16_L_CR

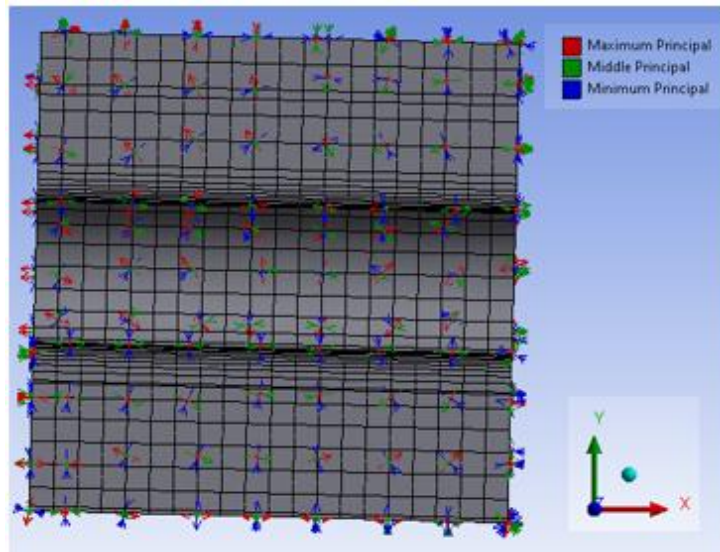


Figura 6.20: Direção das tensões principais no betão para o provete D16_L_CR

Na Tabela 6.13 apresentam-se a distribuição de tensões nos diferentes elementos e verifica-se que a tensão do tubo de aço, quando a força atingiu cerca de 4,3 kN e simultaneamente um deslocamento vertical de 1,35 mm, já tinha ultrapassado o valor de 289 MPa, isto é, a tensão de cedência do aço galvanizado utilizado. Assim, conclui-se que o elemento mais solicitado neste modelo é o tubo de aço galvanizado.

Salienta-se também que na abraçadeira também existe um ponto com tensões elevadas, no entanto é apenas um ponto localizado na transição de tensões com o tubo de aço, que não representa verdadeiramente a envolvente desse mesmo ponto. Verifica-se ainda que para esta carga de 4,3 kN, a tensão de tração do betão apresentava um valor de 2,099 MPa e a tensão de compressão do betão apresentava um valor de 5,49 MPa. A tensão de corte dos parafusos apresentava um valor de 75,90 MPa ainda muito afastada da tensão de cedência.

Tabela 6.13: Distribuição das tensões no provete D16_L_CR

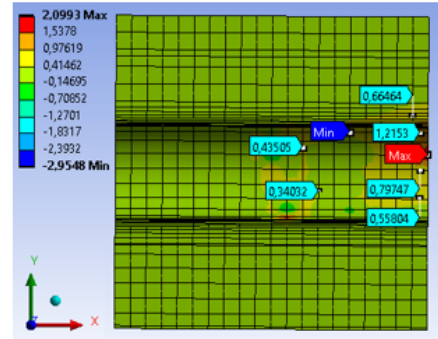
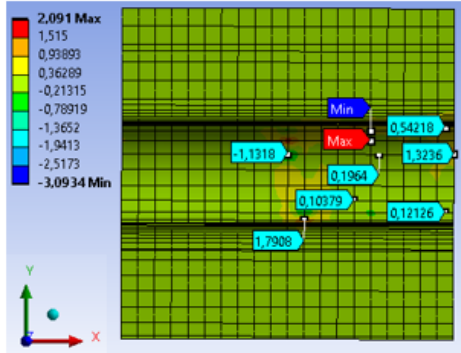
Força= 2,356 KN

Força= 4,30 KN

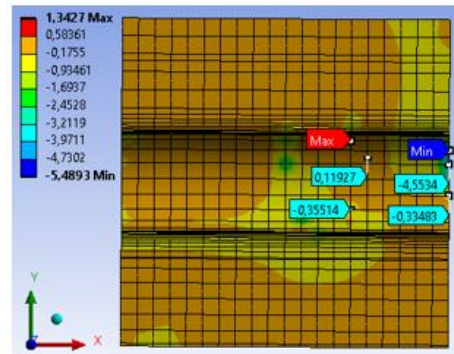
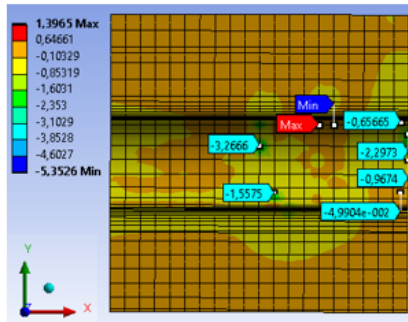
Deslocamento prescrito= 0,814 mm

Deslocamento prescrito= 1,358 mm

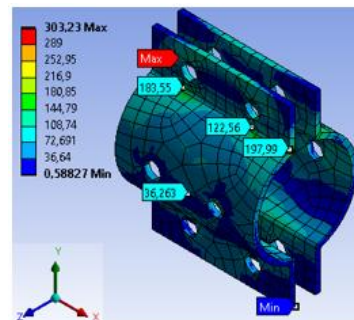
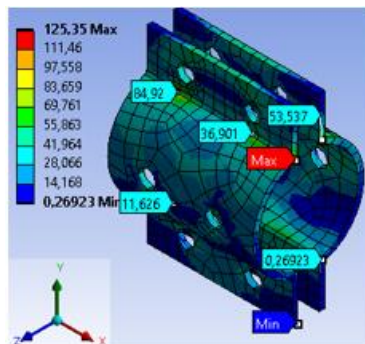
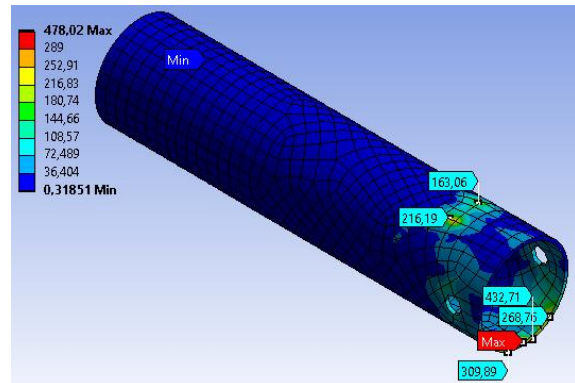
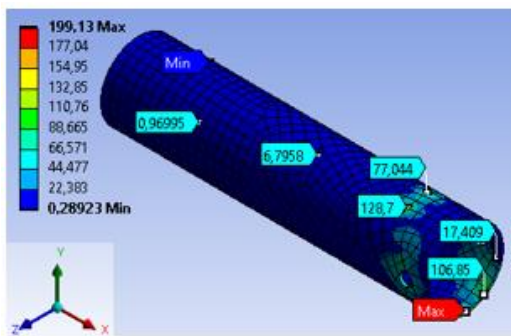
Tensão principal máxima [MPa]



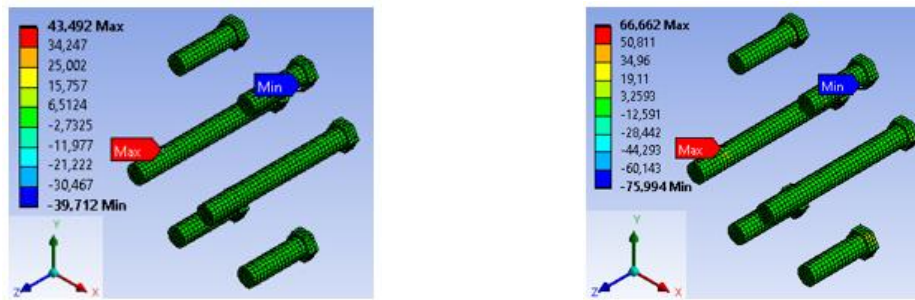
Tensão principal mínima [MPa]



Tensão von mises [MPa]



Tensão de corte [MPa]



6.4.3.7 Modelo D16_NL_B

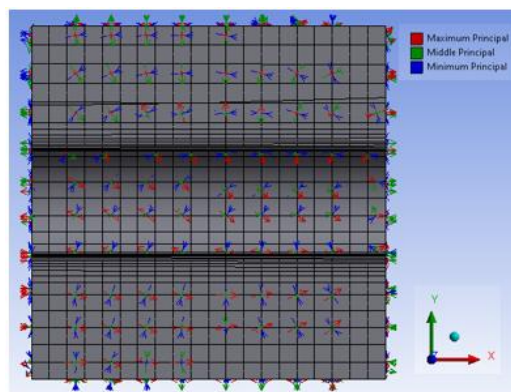


Figura 6.21: Direção das tensões principais no betão para o provete D16_NL_B

Atraves dos diagramas de tensões representados na Tabela 6.14, constata-se que para uma força de 4,84 KN e um deslocamento de 0,0811 mm a tensão de tração do betão, na zona inferior do tubo de aço galvanizado, já foi ultrapassada, provocando assim, a fendilhação do cubo de betão. Para esse valor de carga verifica-se que mais nenhum elemento entrou em cedência, pois a tensão de compressão do betão é de 5,59 MPa, a tensão no tubo de aço, na abraçadeira e nos parafuso são de 41,91 MPa, 26,62 Mpa e 6,21 MPa, respetivamente, estando todas ainda bastante afastadas das tensões de cedência.

Tabela 6.14: Distribuição das tensões no provete D16_NL_B

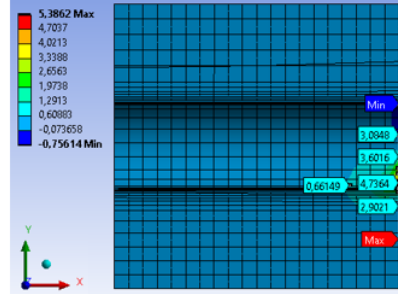
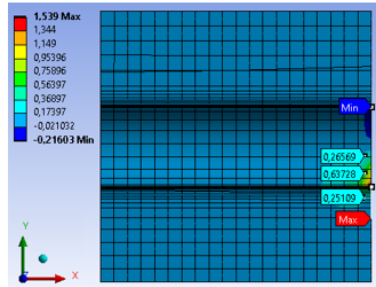
Força= 1.386 KN

Força= 4.848 KN

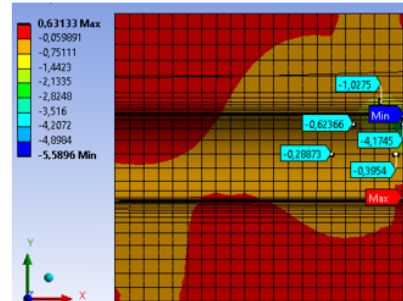
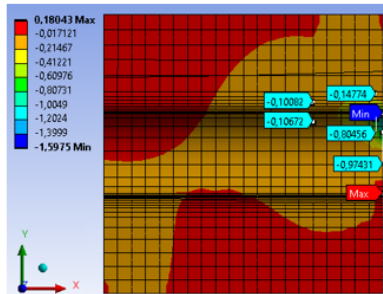
Deslocamento prescrito= 0.0232 mm

Deslocamento prescrito= 0,0811 mm

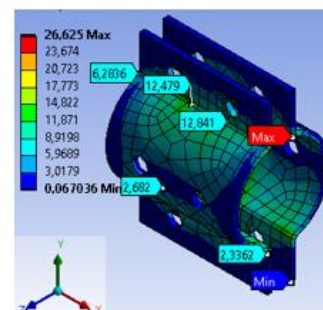
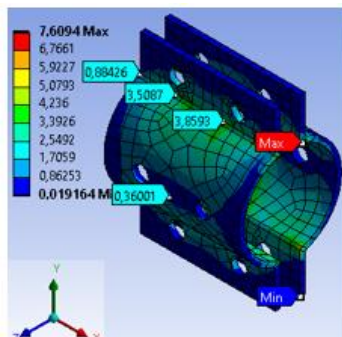
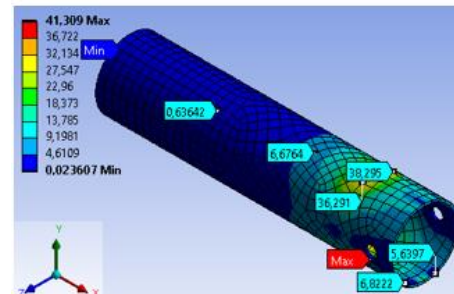
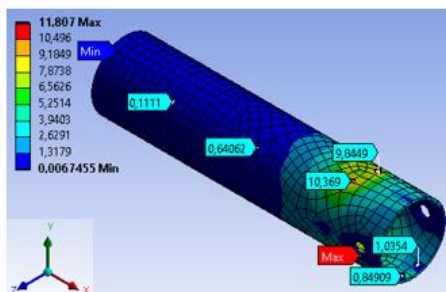
Tensão principal máxima [MPa]



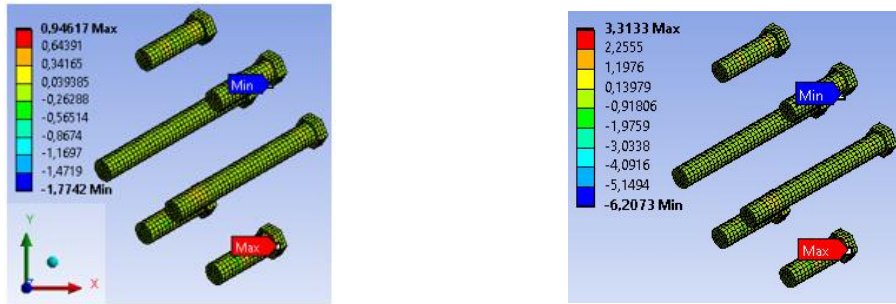
Tensão principal mínima [MPa]



Tensão von mises [MPa]



Tensão de corte [MPa]



6.4.3.8 Modelo D16_NL_CR

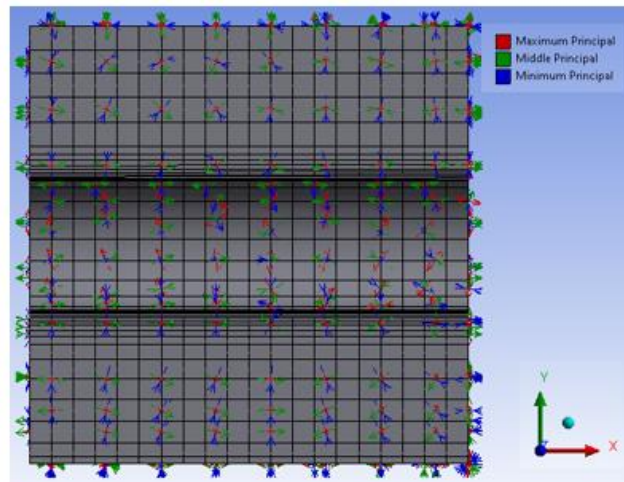


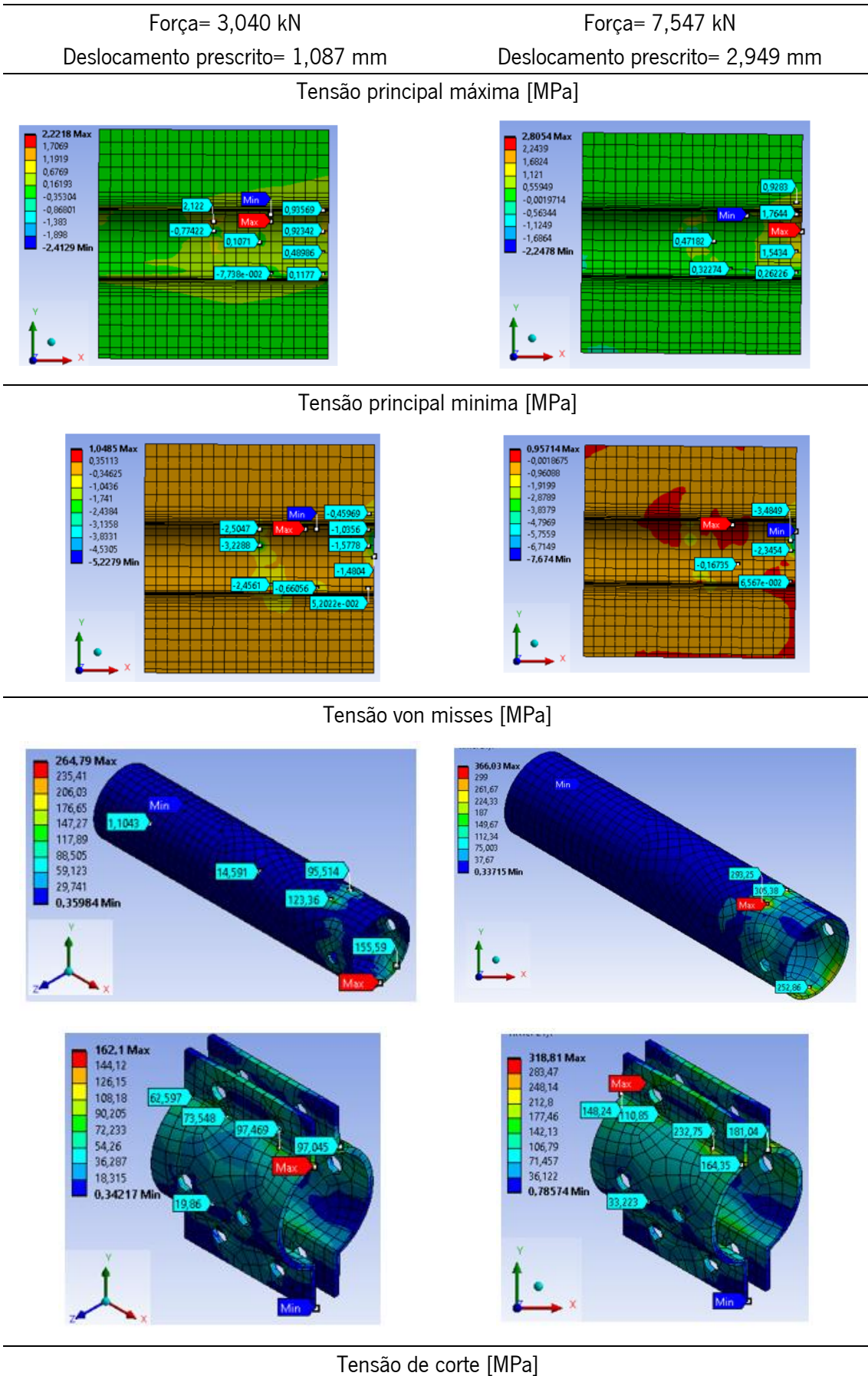
Figura 6.22: Direção das tensões principais no betão para o provete D16_NL_CR

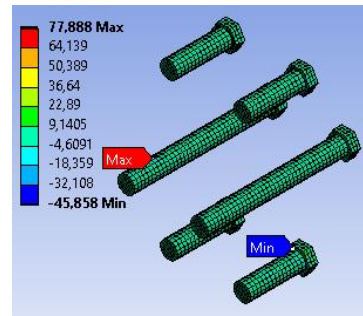
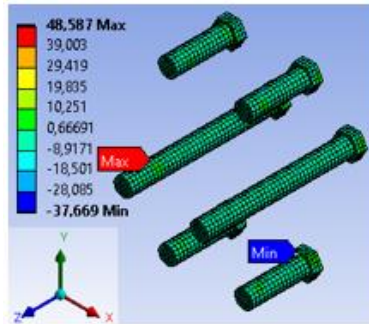
Na Tabela 6.15 apresentam-se a distribuição de tensões nos diferente elementos do modelo. Verifica-se que o elemento mais solicitado é o tubo de betão, pois para uma força de 7,54 kN e um deslocamento de 2,94 mm a tensão na extremidade do tubo situada dentro da abraçadeira e a zona superior de contacto com a abraçadeira já ultrapassou a tensão de cedencia do material.

Salienta-se também que na abraçadeira para a carga de 7,54 kN existem um ponto onde a tensão de cedencia foi ultrapassada, no entanto é um ponto da malha de elementos finitos específicos que não representam na totalidade a zona envolvente.

Para esta configuração de ensaio e para a carga de 7,54 kN, a tensão de tração do betão apresenta um valor de 2,24 MPa e a tensão de compressão de 7,67 MPa, ainda longe das tensões de cedencia de 2,89 MPa e 37,89 MPa, respetivamente.

Tabela 6.15: Distribuição das tensões no provete D16_NL_CR





6.4.4 Conclusões

Como já referido, os ensaios numéricos descritos ao longo deste capítulo foram progressivamente aumentando de complexidade. Assim verifica-se que sempre que se considera os elementos colados com ligação rígida entre si (*bonded*), não é possível ocorrer deslizamento ou separação as superfícies em contacto. Deste modo, o modelo torna-se muito rígido, atingindo valores de força bastante altos para pequenas deformações sofridas, ou seja, mesmo no início do carregamento, os materiais já se encontram no ramo de comportamento não linear.

Verifica-se ainda, que nos modelos com contactos *bonded*, o elemento mais solicitado é o cubo de betão, pois a tensão de tração do betão é ultrapassada e conseqüentemente ocorrem fendas no betão. Segundo os diagramas de tensões anteriormente apresentados, o que provavelmente aconteceria num ensaio experimental com estas características era que após a fendilhação do betão se destacaria uma cunha de betão representada pelas zonas onde a resistência à tração do betão é ultrapassada, o que provocaria uma fenda inclinada no cubo de betão. Conclui-se ainda que nesta configuração de contacto a dimensão dos furos do elemento de ligação que une os dois módulos não têm grande interferência nos resultados, uma vez que todos os elementos funcionam como um só.

Já quando se considera os contactos reais, e uma vez que já existe deslizamento entre os diferentes elementos, a rigidez destes provetes é muito menor, quando comparada com os modelos com ligação *bonded*. Nesta configuração de contactos, o elemento mais solicitado é o tubo de aço, nomeadamente na zona da ligação com a abraçadeira.

Observa-se ainda através dos diagramas, que as tensões nos parafusos na configuração de contactos reais são cerca de dez vezes superiores á configuração de contacto *bonded*. Este aumento significativo deve-se principalmente ao deslizamento que acontece nos modelos com

contactos reais, onde se solicita bastante mais os elementos metálicos e especialmente, a zona dos furos. Nestas configurações, a dimensão dos furos tem mais significado, pois nos modelos com furos de maior diâmetro, existem maiores ajustes e consequentemente maiores tensões instaladas nos elementos.

Esse aumento de tensões nos modelos com furos de 16 mm é cerca de 3.4%, pelo que num possível ensaio experimental adotar o furo de 16 mm acaba por ser benéfico, pois permitiria maior folga de montagem entre os diferentes elementos do modelo e do ensaio experimental.

Tabela 6.16: Resumo da tensão crítica em cada modelo

Tipo de contacto	Comportamento do material	$D_{\text{furo}}=15 \text{ mm}$	$D_{\text{furo}}=16 \text{ mm}$
Bonded	Lineares	Fissuração do betão	Fissuração do betão
		$F= 3.5 \text{ kN}$ $\delta=0.057 \text{ mm}$	$F= 3.51 \text{ kN}$ $\delta=0.057 \text{ mm}$
	Não lineares	Fissuração do betão	Fissuração do betão
		$F= 4.85 \text{ kN}$ $\delta=0.0811\text{mm}$	$F= 4.85 \text{ kN}$ $\delta=0.0811\text{mm}$
Contactos reais	Lineares	Plastificação do tubo de aço galvanizado	Plastificação do tubo de aço galvanizado
		$F= 4.30 \text{ kN}$ $\delta=1.35 \text{ mm}$	$F= 4.30 \text{ kN}$ $\delta= 1.36 \text{ mm}$
	Não lineares	Plastificação do tubo de aço galvanizado	Plastificação do tubo de aço galvanizado
		$F= 7.53 \text{ kN}$ $\delta= 2.851 \text{ mm}$	$F= 7.55 \text{ kN}$ $\delta= 2.949 \text{ mm}$

7 Conclusões e futuros desenvolvimentos

7.1 Conclusões

A presente dissertação integrou-se no projeto “NEXT-SEA: Next Generation Monitoring of Coastal Systems in a Scenario of Global Change principal” e teve como principais objetivos o estudo do comportamento de aderência entre os materiais que constituem uma possível solução a adotar para o recife artificial multifuncional, isto é, a aderência entre os elementos de betão e aço galvanizado, e também o estudo de um sistema de ligação entre os diversos módulos do recife.

A revisão da literatura disponível sobre a ligação entre os materiais em estudo permitiu perceber que ainda não existe um conhecimento profundo sobre o tema e a união destes materiais, pois dependendo dos autores, há quem defenda que a utilização de aço galvanizado leva a uma perda significativa da aderência quando em contacto com o betão, enquanto outros mostram que a união entre o aço galvanizado e o betão é semelhante à ligação com aços sem proteção.

A revisão da literatura realizada permitiu ainda conhecer e perceber um pouco melhor do processo de galvanização do aço. Em cada fase do processo de galvanização existem diferentes concentrações de elementos de ferro e zinco, e isto pode também condicionar as características de aderência com outros materiais.

Neste contexto, foram realizados ensaios experimentais para estudar a aderência entre os materiais, e posteriormente foram realizadas simulações numéricas dos ensaios experimentais e também de um possível sistema de ligação entre os módulos do recife artificial multifuncional.

Durante os ensaios experimentais foram estudados três comprimentos de ligação entre os materiais e adotaram-se os procedimentos experimentais que já se encontravam definidos desde o início do projeto. Assim, todos esses provetes apresentaram inicialmente uma fase de resposta elástica até se atingir uma força máxima e posteriormente observou-se um decréscimo de força que gradualmente se aproximou de um patamar com o aumento das deformações dos elementos, para valores de força aproximadamente constantes. Assim, através dos resultados obtidos constatou-se que os modelos apresentam aumentos de resistência e rigidez diretamente proporcional ao aumento do comprimento de ligação entre os materiais.

Foi ainda ensaiada experimentalmente uma quarta serie onde o tubo de aço galvanizado continha furos ao longo do comprimento de ligação, de modo a melhorar a ligação entre materiais. Os

resultados obtidos nestes provetes não foram satisfatórios, pois quase todos os provetes desta serie fissuraram após a força atingir o pico. O que se observou nesta serie foi uma libertação brusca de energia originada na quebra da ligação entre os materiais, que provocou assim a rotura dos provetes. No entanto os provetes apresentaram maiores capacidades de carga, isto é, suportaram valores bastante maiores de força máxima.

Posteriormente, realizaram-se simulações numéricas dos ensaios de aderência através do método dos elementos finitos. O principal objetivo dessas simulações foi prever os resultados obtidos experimentalmente, mas também encontrar uma lei de aderência que permitisse estudar o comportamento deste tipo de elementos estruturais com diferentes parâmetros que possam influenciar a resposta final, e até futuramente dispensar os ensaios experimentais, uma vez que estes são dispendiosos e demorados. No entanto, no âmbito do presente trabalho não se conseguiu obter ainda a lei de aderência, uma vez que o modelo constitutivo usado nos provetes adotou uma lei linear. Neste contexto realizou-se uma aproximação do comportamento experimental e numérico por via do cálculo da energia de fratura, isto é, tentou adotar-se uma abordagem que de certa forma reproduzisse a resposta experimental numa primeira abordagem. Verificou-se também a influencia que o parâmetro do coeficiente de amortecimento artificial tinha nas respostas.

Por fim, realizaram-se simulações numéricas de uma possível ligação entre os módulos do recife artificial multifuncional. Testaram-se diversas variáveis, nomeadamente, diferentes tipos de elementos e leis de contacto, diferentes modelos constitutivos dos materiais e ainda diferentes valores do diâmetro dos furos e folgas presentes no sistema de ligação. Concluiu-se que, para um possível ensaio experimental posterior, o diâmetro maior será mais benéfico, pois permite maior margem na montagem do sistema e concluiu-se ainda que o tubo de aço galvanizado será o elemento mais solicitado experimentalmente.

7.2 Futuros desenvolvimentos

Após todas as conclusões referidas anteriormente, existe a necessidade de se realizarem mais estudos e ensaios sobre a aderência dos materiais e também sobre a ligação entre os diferentes módulos dos recifes. Neste contexto, apresentam-se de seguida algumas sugestões para serem desenvolvidas e investigadas em futuros trabalhos:

- Ensaios de aderência com diferentes misturas de betão;
- Ensaios de aderência em provetes com furos ao longo do comprimento de ligação com a aresta do cubo de betão superior aos 150mm;
- Ensaios de aderência em provetes que tenham estado mergulhados em água do mar durante um período de tempo considerável, de modo a perceber a influência que esse meio apresenta na união entre os materiais, com diferentes misturas de betão e comprimentos de ligação entre os elementos;
- Desenvolvimento da lei de aderência no software Ansys ou similares, através da lei de Cornellisson ou de uma lei bilinear que permita um melhor ajuste à curva experimental;
- Ensaios experimentais do sistema proposto para a ligação entre os módulos do recife artificial multifuncional;
- Apresentação de sistemas possíveis para a união entre os diferentes módulos do recife.

Referencias bibliográficas

- American Galvanizers Association*. (2020a). <https://galvanizeit.org/hot-dip-galvanizing>; Acedido em 7-12-2020
- American Galvanizers Association*. (2020b). <https://galvanizeit.org/>; Acedido em 8-12-2020
- ANSYS, I. (2020a). Fracture Analysis Guide. *ANSYS, Inc., January*.
- ANSYS, I. (2020b). Mechanical User ' s Guide. *ANSYS, Inc., 15317*(August), 1028.
- ANSYS Inc. (2020). Material Reference. *ANSYS, Inc., August*, 2–4.
- Baine, M. (2001). Safety Effectiveness of Highway Design Features: Cross Sections. Volume III. *Ocean & Coastal Management*, 44, 19. <https://trid.trb.org/view.aspx?id=368401>
- Balestra, C. E. T., Lima, M. G. De, Medeiros-junior, R. A., Julia, A., & Egg, A. (2017). Parâmetros ambientais e materiais que afetam a penetração de cloretos em estruturas de concreto – estudo de caso da Ilha dos Arvoredos4. *REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, 13, 270–282.
- Bento, R. J. R. L. (2016). RECIFE ARTIFICIAL PARA A PRÁTICA DE SURF Análise das condições de surfabilidade. *Instituto Superior de Engenharia de Lisboa*.
- Camões, A., Cruz, P., & Sá, J. . M. (2008). Avaliação da aderência ao betão de varões de aço galvanizado ou com revestimento epoxídico. *BE2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008 Guimarães*, 1–10.
- Corsini, R. (2013). Ambientes agressivos. *Téchne. Ed. 196, 3*. <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/196/artigo294033-4.aspx>
- Cruz, F. (2021). Design and structural analysis of an Modular Innovative Multifunctional Artificial Reef Concept and Structural Design of the MFAR. *(Em Processo de Revisão)*.
- Cruz, F., Eduardo, P., Valente, I. B., Miranda, T., Maslov, D., & Pinheiro, M. (2019). *Structural design of an innovative multifunctional artificial reef. October*. <https://doi.org/10.1109/OCEANS.2018.8604587>
- Cruz, F., Valente, I., Pereira, N., & Gonçalves, J. (2021). *Study of the bond behaviour between hot-dip galvanized steel tube and concrete by push-out tests: an experimental research* .
-

Construction and Building Materials. [em processo de revisão].

Do, N., De, A., & Do, A. R. E. (2007). F Aculdade De C lências Do M Ar E Do a M biente M Anual P Rático : *Faculdade de Ciências.*

Drucker, P. (2014). "A melhor maneira de prever o futuro é cria-lo" ". 1–13.

Glossário RGCI - Ondas Marinhas. (2007).
<https://www.aprh.pt/rgci/glossario/ondasmarinhas.html>; Acedido em 25-03-2021

Lagerblad, B., Jorge, J., & Rodrigues, A. (2017). Proteção e Reabilitação de Estruturas de Betão Armado. *Proteção e Reabilitação de Estruturas de Betão Armado.*

Lanka, S. (2003). Performance of an artificial surfing reef: cable station, western australia. *Water Research, May 1999*, 1–19.

Lima, M. G. De, Mazer, W., & De, P. C. (2009). *Durabilidade de estruturas de concreto em ambinete marinho- importância dos estudos envolvendo micro-clima.*

Louro, S. A. C. (2011). Estudo da aderência aço – betão em elementos estruturais de BA. *Universidade de Aveiro*, 92.

Lucas, A., Da, H., Ferreira, S., Doutora, O. P., Constança, M., Rigueiro, S., João, D., Simões, P., & Martins, C. (2015). *Comportamento Dinâmico de Estruturas Offshore.*

Mota, A. (2006). *Influência da proximidade do mar em estruturas de betão.* 230.
[file:///C:/Users/Afonso/Downloads/Texto integral.pdf](file:///C:/Users/Afonso/Downloads/Texto%20integral.pdf)

Myhre, C., Modificado, A., & Cpft, O. (2013). *Empacotamento (2) - modelos.* 2, 1–2.
<http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/12/empacotamento-2-modelos.html>

NP EN 12390-3: 2009. (2009). 2003, 21.

NPEN-206-1. (2007). *Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.*
www.ipq.pt

Oliveira, D. A. S. (2016). Interação Fluido / Estrutura em Ambiente Offshore. *Faculdade de Ciências e Tecnologia- Universidade de Coimbra.*

Ortolan, V. de K., Hilgert, T., Howland, J. J., Silva, L. F. O., & Tutikian, B. F. (2017). Comparative assessment of corrosion of concrete reinforced with unprotected steel and hot-dip galvanized

-
- steel. *Revista de La Construccion*, 16(2), 238–248.
<https://doi.org/10.7764/RDLC.16.2.238>
- Pedrosa, F. A. (2008). Métodos de proteção adicional em estruturas. *Faculdade de Engenharia Universidade Do Porto*. <http://www.fe.up.pt>
- Pernicova, R., Dobias, D., & Pokorny, P. (2017). Problems Connected with use of Hot-dip Galvanized Reinforcement in Concrete Elements. *Elsevier*, 172, 859–866.
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.086>
- Recifes Artificias - Ocean Revival*. (2020). <http://www.oceanrevival.org/pt/projecto/recifes-artificias.html> ; Acedido em 11-05-2021
- Rei, G. E. C. (2017). Cálculo de forças em lajes sujeitas à ação da agitação marítima. *Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa*.
- Romano, P., & Brito, P. (2012). *Estudo da degradação de estruturas de betão armado expostas ao ataque por sulfatos. Iii*.
- Serra, A. H. G. F. (2012). Análise de patologias em estruturas construídas em ambiente marinho. *Faculdade de Engenharia Universidade Do Porto*.
- SILVA, S. S. E. (2017). *Diagnóstico de Estruturas de Concreto em Ambientes Marinhos: Estudo de Caso de uma Plataforma de Pesca*. 87.
- Simões, C. (2013). Associação de Quebramares Submersos com Diferentes Configurações: Análises de Eficiência. *Universidade de Coimbra*.
- Tej, P., Kour, M., & Pokorny, P. (2017). Evaluation of the impact of corrosion of hot-dip galvanized reinforcement on bond strength with concrete – A review. *Construction and Building Materials*, 132, 271–289. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.096>
- Yeomans, S. (2004). Galvanized Steel Reinforcement in Concrete : An Overview. In *Elsevier* (Issue December).

