



Simulação numérica da resposta de estruturas modulares pré-fabricadas em betão a ações horizontais

Alexandre Nunes Correia

Dissertação para obtenção do Grau de mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Professor Doutor André Filipe Castanheira Alves Furtado

Professor Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio

Júri

Presidente: Professor Doutor Orlando José Barreiros D'Almeida Pereira

Orientador: Professor Doutor André Filipe Castanheira Alves Furtado

Vogal: Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues

Abril 2024

(Página em branco)

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

(Página em branco)

Agradecimentos

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao professor André Furtado e ao professor Eduardo Júlio por toda a ajuda, acompanhamento e disponibilidade prestada ao longo da realização desta dissertação.

Gostaria de deixar um agradecimento aos meus colegas de curso, à minha família e à minha namorada que sempre me incentivaram e me deram apoio nos momentos mais difíceis.

Esta dissertação está enquadrada no projeto de investigação desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação “R2UTechnologies | Modular systems” (C644876810-00000019), pelo consórcio “R2UTechnologies”, cofinanciado pelo NextGenerationEU, através do investimento “Agendas para a Inovação Empresarial” do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR).



Financiado pela
União Europeia
NextGenerationEU



PRR
Plano de Recuperação
e Resiliência



**REPÚBLICA
PORTUGUESA**

(Página em branco)

Resumo

Com a atual falta de habitação, em particular em Lisboa e Porto, associada a um número insuficiente de empresas de construção e, ainda, a uma clara carência de mão-de-obra especializada, a pré-fabricação em betão apresenta um interesse renovado e reforçado. Para reduzir custos e tempo de execução, a modularização surge como a solução mais adequada. Contudo, sendo Portugal um país com forte sismicidade, a caracterização do comportamento de estruturas pré-fabricadas em betão armado sob ações horizontais é fundamental de forma a apoiar os projetistas no dimensionamento deste tipo de estruturas, garantindo segurança e fiabilidade dos projetos na ocorrência de sismos.

Na presente dissertação foram propostos três tipos de simulação numérica de um ensaio de corte referente a uma parede pré-fabricada de betão, ligada a uma viga de betão armado exclusivamente através de varões de ligação. Após a calibração e validação dos tipos de modelação numérica propostos, foi realizado um estudo paramétrico com o objetivo de estudar o efeito das seguintes variáveis no desempenho da parede sob ações horizontais: esforço axial aplicado no topo da parede, resistência à compressão do betão, diâmetro da ligação, posição das ligações e número de ligações.

Dos três tipos de modelação numérica apresentados, dois apresentaram resultados aproximados aos do ensaio experimental, fornecendo por isso confiança para serem utilizados na fase de projeto e para investigações futuras. Para parâmetros como a força de cedência, força para o deslocamento máximo considerado e força máxima do sistema parede-viga, estes dois modelos apresentaram valores com erros inferiores a 9%.

Palavras-chave

Estruturas pré-fabricadas em betão, ligação parede-viga, modelação numérica, estudo paramétrico.

(Página em branco)

Abstract

With the current housing shortage, particularly in Lisbon and Porto, coupled with an insufficient number of construction companies and a clear shortage of skilled labor, concrete prefabrication presents a renewed and reinforced interest. In order to reduce costs and execution time, modularization appears to be the most appropriate solution. However, as Portugal is a highly seismic country, characterizing the behaviour of prefabricated reinforced concrete structures under horizontal actions is essential in order to support designers in dimensioning this type of structure, guaranteeing the safety and reliability of projects in the event of earthquakes.

In this dissertation, three types of numerical simulation of a shear test were proposed for a precast concrete wall connected to a reinforced concrete beam exclusively by connecting bars. After calibrating and validating the proposed types of numerical modeling, a parametric study was carried out with the aim of studying the effect of the following variables on the wall's performance under horizontal actions: axial force applied at the top of the wall, concrete compressive strength, connection diameter, connection position and number of connections.

Of the three types of numerical modeling presented, two showed results close to those of the experimental test, thus providing confidence to be used in the design phase and for future research. For parameters such as the yield force, force for the maximum displacement considered and maximum force of the wall-beam system, these two models showed values with errors of less than 9%.

Keywords

Precast concrete structures, wall-to-beam connections, numerical modelling, parametric study.

(Página em branco)

Índice

1 - Introdução.....	1
1.1 - Enquadramento	1
1.2 - Objetivos da dissertação	4
1.3 - Estrutura da dissertação	5
2 - Estado da arte.....	6
2.1 - Introdução	6
2.2 - Tipos de estruturas pré-fabricadas de betão	7
2.2.1 - Estruturas Reticuladas.....	7
2.2.2 - Estruturas de paredes resistentes.....	8
2.2.3 - Estruturas tipo <i>portal-frame</i>	9
2.3 – Elementos verticais laminares.....	9
2.4 – Ligações entre elementos pré-fabricados	10
2.4.1 – Ligações secas e húmidas.....	10
2.4.2 – Ligações secas integradas.....	11
2.5 – Simulação numérica de estruturas pré-fabricadas com ligações secas sujeitas a ações laterais	15
2.6 – Necessidades de investigação.....	17
3 - Simulação numérica de paredes resistentes pré-fabricadas de betão com ligações mecânicas sujeitas a ações horizontais.....	18
3.1 – Introdução	18
3.2 – Descrição das ferramentas numéricas	19
3.3 – Descrição dos tipos de modelação numérica.....	20
3.3.1 – Modelação tipo 1 (Modelo SS1)	21
3.3.2 – Modelação tipo 2 (Modelo SS2)	23
3.3.3 – Modelação tipo 3 – Modelo ABQ.....	24
3.4 – Validação dos tipos de modelação numérica propostos	28
3.4.1 – Descrição da campanha experimental	29
3.4.2 Propriedades materiais	30
3.4.3 – Considerações sobre a simulação numérica	33
3.5 – Apresentação e discussão dos resultados.....	39
3.5.1. Resultados experimentais.....	39

3.5.2 – Resultados numéricos.....	41
3.6 – Considerações finais.....	52
4 - Estudo paramétrico.....	54
4.1 – Introdução	54
4.2 – Influência do esforço axial	55
4.2.1 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico SS1	56
4.2.2 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico ABQ	60
4.2.3 – Comparação de resultados.....	64
4.3 – Influência do diâmetro dos varões de ligação	65
4.3.1 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico SS1	65
4.3.2 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico ABQ	66
4.3.3 - Comparação de resultados	68
4.4 - Influência do número de varões por ligação	69
4.4.1 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico SS1	69
4.4.2 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico ABQ	70
4.4.3 - Comparação de resultados	71
4.5 – Influência da posição dos varões.....	72
4.5.1 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico SS1	72
4.5.2 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico ABQ	74
4.5.3 - Comparação de resultados	75
4.6 - Considerações finais	76
5 – Conclusões e Trabalhos futuros	77
5.1 – Considerações finais.....	77
5.2 – Trabalhos futuros.....	79
Referências Bibliográficas	81

Índice de figuras

Figura 1 - Casino de Biarritz em 1954 [4].	1
Figura 2 - Colapso parcial do edifício Ronan Point em Londres, em 1968 [6].	2
Figura 3 - a) Colapso de edifícios pré-fabricados em Tangshan, República Popular da China em 1976 [7]; b) Colapso de edifícios pré-fabricados em Leninakan, Arménia em 1988 [7].	3
Figura 4 – Estruturas reticuladas pré-fabricada: a) Exemplo de uma estrutura em Portugal [11]; b) Definição dos diversos elementos existentes numa estrutura reticulada [11].	8
Figura 5 – Estruturas de paredes resistentes pré-fabricadas: a) Edifício em Santa Catarina (Brasil) [14]; b) Edifício nos Estados Unidos [15].	8
Figura 6 – Estruturas tipo portal-frame: a) Construção de um pavilhão industrial em Aveiro [16]; b) Definição dos elementos base [11].	9
Figura 7 - Ligação com varões de reforços: a) Esquema representativo [18]; b) Mecanismo de resistência a ações laterais [18].	12
Figura 8 - Ligações do tipo wall shoe: a) Elementos constituintes [18]; b) Mecanismo de resistência a ações laterais [18].	13
Figura 9 - Ligações através de chapas de aço aparafusadas a) Exemplo de ligação com recurso a chapas metálicas [18]; b) Mecanismo de resistência a ações laterais [18].	15
Figura 10 – Modelação numérica realizada por Chong, X. et al: a) visão geral do modelo [20]; b) tipos de ligações wall shoes estudadas [20].	16
Figura 11 - Comparação das envolventes dos resultados numéricos e experimentais dos espécimenes S-1 e S-2, respetivamente [20].	16
Figura 12 - Estratégia de modelação de uma ligação viga-pilar proposta por Sousa, R. et al [21].	17
Figura 13 - Comparação das curvas histeréticas numéricas e experimentais obtidas por Sousa, R. et al [21].	17
Figura 14 – Software SeismoStruct: a) Interface do programa; b) Aplicação de cargas horizontais incrementais numa estrutura porticada.	19
Figura 15 – Software ABAQUS: a) Interface gráfica; b) Análise de resultados.	20
Figura 16 – Modelação tipo 1: Visão geral da discretização das fibras da secção transversal da parede.	22
Figura 17 – Lei de comportamento uniaxial proposto por Mander et al [23] (adaptado de [23]).	22
Figura 18 – Modelação tipo 1: a) Esquema geral; b) Visão geral do modelo numérico.	23
Figura 19 – Modelação numérica tipo 2: a) Esquema geral; b) Visão geral do modelo.	24
Figura 20 – Modelação tipo 3: a) Elementos sólidos; b) Elementos tipo barra.	25

Figura 21 - Lei de comportamento uniaxial do betão à tração no programa ABAQUS (adaptado de [21]).	26
Figura 22 - Lei de comportamento uniaxial do betão à compressão no programa ABAQUS [9].	26
Figura 23 - Perda de rigidez na descarga à compressão [9].	27
Figura 24 - Perda de rigidez na descarga à tração [9].	27
Figura 25 - Metodologia adotada para determinar a rigidez secante necessária para estimar o parâmetro de dano (adaptado de [26]).	28
Figura 26 - Metodologia adotada para determinar a rigidez secante necessária para estimar o parâmetro de dano (adaptado de [26]).	28
Figura 27 - Setup experimental adotado por Psycharis N. et al: a) Visão geral [10]; b) esquema geral (adaptado de [10]).	30
Figura 28 - Curva característica de um aço laminado a quente de acordo com o EC2 [28].	31
Figura 29 - Diagramas tensão-extensão para o aço (à tração e à compressão) [28].	31
Figura 30 - Curva tensão-extensão do aço utilizada no modelo SS1.	33
Figura 31 - Curva tensão-extensão do betão adotada no modelo SS1.	34
Figura 32 - Curva de comportamento uniaxial do betão em compressão no modelo ABQ.	35
Figura 33 - Curva de comportamento uniaxial do betão em tração no modelo ABQ.	36
Figura 34 - Modelo de dano à compressão e à tração do betão no modelo ABQ.	36
Figura 35 - Curva de comportamento bilinear utilizada para o aço B500C no modelo ABQ.	37
Figura 36 - Ponto de referência RP1 e vista geral da restrição coupling do modelo ABQ.	38
Figura 37 - Condições de fronteira aplicadas na viga de fundação no modelo ABQ.	38
Figura 38 - Danos observados: a) modelo A1D25M-G [10]; b) modelo A1D25C-G [10].	40
Figura 39 - Curvas força-deslocamento dos modelos a) A1D25M-G e A1D25C-G (adaptado de [10]); e b) RIS1D25C (adaptado de [10]).	41
Figura 40 - Comparação das curvas força-deslocamento.	43
Figura 41 - Pormenor relativo à abertura da junta capturada com o modelo ABQ.	45
Figura 42 - Evolução da abertura da parede em função do deslocamento de topo (adaptado de [10]).	45
Figura 43 - Nomenclatura adotada para os varões de ligação.	46
Figura 44 - Modelo ABQ: Curvas tensão-extensão referentes aos varões 1 e 2.	46
Figura 45 - Modelo ABQ: Curvas tensão-tempo referentes aos varões 1 e 2.	46
Figura 46 - Modelo ABQ - Momento da cedência do varão 1.	47
Figura 47 - Modelo ABQ - Momento da cedência do varão 2.	47
Figura 48 - Modelo ABQ - Tensões nos varões para um deslocamento no topo de 60 mm.	47
Figura 49 - Ilustração dos pontos escolhidos.	48
Figura 50 - Modelo SS1: Curvas tensão-extensão referentes aos pontos 3 e 2 respetivamente.	48

Figura 51 - Modelo SS2: Curvas força-deslocamento na direção axial referentes às molas não-lineares.	49
Figura 52 – a) Campo de tensões no betão no final da análise no modelo ABQ; b) Detalhe das compressões no betão observadas no canto da parede no modelo ABQ.	50
Figura 53 - Modelo ABQ: Curvas tensão-extensão na zona comprimida e na zona tracionada (Valores absolutos).	50
Figura 54 - Modelo ABQ: Curvas tensão-tempo do betão na zona comprimida e na zona tracionada (Valores absolutos).	50
Figura 55 - Modelo SS1: Curvas tensão-extensão referentes ao: a) ponto 1; e b) ponto 4.	51
Figura 56 - Modelo SS2: Curvas tensão-extensão do betão a) No ponto 1 e b) o ponto 4.	52
Figura 57 - Curva teórica representativa do funcionamento das ligações com varões sem esforço axial significativo.	52
Figura 58 - Parâmetros de resposta estudados.	54
Figura 59 – Influência do esforço normal reduzido: curvas força-deslocamento para betão com resistência à compressão de 30 MPa.	56
Figura 60 - Influência do esforço normal reduzido e resistência à compressão do betão: a) Força de cedência em função do esforço normal reduzido; b) Força máxima em função do esforço normal reduzido.	57
Figura 61 - Influência do esforço normal reduzido e resistência à compressão do betão: Força última em função do esforço normal reduzido.	57
Figura 62 - Influência do esforço normal reduzido: curvas tensão-extensão referentes ao varão 1.	59
Figura 63 - Influência do esforço normal reduzido: curvas tensão-extensão referentes ao varão 2	60
Figura 64 - Influência do esforço normal reduzido: curvas força-deslocamento.	60
Figura 65 - Modelo ABQ: Influência do esforço axial na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y , b) Força máxima V_0 , c) Força última V_u , d) Deslocamento de cedência Δ_y	61
Figura 66 - Influência do esforço axial: evolução da tensão no varão 1 em função do tempo de análise.	62
Figura 67 - Influência do esforço axial: evolução da tensão no varão 2 em função do tempo de análise.	63
Figura 68 - Influência do esforço axial: Curvas tensão-extensão do varão 1.	63
Figura 69 - Influência do esforço axial: curvas tensão-extensão do varão 2.	63
Figura 70 – Influência do esforço normal reduzido e resistência à compressão do betão: Variação relativa entre os modelos ABQ e SS1: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y	64

Figura 71 – Influência do diâmetro dos varões: curvas força-deslocamento.	65
Figura 72 - Modelo SS1: Influência do diâmetro dos varões de ligação na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y , b) Força máxima V_0 , c) Deslocamento de cedência Δ_y , d) Rigidez de cedência K_y	66
Figura 73 - Influência do diâmetro dos varões: curvas força-deslocamento.....	67
Figura 74 – Modelo ABQ: Influência do diâmetro dos varões de ligação na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y , b) Força máxima V_0 , c) Força correspondente ao deslocamento máximo considerado V_u , d) Rigidez de cedência K_y	68
Figura 75 - Influência do diâmetro dos varões: Rácios dos parâmetros de estudo entre os modelos ABQ e SS1: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y ..	69
Figura 76 - Influência do número de varões por ligação: a) modelo de referência; b) modelo com dois varões por ligação.....	69
Figura 77 – Influência do número de varões por ligação: curvas força-deslocamento.	70
Figura 78 – Influência do número de varões por ligação: curvas força-deslocamento.	70
Figura 79 - Influência do número de varões por ligação: Rácios dos parâmetros de estudo entre os modelos ABQ e SS1: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y	71
Figura 80 - Influência da posição dos varões de ligação: Esquema ilustrativo.....	72
Figura 81 - Influência da posição dos varões de ligação: curvas força-deslocamento.....	73
Figura 82 - a) - Influência da posição dos varões de ligação na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y ; d) Rigidez de cedência K_y	73
Figura 83 - Influência da posição dos varões de ligação: curvas força-deslocamento.....	74
Figura 84 - Influência da posição dos varões de ligação na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y ; d) Rigidez de cedência K_y	75
Figura 85 - Influência da posição dos varões de ligação: Rácios dos parâmetros de estudo entre os modelos ABQ e SS1: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y	75

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Resumo da campanha experimental realizada por Psycharis N. et al [19].	29
Tabela 2 - Valores adotados para a definição da curva tensão-extensão do betão.....	30
Tabela 3 - Propriedades das armaduras para um aço de classe C de acordo com o quadro C.1 do Eurocódigo 2.	32
Tabela 4 - Valores adotados para a curva tensão-extensão do aço.	32
Tabela 5 - Valores adotados na a definição da curva tensão-extensão do aço do modelo SS1....	33
Tabela 6 - Valores adotados na definição da curva tensão-extensão do betão adotada no modelo SS1.	33
Tabela 7 - Valores adotados na definição do comportamento axial das molas não lineares.....	34
Tabela 8 - Valores adotados para a calibração do modelo CDP.....	34
Tabela 9 -Valores adotados para a definição da curva tensão-extensão do betão em compressão.	35
Tabela 10 – Valores adotados para a definição da curva tensão-extensão do betão em tração. ..	36
Tabela 11 - Parâmetros de resposta referentes ao modelo R1S1D25C.	41
Tabela 12 - Comparação dos parâmetros de resposta experimentais e numéricos.....	43
Tabela 13 - Valores de esforço axial considerados em função do esforço normal reduzido.	56
Tabela 14 - Influência do esforço normal reduzido: parâmetros de resposta para uma resistência à compressão do betão de 30 MPa.	58
Tabela 15 - Influência do esforço normal reduzido: parâmetros de resposta para uma resistência à compressão do betão de 40 MPa.	58
Tabela 16 - Influência do esforço normal reduzido: parâmetros de resposta para uma resistência à compressão do betão de 50 MPa.	59
Tabela 17 - Influência do diâmetro dos varões: parâmetros de resposta.	66
Tabela 18 - Influência do diâmetro dos varões: resumo dos parâmetros de resposta.....	68
Tabela 19 – Influência do número de varões por ligação: parâmetros de resposta.	70
Tabela 20 – Influência do número de varões por ligação: parâmetros de resposta.	71
Tabela 21 - Influência da posição dos varões de ligação: parâmetros de resposta.....	73
Tabela 22 - Influência da posição dos varões de ligação: parâmetros de resposta.....	74

(Página em branco)

Simbologia

A	Área da secção transversal
a1	Coefficiente de calibração da forma da curva de transição
a2	Coefficiente de calibração da forma da curva de transição
a3	Coefficientes de calibração do endurecimento isotrópico
a4	Coefficientes de calibração do endurecimento isotrópico
CAE	<i>Computer-aided engineering</i>
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
d_c	Percentagem de perda de rigidez elástica à compressão
d_{max}	Diâmetro máximo dos agregados de betão
d_t	Percentagem de perda de rigidez elástica à tração
E	Módulo de Elasticidade
E_0	Módulo de elasticidade inicial
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_i	Módulo de elasticidade na descarga verificado nos sucessivos ciclos
E_s	Módulo de elasticidade do aço
EC2	Eurocódigo 2
f_{b0}	Tensão inicial de cedência equibiaxial à compressão
f_{c0}	Tensão inicial de cedência uniaxial à compressão
f'_{c0}	Resistência à compressão do betão não-confinado
f_{ck}	Resistência à compressão característica do betão
f_{ut}	Tensão última do aço
f_y	Tensão de cedência do aço
f_{yh}	Tensão de cedência das armaduras transversais adotadas
f_{yk}	Tensão de cedência característica do aço

G_f	Energia necessária para abertura de uma unidade de fenda
K	Rácio do segundo invariante de tensão no meridiano de tração
k	Rácio entre a tensão última e a tensão de cedência do aço
k_e	Fator de confinamento
K_y	Rigidez de cedência
K_z	Rigidez uniaxial de cada mola
L_{eff}	Comprimento equivalente da mola
l_0	Comprimento característico da malha de elementos finitos que constitui os varões
L_p	Comprimento da rótula plástica
N_{ed}	Esforço axial aplicado
R_0	Parâmetro da forma inicial da curva de transição
V_0	Força de corte máxima
V_u	Força de corte correspondente ao deslocamento máximo
V_y	Força de cedência
α	Rácio entre a rigidez pós-cedência e a rigidez inicial
β_0	Fator de degradação do <i>loop</i> externo
β_1	Fator de degradação do <i>loop</i> interno
γ	Densidade
Δ_0	Deslocamento correspondente à força de corte máxima
Δ_u	Deslocamento máximo
Δ_y	Deslocamento de cedência
ε_c	Extensão correspondente à tensão de compressão máxima
ε_{c0}	Extensão do betão não-confiando
ε_{c1}	Extensão de cedência
ε_{cc}	Extensão do betão confinado correspondente à tensão máxima
ε_{cu}	Extensão última à compressão

ε_{cu1}	Extensão última
ε_c^{in}	Extensão inelástica
ε_c^{pl}	Extensão plástica à compressão
ε_{sm}	Extensão máxima de tração do aço
ε_t^{pl}	Extensão plástica à tração
ε_u	Extensão à tensão máxima característica do aço
ε_{ult}	Extensão última do aço
ε_y	Extensão de cedência do aço
μ	Parâmetro de viscosidade
μ	Parâmetro de endurecimento por deformação
μ_Δ	Taxa de ductilidade de deslocamento
ρ_s	Rácio entre o volume de armadura transversal e o volume de betão confinado
σ_c	Tensão de compressão no betão
σ_{c0}	Tensão de cedência inicial
σ_{cu}	Tensão máxima de compressão
σ_{cu}	Tensão de compressão característica
σ_i	Tensão de qualquer ponto na curva histerética
σ_t	Tensão de tração no betão
σ_{t0}	Tensão de tração máxima
σ_{t0}	Tensão de tração característica
σ_y	Tensão de cedência
ϵ	Excentricidade
ν	Esforço normal reduzido
$\emptyset$	Diâmetro da secção transversal do varão de ligação
ψ	Ângulo de dilatação

(Página em branco)

1 - Introdução

1.1 - Enquadramento

O conceito de pré-fabricação remonta à antiguidade e apesar de ter sofrido alterações ao longo do tempo, uma definição que se estende até aos dias de hoje, na sua forma mais simples, assenta na fabricação de elementos num local diferente do seu destino final [1].

“A história da pré-fabricação em construção começou com a produção e utilização do tijolo, pelos sumérios, à volta de 4000 a.C. Seis mil anos depois, ainda continuamos a assentar tijolos para construir edifícios [2].”

No transcorrer dos tempos, inúmeras civilizações recorreram a técnicas de pré-fabricação nas suas construções. Desde os blocos de pedra no Antigo Egito que eram cortados e esculpidos em pedreiras distantes e posteriormente transportados pelo Rio Nilo para a construção de pirâmides à produção de colunas e capiteis por parte dos Romanos e Gregos, que eram concebidos em oficinas especializadas e transportados para a construção de templos.

A invenção do betão armado é atribuída a Joseph-Louis Lambot que, em 1848, construiu um barco em ferrocimento. Joseph Monier é outra referência, tendo concebido e executado, em Chazelet, França, em 1875, a primeira ponte em betão armado. Mas só em 1885, com a invenção do forno rotativo, por Frederick Ransome, é que a produção de cimento Portland se tornou verdadeiramente competitiva, tendo o betão estrutural substituído a construção metálica nas décadas seguintes.

A pré-fabricação de elementos de betão armado e a sua utilização na construção surgiu ainda no final do século XIX. Este procedimento tinha como objetivo a produção em larga escala, a padronização, a maior qualidade, o menor custo e o menor tempo de construção. O casino de Biarritz (Figura 1), França, construído em 1891, corresponde à primeira construção a utilizar elementos (neste caso, apenas vigas) pré-fabricados em betão armado, [3].



Figura 1 - Casino de Biarritz em 1954 [4].

O grande crescimento da construção de edificações pré-fabricadas de betão armado verificou-se nos períodos pós-guerra, nomeadamente após a segunda guerra mundial, entre 1950 e 1970. O

baixo custo e o reduzido tempo de construção foram características essenciais que levaram diferentes países a adotar este tipo de solução construtiva, dada a necessidade de construção em grande escala devido à devastação provocada pela guerra, sobretudo na Europa. Os edifícios construídos na época constituíam sistemas fechados, sistemas estruturais cujos elementos e processos construtivos eram previamente definidos pelo fabricante e caracterizados pela sua uniformidade, monotonia e rigidez na arquitetura [3].

O período entre 1970 e 1980 foi caracterizado pelo declínio deste tipo de estruturas devido às incompatibilidades ao nível da integração de novos materiais, de novos sistemas estruturais e de novas técnicas de construção. Outros importantes motivos residiram na ocorrência de problemas estruturais graves quando estes tipos de estruturas eram expostas a eventos extremos (e.g., sismos) e a fenómenos acidentais. Um exemplo muito marcante foi o colapso progressivo do edifício *Ronan Point* (Figura 2), no Reino Unido, em 1968, devido a uma pequena explosão de gás e ao consequente colapso progressivo de uma parte do mesmo, devido a falta de robustez estrutural. Estes casos, à semelhança de outros, levaram a uma profunda revisão nos processos construtivos e na utilização deste tipo de estruturas e, consequentemente, criaram um estigma em torno da conceção de edifícios pré-fabricados, o que fez com que os promotores passassem a privilegiar a construção *in-situ* [5].

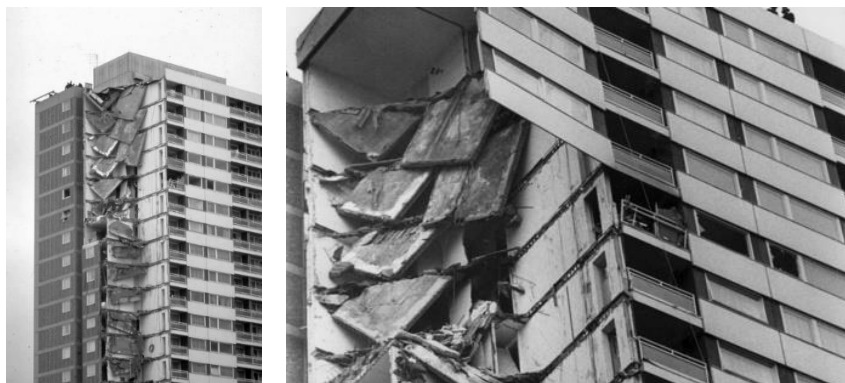


Figura 2 - Colapso parcial do edifício *Ronan Point* em Londres, em 1968 [6].

A década de 1980 foi um período crucial para o desenvolvimento da pré-fabricação de betão. Esta foi marcada pela implementação da construção em ciclo aberto, em que o fabricante permitia a incorporação de materiais e componentes produzidos por outros fabricantes de forma a que as soluções e os processos construtivos não se encontrassem totalmente definidos, perseguindo a liberdade e diversidade arquitetónica das estruturas concebidas. O início dos anos 1990 ficou marcado pela evolução tecnológica aplicada à industrialização na construção. O uso de *software* de projeto e a evolução dos equipamentos de produção permitiram aumentar a flexibilidade de processos de produção e da criação de elementos especiais, cuja produção tem em conta as necessidades arquitetónicas da estrutura [3].

Nos últimos anos, com a evolução da tecnologia e com os avanços realizados na área, a pré-fabricação de estruturas de betão armado tem sido uma solução cada vez mais frequente, nomeadamente na conceção de edifícios, pontes, viadutos e outros tipos de obras de arte. Isto devido ao elevado controlo de qualidade e ao reduzido custo e tempo de construção quando comparado com outros tipos de construção. Um problema observado neste tipo de estruturas no passado, e que se estende até aos dias de hoje, corresponde à vulnerabilidade face a ações sísmicas devido ao pobre desempenho das ligações entre elementos estruturais. Associada a esta característica é também observada uma robustez reduzida, o que torna proibitiva a utilização destas estruturas em zonas de sismicidade moderada a elevada.

Sismos passados como o de Tangshan (República Popular da China), em 1976 (Figura 3a), e o de Leninakan (Arménia), em 1998 (Figura 3b), são exemplos paradigmáticos de que uma parcela significativa das estruturas pré-fabricadas construídas na época apresentavam um fraco desempenho face a sismos e que o seu sucesso dependia fortemente de um adequado dimensionamento à ação sísmica das ligações entre elementos. Apesar dos casos referidos, existem casos de sucesso de edifícios pré-fabricados em betão armado cujo comportamento à ação sísmica foi adequado. A título de exemplo, refere-se o comportamento durante o sismo de 1985, na Cidade do México, de alguns edifícios e parques de estacionamento pré-fabricados, os quais resistiram ao violento abalo, sem se observarem danos significativos [7].

O que atrás se descreve demonstra que, na época, a resistência aos sismos das estruturas pré-fabricadas não se devia ao tipo de construção em si, mas sim à falta de conhecimento existente por grande parte dos projetistas e construtores, que resultava num dimensionamento e pormenorização inadequados das ligações estruturais que constituem o mecanismo de rotura na maioria dos casos deste tipo de estruturas sujeitas às ações laterais. Associado a isso, a evolução e o aumento de exigência dos regulamentos sísmicos tornaram o dimensionamento estrutural cada vez mais rigoroso e as novas estruturas cada vez mais seguras.



Figura 3 - a) Colapso de edifícios pré-fabricados em Tangshan, República Popular da China em 1976 [7];
b) Colapso de edifícios pré-fabricados em Leninakan, Arménia em 1988 [7].

Uma das lacunas da pré-fabricação em betão, que se verifica até aos dias de hoje, corresponde ao facto do conhecimento da conceção e dimensionamento deste tipo de estruturas não ser abordado de forma aprofundada nas faculdades, tratando-se de um conhecimento na sua maioria empírico e que apenas as empresas e projetistas especializados no setor possuem [3].

Nos últimos anos, verificou-se que, em Portugal, a indústria de elementos pré-fabricados em betão armado apresentou um crescimento inferior comparativamente ao resto da Europa. A ausência de mão de obra especializada e o facto de Portugal se encontrar numa zona de elevada sismicidade pode ter gerado alguma insegurança nos projetistas, atendendo aos cuidados especiais que é necessário assegurar no dimensionamento, pormenorização e execução das ligações estruturais. Recentemente, o panorama tem estado a mudar e, devido aos avanços realizados na área, e à realização de estudos experimentais, existe cada vez maior fiabilidade e confiança em optar pelas construções pré-fabricadas neste tipo de regiões [3].

Para uma melhor compreensão das estruturas pré-fabricadas em betão armado, é importante investigar os parâmetros que afetam diretamente a sua capacidade resistente, quando sujeitas a ações horizontais. É fulcral desenvolver técnicas de simulação que sejam robustas e facilmente adotáveis em gabinetes de engenharia de forma a dar apoio ao projeto deste tipo de estruturas.

1.2 - Objetivos da dissertação

A presente dissertação tem três grandes objetivos. O primeiro é contribuir para o desenvolvimento científico no âmbito da simulação numérica do comportamento de estruturas modulares pré-fabricadas em betão armado sujeitas a ações horizontais. Para o efeito, foram estudadas e validadas três técnicas de simulação numérica com diferentes níveis de complexidade recorrendo aos programas de cálculo *SeismoStruct* [8] e ABAQUS [9]. A validação destas técnicas foi realizada através da simulação de um ensaio de corte de uma parede pré-fabricada sujeita a ações laterais realizado por Psycharis *et al* [10]. A comparação dos resultados numéricos e experimentais foi realizada através da análise dos seguintes parâmetros de resposta: rigidez inicial; força e deslocamento de cedência; força máxima e deslocamento correspondente; e força e deslocamento último.

O segundo objetivo é estudar o comportamento de paredes pré-fabricadas ligadas através de varões de aço. Neste sentido, foi realizado um estudo paramétrico onde foi avaliado o efeito das seguintes variáveis: esforço axial; resistência à compressão do betão; diâmetro do varão de ligação; posicionamento dos varões de ligação; e número de varões de ligação. Uma vez mais, foram analisados os seguintes parâmetros de resposta: rigidez inicial, força e deslocamento de cedência, força máxima e deslocamento correspondente e força e deslocamento último.

O terceiro objetivo é caracterizar as diferenças na previsão do comportamento de paredes pré-fabricadas de betão armado sujeitas a ações horizontais utilizando técnicas de simulação simplificadas e mais detalhadas. Neste sentido, o estudo paramétrico foi realizado em paralelo nos programas de cálculo *SeismoStruct* e ABAQUS e foram comparados os parâmetros de resposta de forma a quantificar as diferenças observadas.

1.3 - Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em 5 capítulos:

- No primeiro capítulo são apresentados o enquadramento, os objetivos e a estrutura da dissertação.
- O segundo capítulo corresponde à apresentação dos conceitos fundamentais da pré-fabricação, assim como as suas vantagens em relação à construção *in-situ*. São abordados os tipos de construção pré-fabricada existentes, os tipos de elementos laminares, os tipos de ligações utilizados e os trabalhos de simulação numérica realizados no âmbito da dissertação.
- O terceiro capítulo é dedicado à apresentação e validação das diferentes técnicas de simulação em estudo. Primeiro, é descrita de forma pormenorizada cada técnica de modelação e são justificadas as opções tomadas. De seguida, é apresentada a campanha experimental que servirá de base para a validação da eficácia dos modelos numéricos. Por fim, apresenta-se a validação das três técnicas de simulação através da comparação da sua previsão com os resultados experimentais.
- No quarto capítulo é apresentado um estudo paramétrico onde são estudadas variáveis como: o esforço axial; a resistência à compressão do betão; o diâmetro dos varões de ligação; o posicionamento dos varões de ligação; e o número de varões de ligação. No final, é apresentada a comparação entre os resultados gerados pela técnica de modelação simplificada utilizando o programa *SeismoStruct* e a modelação detalhada utilizando o programa ABAQUS.
- No quinto capítulo, são apresentadas as conclusões da dissertação e são sugeridos possíveis trabalhos futuros.

2 - Estado da arte

2.1 - Introdução

Nos tempos correntes, o tipo de construção em betão armado mais utilizado em Portugal continua a ser a construção *in-situ*, em que todos os elementos são betonados no local da obra, formando uma estrutura monolítica. Uma alternativa a esse método construtivo é a pré-fabricação. A definição mais evidente de uma estrutura pré-fabricada corresponde a uma estrutura composta por elementos cuja produção ocorreu num local diferente da localização final da estrutura, tenham estes sido produzidos a uns metros ou a quilómetros do seu destino final [11].

A principal diferença entre os métodos de construção referidos reside na resposta dos tipos de estruturas a diferentes tipos de ações, correspondentes a cargas induzidas (e.g., gravíticas, sobrecargas, vento ou sismo) e/ou por deformações impostas (e.g., alterações volumétricas autógenas por variação de temperatura ou por assentamentos de apoio) [12]. Esta diferença assenta essencialmente na continuidade entre elementos nas estruturas monolíticas ao invés do observado nas estruturas pré-fabricadas onde a ligação entre elementos pode ser realizada através do uso de ligações mecânicas. Ambos os métodos construtivos permitem satisfazer os requisitos estruturais e arquitetónicos desejados desde que seja realizado o correto dimensionamento das estruturas.

A pré-fabricação apresenta algumas vantagens em relação à construção *in-situ*:

- i) Estruturas mais económicas;
- ii) Maior controlo de qualidade;
- iii) Menor prazo de execução da obra;
- iv) Menor necessidade de mão-de-obra;
- v) Construção mais sustentável e eficiente energeticamente.

O recurso à pré-fabricação permite, no geral, produzir estruturas mais económicas. A produção de elementos pré-fabricados corresponde usualmente a um elevado controlo de qualidade, o que permite reduzir significativamente a quantidade de recursos desperdiçados e desenvolver estruturas com maior qualidade. O prazo de execução da obra é, por norma, substancialmente reduzido, pois apesar do começo poder ser algo demorado, devido à fabricação e transporte dos elementos necessários, a sua instalação em obra realiza-se num curto espaço de tempo comparativamente com a construção *in-situ*. Outro fator que pode contribuir para a redução do tempo de obra é o facto dos elementos pré-fabricados serem produzidos em fábrica e, por essa razão, serem protegidos de condições meteorológicas adversas. Este fator torna-se particularmente relevante em cenários meteorológicos mais adversos que por norma resultam em atrasos durante as construções. A construção pré-fabricada necessita também de menor

quantidade de mão-de-obra em estaleiro, sendo esta especialmente alocada à montagem de elementos. Por conseguinte, esta necessita geralmente de ser mais qualificada (ou ser alvo de formações especializadas) uma vez que é necessário ter especial atenção e rigor na manobra e montagem dos elementos pré-fabricados [3].

Apesar das vantagens deste tipo de estruturas, existem vários desafios a ultrapassar quando construídas em regiões sísmicas, sendo que o principal corresponde à vulnerabilidade das ligações mecânicas entre os diversos elementos verticais e horizontais da estrutura. O desempenho das estruturas pré-fabricadas sob a ação sísmica depende fortemente do desempenho das ligações entre os elementos estruturais, o que leva a que estas necessitem de ser adequadamente dimensionadas por forma a apresentarem um desempenho adequado (nos mais diversos parâmetros de resposta tais como resistência, ductilidade e dissipação de energia) e de forma a manter a integridade da estrutura [13].

2.2 - Tipos de estruturas pré-fabricadas de betão

A escolha do tipo de solução estrutural a adotar encontra-se profundamente dependente da forma e da função do edifício. Dentro das estruturas pré-fabricadas de betão, existem três grupos principais [11]:

- i) Estruturas reticuladas;
- ii) Estruturas de paredes resistentes;
- iii) Estruturas tipo *portal-frame*.

2.2.1 - Estruturas Reticuladas

As estruturas reticuladas são regularmente utilizadas na conceção de edifícios com vários pisos, sendo visualmente semelhantes às estruturas porticadas convencionais como se pode observar na Figura 4a. Este sistema estrutural é constituído por pilares, vigas, lajes pré-fabricadas (usualmente alveoladas) e por vezes paredes estruturais, que suportam e encaminham as cargas para as fundações, como ilustrado na Figura 4b. No seu dimensionamento, por norma, as ligações entre as vigas e as lajes são concebidas como rotuladas sendo que todos os elementos horizontais (lajes, vigas, escadas) são considerados simplesmente apoiados, exceto quando dimensionados para regiões de elevada sismicidade, em que as ligações devem possuir uma resistência e ductilidade adequadas [11].

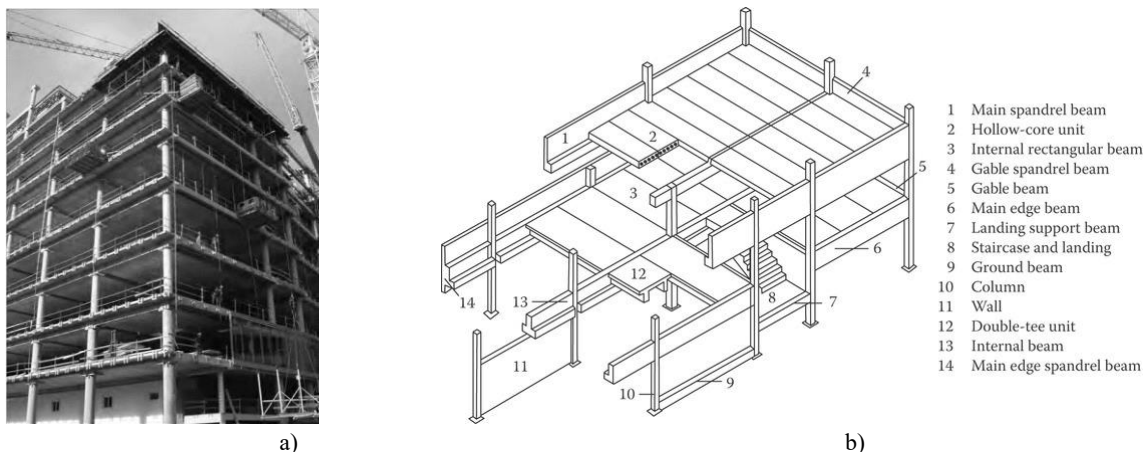


Figura 4 – Estruturas reticuladas pré-fabricada: a) Exemplo de uma estrutura em Portugal [11]; b) Definição dos diversos elementos existentes numa estrutura reticulada [11].

2.2.2 - Estruturas de paredes resistentes

As estruturas de paredes resistentes são constituídas exclusivamente por paredes ou painéis pré-fabricados de betão armado e lajes pré-fabricadas, não necessitando de vigas e pilares. Os painéis utilizados possuem funções estruturais, sendo que estes suportam e transferem as cargas provenientes das lajes para as fundações. O uso deste tipo de solução apresenta menor liberdade arquitetónica em relação às estruturas reticuladas devido ao seu arranjo ser preferencialmente concretizado em grelha retangular e devido aos vãos entre elementos serem geralmente fixos, consequente das dimensões padronizadas dos painéis. Este tipo de estruturas, apesar de aparentar ser bastante simples em conceito, na verdade trata-se de um sistema de difícil análise e dimensionamento complexo devido ao elevado contraste de rigidez no plano entre as paredes e as ligações, sendo que as paredes possuem uma elevada rigidez ao longo do seu plano e as ligações entre as paredes e as lajes são significativamente mais flexíveis. Se não for realizado um dimensionamento adequado, poderá facilmente ocorrer um movimento diferencial entre paredes ou entre as paredes e as lajes, podendo resultar em mecanismos de rotura locais ou globais [11].



Figura 5 – Estruturas de paredes resistentes pré-fabricadas: a) Edifício em Santa Catarina (Brasil) [14]; b) Edifício nos Estados Unidos [15].

2.2.3 - Estruturas tipo *portal-frame*

As estruturas tipo *portal-frame* são vulgarmente utilizadas na conceção de edifícios industriais e armazéns onde são necessários vãos livres entre 25 e 40 metros. Na sua forma mais simples, são caracterizadas pela utilização de vigas pré-esforçadas com secção em I ou em T, suportadas por pilares. As ligações entre elementos podem ser realizadas através do apoio das vigas em cachorros ou recorrendo a ferrolhos de ligação, sendo que deve ser utilizada uma almofada de neopreno entre os elementos de forma a diminuir os danos de fissuração nas vigas causada pela flexão nas suas extremidades. Uma das principais virtudes deste tipo de sistema estrutural é a possibilidade de redução da secção da viga e consequentemente projetar a estrutura para maiores vãos [11]. Apesar dos pórticos serem projetados maioritariamente para edifícios de um só piso (por exemplo pavilhões industriais), estes podem ser utilizados para suportar a estrutura da cobertura de uma estrutura porticada [11].

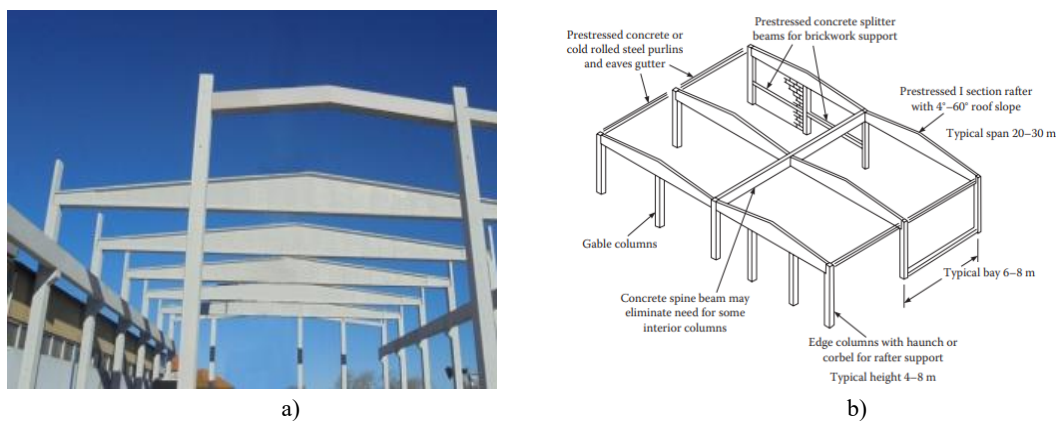


Figura 6 – Estruturas tipo *portal-frame*: a) Construção de um pavilhão industrial em Aveiro [16]; b) Definição dos elementos base [11].

Importa sublinhar que nesta dissertação irão ser estudados componentes de sistemas estruturais com paredes resistentes com ligações secas. Assim, antes de abordar o tema referente às ligações mecânicas, considerou-se pertinente fazer uma introdução aos tipos de elementos verticais laminares na secção seguinte.

2.3 – Elementos verticais laminares

Em geral, existem três sistemas de paredes pré-fabricadas de betão armado normalmente utilizados na envolvente (e também no interior apesar de menos frequente) dos edifícios [7]:

- i) Paredes do tipo *cladding* (de revestimento);
- ii) Paredes de suporte de carga;
- iii) Paredes de corte.

As paredes do tipo *cladding* são regularmente observados nas fachadas dos edifícios e não têm qualquer função estrutural. Este tipo de painéis têm a finalidade de compartimentação, proteger o

edifício de condições externas (e.g. meteorológicas), fornecer isolamento térmico, evitar a transmissão de som e melhorar a aparência dos edifícios. Estes são projetados para resistir ao vento e às forças requeridas para transferir o seu peso para o(s) elemento(s) que o suporta(m). Estudos recentes mostraram que este tipo de paredes pode ser dimensionado para participar na resistência às ações laterais, nomeadamente à ação sísmica, pois as únicas diferenças entre este tipo de paredes e as paredes estruturais correspondem às suas propriedades geométricas, pormenorização, existência de material de isolamento térmico e/ou acústico e às ligações estruturais utilizadas entre elementos [7].

As paredes de suporte de carga são projetadas para resistir e transferir cargas provenientes de outros elementos e não podem ser removidas sem afetar a estabilidade estrutural do edifício [7].

As paredes de corte são utilizadas para providenciar um sistema de resistência lateral quando combinadas com a ação do diafragma proveniente dos pisos. A eficácia das paredes de corte pré-fabricadas depende largamente das ligações entre painéis [7].

2.4 – Ligações entre elementos pré-fabricados

Nas estruturas pré-fabricadas, as ligações constituem uma parte essencial do sistema estrutural. A resposta da estrutura às ações a que se encontra sujeita, incluindo a ação sísmica, vai depender do comportamento e das características das ligações adotadas. O objetivo principal das ligações estruturais reside na sua capacidade para transferir os esforços entre os elementos de forma a permitir a interação estrutural pretendida quando o sistema se encontra carregado. A sua conceção e pormenorização são influenciadas pelas propriedades dos elementos adjacentes a serem conectados e o tipo de esforços a que serão sujeitas. Devido a isso, as ligações e os elementos devem ser projetados e pormenorizados de forma que o fluxo de esforços não seja apenas lógico e natural, mas para que as forças a serem resistidas pela ligação possam ser transferidas para o elemento, e posteriormente, para o sistema global de resistência à carga [12].

2.4.1 – Ligações secas e húmidas

Antes de abordar o tipo de ligações existentes, é importante perceber os conceitos de ligações secas e húmidas. As ligações secas correspondem às ligações mais utilizadas nas estruturas de betão armado pré-fabricado. São executadas sem a utilização de materiais que realizem cura ou que endureçam, como a argamassa ou o betão. Estas ligações podem ser feitas através do uso de elementos como parafusos, varões ou chapas de aço que são betonadas nas extremidades dos elementos a ligar e apresentam vantagens relativamente à rapidez de montagem e à facilidade de substituição.

Pelo contrário, as ligações húmidas são executadas com a utilização de materiais que realizem cura e endurecimento, como as ligações entre elementos betonados *in-situ*. A continuidade

estrutural é conseguida através dos varões de reforço que sobressaem dos elementos (juntas de betonagem), ou que são soldados, amarrados ou conectados através de empalmes antes da betonagem. Estas proporcionam uma resistência estrutural superior e uma melhor transferência de carga entre elementos [17].

Devido aos objetivos da presente dissertação, as ligações húmidas não serão estudadas em detalhe nesta revisão da literatura. Existem múltiplas soluções que podem ser utilizadas para realizar as ligações parede-viga ou parede-parede, mas uma vez que um dos focos desta dissertação foi o estudo de soluções de ligação secas integradas, são estas que vão ser apresentadas com maior detalhe.

2.4.2 – Ligações secas integradas

As ligações secas integradas correspondem às ligações presentes nos sistemas integrados, em que as ligações de cada painel são organizadas como um conjunto hiperstático de apoios fixos que restringem os deslocamentos, mas permitem rotações. O uso deste tipo de soluções permite aos painéis participar na resposta sísmica da estrutura, apresentando uma rigidez muito elevada e menor capacidade de dissipação de energia comparado com a resposta de um sistema porticado [18].

Nesta secção, são apresentados os seguintes tipos de ligação integrada entre elementos:

- i) Ligações com varões de reforço;
- ii) Ligações do tipo *wall shoe*;
- iii) Ligações através de chapas de aço aparafusadas.

Independentemente do tipo de ligação selecionada, normalmente é deixada uma junta entre o painel e o elemento a conectar que é preenchido através de uma argamassa de alta resistência (*grout*) não-retráctil que é aplicada posteriormente à montagem dos painéis. A sua aplicação tem como objetivo manter um contacto uniforme entre o painel e a viga de suporte, necessário para assegurar a fricção entre os elementos e prevenir o escorregamento.

2.4.2.1 - Ligações com varões de reforço

Estes tipos de ligações são realizadas recorrendo a varões de aço para armaduras que se podem encontrar selados nos painéis e introduzidos nas vigas ou vice-versa. Em ambos os casos são utilizados bainhas de espera de aço corrugado no elemento em que se dá a inserção dos varões. Após a inserção do painel, as bainhas são preenchidas com argamassa de alta resistência não-retráctil de forma a garantir a continuidade entre os elementos e evitar problemas de aderência [18]. Na Figura 7a é possível observar o esquema de uma ligação em que os varões se encontram selados na viga e se inserem nas bainhas colocadas no painel.

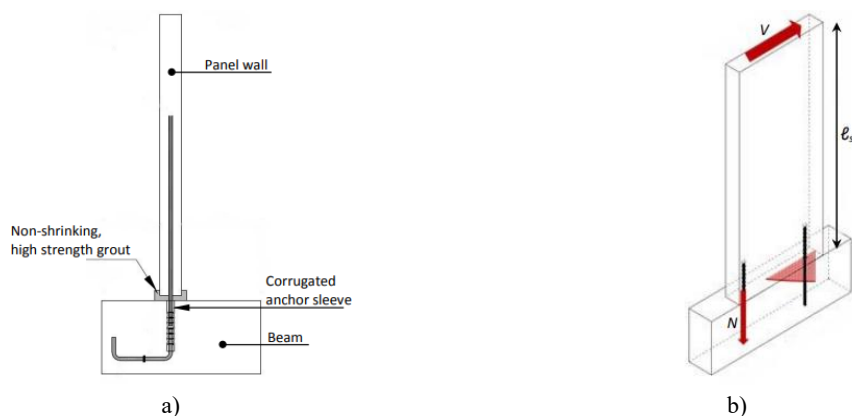


Figura 7 - Ligação com varões de reforços: a) Esquema representativo [18]; b) Mecanismo de resistência a ações laterais [18].

Para este tipo de ligações, são necessários cuidados relativos ao posicionamento dos painéis de forma a assegurar a sua estabilidade até à argamassa atingir o endurecimento e idade suficiente para garantir a sua resistência máxima. A zona envolvente das bainhas deve ser adequadamente reforçada de modo a confinar o betão nessa zona e ancorar as bainhas de forma a não ocorrer o seu arrancamento. O uso de bainhas lisas não é permitido pois pode resultar no arrancamento dos varões por escorregamento. Este tipo de ligações pode ser utilizado na parte superior do painel para o fixar a um elemento da estrutura que se encontre acima deste.

Quando este tipo de estruturas se encontra sujeito a ações sísmicas, a aplicação da carga lateral faz com que uma zona da parede fique tracionada e outra comprimida (Figura 7b). Os varões de ligação providenciam a resistência à tração na zona tracionada, enquanto o betão providencia a sua resistência na zona comprimida. Por norma, não são requeridas medidas especiais para prevenir o deslizamento horizontal devido à resistência horizontal ser providenciada pela fricção entre o painel e a viga, que é suficiente para resistir às ações horizontais [19].

Os modos de rotura associados a este tipo de ligações são:

- i) Arrancamento dos varões tracionados;
- ii) Rotura dos varões tracionados;
- iii) Alongamento permanente dos varões tracionados devido às elevadas deformações desenvolvidas;
- iv) Esmagamento do betão na zona comprimida (não provável exceto no caso de forças muito elevadas);
- v) Rotura por corte das ligações.

As investigações experimentais mostram que o alongamento permanente dos varões de ligação ocorre depois da sua cedência e produz efeitos desfavoráveis no mecanismo resistente da ligação [19]. A extensão residual acumulada nos varões de ligação faz com que o painel deixe de estar em contacto com a viga e que a resistência do mecanismo fique governada exclusivamente pelos

varões de ligação. Isto resulta na perda de resistência horizontal dada pela fricção entre os elementos e permite que possa ocorrer a rotura das ligações por corte.

2.4.2.2 – Ligações do tipo *wall shoe*

A ligação do tipo *wall shoe* consiste numa caixa metálica com uma placa de extremidade resistente (Figura 8a). Esta é betonada na extremidade da parede superior e é fixada com varões de ancoragem. No topo da parede inferior (ou na viga, dependendo da solução pretendida) são selados varões de ligação, e posteriormente fixados à placa de fundo através do uso de uma anilha e uma porca. Depois de fixados, o espaço existente é preenchido com betão que confere proteção ao sistema e permite a continuidade entre elementos [18].

Estes tipos de ligações requerem alguns cuidados especiais, tais como:

- i) Respeitar o recobrimento de betão mínimo;
- ii) Respeitar a espessura mínima da secção da parede;
- iii) Respeitar a distância mínima das ligações aos cantos da parede;
- iv) Reforço adequado da estrutura.

Estes requisitos dependem da força nominal que cada ligação consegue resistir e variam de sistema para sistema. A envolvente dos varões de ligação deve ser reforçada adequadamente de forma a garantir o confinamento do betão e a ancoragem dos varões de ligação.

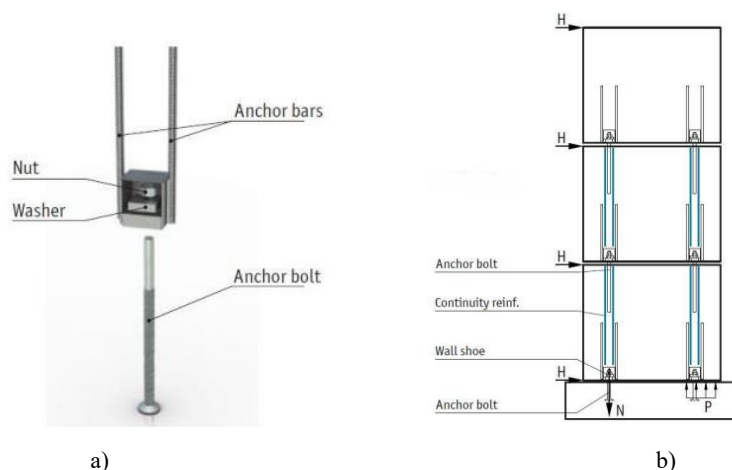


Figura 8 - Ligações do tipo *wall shoe*: a) Elementos constituintes [18]; b) Mecanismo de resistência a ações laterais [18].

A resistência deste tipo de ligações ao sismo é semelhante à solução anterior (Figura 8b). A aplicação da força lateral divide a parede numa zona tracionada e numa zona comprimida. A resistência à tração é providenciada pelas ligações enquanto a resistência na zona comprimida é garantida pelo betão. Em relação à possível ocorrência de deslizamento, a sua prevenção encontra-se assegurada devido à fricção entre elementos providenciar resistência horizontal suficiente para sustentar as forças horizontais atuantes [19].

Os modos de rotura associados a este tipo de ligações são:

- i) Arrancamento dos varões de ligação;
- ii) Rotura dos varões de ligação por tração;
- iii) Alongamento permanente dos varões de ligação devido às elevadas deformações desenvolvidas;
- iv) Deformação da placa de aço de fundo;
- v) Rotura do betão na zona tracionada (não é provável exceto em casos de forças elevadas);
- vi) Rotura dos varões de ligação por corte.

O alongamento permanente dos varões de ligação ocorre após a sua cedência e apresenta efeitos desfavoráveis. As porcas deixam de estar totalmente apertadas às anilhas e como resultado as ligações ficam soltas [10].

2.4.2.3 – Ligações através de chapas de aço aparafusadas

A execução deste tipo de ligações é realizada através da utilização de chapas de aço que são conectadas a chapas de espera fixadas no painel e na viga de suporte, e ligadas através de parafusos. As chapas de espera são embebidas no betão e soldadas aos varões de reforço dos respetivos elementos com o objetivo de transferir os esforços das ligações para o betão. Na Figura 9a é possível observar os detalhes deste tipo de ligação [18].

Estes tipos de ligações requerem alguns cuidados especiais, tais como:

- i) Respeitar o recobrimento mínimo;
- ii) Respeitar a espessura mínima da secção da parede;
- iii) Respeitar a distância mínima das ligações aos cantos da parede;
- iv) Reforço adequado da estrutura de forma a prevenir danos no betão.

O comportamento deste tipo de ligações quando sujeitas a ações sísmicas encontra-se representado na Figura 9b e é semelhante ao descrito nas ligações anteriormente apresentadas. O mecanismo das ligações providencia a sua resistência na zona tracionada e o betão providencia a sua resistência na zona comprimida. A prevenção do deslizamento é assegurada pela fricção entre a parede e a viga, não sendo necessários cuidados especiais [19].

Os modos de rotura associados a este tipo de ligações são:

- i) Rotura dos parafusos por forças de corte;
- ii) Distorção permanente dos parafusos e/ou das chapas devido às elevadas deformações desenvolvidas;
- iii) Afrouxamento da ligação devido à deformação permanente dos orifícios dos parafusos;

- iv) Rotura da chapa de ligação;
- v) Rotura do betão na zona comprimida;
- vi) Rotura das ligações por corte.

As investigações experimentais mostram que a flexão para fora-do-plano das chapas metálicas e o aumento dos orifícios dos parafusos resultam numa diminuição da capacidade resistente das ligações. Também foi observado que a rotura dos parafusos por corte conduz a uma rotura frágil das ligações [10].

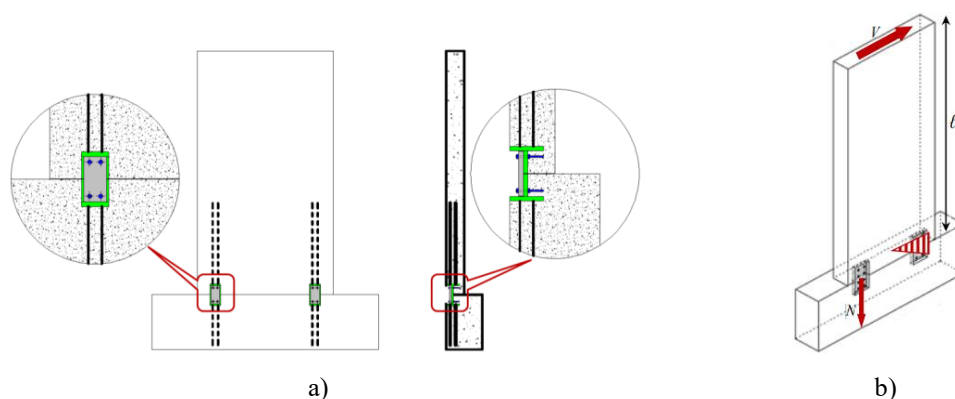


Figura 9 - Ligações através de chapas de aço aparafusadas a) Exemplo de ligação com recurso a chapas metálicas [18]; b) Mecanismo de resistência a ações laterais [18].

2.5 – Simulação numérica de estruturas pré-fabricadas com ligações secas sujeitas a ações laterais

A modelação do comportamento sísmico de estruturas pré-fabricadas de betão é um tema pouco explorado pela comunidade técnica e científica devido à complexidade inerente à modelação do comportamento das ligações e da sua interação com o elemento pré-fabricado de betão armado, que na maioria dos casos, é difícil de realizar recorrendo a programas de modelação convencionais. Trabalhos como o de Chong, *et al* [20], correspondentes à investigação experimental e análise numérica de paredes de betão armado pré-fabricadas com ligações do tipo *wall shoe* recorrendo a elementos finitos e o de Sousa, *et al* [21], correspondente à simulação numérica de ligações viga-pilar em edifícios de betão armado pré-fabricados utilizando modelos de fibras são exemplos de trabalhos importantes desenvolvidos na área em estudo em que se alcançaram bons resultados utilizando técnicas de simulação bastante distintos.

Chong, *et al*, desenvolveram modelos numéricos representados na Figura 10, recorrendo ao *software* ABAQUS, com o objetivo de reproduzir ensaios experimentais realizados por estes, nomeadamente captar o comportamento de dois painéis de betão armado ligados através de ligações do tipo *wall shoe* e sujeitos a ações laterais cíclicas. A técnica de modelação adotada consistiu na modelação de todos elementos constituintes dos ensaios experimentais, sendo que para os painéis de betão armado, para a viga de fundação e para as ligações mecânicas foram utilizados elementos sólidos, e para os varões de reforço dos painéis foram utilizados elementos

de barra. Para a definição das relações constitutivas do betão foi utilizado o modelo uniaxial CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) e para o aço foi utilizada uma curva bilinear [20].

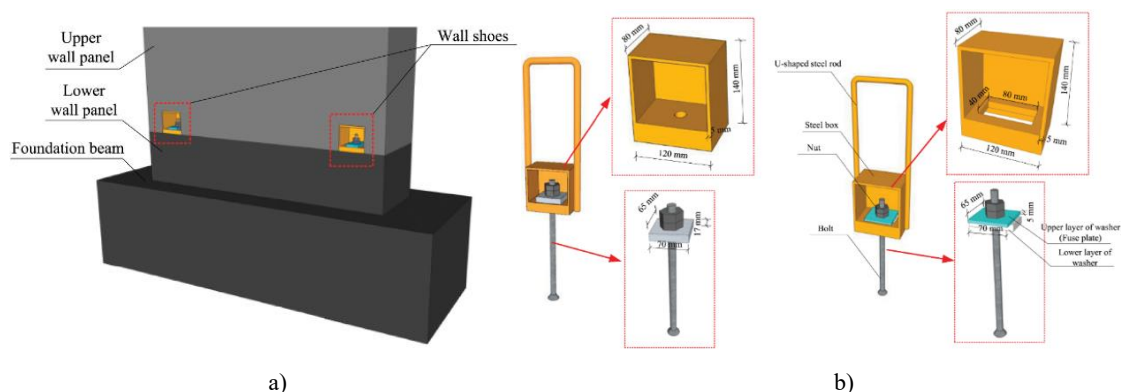


Figura 10 – Modelação numérica realizada por Chong, *et al*: a) visão geral do modelo [20]; b) tipos de ligações *wall shoes* estudadas [20].

Através da Figura 11, observa-se que se obtiveram bons resultados relativamente às simulações realizadas para os modelos S-1 e S-2 em estudo, sendo que a envolvente dos modelos numéricos coincide, com elevada precisão, com a envolvente dos ensaios experimentais. De uma forma geral, todos os parâmetros de resposta apresentaram boas aproximações aos valores obtidos experimentalmente.

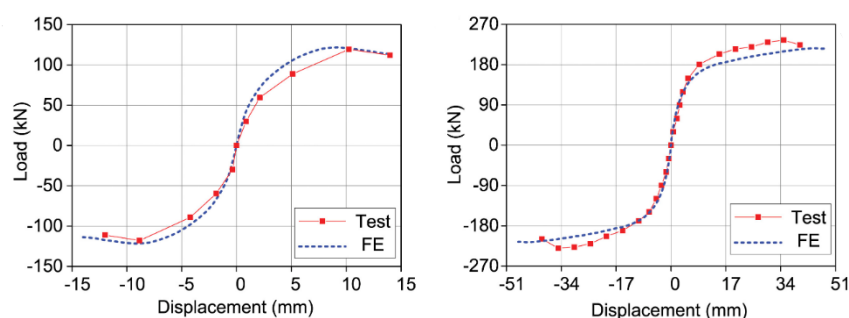


Figura 11 - Comparação das envolventes dos resultados numéricos e experimentais dos espécimenes S-1 e S-2, respetivamente [20].

O trabalho desenvolvido por Sousa, *et al* [21] teve como objetivo a conceção de uma técnica de modelação numérica simplificada capaz de prever com exatidão o comportamento de ligações viga-pilar sujeitas a ações laterais cíclicas. O modelo numérico, representado na Figura 12, foi concebido através da utilização do software *SeismoStruct* e para simular o comportamento da estrutura recorreu-se a uma técnica de modelação diferente da referida anteriormente. Para simular os elementos pilar e viga pré-fabricados recorreu-se a elementos de barra e para simular o comportamento da ligação (varão, da almofada de neopreno e da fricção entre elementos), foram utilizadas molas com comportamento não-linear cujas propriedades foram definidas e discutidas pelos autores [21]. Através da Figura 13, observa-se que os resultados numéricos se apresentam próximos dos resultados experimentais sendo que parâmetros importantes como a resistência

máxima, a degradação da resistência e dissipação de energia foram significativamente próximos [21].

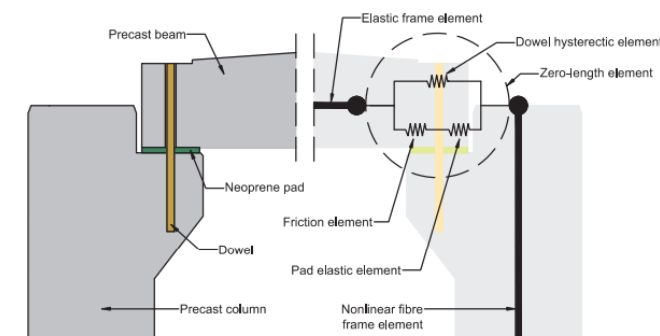


Figura 12 - Estratégia de modelação de uma ligação viga-pilar proposta por Sousa, *et al* [21].

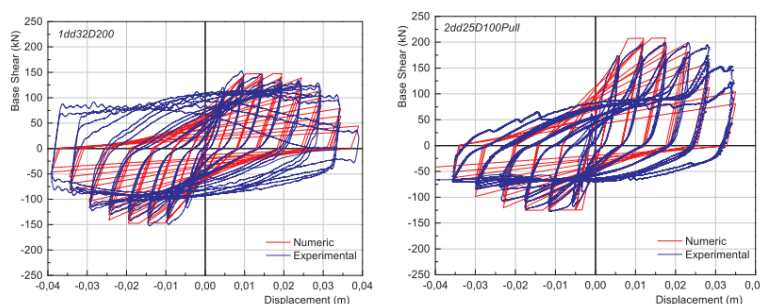


Figura 13 - Comparação das curvas histeréticas numéricas e experimentais obtidas por Sousa, *et al* [21].

2.6 – Necessidades de investigação

Tendo em conta a revisão da literatura apresentada nas secções anteriores, pode concluir-se que existem atualmente inúmeros pontos de incerteza relativamente ao comportamento sísmico de estruturas de betão pré-fabricadas sujeitas a ações horizontais e quais as variáveis mais condicionantes. Os trabalhos de investigação realizados até então têm evidenciado que as ligações condicionam significativamente o desempenho destas estruturas, mas existe uma necessidade compreensão do efeito das diferentes características da ligação (e.g., diâmetro, posição e quantidade) na capacidade estrutural de paredes resistentes sujeitas a ações horizontais. Além disso, os estudos numéricos existentes na literatura revelam elevada complexidade e inúmeras etapas necessárias na preparação dos modelos numéricos. Para além disso, a ação sísmica conduz a respostas não-lineares que aumentam a complexidade destas simulações. Não foi desenvolvido até ao momento, de acordo com o conhecimento do autor desta dissertação, um estudo que compare a eficácia de técnicas de simulação simplificadas e detalhadas na previsão do comportamento de estruturas pré-fabricadas de betão armado sujeitas a ações sísmicas.

3 - Simulação numérica de paredes resistentes pré-fabricadas de betão com ligações mecânicas sujeitas a ações horizontais

3.1 – Introdução

A simulação numérica desempenha um papel fundamental na compreensão, análise e dimensionamento das estruturas. Esta tem como prioridade a previsão do comportamento real das estruturas através de modelos numéricos realistas face a diferentes tipos de ações e possibilita a identificação das vulnerabilidades estruturais existentes. A simulação numérica apresenta-se também como uma excelente alternativa à realização de ensaios experimentais, que são usualmente dispendiosos e requerem condições laborais adequadas. Através da simulação dos ensaios experimentais torna-se possível a realização de estudos paramétricos que possibilitam estudar variáveis adicionais e diferentes configurações que permitem complementar os estudos experimentais. Para além disso, a simulação numérica permite analisar e compreender detalhadamente as estruturas, auxiliando os processos de dimensionamento e de avaliação de segurança.

A simulação de estruturas pré-fabricadas de betão armado sujeitas a ações horizontais é um tema com reduzidos avanços científicos, em parte justificado pelo número escasso de estudos experimentais realizados até ao momento. O trabalho desenvolvido ao longo desta dissertação visa contribuir para o aumento e avanço do conhecimento nesta área e impactar positivamente o setor da pré-fabricação.

O presente capítulo tem como objetivo propor e validar diferentes tipos de simulação numérica que visem reproduzir o comportamento de paredes resistentes pré-fabricadas de betão com varões de ligação sujeitas a ações horizontais. Neste sentido, foram estudados três tipos de modelação numérica, utilizando diferentes abordagens e complexidades, nomeadamente:

- i) Modelação tipo 1: Simulação numérica simplificada utilizando o *software SeismoStruct* [8].
- ii) Modelação tipo 2: Simulação numérica simplificada de acordo com a recomendação do *Joint Research Centre* utilizando o *software SeismoStruct* [8].
- iii) Modelação tipo 3: Simulação numérica detalhada utilizando o *software* de elementos finitos ABAQUS [9].

A validação da eficiência dos tipos de modelação numérica foi realizada através da simulação de um ensaio experimental desenvolvido por Psycharis, *et al* [19]. O principal objetivo deste ensaio foi investigar o comportamento de paredes estruturais pré-fabricadas de betão com ligações mecânicas integradas sujeitas a ações laterais. O estudo da eficácia de cada tipo de modelação

numérica foi realizado através da análise das curvas força-deslocamento experimental e numérica, onde foi possível estudar-se os seguintes parâmetros de resposta:

- i) V_y - Força de cedência;
- ii) V_0 - Força de corte máxima;
- iii) V_u - Força de corte correspondente ao deslocamento máximo;
- iv) Δ_y - Deslocamento de cedência;
- v) Δ_0 - Deslocamento correspondente à força de corte máxima;
- vi) Δ_u - Deslocamento máximo;
- vii) μ_A - taxa de ductilidade de deslocamento (Δ_u / Δ_y)
- viii) K_y - Rigidez de cedência (V_y / Δ_y)

Por fim, serão apresentadas algumas reflexões finais sobre os diferentes tipos de modelação numérica estudados e sobre as implicações do seu uso na previsão do comportamento deste tipo de estruturas quando sujeitas a ações horizontais.

3.2 – Descrição das ferramentas numéricas

Neste estudo foram estudados três tipos de modelação com diferentes graus de complexidade, para os quais foram usadas diferentes ferramentas de simulação numérica. A finalidade da conceção dos diferentes modelos foi avaliar a sua eficácia, discutir as suas vantagens e desvantagens e de que forma podem ser utilizadas em fase de projeto.

As modelações do tipo 1 e 2 foram realizadas recorrendo ao programa de simulação numérica *SeismoStruct* [8], ilustrado na Figura 14, um programa comercial utilizado para estudar o comportamento sísmico de diferentes tipos de estruturas (betão armado, aço e alvenarias). Este programa é predominantemente utilizado para análise de edifícios, mas pode ser igualmente aplicado a outros tipos de estruturas (e.g., pontes, etc.).

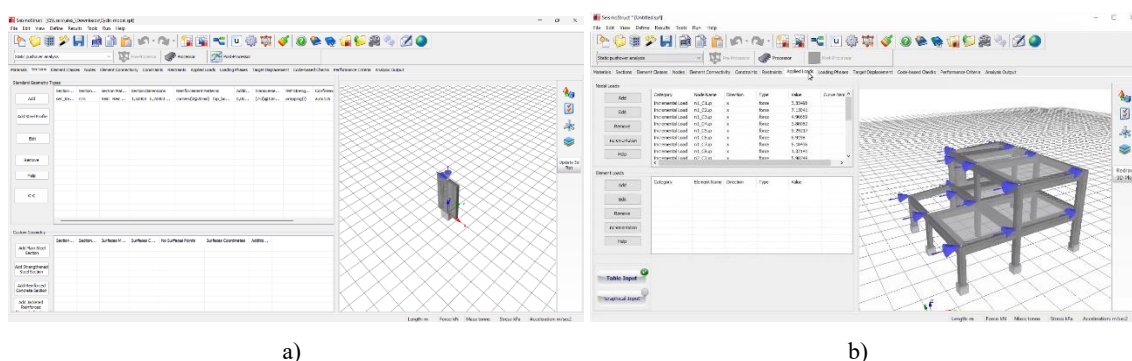


Figura 14 – *Software SeismoStruct*: a) Interface do programa; b) Aplicação de cargas horizontais incrementais numa estrutura porticada.

Esta ferramenta numérica apresenta diversas funcionalidades como a capacidade de realizar análises estáticas lineares, estáticas não-lineares *pushover*, e análises não-lineares dinâmicas tendo

em conta a não linearidade geométrica e a inelasticidade dos materiais. As suas vantagens residem no tempo de análise, que é consideravelmente inferior a outros programas de simulação, e na sua simples interface gráfica que facilita a configuração da análise e o pós-processamento de resultados.

A modelação do tipo 3 foi realizada com recurso ao *software* ABAQUS, um poderoso programa de modelação de elementos finitos amplamente utilizado no domínio das simulações estruturais, térmicas e físicas para analisar o comportamento de estruturas e materiais sob diversas condições. Este permite realizar análises estáticas e dinâmicas, obter modos de encurvadura, análises de transferência de calor em regime transiente, entre outras.

As principais vantagens da utilização do ABAQUS:

- i) Permite aos utilizadores definir modelos tridimensionais (3D) complexos através de uma interface gráfica;
- ii) Suporta a definição de interações de contacto entre diferentes componentes do modelo, permitindo a simulação de forças de contacto e fricção entre superfícies;
- iii) Oferece poderosas capacidades de pós-processamento, permitindo aos utilizadores visualizar e interpretar resultados das simulações de forma detalhada.

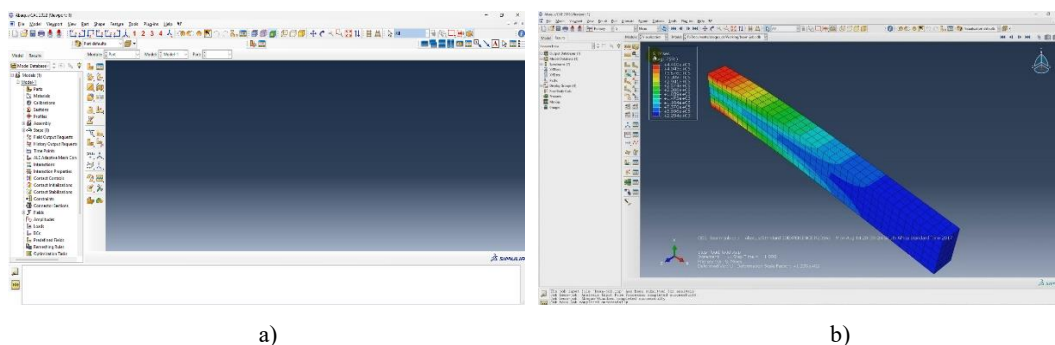


Figura 15 – Software ABAQUS: a) Interface gráfica; b) Análise de resultados.

De seguida, será descrito em pormenor cada tipo de modelação numérica que irá ser estudada no âmbito desta dissertação, indicando-se e justificando-se todas as opções tomadas assim como os parâmetros de entrada necessários para a simulação.

3.3 – Descrição dos tipos de modelação numérica

No âmbito desta dissertação de mestrado pretende-se estudar três tipos de modelação numérica, duas utilizando uma abordagem mais simplificada no *SeismoStruct* (Modelação Tipo 1 e Tipo 2) e outra mais complexa e detalhada no ABAQUS (Modelação Tipo 3). O objetivo de estudar estas diferentes abordagens visa fazer uma comparação das diferentes etapas na modelação e comparar a eficácia na previsão da resposta de uma parede estrutural pré-fabricada de betão armado com

varões de ligação sujeita a ações horizontais. Cada modelação foi realizada com o intuito de simular assim uma única parede ligada a uma viga de fundação através de dois varões de ligação.

A estratégia utilizada para a modelação tipo 1 consistiu na criação de uma parede utilizando um elemento de barra do tipo *inelastic plastic-hinge force-based*, em que as armaduras longitudinais e transversais da parede estrutural foram discretizadas de forma a simular uma construção monolítica. Os varões de ligação entre a parede estrutural e a viga de fundação foram colocados nas respetivas posições. A característica diferenciadora neste tipo de modelação, e que a distingue de uma construção monolítica, foi a consideração de uma resistência à tração do betão nula, por forma a materializar o comportamento de uma estrutura pré-fabricada de betão, onde a ligação entre elementos é conseguida através de ligações mecânicas, i.e., neste caso os varões de ligação.

A modelação tipo 2 consistiu em simular a parede de acordo com a recomendação do *Joint Research Centre* [22]. Esta recomendação sugere que a ligação entre elementos pré-fabricados é conseguida através de molas com comportamento não-linear que simulam o comportamento das ligações mecânicas. De igual forma, a parede foi simulada recorrendo a um elemento de barra do tipo *inelastic plastic-hinge force-based*.

A modelação tipo 3 consistiu numa simulação mais complexa recorrendo ao *software* de elementos finitos ABAQUS CAE. Todas as componentes do sistema estrutural foram detalhadas em pormenor, nomeadamente a parede, a viga de fundação, as ligações mecânicas e as armaduras da parede. Os materiais foram definidos utilizando leis de comportamento não-linear uniaxiais e foram definidas todas as condições de fronteira necessárias.

Cada tipo de modelação será descrito de seguida em detalhe, explicando-se todas as etapas necessárias para a preparação de cada modelo numérico.

3.3.1 – Modelação tipo 1 (Modelo SS1)

A modelação tipo 1 consistiu na simulação da parede como sendo uma estrutura monolítica, mas desprezando a resistência à tração do betão. Assim, a parede foi simulada através de um elemento *inelastic plastic-hinge force-based*, em que as secções de integração foram discretizadas com recurso a 500 fibras (Figura 16) e um comprimento da rótula plástica L_p correspondente a 16.7% do comprimento total da parede. Este tipo de elementos considera uma distribuição inelástica de esforços concentrada num comprimento fixo do elemento que pode ser definido pelo utilizador. As vantagens desta formulação são o reduzido tempo de análise visto que a integração das fibras é efetuada apenas para as duas secções de extremidade do elemento e o controlo/calibração total do comprimento da rótula plástica (ou dispersão da inelasticidade). Importa dizer que o elemento de plasticidade distribuída *inelastic force-based* não foi considerada para a presente dissertação devido a problemas de convergência numérica que ocorreram durante as análises.

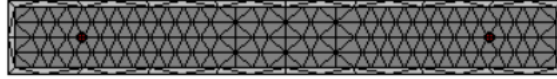


Figura 16 – Modelação tipo 1: Visão geral da discretização das fibras da secção transversal da parede.

O número de fibras foi seleccionado após um estudo paramétrico prévio onde se verificou que este número garantia uma melhor relação entre a eficácia da previsão da resposta e a exigência computacional. A lei de comportamento uniaxial atribuída ao betão foi a proposta por Mander, *et al* [23], tendo sido considerada a resistência à tração nula conforme mencionado anteriormente. O modelo representado na Figura 17 considera o efeito da armadura transversal na resistência do betão confinado, adotando critérios de resistência diferentes para as regiões confinadas e não-confinadas. A resistência do betão confinado é dada pela Equação 1:

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left[1 + 3,7 \left(\frac{0,5k_e \rho_s f_{yh}}{f'_{c0}} \right)^{0,85} \right] \quad (1)$$

Em que f'_{c0} corresponde à resistência à compressão do betão não-confinado e que toma o valor de $0,75f_{ck}$, k_e corresponde ao fator de confinamento em que tipicamente se adotam os valores de 0,75 e 0,95 para secções retangulares e circulares respetivamente, ρ_s corresponde ao rácio entre o volume de armadura transversal e o volume de betão confinado e f_{yh} corresponde à tensão de cedência das armaduras transversais adotadas. A extensão do betão confinado correspondente à tensão máxima ε_{cc} e a extensão última à compressão ε_{cu} são calculadas através das Equações 2 e 3, respetivamente:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cu} = \left[0,004 + \left(\frac{0,6\varepsilon_{sm} \rho_s f_{yh}}{f'_{c0}} \right) \right] \quad (3)$$

Em que ε_{c0} corresponde à extensão do betão não-confinado e ε_{sm} à extensão máxima de tração do aço.

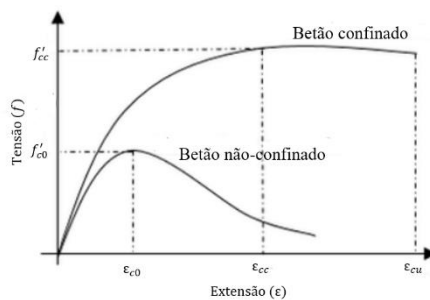


Figura 17 – Lei de comportamento uniaxial proposto por Mander *et al* [23] (adaptado de [23]).

Relativamente ao aço, foi seleccionada a lei de comportamento proposta por Menegotto e Pinto [24], associado às regras de endurecimento isotrópico propostas por Filippou *et al* [25]. Este trata-se de um modelo uniaxial especificamente criado para representar o comportamento de varões de aço. A sua utilização é usualmente limitada à modelação de estruturas de betão armado,

particularmente sujeitas a histórias de carga complexas, onde podem ocorrer inversões de carga significativas, em que se insere a ação sísmica.

Ambos os modelos uniaxiais materiais são calibrados com base nas propriedades mecânicas dos materiais resultantes dos ensaios de caracterização. Na Figura 18 é apresentada a estratégia de modelação tipo 1.

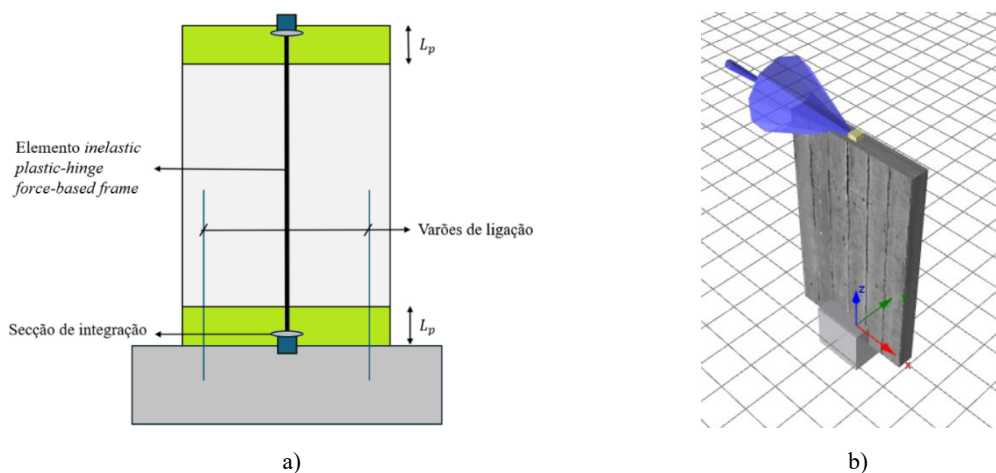


Figura 18 – Modelação tipo 1: a) Esquema geral; b) Visão geral do modelo numérico.

3.3.2 – Modelação tipo 2 (Modelo SS2)

A modelação numérica tipo 2 seguiu as recomendações do *Joint Research Centre* [22]. Para a parede e viga de fundação consideraram-se elementos distintos ligados através de molas com comportamento não-linear uniaxial, posicionadas nas localizações de cada ligação. A rigidez uniaxial de cada mola, K_z , foi calibrada através da Equação 4.

$$K_z = \frac{EA}{15\phi} \quad (4)$$

Em que E corresponde ao módulo de elasticidade dos varões de ligação, A é a área da secção transversal do varão de ligação e L_{eff} corresponde ao comprimento equivalente da mola, na qual ocorre o alongamento da ligação. Para este parâmetro adotou-se o valor recomendado de 15ϕ , em que ϕ é o diâmetro da ligação [22]. Para a simulação do comportamento dos varões, foi associada a cada mola uma lei de comportamento uniaxial bilinear. Para impedir os deslocamentos e rotações nas restantes direções foram usadas leis de comportamento do material lineares simétricas, às quais foram atribuídos valores muito elevados de rigidez nas respetivas direções. Na direção F1 (direção correspondente ao plano da parede) e em M2 (Sentido em que a parede roda) foram consideradas curvas bilineares simétricas e foram adotados valores muito baixos de forma a desprezar a resistência nas respetivas direções. Na direção F3 (direção axial), foi adotada a lei bilinear simétrica de *Takeda* [9] pois foi a lei em que se obteve melhores previsões numéricas. Esta tem como parâmetros de entrada a rigidez inicial, a força de cedência, o rácio entre a rigidez

inicial e a rigidez pós cedência e dois fatores relacionados com a degradação de rigidez (β_0 e β_1). Os fatores de degradação (β_0 e β_1) considerados foram obtidos iterativamente.

A parede estrutural foi simulada recorrendo a um elemento *inelastic plastic-hinge force-based* em que as secções de integração foram discretizadas, à semelhança do que foi adoptado na modelação tipo 1, com recurso a 500 fibras e um comprimento de rótula plástica L_p de 16,7%. Este elemento vertical foi ligado a um elemento *rigid link* horizontal que permitiu transferir os esforços para as molas e mobilizá-las quando a estrutura era sujeita a cargas laterais. Na Figura 19 é apresentada a modelação numérica tipo 2.

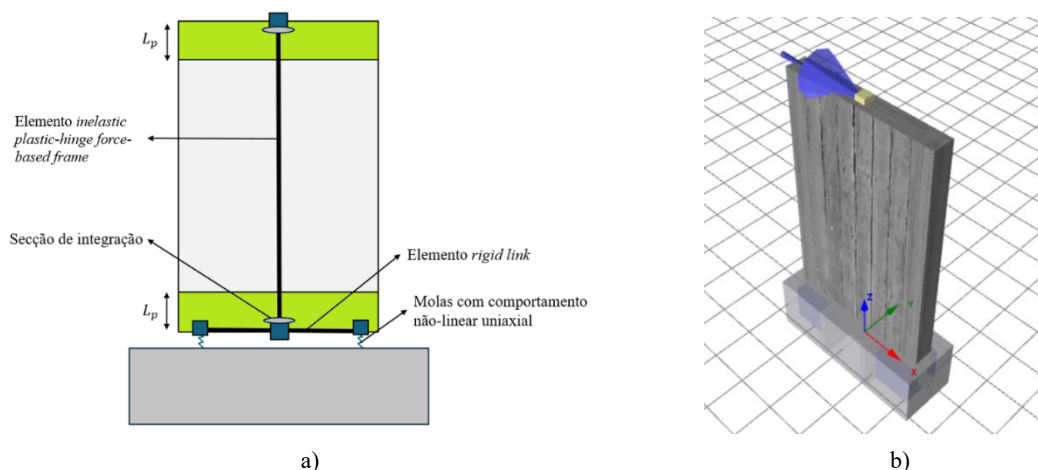


Figura 19 – Modelação numérica tipo 2: a) Esquema geral; b) Visão geral do modelo.

3.3.3 – Modelação tipo 3 – Modelo ABQ

Neste tipo de modelação foram considerados dois tipos de elementos: i) os elementos sólidos correspondentes à parede estrutural e à viga de fundação; e ii) os elementos de barra correspondentes às armaduras da parede estrutural e aos varões de ligação entre a parede estrutural e a viga de fundação.

Os elementos sólidos são elementos tridimensionais utilizados para modelar elementos com deformações volumétricas. São adequados para a simulação de objetos onde o comprimento, largura e espessura são significativos. São normalmente usados para modelar estruturas como pilares, vigas, paredes, blocos ou qualquer objeto tridimensional em que a deformação em todas as direções é essencial [9].

Os elementos de barra são elementos unidimensionais usados para modelar elementos lineares sujeitos unicamente a cargas axiais (tração ou compressão). São adequados para simular elementos esbeltos onde a deformação ocorra predominantemente segundo o eixo longitudinal [9]. Na Figura 20 é apresentada uma visão geral dos elementos sólidos e elementos de barra considerados na simulação da parede estrutural e da viga de fundação.

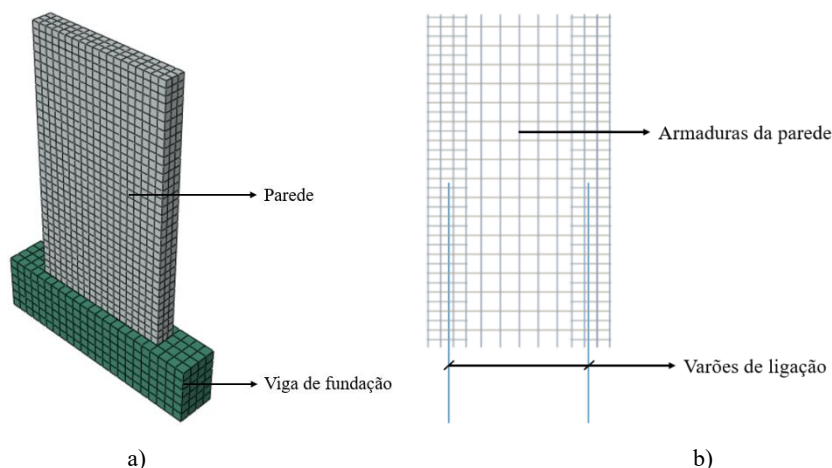


Figura 20 – Modelação tipo 3: a) Elementos sólidos; b) Elementos tipo barra.

3.3.3.1 – Materiais

No programa ABAQUS a definição das propriedades de cada material é realizada através da definição das suas propriedades elásticas e do seu comportamento não linear após a cedência. Relativamente ao betão, foi necessário definir o valor do módulo de elasticidade e do coeficiente de *Poisson*. Para definir o comportamento não-linear do betão foi selecionado um modelo que se encontra pré-definido no ABAQUS, o modelo CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) [9]. Este trata-se de um modelo de dano contínuo baseado na plasticidade e assume que os principais mecanismos de rotura são a fendilhação, quando é atingida a tensão de rotura à tração, e o esmagamento por compressão, quando a resistência à compressão é excedida. O modelo CDP assume que a resposta uniaxial à tração e à compressão do betão é caracterizada através da correlação do efeito das ações na materialização do dano por plasticidade. Quando o betão se encontra sujeito a tensões de tração uniaxial, a resposta tensão-deformação, apresentada na Figura 21, apresenta uma relação elástica até atingir a tensão de tração máxima, σ_{t0} . Esta tensão corresponde ao início do aparecimento de micro fendas no betão. Após atingir a tensão de rotura, a formação de micro fendas é representada macroscopicamente dando-se uma suavização na resposta sob forma de tensões-deformações. Quando o betão se encontra sujeito a tensões de compressão uniaxial, a resposta tensão-deformação, apresentada na Figura 22, é linear até atingir a cedência inicial σ_{c0} . Em regime plástico, a resposta é tipicamente caracterizada por endurecimento ao nível da evolução das tensões e uma suavização das deformações após atingir a tensão máxima de compressão σ_{cu} . Esta representação, apesar de ser simplificada, consegue captar o comportamento do betão sob diferentes tipos de ações.

Na Figura 21 e Figura 22 são apresentadas as leis de comportamento uniaxial do betão à tração e à compressão, respetivamente.

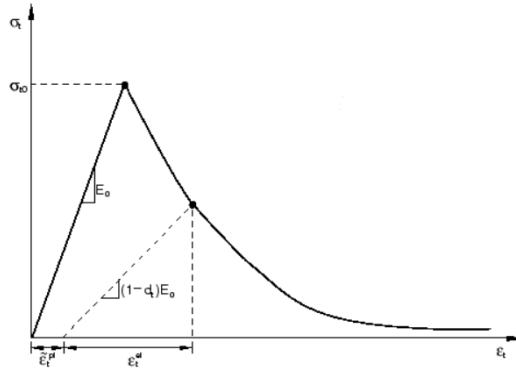


Figura 21 - Lei de comportamento uniaxial do betão à tração no programa ABAQUS (adaptado de [21]).

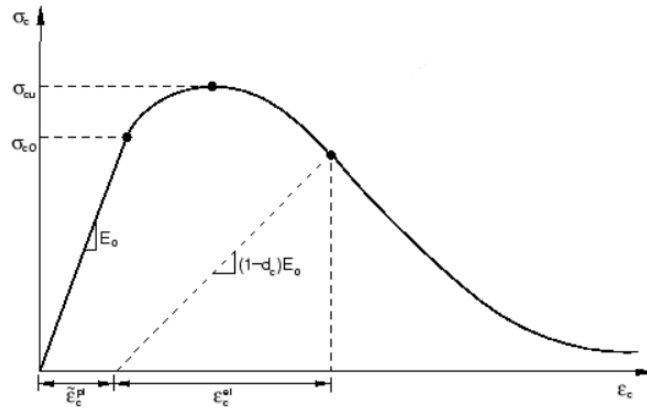


Figura 22 - Lei de comportamento uniaxial do betão à compressão no programa ABAQUS [9].

3.3.3.2 - Parâmetros de dano

A definição dos parâmetros de dano é uma etapa relevante apenas quando se pretende realizar uma análise cíclica, uma vez que esta permite simular a degradação da rigidez de um material durante as sucessivas cargas e descargas. Apesar de nesta dissertação não terem sido realizadas análises cíclicas, estes parâmetros de dano são aqui descritos por forma a que futuros trabalhos de investigação que sejam realizados na sequência desta dissertação possam considerar estes parâmetros de dano em análises de carregamento cíclico. Assim, com este objetivo é necessário calcular o parâmetro d_c que corresponde à percentagem de perda de rigidez elástica e representá-lo em função da extensão plástica ε_c^{pl} [9].

3.3.3.2.1 – Compressão

No ABAQUS é necessário inserir os dados $d_c - \varepsilon_c^{in}$, em que ε_c^{in} corresponde à extensão inelástica, e internamente o programa calcula a extensão plástica ε_c^{pl} através da Equação 5 [9].

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \times \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (5)$$

A perda de rigidez na descarga à compressão para sucessivos ciclos encontra-se representada na Figura 23.

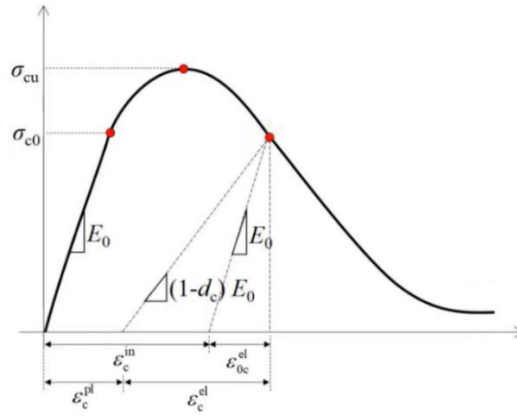


Figura 23 - Perda de rigidez na descarga à compressão [9].

3.3.3.2.2 – Tração

Semelhante ao dano à compressão, é necessário inserir os dados $d_t - \epsilon_t^{ck}$, em que ϵ_t^{ck} corresponde à extensão de fendilhação, e internamente, o programa calcula a extensão plástica ϵ_t^{pl} através da Equação 6 [9]. A perda de rigidez na descarga à tração para sucessivos ciclos encontra-se representada na Figura 11.

$$\epsilon_t^{pl} = \epsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \times \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (6)$$

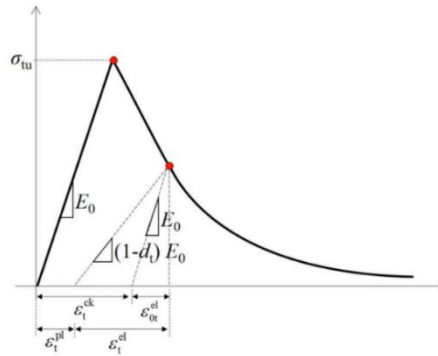


Figura 24 - Perda de rigidez na descarga à tração [9].

3.3.3.2.3 - Estimativa do parâmetro de dano

O parâmetro de dano é deduzido do ensaio experimental através da análise da curva histerética, conforme ilustram a Figura 25 e a Figura 26, nomeadamente através da redução da rigidez secante ao longo dos diversos ciclos, sendo este parâmetro calculado através da Equação 7 [26 -27].

$$d_c = 1 - \frac{E_i}{E_0} \quad (7)$$

Em que E_i corresponde ao módulo de elasticidade na descarga verificado nos sucessivos ciclos e E_0 corresponde ao módulo de elasticidade inicial.

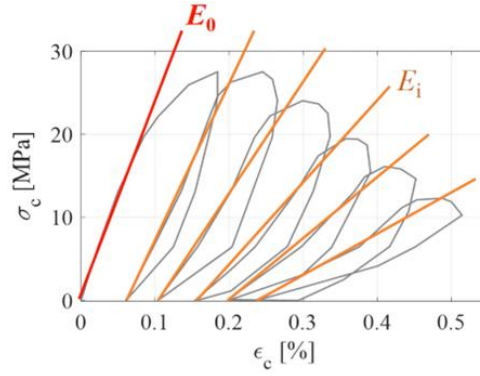


Figura 25 - Metodologia adotada para determinar a rigidez secante necessária para estimar o parâmetro de dano (adaptado de [26]).

Não existindo dados experimentais, o parâmetro de dano pode ser estimado através da Equação 8.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_i}{\sigma_{cu}} \quad (8)$$

Em que σ_i corresponde à tensão de qualquer ponto na curva histerética e σ_{cu} corresponde à tensão de compressão máxima.

Para a tração, a abordagem é semelhante e pode ser calculada através da Equação 9.

$$d_t = 1 - \frac{E_i}{E_0} \quad (9)$$

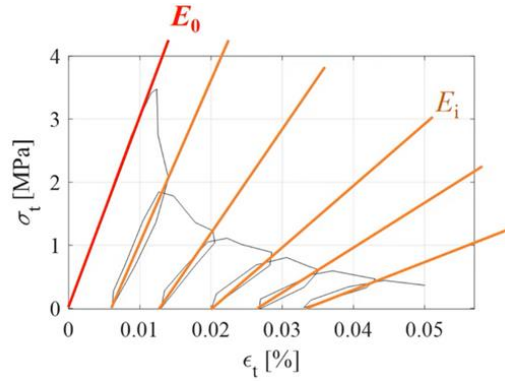


Figura 26 - Metodologia adotada para determinar a rigidez secante necessária para estimar o parâmetro de dano (adaptado de [26]).

Não existindo dados, este pode ser aproximado pela Equação 10.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_i}{\sigma_{tu}} \quad (10)$$

3.4 – Validação dos tipos de modelação numérica propostos

A avaliação da eficácia dos diferentes tipos de modelação numérica descritos nas secções anteriores foi realizada através da simulação de um ensaio de corte à escala real realizado por Psycharis, *et al.* [10]. Este ensaio à escala real consistiu na aplicação de uma força horizontal

cíclica de corte aplicada no topo da parede estrutural até à rotura das ligações mecânicas. Na subsecção 3.4.1 serão apresentados os detalhes da campanha experimental realizada por Psycharis *N. et al* [10] e do modelo que será simulado no âmbito deste trabalho. De seguida, serão apresentados na secção 3.4.2 as propriedades materiais e na secção 3.4.3 os parâmetros de entrada considerados nos modelos numéricos. Por fim, serão discutidos e comparados os resultados experimentais e numéricos na secção 3.4.4.

3.4.1 – Descrição da campanha experimental

Foi realizado um extenso programa experimental no Laboratório de Engenharia Sísmica da Universidade Técnica Nacional de Atenas no âmbito do projeto europeu FP7 SAFECLADDING. Este programa teve como objetivo a investigação do comportamento sísmico de paredes estruturais pré-fabricadas de betão utilizando três tipos de ligações mecânicas integradas, nomeadamente as ligações utilizando: i) varões de reforço; ii) chapas de aço e iii) *wall shoes*. Na Tabela 1 são apresentados os seis ensaios experimentais realizados pelos autores utilizando varões de aço como solução de ligação. Para cada ensaio é indicado a nomenclatura adotada para o respetivo modelo, o diâmetro da ligação, o material usado para a interface de ligação entre o betão e o varão de ligação e o tipo de carregamento.

Tabela 1 – Resumo da campanha experimental realizada por Psycharis, *et al* [10].

Ensaio	Nomenclatura	Diâmetro	Material de ligação	Carregamento
1	A1D20M-R1	1Ø20	Resina Epóxi	Monotónico
2	A1D20C-R1	1Ø20	Resina Epóxi	Cíclico
3	A1D25M-G	1Ø25	<i>Grout</i>	Monotónico
4	A1D25C-G	1Ø25	<i>Grout</i>	Cíclico
5	RIS1D25C	1Ø25	<i>Grout</i>	Cíclico
6	RIS2D25C	2Ø25	<i>Grout</i>	Cíclico

Nesta campanha experimental foram estudados modelos à escala real de paredes estruturais pré-fabricadas de betão com 2,67 metros de altura, 1,50 metros de largura e 0,20 metros de espessura, ligadas por dois varões de aço espaçados de 1,10 metros a uma viga de fundação, conforme ilustra a Figura 27.

Os ensaios experimentais consistiram na aplicação de cargas horizontais monotónicas ou cíclicas no topo da parede através de um atuador servo-hidráulico com controlo em deslocamentos. As paredes estruturais pré-fabricadas encontravam-se ligadas às vigas de betão com secção em “T” invertida que, por sua vez, se encontravam ancoradas à laje de reação do laboratório através de varões de ancoragem.

Nos ensaios A1D25M-G e A1D25C-G foram usadas bainhas de espera utilizando tubos de aço corrugados com 1,30 metros nas paredes e nos ensaios RIS1D25C e RIS2D25C foram utilizadas

mangas industriais de aço corrugado com um comprimento de ancoragem dos varões de 0,25 metros nas vigas. Para preencher os espaços entre os varões e as bainhas foram usados dois tipos de materiais, a resina epóxi e uma argamassa de alta resistência, sem retração. Foram estudados varões de ligação com diâmetros de 20 e 25 milímetros e no ensaio RIS2D25C duplicou-se o número de varões de ligação de forma a perceber a sua influência no comportamento da estrutura.

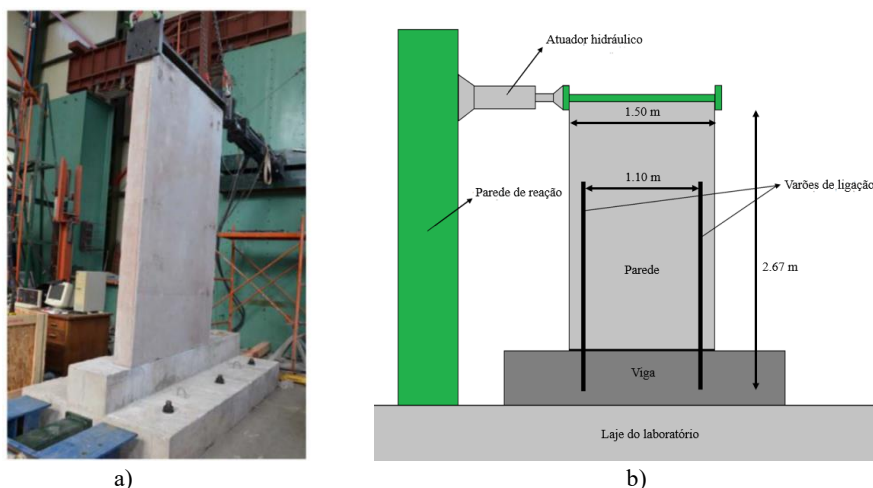


Figura 27 - Setup experimental adotado por Psycharis, *et al*: a) Visão geral [10]; b) esquema geral (adaptado de [10]).

Para a presente dissertação foi selecionado o modelo RIS1D25C uma vez que foi reportado pelos autores problemas de aderência significativos nos restantes modelos. Os autores concluíram que a rotura do modelo RIS1D25C se deu predominantemente pela rotura de um dos varões por tração. No subcapítulo 3.5.1 serão apresentados e discutidos os resultados experimentais em detalhe.

3.4.2 Propriedades materiais

Um dos parâmetros essenciais para ajustar os diferentes tipos de modelação numérica são as propriedades do aço e do betão. Foi importante definir as principais características dos materiais utilizados nos modelos devido à falta de informação disponibilizada pelos autores. Todas as propriedades materiais foram definidas de acordo com o Eurocódigo 2 [28].

3.4.2.1 - Betão

Os autores indicaram que o betão utilizado na construção dos modelos é da classe C30/37. De acordo com o quadro 3.1 do Eurocódigo 2 [28], foi considerado o módulo de elasticidade E_{cm} igual a 33 GPa, a resistência à compressão característica para provetes cilíndricos de 30 MPa, e a resistência característica à tração de 3,8 MPa. Na Tabela 2 encontram-se os valores adotados para a definição das curvas de comportamento uniaxial do betão.

Tabela 2 - Valores adotados para a definição da curva tensão-extensão do betão.

σ_{cu} (MPa)	σ_{c0}/σ_{cu}	σ_{t0} (MPa)	E (GPa)	ϵ_{c1}	ϵ_{cu1}
30	0,4	3,8	33	0,0022	0,0035

Em que:

σ_{cu} corresponde à tensão de compressão característica;

σ_{t0} corresponde à tensão de tração característica;

σ_{c0} corresponde à tensão de cedência inicial;

ε_{c1} corresponde à extensão de cedência;

ε_{cu1} corresponde à extensão última.

3.4.2.2 - Aço

O aço utilizado nos varões de ligação é da classe B500C. Trata-se de um aço laminado a quente de elevada ductilidade, com uma curva de comportamento tensão-extensão característica igual à apresentada na Figura 28, de acordo com o Eurocódigo 2 [28].

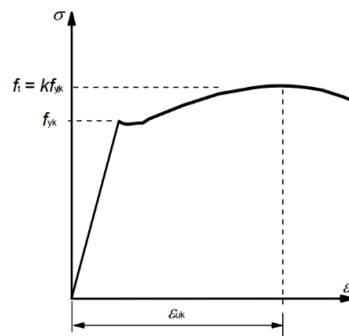


Figura 28 - Curva característica de um aço laminado a quente de acordo com o EC2 [28].

Devido à falta de informação disponibilizada pelos autores sobre as características deste aço, nomeadamente dos parâmetros necessários para a definição da curva tensão-extensão, recorreu-se ao Eurocódigo 2, especificamente à secção relativa às características mecânicas do aço para elementos de betão armado. Neste sentido, foi considerada uma aproximação através de uma curva bilinear, como ilustrado na Figura 29.

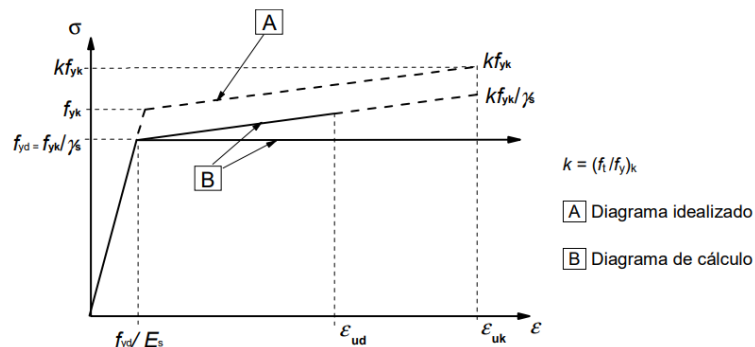


Figura 29 - Diagramas tensão-extensão para o aço (à tração e à compressão) [28].

Os valores necessários para a definição dos parâmetros da curva tensão-extensão encontram-se no quadro C.1 do anexo C do Eurocódigo 2, tendo sido considerados os valores presentes na Tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades das armaduras para um aço de classe C de acordo com o quadro C.1 do Eurocódigo 2.

f_{yk} (MPa)	k	ϵ_u (%)
400 a 600	$\geq 1,15$ e $< 1,35$	$\geq 7,5$

Em que:

f_{yk} corresponde ao valor característico da tensão de cedência;

k corresponde ao rácio entre a tensão última e a tensão de cedência;

ϵ_u corresponde ao valor característico da extensão à tensão máxima.

Para o tipo de aço B500C, o valor característico da tensão de cedência f_{yk} é de 500 MPa, mas no Eurocódigo é referido que a tensão de cedência real pode ser até 1,3 vezes superior à tensão característica. O que significa que a tensão de cedência deste aço pode variar entre 500 e 650 MPa. No artigo, os autores referem que a força última de tração média do varão deste ensaio foi de 339 kN o que corresponde a uma tensão última de aproximadamente 692 MPa. Tendo este valor, foi possível estimar o valor da força de cedência com base no valor de k, que corresponde ao rácio entre a tensão última e a tensão de cedência.

Para um aço da classe C, o valor de k deve ser igual ou maior que 1,15 mas não deve ser superior a 1,35, o que significa que a tensão de cedência está compreendida entre 513 MPa e 602 MPa aproximadamente.

Em relação ao valor característico da extensão correspondente à tensão máxima, apenas se sabe que este tem uma extensão mínima de 7,5%, valor que deverá ser consideravelmente inferior ao do aço utilizado na campanha experimental pois trata-se de um aço de elevada ductilidade.

Como não foram indicados valores de referência para a tensão de cedência e para a extensão última por parte dos autores, estes foram calibrados iterativamente. Estes valores são apresentados na Tabela 4:

Tabela 4 - Valores adotados para a curva tensão-extensão do aço.

f_y (MPa)	ϵ_y	k	f_{ut} (MPa)	ϵ_u
550	0,00275	1,26	692	0,18

Em que:

f_y corresponde ao valor da tensão de cedência;

ϵ_y corresponde à extensão de cedência;

k corresponde ao rácio entre a tensão última e a tensão de cedência;

f_{ut} corresponde à tensão última;

ϵ_u corresponde ao valor característico da extensão à tensão máxima.

Importa sublinhar que os resultados apresentados na validação dos três tipos de simulação numérica propostas podem estar afetados devido à incerteza associada à falta de informação precisa relativa às propriedades materiais.

3.4.3 – Considerações sobre a simulação numérica

3.4.3.1 - Modelação tipo 1 (Modelo SS1)

O modelo uniaxial proposto por Menegotto e Pinto [24], associado às regras de endurecimento isotrópico propostas por Filippou, *et al.* [25] encontra-se representado na Figura 30. Este tem como parâmetros de entrada o módulo de elasticidade E_s , a tensão de cedência σ_y , um parâmetro de endurecimento μ , um parâmetro relativo à forma inicial da curva de transição R_0 , coeficientes de calibração da forma da curva de transição $a1$ e $a2$, coeficientes de calibração do endurecimento isotrópico $a3$ e $a4$, a extensão última ϵ_{ult} e a densidade γ . Os valores dos parâmetros relativos à forma da curva de transição e os coeficientes de calibração do endurecimento isotrópico foram adotados com base na proposta de Rodrigues, *et al* [29]. Os valores adotados para a definição da curva tensão-extensão encontram-se na Tabela 5:

Tabela 5 - Valores adotados na definição da curva tensão-extensão do aço do modelo SS1.

E_s (MPa)	σ_y (MPa)	μ	R_0	$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	ϵ_{ult}	γ (kN/m ³)
200000	550	0,004	20	18,5	0,15	0,025	2,00	0,18	78

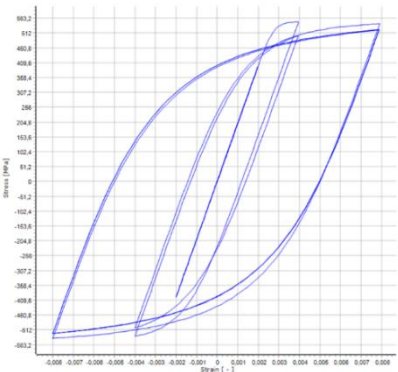


Figura 30 - Curva tensão-extensão do aço utilizada no modelo SS1.

Para a calibração do modelo de Mander *et al.* [23] representado na Figura 31, foi necessário inserir cinco parâmetros de entrada, a tensão de compressão máxima σ_c , a tensão de tração máxima σ_t , o módulo de elasticidade E_c , a extensão correspondente à tensão de compressão máxima ϵ_c e o peso específico do betão γ . Os valores adotados para a definição da curva tensão-extensão encontram-se na Tabela 6:

Tabela 6 - Valores adotados na definição da curva tensão-extensão do betão adotada no modelo SS1.

σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	E_c (MPa)	ϵ_c	γ (kN/m ³)
30	0	33000	0,0022	24

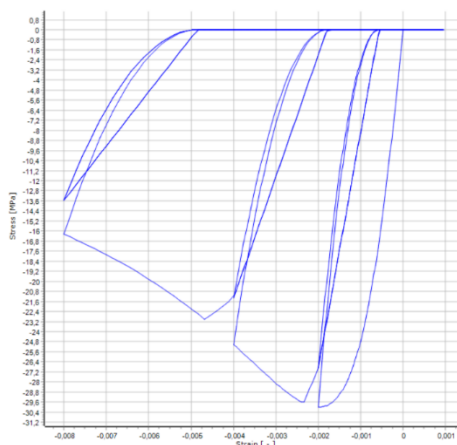


Figura 31 - Curva tensão-extensão do betão adotada no modelo SS1.

3.4.3.2. Modelação tipo 2 (Modelo SS2)

Para a definição da curva tensão-extensão do betão, à semelhança do SS1, foi utilizado o modelo proposto por Mander *et al.* [23], tendo sido adotados os mesmos valores para os parâmetros de entrada. Para definição do comportamento axial das molas foi utilizada a curva bilinear simétrica de Takeda. [8] Esta tem como parâmetros de calibração a rigidez inicial K_y , a força de cedência F_y , o rácio entre a rigidez inicial e a rigidez pós cedência α e dois fatores relacionados com a degradação de rigidez (β_0 e β_1). Os valores adotados para os respetivos parâmetros encontram-se na Tabela 7:

Tabela 7 - Valores adotados na definição do comportamento axial das molas não lineares.

K_y (kN/m)	F_y (kN)	α	β_0	β_1
261799,40	269,5	0,005	0,00001	1

3.4.3.3. Modelação tipo 3 (Modelo ABQ)

No modelo ABQ foi assumido um módulo de elasticidade igual a 33 GPa e um coeficiente de *Poisson* de 0,3 para o betão. Para a calibração do modelo *CDP* (*Concrete Damaged Plasticity*) [9], foi necessária a definição de valores referentes ao fluxo de plasticidade como o ângulo de dilatação ψ , a excentricidade ϵ , o rácio entre a tensão inicial de cedência equibiaxial à compressão e a tensão inicial de cedência uniaxial à compressão f_{b0}/f_{c0} , o rácio do segundo invariante de tensão no meridiano de tração K e o parâmetro de viscosidade μ , que se encontram representados na Tabela 8. Estes parâmetros conseguem ser obtidos através de ensaios experimentais, mas, visto que não foram referidos pelos autores, foram considerados valores recomendados na literatura [30].

Tabela 8 - Valores adotados para a calibração do modelo CDP.

Ângulo de Dilatação (graus)	Excentricidade ϵ	f_{b0}/f_{c0}	K	Parâmetro de viscosidade
30	0,1	1,16	0,667	0

Definidos estes parâmetros, foi necessário inserir os valores das tensões e extensões para a calibração das curvas uniaxiais materiais do betão, tanto à tração como à compressão a partir do ponto em que o comportamento deixa de ser linear, observadas na Figura 32 e na Figura 33. Para isso foi utilizada a ferramenta *CDP generator* desenvolvida por Elkady [31] que é capaz de gerar as curvas uniaxiais tensão-extensão do betão em tração e em compressão.

Para a calibração da curva uniaxial do betão em compressão, o programa permite a utilização de três modelos distintos, nomeadamente: o modelo de Carreira & Chu (1985), *Model Code* (1990) e *Chinese Code* (GB 50010-2010), tendo sido utilizado o segundo. Este programa tem como parâmetros de entrada a tensão de compressão máxima do betão σ_{cu} , o rácio entre a tensão de cedência e a tensão de compressão máxima σ_{c0}/σ_{cu} , a extensão de cedência e o módulo de elasticidade do betão. Os valores utilizados foram estimados com base no Eurocódigo 2 [28], como dito anteriormente, e são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores adotados para a definição da curva tensão-extensão do betão em compressão.

σ_{cu} (MPa)	σ_{c0}/σ_{cu}	E (GPa)	ϵ_c
30	0,4	33	0,0022

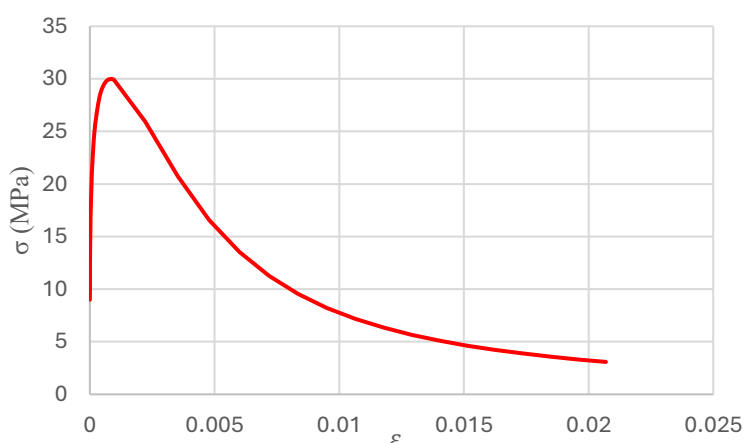


Figura 32 - Curva de comportamento uniaxial do betão em compressão no modelo ABQ.

Para calibrar a curva de comportamento uniaxial do betão em tração, foi necessário inserir os valores correspondentes à tensão de tração máxima, diâmetro máximo dos agregados, energia necessária para abertura de uma fenda e o comprimento característico da malha de elementos finitos que constitui os varões.

Os valores considerados encontram-se apresentados na Tabela 10 sendo que para o diâmetro máximo dos agregados, comprimento característico da malha e energia necessária para abertura de uma unidade de fenda, foram adotados os valores pré-definidos do programa devido a esta informação não ter sido fornecida pelos autores.

Tabela 10 – Valores adotados para a definição da curva tensão-extensão do betão em tração.

σ_{t0} (MPa)	d_{max} (mm)	G_f (N/mm)	l_0 (mm)
3,8	12	0,0593	10

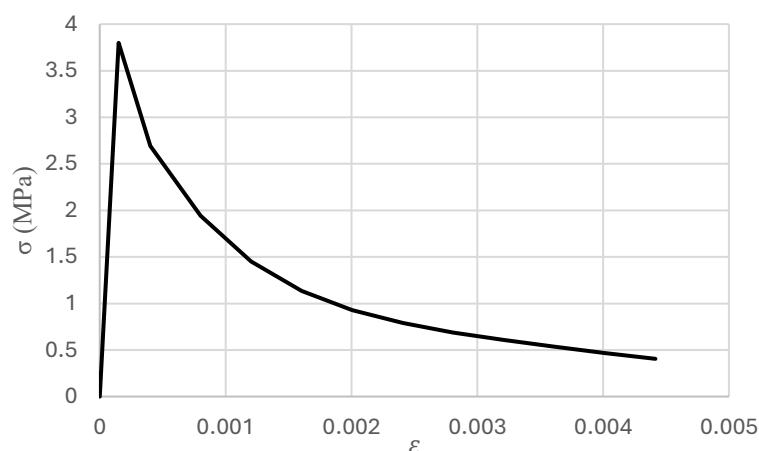


Figura 33 - Curva de comportamento uniaxial do betão em tração no modelo ABQ.

Relativamente ao parâmetro de dano, através das Equações 2, 3, 5 e 7 foram obtidas as curvas, apresentadas na Figura 34, referentes ao parâmetro de dano em função da extensão plástica para o betão em compressão e em tração:

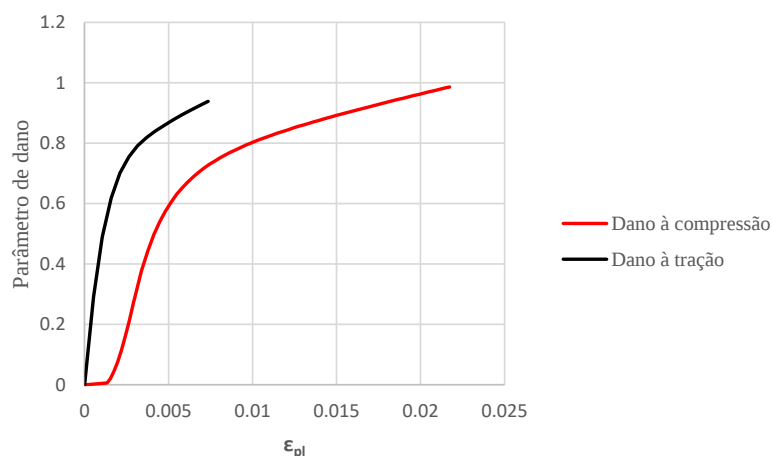


Figura 34 – Modelo de dano à compressão e à tração do betão no modelo ABQ.

Para a definição da curva de comportamento uniaxial do aço representada na Figura 35, foram necessárias inserir as propriedades elásticas e plásticas deste. Relativamente às propriedades elásticas, foi adotado um módulo de elasticidade de 200 GPa e um coeficiente de *Poisson* igual a 0,2. Para simular o comportamento não-linear do aço foi utilizado o modelo plástico pré-definido no ABAQUS, em que apenas foi necessário inserir os valores da relação tensão-extensão a partir do ponto de cedência do material. Baseado nos pressupostos anteriores adotou-se uma curva bilinear.

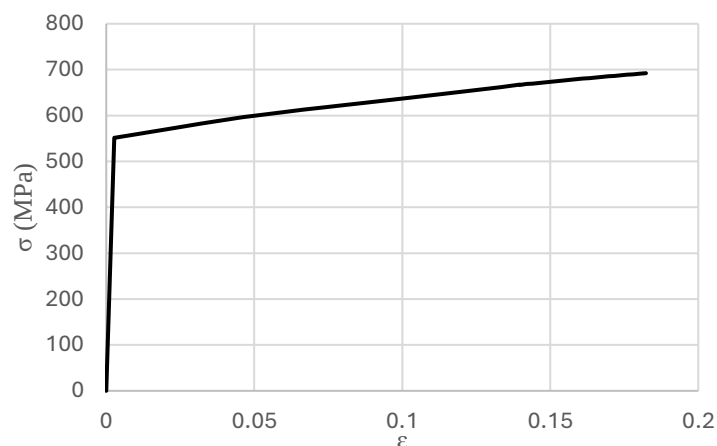


Figura 35 - Curva de comportamento bilinear utilizada para o aço B500C no modelo ABQ.

Após definidos todos os parâmetros de entrada relativos às propriedades materiais iniciou-se a preparação do tipo de análise. As análises realizadas foram análises estáticas não-lineares *pushover* em que se aplicou a carga lateral no topo da parede. Este tipo de análises é utilizado para calcular os efeitos das ações sísmicas de sistemas dissipativos cujo comportamento é elasto-plástico. Esta fase iniciou-se pela criação dos casos de carga no módulo *step*. Um conceito básico no ABAQUS é a divisão da história de um problema em *steps*. Um *step* corresponde a qualquer fase conveniente na história de uma análise. Para realizar a análise foi necessário dividi-la em três *steps*: i) o *step* inicial onde foram aplicadas as restrições e condições fronteira; ii) um referente à aplicação da carga gravítica; e iii) o último referente à aplicação da carga lateral incremental. Para o *step* da carga gravítica foi considerado um período de 1 segundo, definindo um número máximo de 100 incrementos. Os valores dos incrementos mínimo e máximo adotados correspondem a $1e-5$ e 0,2, respetivamente. Para o *step* da carga lateral, foi definido um período de 20 segundos. Foi definido um número máximo de 10000 incrementos, sendo que o incremento mínimo considerado foi de $1e-15$ e o máximo 0,01 de forma a evitar problemas de convergência.

De seguida, foram aplicadas as restrições e interações entre elementos necessárias de forma a obter o comportamento pretendido da estrutura. Assim, a restrição *embedded region* foi utilizada para criar interação entre a armadura da parede e a própria parede, e para criar interação entre os varões de ligação (elementos integrados) e a viga de fundação e a parede estrutural (elementos hospedeiros). Esta restrição é usada para especificar um elemento ou um grupo de elementos que se encontram integrados num grupo de elementos hospedeiros cuja resposta vai ser usada para restringir os graus de liberdade translacionais dos nós integrados. (i.e., nós dos elementos integrados) [9].

Para aplicar a lei de deslocamentos pretendida, foi necessário criar um ponto de referência (RP1), junto à face lateral do topo da parede. Para este interagir com a estrutura, foi adotada uma restrição do tipo *coupling* entre o ponto de referência e a superfície em que se pretendeu realizar a aplicação

da carga, conforme se pode observar na Figura 36. A restrição *coupling* no ABAQUS faz com que o ponto de referência fique acoplado à superfície definida constituída pelos nós de acoplamento, ou seja, todos os deslocamentos e rotações que o nó possa sofrer, são aplicados de igual magnitude na superfície definida [9].

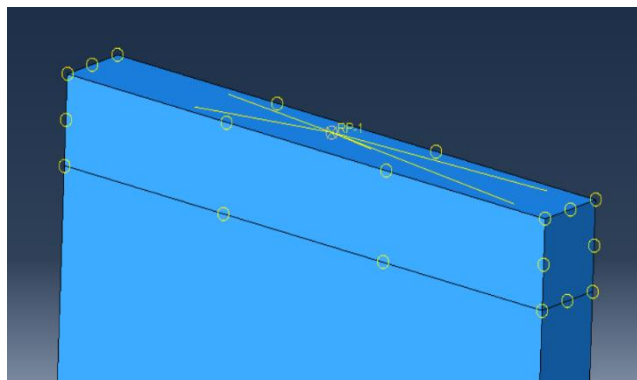


Figura 36 - Ponto de referência RP1 e vista geral da restrição *coupling* do modelo ABQ.

Adicionalmente, foi definido o contacto entre a base da parede estrutural e o topo da viga de fundação. Para definir o contacto foi necessário associar uma lei de comportamento tangencial e comportamento normal entre as duas superfícies. Para o comportamento tangencial, a formulação da fricção definida foi do tipo *rough*, traduzindo uma condição em que não existe deslizamento entre as duas superfícies e para o comportamento normal, foi definido um contacto do tipo *hard*, representando uma condição em que a transferência de tensões de tração entre as interfaces não é permitida [9].

A última etapa na preparação das análises numéricas utilizando consistiu na definição das condições fronteira, das cargas e da lei de deslocamentos. Foi definida uma condição de fronteira do tipo deslocamento/rotação correspondente à restrição das superfícies da viga de fundação de se deslocarem em todas as direções, correspondente a um encastramento perfeito (Figura 37). A parede foi impedida de se deslocar para fora do seu plano e de rodar e sobre o seu eixo de forma a evitar fenómenos de torção.

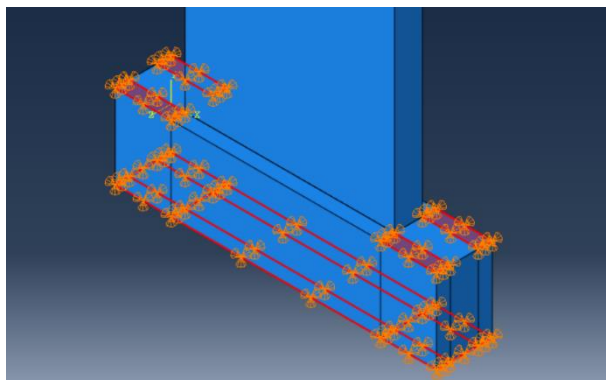


Figura 37 - Condições de fronteira aplicadas na viga de fundação no modelo ABQ.

A carga gravítica foi definida considerando o peso da parede e aplicou-se uma pressão distribuída equivalente sobre a superfície do topo da parede. De seguida, foi definido o deslocamento lateral do ponto de referência. Para isso, foi necessário associar uma condição de fronteira do tipo deslocamento/rotação ao ponto de referência RP-1, tendo sido definido um deslocamento máximo de 60 milímetros ao longo do plano da parede. Este valor corresponde ao deslocamento máximo obtido no ensaio RIS1D25C.

3.5 – Apresentação e discussão dos resultados

Nesta subsecção serão apresentados os resultados numéricos sob forma de curvas força-deslocamento. É de referir que para os modelos numéricos foram realizadas apenas análises *pushover*. Para as análises cíclicas verificaram-se erros de convergência numérica em ambos os modelos que só foram resolvidos perto do final da entrega da dissertação, não tendo sido possível integrar a tempo esses resultados no presente documento. O comportamento histerético deste tipo de ligações é algo complexo pois, após a cedência dos varões, estes vão apresentar deformações residuais entre ciclos, o que significa que, a certo instante, a resistência do elemento deixa de estar governada pelos varões e pelo contacto entre os elementos de betão e passa a estar governada exclusivamente pelos varões, pois perde-se o contacto entre a viga e a parede.

Em primeiro lugar, serão apresentados os resultados experimentais correspondentes ao ensaio RIS1D25C e de seguida, é feita a comparação entre os modelos numéricos e o ensaio experimental.

3.5.1. Resultados experimentais

Nos ensaios experimentais em que se recorreu à utilização de varões de ligação, é referido pelos autores que se observaram danos mínimos no betão, tanto na parede como na viga, mesmo para deslocamentos de topo elevados correspondentes à rotura do mecanismo das ligações. No geral, os danos no betão foram limitados e concentrados na proximidade dos varões de ligação [19]. Na Figura 38 é possível observar os danos no betão e nos varões de ligação no final dos ensaios dos modelos A1D25M-G e A1D25C-G.

Os autores descrevem que os modelos cujas ligações foram construídas através de furos *in-situ* com 0,30 metros de profundidade nas vigas, recorrendo à utilização de resina epóxi como material de ligação entre o betão e o varão de ligação, resultaram em perdas de aderência devido ao escorregamento na interface resina-viga, o que levou a uma perda de resistência e resposta assimétrica da parede sob carregamentos cíclicos. No caso dos modelos em que se usaram bainhas de aço corrugado nas vigas e argamassa não-retráctil como material de ligação, correspondentes aos modelos RIS1D25C e RIS2D25C, foram garantidas condições de aderência adequadas.

Comparando as curvas força-deslocamento dos modelos A1D25M-G e A1D25C-G, ilustradas na Figura 26a, pode-se observar uma perda significativa de rigidez inicial no ensaio monotônico que não é justificada pelos autores. Esta pode ser justificada por uma possível má ancoragem da viga de fundação à laje de reação do laboratório ou pelo deslizamento da parede relativamente à viga de fundação por problemas de aderência dos varões, pois idealmente a curva força-deslocamento deste ensaio deveria ser próxima da envolvente da curva histerética relativa ao modelo A1D25C-G.



Figura 38 - Danos observados: a) modelo A1D25M-G [10]; b) modelo A1D25C-G [10].

Comparando as curvas histeréticas dos modelos A1D25C-G e R1S1D25C, apresentadas nas Figuras 39a e 39b, foi possível observar que a força correspondente ao ponto de cedência do modelo A1D25C-G foi inferior à do R1S1D25C em cerca de 27%, sendo que força lateral máxima atingida pelos modelos foi aproximadamente a mesma (diferença de 9% entre os modelos). Mais uma vez esta diferença pode ser explicada por problemas de aderência, o que significa que com o uso de mangas industriais de aço ondulado nas vigas se obteve melhor aderência entre os varões e o betão. Outra possível justificação pode estar relacionada com a instrumentação do ensaio e a monitorização dos deslocamentos da viga de fundação não ter sido utilizada para corrigir o deslocamento de topo da parede.

Os ensaios experimentais realizados demonstraram que a aderência desempenha um papel fundamental na resistência deste tipo de sistemas a ações laterais e que esta depende fortemente do material de ligação utilizado, das condições de montagem e do tipo de solução utilizado para concretização das ligações.

Dado que a aderência não é alvo de estudo neste trabalho, e dado que o modelo R1S1D25C foi o que registou, de acordo com os autores, menos problemas associados à aderência, é com este modelo que será realizada a validação da eficácia dos diferentes tipos de modelação numérica.

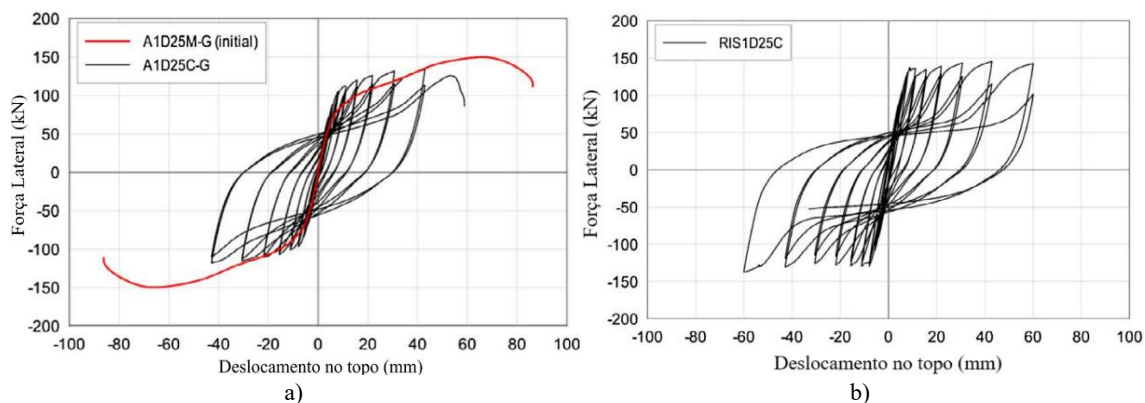


Figura 39 - Curvas força-deslocamento dos modelos a) A1D25M-G e A1D25C-G (adaptado de [10]); e b) RIS1D25C (adaptado de [10]).

Na Tabela 11 encontram-se apresentados os parâmetros de resposta da curva força-deslocamento do modelo RIS1D25C.

Tabela 11 - Parâmetros de resposta referentes ao modelo RIS1D25C.

V_y (kN)	V_0 (kN)	V_u (kN)*	Δ_y (mm)	Δ_0 (mm)	Δ_u (mm)	μ_Δ	K_y (kN/mm)	K_u/K_y
137,0	145,5	142,7	9,0	43,0	60,0	6,8	15,6	15,3

3.5.2 – Resultados numéricos

3.5.2.1 – Curva força-deslocamento

Na Figura 40 encontra-se apresentada a comparação das curvas força-deslocamento obtidas para cada tipo de modelação numérica e a resposta experimental. A curva experimental foi obtida através da envolvente da resposta histerética apresentada na Figura 39a.

Ao comparar as curvas numéricas obtidas, observou-se que os modelos ABQ e SS1 apresentaram uma rigidez inicial semelhante e maior que a rigidez captada experimentalmente. Isto pode ser justificado pelo facto de os modelos numéricos não considerarem problemas de aderência, nomeadamente o escorregamento dos varões de ligação. Já o modelo SS2 captou corretamente a rigidez inicial do sistema, provando que esta é governada pelo comportamento axial dos varões e pelo seu escorregamento, que é considerado na Equação 4 fornecida pelos autores da campanha experimental.

A rigidez de cedência não foi bem captada nos modelos ABQ e SS1 sendo que o modelo ABQ apresentou um valor cerca de 3,2 vezes superior e o modelo SS1 um valor 2,3 vezes superior. Pelo contrário, esta foi bem captada no modelo SS2, que apresentou um valor superior em apenas 9,2%.

Em relação à força de cedência, ambos os modelos apresentaram valores inferiores em comparação com o resultado experimental, sendo que no modelo ABQ a diferença encontrada foi

de 4,3% e no modelo SS1 de 7,7%. Isto pode ser justificado pela falta de informação disponibilizada pelos autores sobre a curva tensão-extensão do aço, tendo sido assumida uma lei de comportamento material com base nas considerações descritas anteriormente. O modelo SS2 corresponde ao modelo que apresentou piores resultados, tendo sido observado um valor inferior em cerca de 18,9%.

A força de corte máxima foi bem captada nos modelos ABQ e SS1 sendo que no modelo ABQ se obteve um valor superior em 8,5% e no modelo SS1 em 6%. O modelo SS2 apresenta um valor inferior em 20,5% que é justificado pelo comportamento do modelo diferir do comportamento real do sistema. Neste modelo, os varões de ligação cedem no mesmo instante diminuindo substancialmente a rigidez pós-cedência e, conseqüentemente, obtendo um valor de força lateral máxima inferior.

A força de corte correspondente ao deslocamento máximo foi igualmente bem captada pelos modelos numéricos ABQ e SS1, sendo que o modelo ABQ apresentou um valor superior em cerca de 5,1% e o modelo SS1 em 8,1%. Pelo contrário, o modelo SS2 apresentou um valor inferior em 19%.

Um parâmetro que apresentou diferenças mais significativas foi o deslocamento de cedência. Para o modelo *ABQ* obteve-se um valor 3,5 vezes inferior ao resultado do ensaio experimental e no modelo SS1 obteve-se um valor 2,6 vezes inferior. A justificação para esta disparidade de valores foi referida acima e está relacionada, em ambos os modelos, não ter sido utilizada uma condição que simule a aderência real e o escorregamento dos varões, obtendo-se assim uma rigidez inicial superior à do ensaio experimental. Para o modelo SS2 obteve-se o valor mais próximo do ensaio experimental sendo este inferior em 27,8%.

O deslocamento correspondente à força de corte máxima apresentou diferenças ligeiras no modelo ABQ, tendo-se obtido um valor inferior em 25,7%. Já nos modelos SS1 e SS2, obtiveram-se valores superiores em 39,5%.

Comparando a ductilidade relativa, obteve-se um valor 3,4 vezes superior no modelo ABQ e 2,5 vezes superior no modelo SS1, sendo esta diferença justificada pelo desvio observado no deslocamento de cedência e que, por consequência, afeta a ductilidade relativa. O modelo SS2 apresentou o melhor resultado obtendo-se um valor superior em 35,3%.

Por último, para o rácio $K_u/K_y = [(V_u / \Delta_u) / (V_y / \Delta_y)]$, obteve-se um valor aproximadamente 3,1 vezes superior no modelo ABQ e 2,4 vezes superior no modelo SS1 em relação ao ensaio experimental. Uma vez mais esta diferença significativa é justificada pelos desvios observados relativamente ao ponto de cedência. No modelo SS2 verificou-se um valor inferior em 26,1% devido à boa aproximação do deslocamento de cedência, em relação aos outros modelos.

Resumidamente, pode-se concluir que nos modelos ABQ e SS1, a força lateral de cedência, máxima e última foram bem captadas, assim como o deslocamento correspondente à força máxima. Pelo contrário, o deslocamento de cedência não foi bem captado o que, consequentemente, levou a que a rigidez de cedência, ductilidade relativa e o rácio K_u/K_y apresentassem desvios consideráveis. Em relação ao modelo SS2, a rigidez inicial e a rigidez de cedência foram bem captadas, obtendo-se resultados mais próximos dos reais referentes ao deslocamento de cedência, à ductilidade relativa e ao rácio K_u/K_y em comparação com os restantes modelos. A força de cedência, máxima e última não foram bem captadas apresentando desvios na ordem dos 20%.

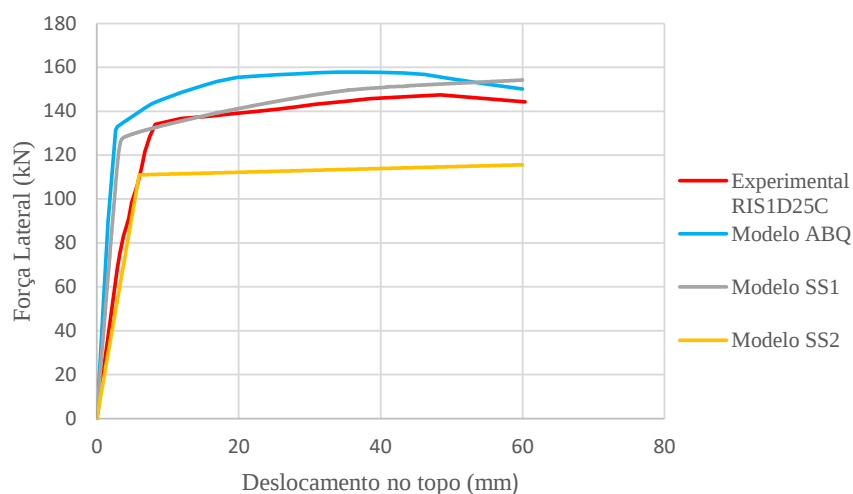


Figura 40 - Comparação das curvas força-deslocamento.

Tabela 12 - Comparação dos parâmetros de resposta experimentais e numéricos.

Parâmetros de resposta	Ensaio Experimental	Modelo Numérico ABQ	Rácio (%)	Modelo Numérico SS1	Rácio (%)	Modelo Numérico SS2	Rácio (%)
V_y (kN)	137,0	131,3	-4,3	127,2	-7,7	111,1	-18,9
V_0 (kN)	145,5	157,8	8,5	154,2	6,0	115,6	-20,5
V_u (kN)*	142,7	150,0	5,1	154,2	8,1	115,6	-19,0
Δ_y (mm)	9,0	2,6	-72,3	3,5	-61,2	6,5	-27,8
Δ_0 (mm)	43,0	34,2	-25,7	60,0	39,5	60,0	39,5
Δ_u (mm)	60,0	60,0	0,0	60,0	0,0	60,0	0,0
μ_Δ	6,8	23,1	240	17,1	151,4	9,2	35,3
K_y (kN/mm)	15,6	50,5	223,7	36,3	132,6	17,1	9,6
K_u/K_y	15,3	5,0	-206	6,3	-142,0	11,3	-26,1

Em que:

V_y corresponde à força de cedência;

V_0 corresponde à força de corte máxima,

V_u^* corresponde à força de corte correspondente ao deslocamento máximo;

Δ_y corresponde ao deslocamento de cedência;

Δ_0 corresponde ao deslocamento correspondente à força de corte máxima;

Δ_u corresponde ao deslocamento máximo;

μ_Δ corresponde à taxa de ductilidade de deslocamento (Δ_u / Δ_y)

K_y corresponde à rigidez de cedência (V_y / Δ_y)

K_u / K_y corresponde ao rácio da secante da rigidez correspondente ao deslocamento máximo versus cedência $[(V_u / \Delta_u) / (V_y / \Delta_y)]$.

* Os valores dos modelos numéricos correspondem ao deslocamento máximo atingido no ensaio RIS1D25C.

Importa também referir que os valores obtidos no modelo ABQ, após a cedência da ligação são ligeiramente superiores aos do resultado experimental. Uma das justificações possíveis para o sucedido poderá estar na utilização dos elementos de barra para a simulação dos varões de ligação. Os elementos de barra são elementos que funcionam como apoios rotulados, permitindo rotação nas suas extremidades e deformam-se predominantemente segundo um eixo. As suas propriedades levam a uma pobre aproximação do fenómeno de flexão aumentando de certa forma a rigidez do varão em relação ao ensaio experimental. Alternativamente, testou-se o uso de um elemento viga que transmite forças nos seis graus de liberdade e capta a deformação do varão com maior precisão, mas o uso desse tipo de elementos resultou em problemas de convergência numérica devido à abertura da junta entre a parede estrutural e a viga de fundação. A Tabela 12 apresenta um sumário dos resultados experimentais e numéricos.

3.5.2.2 - Abertura entre a viga e a parede

No ensaio experimental foram colocados transdutores de deslocamento de forma a captar o valor da abertura da junta entre os elementos. À medida que se dá o incremento de carga lateral, o varão mais tracionado irá sofrer deformações relevantes, o que consequentemente resultará na abertura da junta entre a parede estrutural e a viga de fundação. A simulação numérica utilizando o modelo ABQ permitiu fazer este tipo de análise detalhada, como representado na Figura 41. Considerou-se importante que este valor se encontre bem ajustado ao valor experimental uma vez que a abertura da junta está delimitada pelas zonas da parede que se encontram sujeitas a tensões de tração e de compressão. A abertura é assim observada após o alinhamento da linha neutra e vai variando progressivamente ao longo da análise/ensaio.

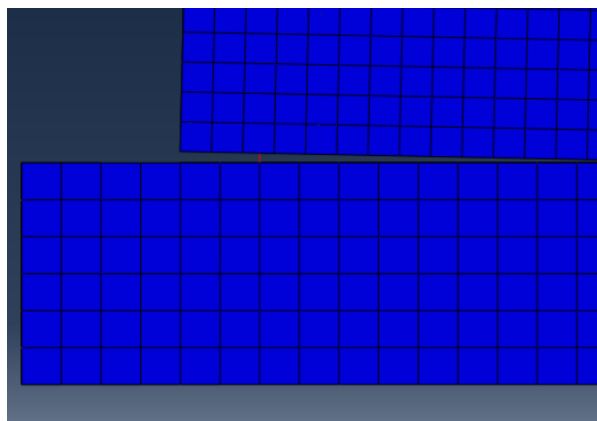


Figura 41 - Pormenor relativo à abertura da junta capturada com o modelo ABQ.

Na Figura 42 é apresentado o gráfico que representa a evolução da abertura da parede em função do deslocamento de topo referente ao modelo RIS1D25C e ao modelo numérico ABQ. É possível observar que para um deslocamento de topo de 60 milímetros, a parede levantou cerca de 17 milímetros, enquanto no modelo numérico ABQ apresentou um valor de 25 milímetros. Esta diferença pode ser explicada pela localização do sensor de deslocamento que realizou esta medida, uma vez que esta informação não é claramente fornecida pelos autores.

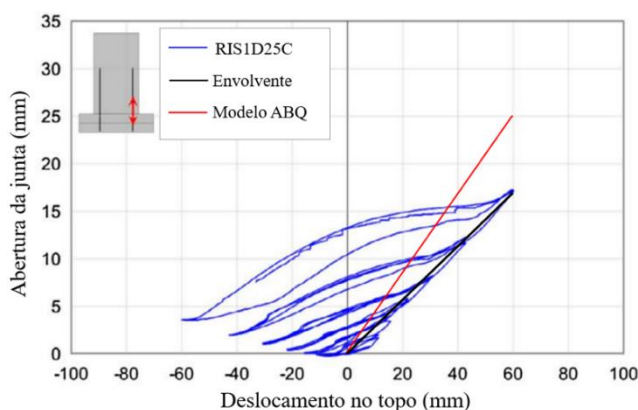


Figura 42 - Evolução da abertura da parede em função do deslocamento de topo (adaptado de [10]).

3.5.2.3 – Análise de tensões e extensões

3.5.2.3.1 - Aço

Para facilitar a compreensão do leitor, a seguinte nomenclatura foi adotada para os varões de ligação, nomeadamente varão 1 e varão 2 para o varão mais tracionado e menos tracionado, respetivamente, conforme ilustra a Figura 43.

A evolução das curvas tensão-extensão nos varões de ligação e a variação das tensões em função do tempo de análise observadas no modelo ABQ encontram-se apresentadas nas Figuras 44 e 45. Observando estes resultados, é possível concluir que quando se aplica o carregamento lateral, o varão 1 começa instantaneamente a ser tracionado. Consequentemente, este vai entrar em regime plástico primeiro e a sua deformação vai provocar a abertura da junta entre a parede estrutural e

a viga de fundação. O varão 1 atingiu a sua tensão de cedência por volta dos 0,9 segundos, valor para qual o varão 2 se encontra igualmente tracionado, mas com uma tensão baixa de aproximadamente 26 MPa, o que significa que no momento da cedência do varão 1, o varão 2 se encontra muito pouco solicitado.

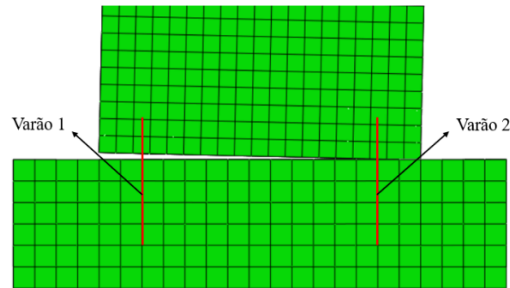


Figura 43 - Nomenclatura adotada para os varões de ligação.

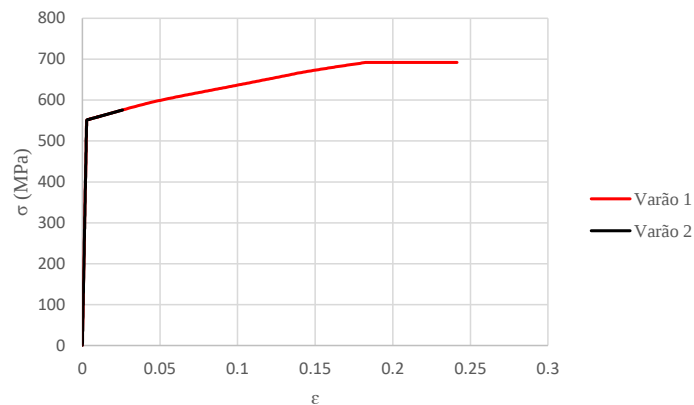


Figura 44 - Modelo ABQ: Curvas tensão-extensão referentes aos varões 1 e 2.

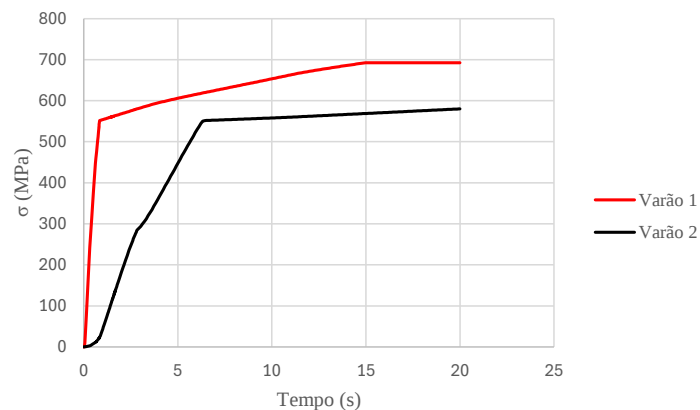


Figura 45 - Modelo ABQ: Curvas tensão-tempo referentes aos varões 1 e 2.

Na Figura 46, Figura 47 e Figura 48 encontram-se representados os instantes correspondentes à cedência do varão 1, varão 2 e o instante correspondente ao deslocamento máximo considerado. Após a cedência do varão 1 observa-se que os dois varões se continuaram a deformar devido ao progressivo aumento das tensões, até que aos 6,3 segundos o varão 2 entrou em cedência. A partir desse ponto, os dois varões encontram-se em regime plástico, até que o varão 1 atingiu a extensão última e ocorreu a sua rotura.

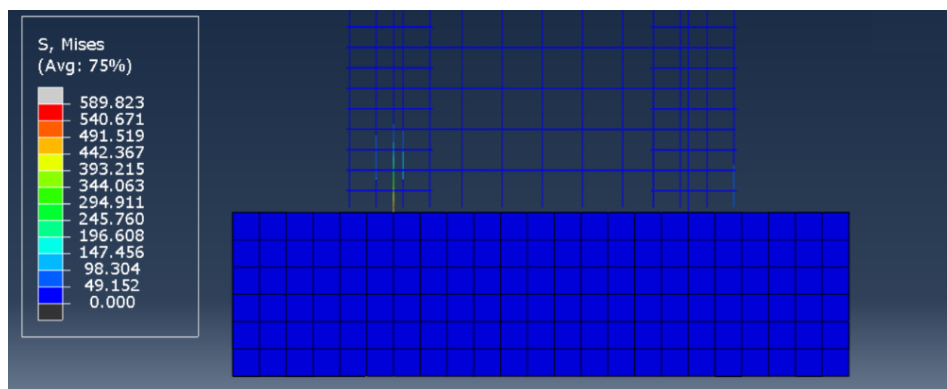


Figura 46 - Modelo ABQ – Momento da cedência do varão 1.

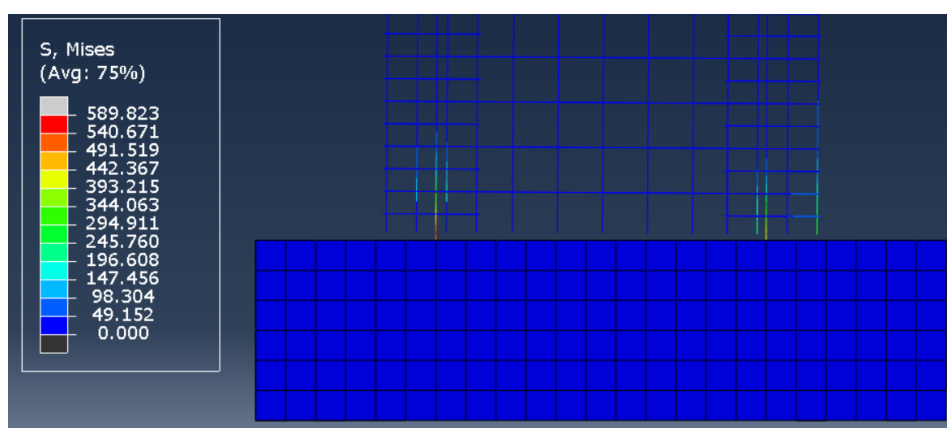


Figura 47 - Modelo ABQ – Momento da cedência do varão 2.

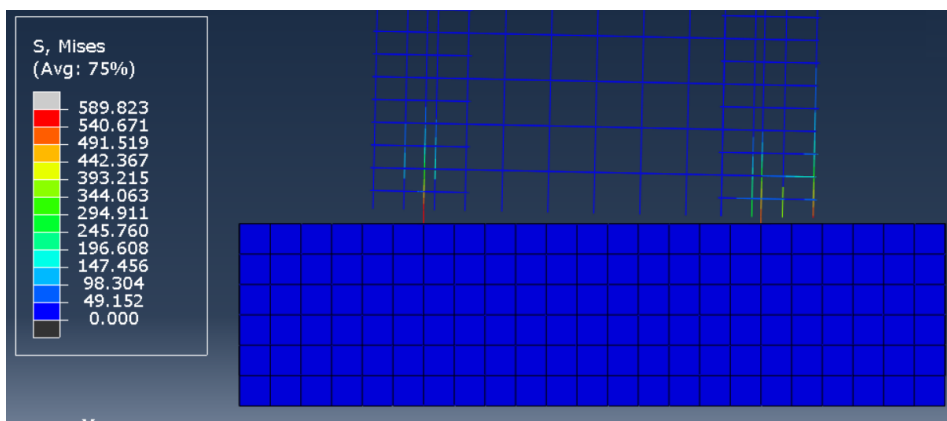


Figura 48 - Modelo ABQ – Tensões nos varões para um deslocamento no topo de 60 mm.

Observou-se que o varão 1 atingiu a tensão e extensão últimas definidas por volta dos 15 segundos, tendo depois disso entrado em patamar até atingir uma extensão de cerca de 24%. Não foi possível explicar o sucedido, mas uma hipótese a considerar é que o programa não tenha considerado a rotura do elemento e o varão 1 se tenha continuado a deformar sob tensão constante até atingir o deslocamento pretendido. O varão 2 atingiu uma tensão máxima de 585 MPa e uma extensão máxima de 2,7%.

Relativamente ao modelo SS1, no módulo *analysis output* do programa *SeismoStruct* foi possível extrair as curvas tensão-extensão em qualquer ponto da secção da parede. Para uma análise

pormenorizada das tensões e extensões ao longo do ensaio, foram retiradas as curvas tensão-extensão em quatro pontos na base da parede, dois correspondentes aos varões de ligação e os outros dois correspondentes ao betão (um na zona mais tracionada e outro na zona mais comprimida). A representação dos pontos escolhidos encontra-se definida na Figura 49.

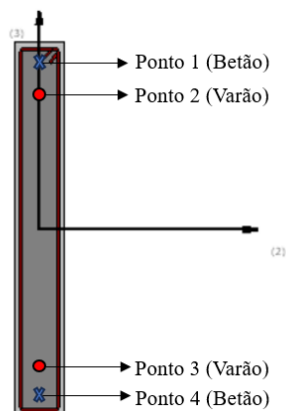


Figura 49 - Ilustração dos pontos escolhidos.

As curvas tensão-extensão referentes aos varões de ligação encontram-se na Figura 50. Observou-se que no ponto 3, para o deslocamento alvo de sessenta milímetros, o varão atingiu uma tensão de apenas 595 MPa e uma extensão de 6%. O que significa que para o deslocamento definido, o varão encontrava-se afastado da sua rotura. No ponto 2, o varão atingiu uma tensão máxima de aproximadamente 551 MPa, o que significa que este chegou a ceder, atingindo uma extensão máxima de 0,5% para o deslocamento alvo definido.

No modelo SS2, recorreu-se ao módulo *Link Hysteretic Curves* para analisar as curvas força-deslocamento na direção axial de cada mola isoladamente. A análise das curvas representadas na Figura 51 demonstrou que o comportamento das molas é simétrico e que enquanto a Mola 1 está a ser tracionada, a Mola 2 está a ser comprimida, o que difere do comportamento real dos varões de ligação no ensaio experimental. Ambas as molas atingiram uma força máxima de 281 kN, que corresponde a uma tensão de aproximadamente 574 MPa e um deslocamento axial máximo de 12 milímetros.

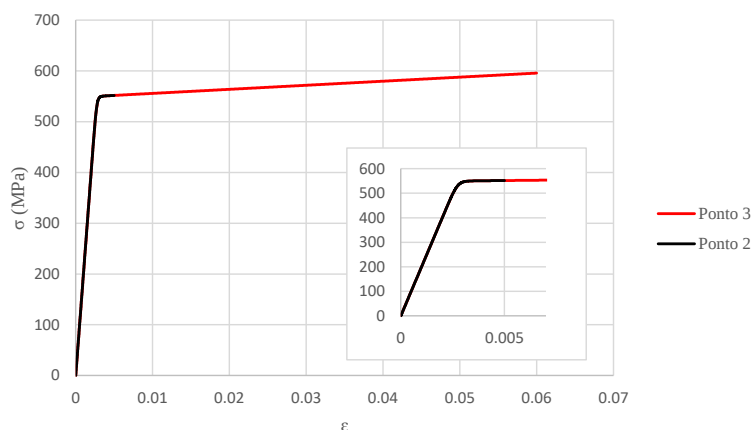


Figura 50 - Modelo SS1: Curvas tensão-extensão referentes aos pontos 3 e 2 respetivamente.

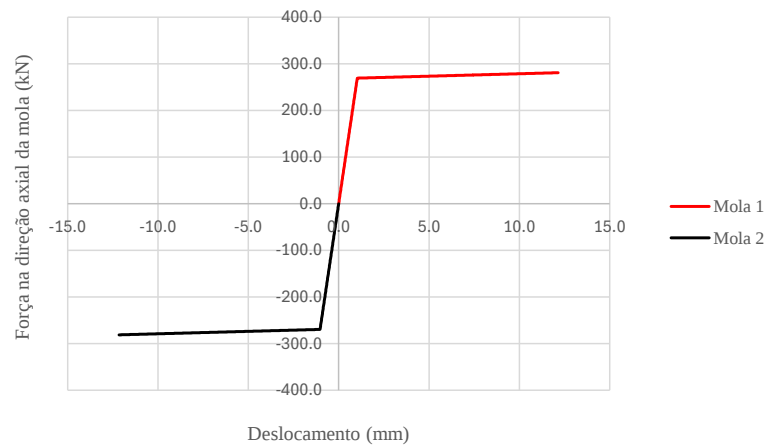


Figura 51 - Modelo SS2: Curvas força-deslocamento na direção axial referentes às molas não-lineares.

3.5.2.3.2 – Betão

Relativamente à análise da evolução das tensões no betão no modelo ABQ, observaram-se trações no lado esquerdo e compressões significativas no canto inferior direito da parede como esperado (Figura 52a e Figura 52b). Estas tensões são justificadas pelo facto de a parede comportar-se como um corpo rígido, acontecendo um movimento do tipo *rocking*, o que *significa* que a parede vai rodar em torno do ponto mais próximo da extremidade da parede no canto inferior direito.

Para uma análise mais detalhada da evolução das tensões no betão, foram retiradas as curvas tensão-extensão (Figura 53) e a evolução das tensões em função do tempo de análise (Figura 54) no betão em duas zonas: i) na periferia do lado esquerdo da parede que corresponde à zona mais tracionada; e ii) no canto inferior direito que corresponde à zona com maiores compressões.

Foi observado que o betão atingiu um valor de tensão superior à tensão de compressão máxima definida com o valor de 30 MPa. Apesar de não ter sido possível justificar o sucedido, concluiu-se que no canto inferior direito ocorreu esmagamento localizado do betão por compressão que pode ter originado problemas de convergência numérica que resultaram neste resultado anómalo. Relativamente à zona tracionada, apresentada na Figura 53, observou-se que o betão atingiu uma tensão máxima de 3,3 MPa, o que significa que o betão na periferia do lado esquerdo não atingiu a fendilhação.

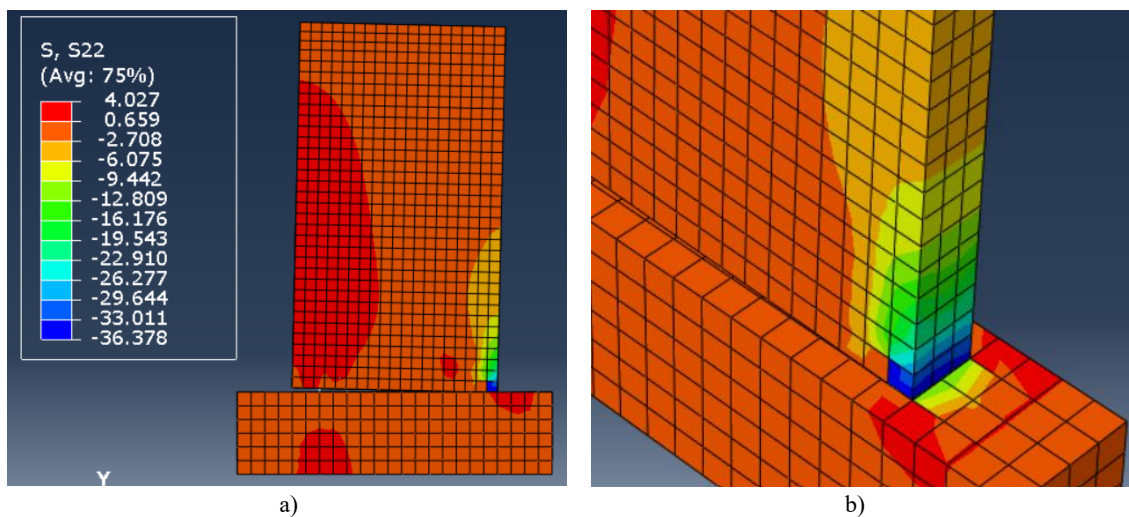


Figura 52 – a) Campo de tensões no betão no final da análise no modelo ABQ; b) Detalhe das compressões no betão observadas no canto da parede no modelo ABQ.

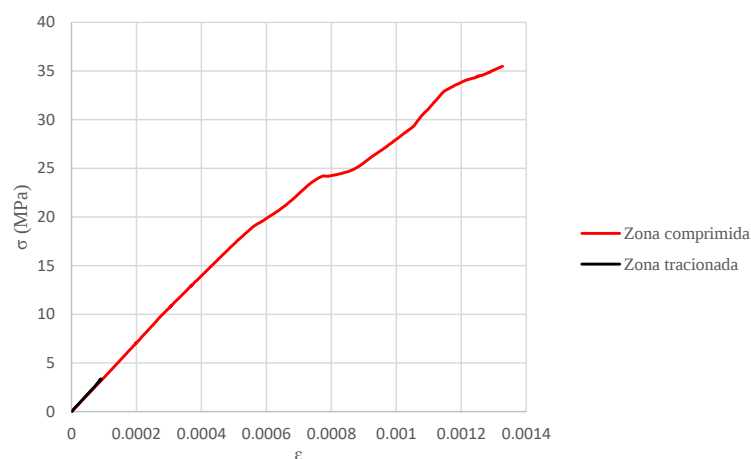


Figura 53 - Modelo ABQ: Curvas tensão-extensão na zona comprimida e na zona tracionada (Valores absolutos).

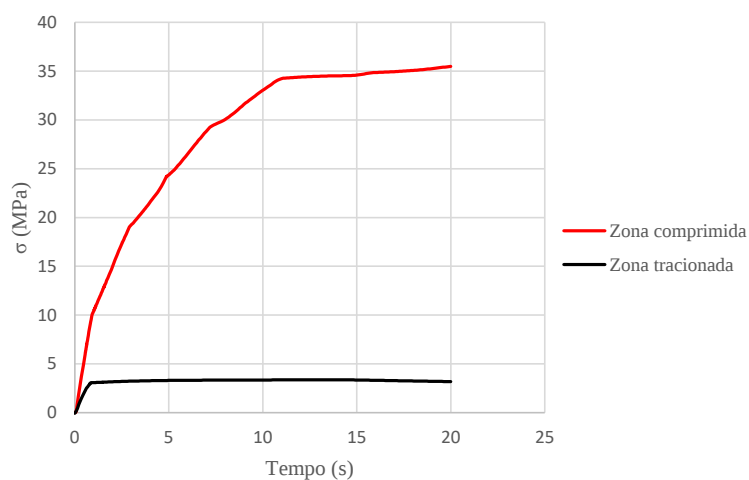


Figura 54 - Modelo ABQ: Curvas tensão-tempo do betão na zona comprimida e na zona tracionada (Valores absolutos).

Outro fenómeno que foi possível observar foi a variação da linha neutra na base da parede ao longo da análise. Ao aplicar a carga lateral, observaram-se compressões na zona posterior ao varão 2. Assim que este varão iniciou a deformação ocorreu o levantamento da parede nessa zona, o que fez com que as compressões se concentrassem na periferia da parede resultando na translação da linha neutra para a extremidade.

Importa referir que o modelo numérico ABQ não conseguiu representar o comportamento real da parede estrutural na totalidade, pois no ensaio experimental o atuador hidráulico impede o topo da parede de rodar livremente. Ao impedir a rotação na totalidade, faz com que o campo de compressões na base da parede seja maior do que o observado no modelo numérico ABQ, e que o varão 2 se encontre à compressão até ocorrer o levantamento da parede devido à extensão do varão 1.

Foi realizada a mesma análise para o modelo SS1, nomeadamente as curvas tensão-extensão referentes aos pontos 1 e 4 encontram-se apresentados na Figura 55. Observando as curvas, concluiu-se que no ponto 1 se verificaram compressões que simulam o contacto entre a parede estrutural e a viga de fundação. No respetivo ponto verificou-se uma tensão máxima de aproximadamente 41 MPa e uma extensão máxima de 0,36% para o deslocamento considerado. Este resultado significa que o betão excedeu a sua tensão de compressão máxima e atingiu a extensão última definidas nessa zona, verificando-se o seu esmagamento. No ponto 4, dado a situar-se numa zona onde a parede estaria tracionada, os valores de tensão obtidos foram nulos, o que seria de esperar pois a resistência à tração foi desprezada como referido anteriormente.

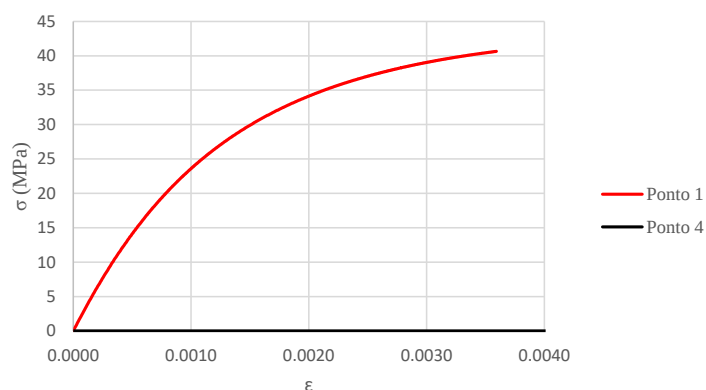


Figura 55 - Modelo SS1: Curvas tensão-extensão referentes ao: a) ponto 1; e b) ponto 4.

No modelo SS2, as tensões no betão não foram captadas corretamente. Na Figura 56 é possível observar que o ponto 1, correspondente à zona comprimida apresenta um valor de extensão de - 0,02% , atingindo uma tensão máxima positiva de 11,6 MPa, fenómeno que não é possível explicar. O ponto 4 correspondente à zona tracionada apresenta igualmente uma tensão máxima de 11,6 MPa e uma extensão de 0,07%. Após a observação das curvas força deslocamento,

conclui-se que o modelo SS2 não é uma boa solução pois não capta a interação entre os varões de ligação e os elementos de betão de forma adequada.

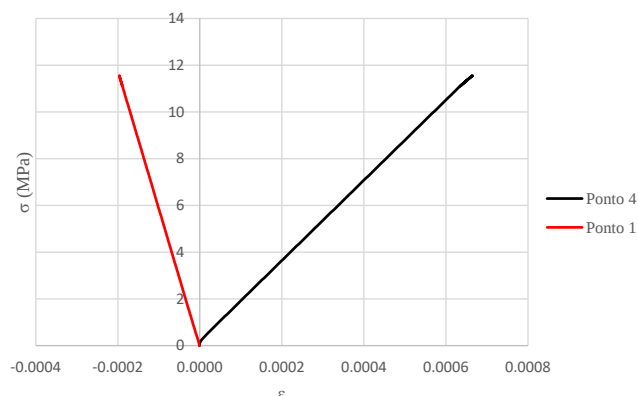


Figura 56 - Modelo SS2: Curvas tensão-extensão do betão a) No ponto 1 e b) o ponto 4.

3.6 – Considerações finais

Após a extensa análise dos resultados, concluiu-se que a resistência deste tipo de ligações, sem esforço axial significativo, é dada predominantemente pela resistência dos varões de ligação, verificando que a contribuição do betão para a resistência global do sistema é pouco explorada.

Através da análise do modelo ABQ, observou-se que quando o varão 1 entra em cedência, dá-se uma perda substancial da rigidez global da ligação, o que já não acontece quando o varão 2 entra em cedência, em que a perda de rigidez é bastante inferior. Isto significa que a resistência deste tipo de ligações se encontra fortemente condicionadas pela cedência de um dos varões.

Acredita-se que a cedência do varão 2 deve ocorrer para um deslocamento de topo superior ao verificado, pois na realidade este deve-se encontrar comprimido nos instantes iniciais, ao contrário do que acontece no modelo numérico em que se encontra sempre tracionado mesmo para valores baixos de tensão.

Na Figura 57 observa-se o comportamento teórico deste tipo de ligações:

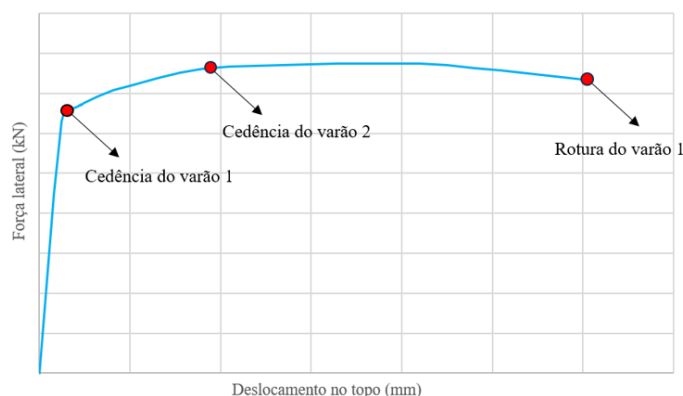


Figura 57 - Curva teórica representativa do funcionamento das ligações com varões sem esforço axial significativo.

Sobre os modelos ABQ e SS1, concluiu-se que ambos apresentaram uma boa aproximação da capacidade resistente do sistema parede-viga, em que a força de cedência e a força última foram corretamente estimadas, verificando-se diferenças inferiores a 9% em relação ao resultado experimental. Em relação ao deslocamento de cedência do sistema, este não foi bem captado devido aos modelos não considerarem a aderência e o consequente escorregamento dos varões de ligação. O modelo ABQ e o modelo SS1 apresentaram valores 3,5 e 2,6 vezes superiores em relação ao resultado experimental, respetivamente. O modelo em que se obteve melhores resultados foi o SS1 e este revela-se uma excelente alternativa ao modelo ABQ, que é mais detalhado e complexo. O modelo SS1 necessita de menos exigência computacional e apresenta igualmente resultados bastante aproximados do ensaio experimental. O modelo SS2 não se revelou adequado, pois o seu comportamento difere do comportamento do sistema real observado no ensaio experimental. Apesar de este captar a rigidez inicial com elevada precisão, apresentou valores dispares da força de cedência e da força última (diferenças de 24% e 30% respetivamente). A limitação do modelo reside no facto de não captar corretamente a interação entre o aço e o betão. O betão acaba por ter um papel importante e influencia o comportamento do varão 2, pois trata-se do contacto entre a parede e a viga que permite à parede sofrer um movimento do tipo *rocking* e que o varão 2 passe de estar comprimido para tracionado. Ao não considerar esse contacto, a parede encontra-se a rodar livremente e enquanto uma das molas se encontra à tração, a outra está a ser comprimida permitindo que os varões de ligação entrem em cedência no mesmo instante de tempo e reduzindo a rigidez pós-cedência global do sistema.

Apesar de se verificarem diferentes resultados, não é possível concluir qual deles é que se aproxima com maior precisão relativamente ao resultado experimental, devido à falta de informação disponibilizada pelos autores. Consequentemente, as curvas obtidas ficam a carecer de uma futura validação para um novo trabalho. É pertinente reforçar que as simulações foram realizadas apenas para a aplicação de carregamentos monotónicos, pelo que futuramente devem ser realizadas para carregamentos cíclicos.

É importante realçar que este ensaio não corresponde a um caso real pois o esforço axial na estrutura corresponde apenas ao peso da parede. Se colocarmos este tipo de paredes num edifício, estas vão estar sujeitas a esforços axiais provenientes da laje e de outras paredes que podem ser colocadas sobre esta. O comportamento da parede para valores de esforço axial variáveis irá ser estudado no próximo capítulo referente ao estudo paramétrico.

4 - Estudo paramétrico

4.1 – Introdução

Para uma melhor compreensão do comportamento de elementos laminares pré-fabricados ligados através de varões de ligação sujeitos a ações laterais, foi realizado um estudo paramétrico com o objetivo de avaliar a influência das seguintes variáveis na resposta global do sistema parede-viga e nos varões de ligação:

- i) Esforço axial;
- ii) Diâmetro dos varões utilizados na ligação mecânica;
- iii) Número de ligações;
- iv) Localização dos varões de ligação;

Cada uma destas variáveis foi estudada através da análise das curvas de capacidade resultantes de análises não-lineares *pushover*. Todas as análises foram realizadas para um deslocamento de topo máximo Δ_u igual a 60 milímetros, correspondente ao deslocamento máximo verificado no ensaio experimental simulado no capítulo anterior [10]. Neste capítulo a força correspondente ao deslocamento máximo é referida como força última V_u , sendo que esta não corresponde à força de rotura das ligações. Para cada curva de capacidade foram extraídos os seguintes 6 parâmetros de resposta representados na Figura 58.

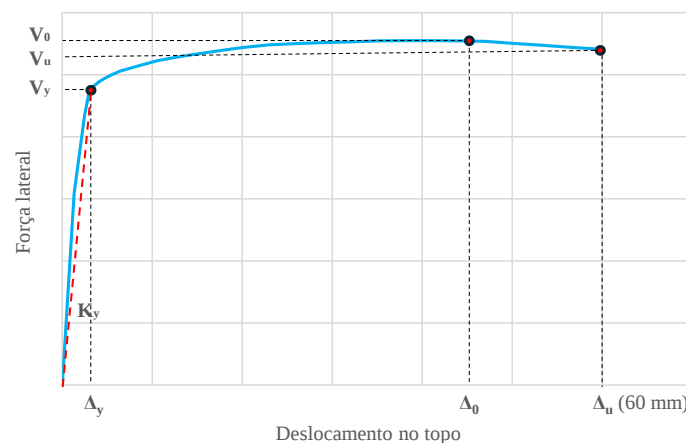


Figura 58 - Parâmetros de resposta estudados.

Em que:

- i) V_y - Força de cedência;
- ii) V_0 - Força de corte máxima;
- iii) V_u - Força de corte última;
- iv) Δ_y - Deslocamento de cedência;
- v) Δ_0 - Deslocamento correspondente à força de corte máxima;
- vi) K_y - Rigidez de cedência (V_y / Δ_y).

Para a determinação do deslocamento de cedência Δ_y das curvas força-deslocamento resultantes das análises recorreu-se à proposta do anexo B do Eurocódigo 8 [32], nomeadamente à determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica, transformando as curvas obtidas em curvas bilineares. A força lateral de cedência considerada foi a força correspondente ao deslocamento de cedência obtido.

Um aspeto importante, e que já foi abordado no capítulo anterior, é a análise da capacidade de previsão do comportamento do sistema parede-viga utilizando técnicas de modelação simplificadas ou mais detalhadas e complexas. Neste sentido, este estudo paramétrico foi realizado em paralelo utilizando as técnicas de simulação numérica adotadas no modelo numérico SS1 no *SeismoStruct* e no modelo ABQ no ABAQUS. Assim, os resultados dos modelos SS1 e ABQ serão utilizados neste estudo paramétrico como referências. As dimensões geométricas, materiais e armaduras utilizadas na validação das técnicas de simulação numérica realizadas no capítulo 3 foram mantidas para este estudo paramétrico e utilizadas como referência. Todas as variações foram feitas comparativamente aos modelos originais. Para o estudo do efeito de cada variável foram avaliadas as diferenças relativas entre as previsões feitas utilizando o modelo SS1 e o modelo ABQ.

4.2 – Influência do esforço axial

Para o estudo da influência do esforço axial na resistência deste tipo de sistemas, foram realizadas análises em que se aplicaram carregamentos constantes no topo da parede para diferentes valores de esforço normal reduzido. No modelo SS1 foram aplicados carregamentos correspondentes a um esforço normal reduzido ν variável entre 0,1 a 1, com um incremento de 0,1 entre análises. Paralelamente, foram considerados diferentes valores de resistência à compressão característica do betão, nomeadamente 30, 40 e 50 MPa. Esta variável adicional teve como objetivo estudar de que forma o esforço normal reduzido e a resistência à compressão do betão influenciam a capacidade resistente da parede a ações laterais.

No modelo ABQ foram aplicados carregamentos correspondentes a um esforço normal reduzido variável entre 0,05 a 0,15, com um incremento de 0.05 entre análises. O objetivo inicial passava por realizar análises até atingir um esforço normal reduzido de 1, mas para valores superiores a 0,15 ocorreram erros de convergência associados ao comportamento não-linear do modelo, impedindo que esses resultados fossem considerados para esta discussão e análise. Na Tabela 13 encontram-se representados os valores de esforço axial (N_{ed}) considerados e o valor do esforço normal reduzido correspondente.

Tabela 13 - Valores de esforço axial considerados em função do esforço normal reduzido.

ν	0,05 ^A	0,10 ^{A,B}	0,15 ^A	0,20 ^B	0,30 ^B	0,40 ^B	0,50 ^B	0,60 ^B	0,70 ^B	0,80 ^B	0,90 ^B	1,00 ^B
N_{ed} (kN)	450	900	1350	1800	2700	3600	4500	5400	6300	7200	8100	9000

Em que:

A corresponde aos valores de esforço normal reduzido considerados no modelo ABQ;

B corresponde aos valores de esforço normal reduzido considerados no modelo SS1.

4.2.1 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico SS1

Na Figura 59 são apresentadas, a título de exemplo, as curvas força-deslocamento referentes às análises realizadas no modelo SS1 para uma resistência à compressão do betão de 30 MPa. Nas Tabelas 14, 15 e 16 encontram-se os parâmetros de resposta obtidos para as diferentes resistências à compressão do betão consideradas.

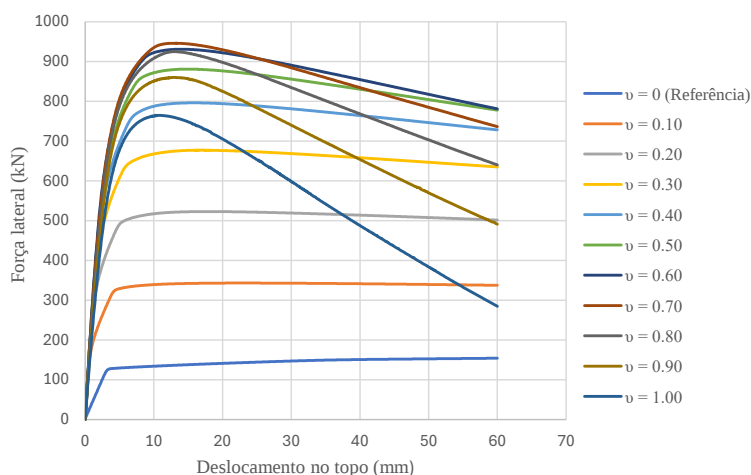


Figura 59 – Influência do esforço normal reduzido: curvas força-deslocamento para betão com resistência à compressão de 30 MPa.

Analisando a Figura 60a, verificou-se que a força lateral de cedência apresenta maiores valores entre um intervalo de esforço normal reduzido compreendido entre 0,6 e 0,7 para as diferentes resistências à compressão do betão consideradas. O aumento da resistência à compressão do betão em 10 MPa resulta num aumento do pico da força de cedência em aproximadamente 17%. Nas análises correspondentes à utilização de betões com resistência à compressão de 30 e 40 MPa, verificou-se que o aumento do esforço axial é favorável até um esforço normal reduzido de aproximadamente 0,7. Pelo contrário para o betão com resistência à compressão correspondente a 50 MPa verificou-se que o aumento do esforço axial é favorável até um valor de esforço normal reduzido de aproximadamente 0,6. Para valores de esforço normal superiores verifica-se uma redução da força de cedência. Desta análise pode-se concluir que a utilização do betão com maior resistência à compressão (pelo menos até 50 MPa) é favorável pois consegue-se obter uma força de cedência superior para um valor de esforço normal reduzido inferior. A utilização de um betão

com resistência à compressão de 50 MPa permite obter uma força de cedência equivalente à de pico dos ensaios de 30 e 40 MPa para valores de esforço normal reduzido inferiores em 57% e 43%, respetivamente.

A evolução da força máxima em função do esforço normal reduzido e da resistência à compressão do betão, apresentada na Figura 60b, é semelhante à observada na força de cedência, sendo que os picos da força lateral máxima se encontram num intervalo de esforço normal reduzido compreendido entre 0,6 e 0,7. O aumento da resistência à compressão do betão em 10 MPa resulta num aumento do pico da força máxima em aproximadamente 19%.

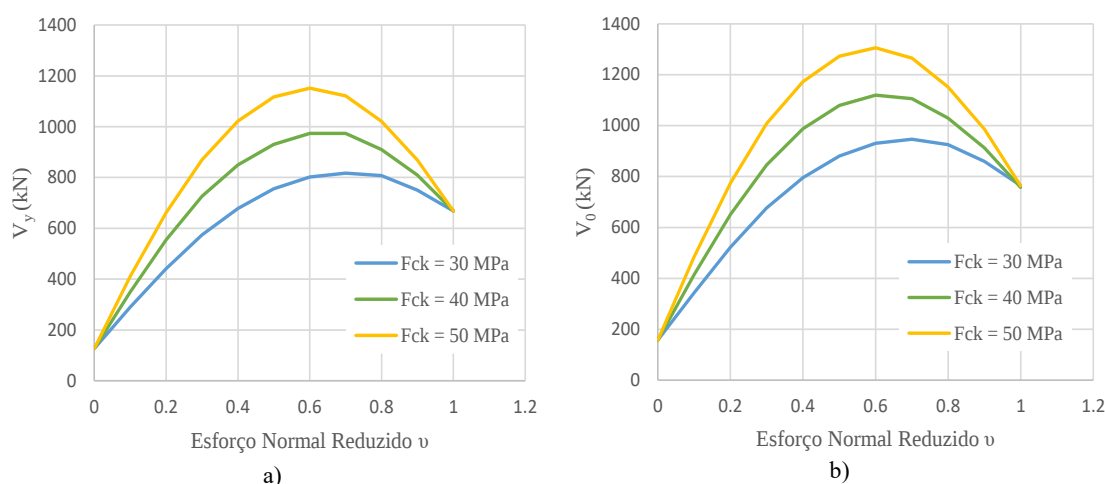


Figura 60 - Influência do esforço normal reduzido e resistência à compressão do betão: a) Força de cedência em função do esforço normal reduzido; b) Força máxima em função do esforço normal reduzido.

Observando a Figura 61, constatou-se que o pico da curva de capacidade referente à força lateral última do betão com resistência à compressão de 30 MPa é atingido para um valor de esforço normal reduzido de 0,6, sendo que para betões de 40 e 50 MPa, o pico corresponde a valores de esforço normal reduzido de 0,5 e 0,4, respetivamente. Concluiu-se que a utilização do betão com maior resistência à compressão é a solução mais favorável pois permite obter uma maior resistência lateral para um esforço normal reduzido inferior.

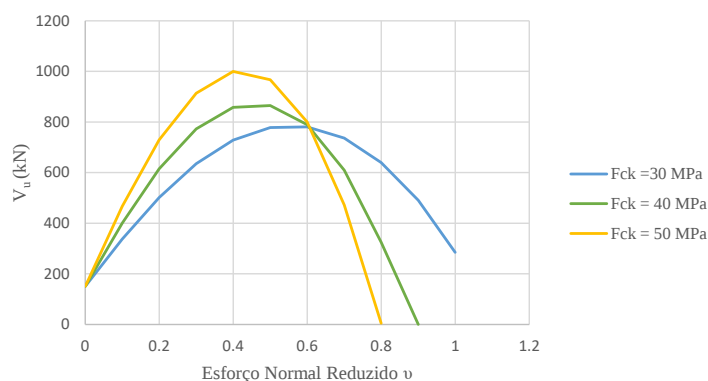


Figura 61 - Influência do esforço normal reduzido e resistência à compressão do betão: Força última em função do esforço normal reduzido.

Verificou-se que o deslocamento de cedência do sistema aumenta de forma não-linear até valores de esforço normal reduzido correspondentes a 0,8, 0,7 e 0,6 para betões com resistência à compressão de 30, 40 e 50 MPa, respetivamente, sendo que este decresce para valores superiores.

O deslocamento correspondente à força máxima das análises de referência, ou seja, sem esforço axial aplicado, corresponde ao deslocamento máximo considerado de 60 milímetros. Para um esforço normal reduzido de 0,1, observou-se que o deslocamento correspondente à força máxima diminuiu em cerca de 61% para um betão com resistência à compressão de 30 MPa, 67% para 40 MPa e 71% para 50 MPa em relação à análise de referência, sendo que para valores superiores, a sua variação é aproximadamente linear, independentemente da resistência à compressão do betão considerada.

Por último, observou-se que a rigidez de cedência aumenta até valores de esforço normal reduzido correspondentes aos picos da força lateral de cedência do sistema, independentemente do valor da resistência à compressão do betão.

Tabela 14 - Influência do esforço normal reduzido: parâmetros de resposta para uma resistência à compressão do betão de 30 MPa.

Esforço normal reduzido	$v = 0$ Referência	$v = 0,20$	$v = 0,40$	$v = 0,60$	$v = 0,80$	$v = 1$
V_y (kN)	127	441	678	802	807	669
V_0 (kN)	154	523	796	931	925	765
V_u^* (kN)	154	502	728	781	640	285
Δ_y (mm)	3,2	3,6	4,6	5,1	5,4	4,8
Δ_0 (mm)	60,0	16,4	15,9	14,4	12,9	10,9
K_y (kN/mm)	39,8	122,5	147,4	157,3	149,4	139,4

Tabela 15 - Influência do esforço normal reduzido: parâmetros de resposta para uma resistência à compressão do betão de 40 MPa.

Esforço normal reduzido	$v = 0$ Referência	$v = 0,20$	$v = 0,40$	$v = 0,60$	$v = 0,80$	$v = 1$
V_y (kN)	127	554	849	974	910	668
V_0 (kN)	156	651	988	1120	1030	757
V_u^* (kN)	156	615	858	789	325	0
Δ_y (mm)	3,2	3,9	4,9	5,3	5,1	4,4
Δ_0 (mm)	60,0	16,7	13,9	12,1	11,0	8,0
K_y (kN/mm)	39,8	132,1	173,3	183,8	178,4	151,8

Tabela 16 - Influência do esforço normal reduzido: parâmetros de resposta para uma resistência à compressão do betão de 50 MPa.

Esforço normal reduzido	$\nu = 0$ Referência	$\nu = 0,20$	$\nu = 0,40$	$\nu = 0,60$	$\nu = 0,80$	$\nu = 1$
V_y (kN)	127	661	1022	1152	1021	669
V_0 (kN)	157	775	1174	1306	1152	764
V_u^* (kN)	157	729	1000	801	5	0
Δ_y (mm)	3,2	4,2	5,4	5,7	5,3	4,4
Δ_0 (mm)	60,0	16,2	14,4	12,6	11,0	8,0
K_y (kN/mm)	39,8	157,4	189,3	202,1	192,7	152,1

Nas Figuras 62 e 63 é possível observar as curvas tensão-extensão referentes aos varões de ligação para diferentes valores de esforço normal reduzido. Analisando as curvas tensão-extensão do varão 1 presentes na Figura 62, percebeu-se que quanto maior for o valor de esforço normal reduzido, maiores são as compressões iniciais no varão e menor é a extensão correspondente ao deslocamento de topo máximo definido em relação ao modelo de referência.

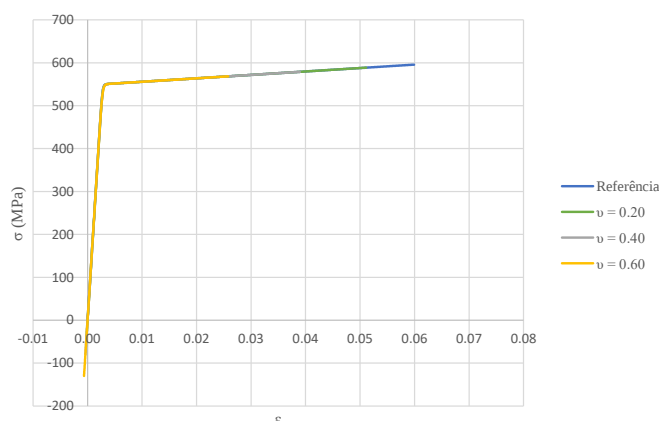


Figura 62 - Influência do esforço normal reduzido: curvas tensão-extensão referentes ao varão 1.

Através da análise da Figura 63, verificou-se que para um aumento do esforço normal reduzido até 0,10, o varão 2 atinge maiores níveis de tensão de compressão nos instantes iniciais e atinge uma menor extensão de tração para o deslocamento máximo considerado. Observou-se que as tensões de compressão no varão aumentam nos instantes iniciais da análise e de seguida, através da abertura da junta e da consequente translação da linha neutra para o canto inferior direito da parede, ou seja, para uma zona posterior ao varão 2, fazem com que o respetivo varão transite de estado comprimido para tracionado. Observou-se que para um valor de esforço normal reduzido igual a 0,20 o varão altera o seu comportamento e passa a estar sempre comprimido durante toda a análise, sendo que ao longo destas tensões e extensões aumentam. Através da realização de um

estudo complementar concluiu-se que o varão fica sempre comprimido durante toda a análise para valores de esforço normal reduzido superiores a 0,12.

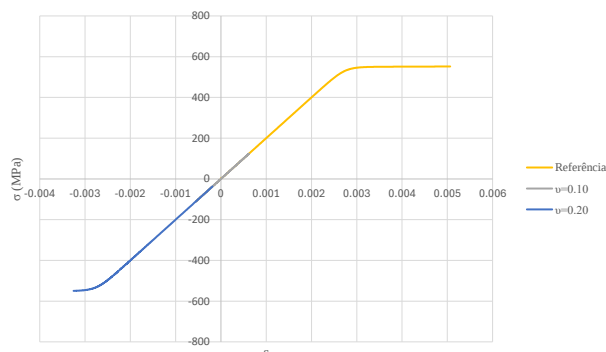


Figura 63 - Influência do esforço normal reduzido: curvas tensão-extensão referentes ao varão 2

4.2.2 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico ABQ

As curvas força-deslocamento referentes aos ensaios encontram-se representadas na Figura 64 e os respectivos parâmetros de resposta resumidos na Tabela 17. Através da análise destes resultados foi possível observar que para um incremento do valor do esforço normal reduzido até 0,15, a força de cedência, a força máxima, a força última, o deslocamento de cedência e a rigidez de cedência do sistema aumentaram. Na Figura 65 é apresentada a evolução de cada parâmetro de resposta em função do esforço normal reduzido. Adicionalmente, são apresentadas as equações de regressão linear para cada variável e o respectivo indicador de precisão das mesmas. Verificou-se que a força de cedência do sistema, V_y , varia de forma aproximadamente linear, sendo que entre incrementos de esforço normal reduzido (Figura 65a) esta aumenta cerca de 96 kN. A força lateral máxima e a força última variam de forma linear verificando-se um aumento semelhante na ordem de 115 kN entre incrementos, respetivamente (Figura 65b e Figura 65c). A variação do deslocamento de cedência é igualmente linear sendo que entre incrementos este aumenta cerca de 0,44 milímetros (Figura 65d). Por último, a rigidez de cedência aumentou entre incrementos, observando-se uma suavização da curva de crescimento para maiores valores de esforço normal reduzido.

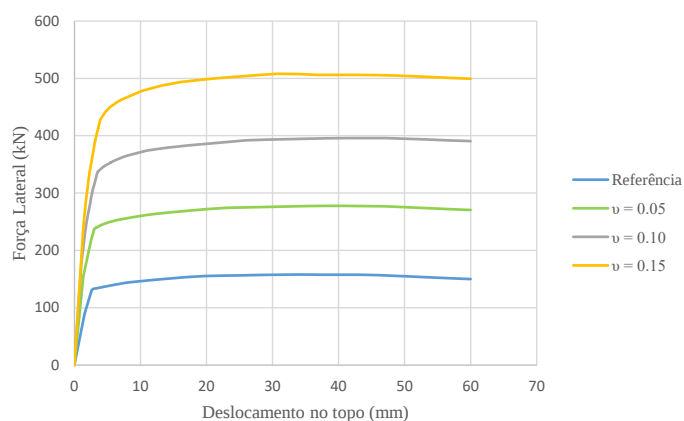


Figura 64 - Influência do esforço normal reduzido: curvas força-deslocamento.

Tabela 17 – Influência do esforço normal reduzido: resumo dos parâmetros de resposta.

Características	$\nu = 0$	$\nu = 0,05$	$\nu = 0,10$	$\nu = 0,15$
(Referência)				
V_y (kN)	131	238	337	428
V_0 (kN)	158	278	396	508
V_u^* (kN)	150	271	391	499
Δ_y (mm)	2,6	3,0	3,5	3,9
Δ_0 (mm)	34,2	41	47	31
K_y (kN/mm)	52,7	79,3	96,3	109,8

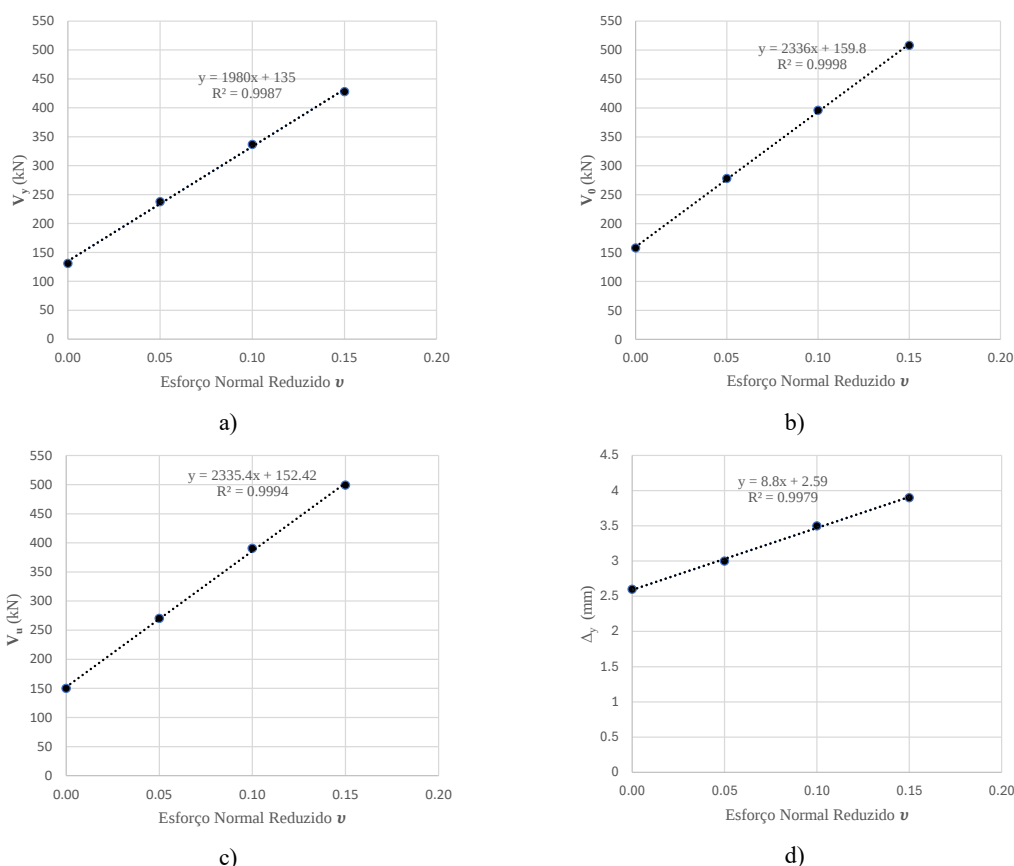


Figura 65 - Modelo ABQ: Influência do esforço axial na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y , b) Força máxima V_0 , c) Força última V_u , d) Deslocamento de cedência Δ_y

A evolução das tensões nos varões de ligação ao longo do tempo para os diferentes valores de esforço normal reduzido pode ser observada nas Figuras 66 e 67. Analisando a Figura 66 é possível concluir que para um valor de esforço normal reduzido até 0,15, correspondente à aplicação de 1350 kN no topo da parede, não se verificam compressões significativas no varão de ligação 1. Este facto pode ser explicado pela dimensão da secção da parede, o que faz com que a área de aplicação da carga axial seja elevada conduzindo a uma dispersão da tensão normal.

Observou-se igualmente que o aumento do esforço normal reduzido, devido ao aumento do esforço axial, resulta num aumento das tensões de compressão no varão 1 no instante inicial da aplicação da carga lateral. Este aumento faz com que o varão apresente uma alteração de estado de tensão, nomeadamente de compressão para tração, entrando em cedência numa fase posterior. É igualmente possível concluir que o varão entra em patamar mais perto do fim da análise para valores de esforço normal reduzido superiores.

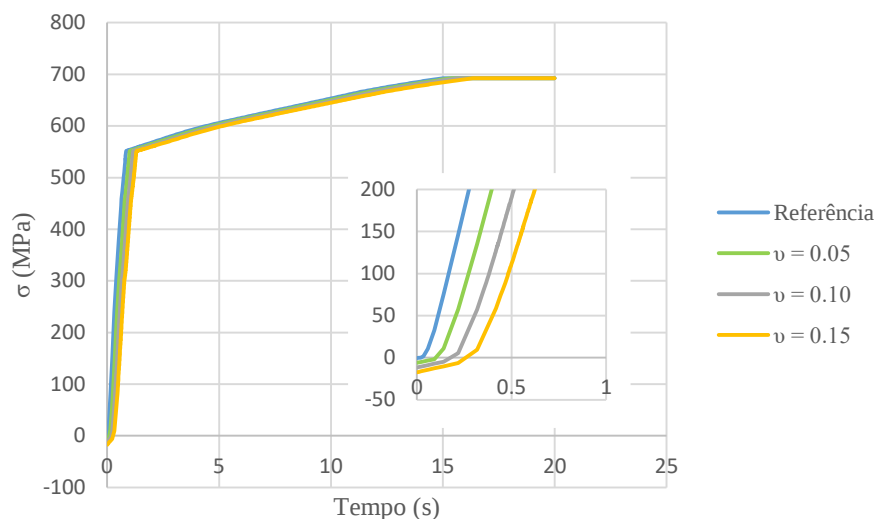


Figura 66 - Influência do esforço axial: evolução da tensão no varão 1 em função do tempo de análise.

Analisando a Figura 67, foi possível observar que com o aumento do esforço normal reduzido, a tensão de compressão no varão 2 no instante inicial da análise aumenta, semelhante ao que foi observado no varão 1. Durante a aplicação da carga lateral, observou-se que com o aumento do esforço normal reduzido a tensão de compressão no varão 2 aumenta e logo de seguida ocorre uma inversão passando a um estado de tração. Este fenómeno pode ser explicado pela atuação da força lateral em conjunto com o esforço axial aplicado. Quanto maior for o esforço normal reduzido, maior será a zona comprimida da secção transversal da base da parede, permitindo ao varão encontrar-se em compressão durante mais tempo comparativamente com o observado no varão 1. Quanto maior for o esforço normal reduzido, a linha neutra na base tem tendência a deslocar-se no sentido inverso à direção de flexão da parede.

Analisando as curvas tensão-extensão do varão 1 representadas na Figura 68, percebeu-se que quanto maior for o esforço normal reduzido, maiores serão as tensões de compressão iniciais no varão 1 e, por outro lado, a extensão máxima (correspondente ao deslocamento de topo máximo) diminui em relação ao modelo de referência, à semelhança do modelo SS1.

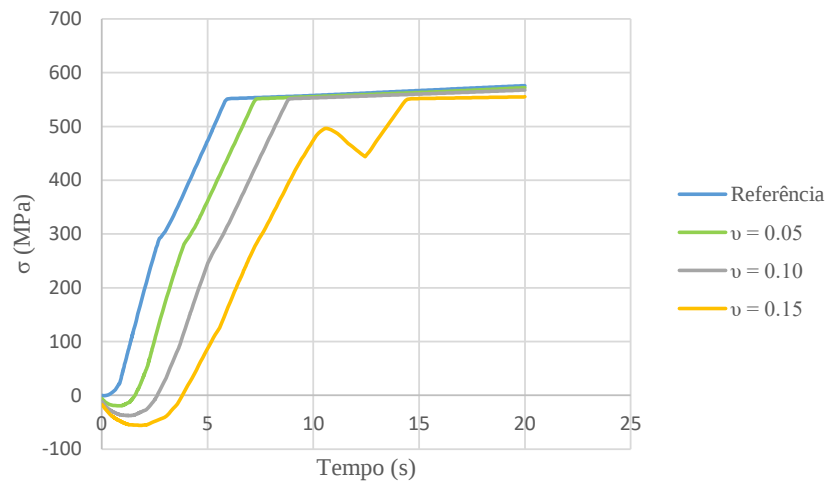


Figura 67 - Influência do esforço axial: evolução da tensão no varão 2 em função do tempo de análise.

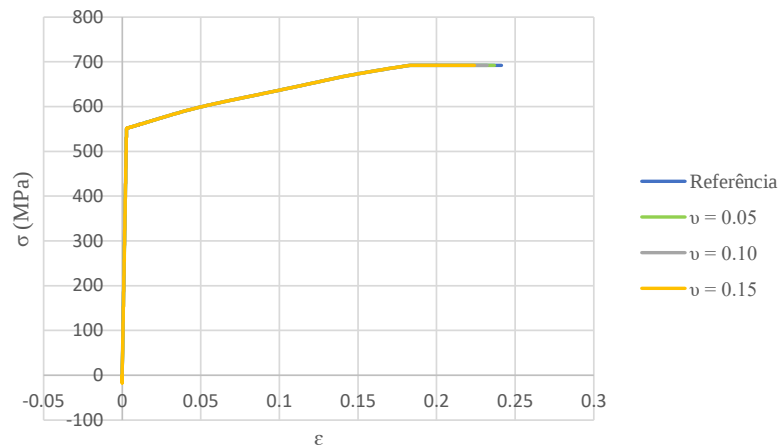


Figura 68 - Influência do esforço axial: Curvas tensão-extensão do varão 1.

Na Figura 69, verificou-se que com o aumento do esforço normal reduzido, o varão 2 atinge maiores tensões de compressão nos instantes iniciais e conseqüentemente, atinge uma menor extensão máxima de tração correspondente ao deslocamento de topo máximo atingido.

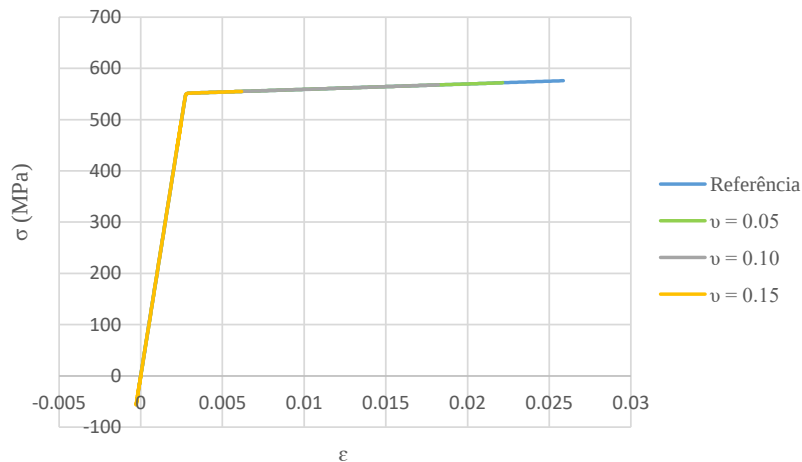


Figura 69 - Influência do esforço axial: curvas tensão-extensão do varão 2.

Concluiu-se que o aumento do esforço normal reduzido (até 0,15), é favorável para a resistência global do sistema pois um aumento do esforço axial resulta numa compressão inicial da parede e

dos varões de ligação. Ao estarem comprimidos, os varões são solicitados à tração num instante posterior, o que permite ao sistema resistir a uma força lateral superior e atingir um maior deslocamento correspondente ao ponto de cedência permitindo assim garantir uma maior capacidade resistente dos varões às ações laterais.

Verificou-se que para se atingirem tensões de compressão significativas nos varões de ligação é necessário aplicar esforços axiais elevados no topo da parede. Estas gamas de valores de esforço axial podem ser dificilmente materializadas em edifícios correntes, exceto caso sejam utilizados sistemas de pós-tensionamento nas paredes. Existe outro pormenor relevante que merece ser mencionado, nomeadamente se por um lado uma maior massa nos pisos dos edifícios pode aumentar o esforço axial reduzido nas paredes, por outro lado o comportamento global da estrutura quando sujeita a um sismo pode ficar comprometido.

A aplicação de esforços axiais elevados pode igualmente introduzir problemas relativos ao esmagamento do betão entre os dois elementos, por isso idealmente deve-se encontrar um valor de esforço normal reduzido que confira a maior resistência lateral possível e que, simultaneamente, tenha em conta as tensões de compressão no betão devido ao contacto entre as interfaces dos elementos.

4.2.3 – Comparação de resultados

A comparação entre os modelos foi realizada apenas até um valor de 0,15, devido aos erros de convergência verificados no modelo ABQ referidos anteriormente. Foi calculado para a força de cedência, força máxima e deslocamento de cedência a variação relativa correspondente ao rácio entre o modelo SS1 e o modelo ABQ sob forma de percentagem. Através da análise da Figura 70, concluiu-se que os valores da força lateral de cedência para valores de esforço normal reduzido até 0,15 de ambos os modelos, se encontram bastante próximos, sendo que apresentam diferenças que não excedem os 4%.

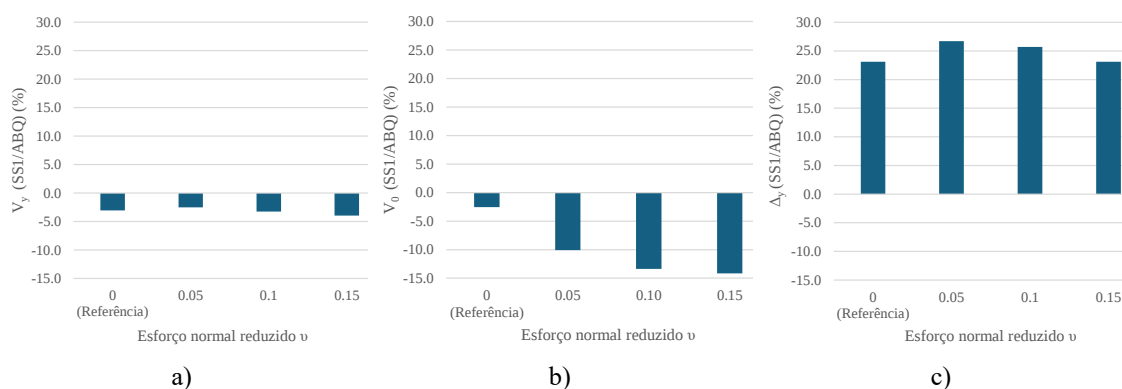


Figura 70 – Influência do esforço normal reduzido e resistência à compressão do betão: Variação relativa entre os modelos ABQ e SS1: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y .

Em relação à força máxima do sistema obtiveram-se bons resultados. Observou-se que os modelos apresentam valores muito próximos nas análises de referência (sem esforço axial aplicado), mas para valores superiores de esforço normal reduzido, a diferença de valores entre os modelos aumenta para valores na ordem dos 10 a 15%. O deslocamento de cedência corresponde ao parâmetro em que a disparidade de resultados foi mais expressiva, sendo que se verificaram diferenças na ordem dos 23 a 27%.

4.3 – Influência do diâmetro dos varões de ligação

Para analisar a influência do diâmetro dos varões de ligação foram realizadas análises para varões de ligação com 16, 20, 25 e 32 milímetros de diâmetro. No entanto, no modelo ABQ ocorreram problemas de convergência na análise correspondente ao diâmetro de 32 milímetros, pelo que não será apresentado este resultado.

4.3.1 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico SS1

Na Figura 71 encontram-se representadas as curvas força-deslocamento obtidas nos ensaios e na Tabela 17 encontram-se resumidos os parâmetros de resposta. Através da Figura 71, pode-se observar que o aumento do diâmetro dos varões se traduziu num aumento da força de cedência, da força máxima, da força última, do deslocamento de cedência e da rigidez de cedência do sistema. A força de cedência variou de forma exponencial, variando aproximadamente 28 kN entre os 16 e os 20 milímetros de diâmetro, 44 kN entre 20 e 25 milímetros e 75 kN entre os 25 e os 32 milímetros de diâmetro (Figura 72a). A força máxima variou cerca de 34 kN entre os 16 e os 20 milímetros de diâmetro, 53 kN entre 20 e 25 milímetros e 89 kN entre os 25 e os 32 milímetros de diâmetro (Figura 72b).

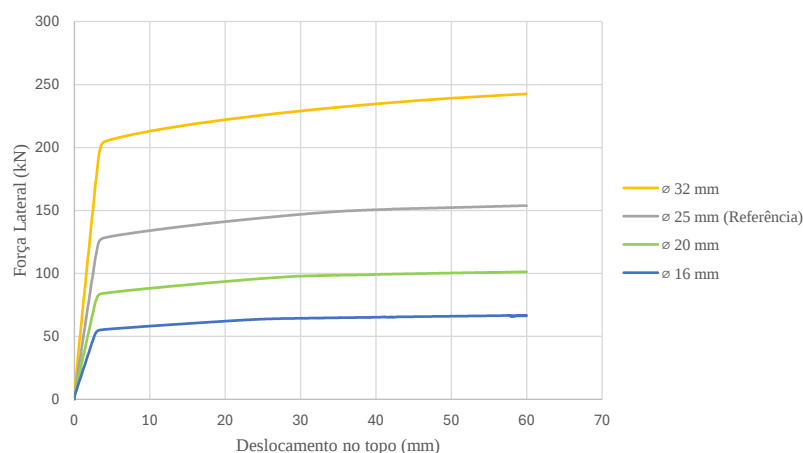


Figura 71 – Influência do diâmetro dos varões: curvas força-deslocamento.

Em relação ao deslocamento de cedência, este varia de forma aproximadamente linear, sendo que o aumento de 1 milímetro de diâmetro nos varões de ligação, corresponde a um aumento deste em 0,044 milímetros (Figura 72c). O deslocamento correspondente à força lateral máxima não

varia para os diferentes diâmetros utilizados, sendo igual a 60 milímetros. A rigidez de cedência variou de forma linear, em que o aumento em 1 milímetro de diâmetro dos varões de ligação se traduziu num aumento da rigidez em 2,4 kN/mm (Figura 72d).

Tabela 17 - Influência do diâmetro dos varões: parâmetros de resposta.

Diâmetro da ligação	Ø 16 mm	Ø 20 mm	Ø 25 mm (Referência)	Ø 32 mm
V_y (kN)	55	83	127	202
V_0 (kN)	67	101	154	243
V_u^* (kN)	67	101	154	243
Δ_y (mm)	2,9	3,0	3,2	3,6
Δ_0 (mm)	60	60	60	60
K_y (kN/mm)	18,8	26,7	39,8	56,2

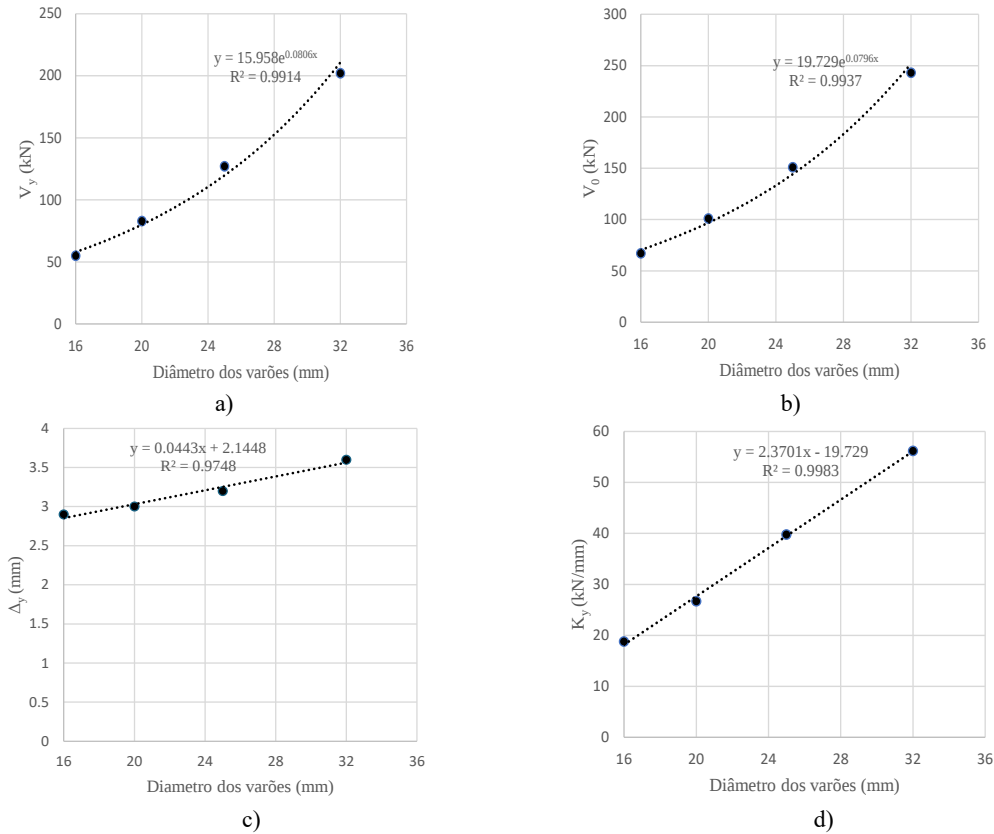


Figura 72 - Modelo SS1: Influência do diâmetro dos varões de ligação na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y , b) Força máxima V_0 , c) Deslocamento de cedência Δ_y , d) Rigidez de cedência K_y .

4.3.2 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico ABQ

As curvas força-deslocamento obtidas nas análises encontram-se presentes na Figura 73 e os respetivos parâmetros de resposta na Tabela 18. Através dos dados apresentados na Tabela 18, constatou-se que o aumento do diâmetro dos varões de ligação se traduz num aumento da força

de cedência do sistema, da força máxima e da força última. Observou-se que entre os 16 e os 25 milímetros de diâmetro, a variação da força de cedência é linear sendo que cada incremento de 1 milímetro no diâmetro dos varões de ligação corresponde aproximadamente a um incremento de 8 kN de força lateral (Figura 74a). Observou-se que a força máxima e a força última do sistema apresentam um comportamento aproximadamente linear, sendo que cada incremento de 1 milímetro de diâmetro dos varões de ligação resulta aproximadamente num aumento de 10 kN de força lateral (Figuras 74b e 74c), que está de acordo com a informação citada pelos autores do estudo experimental utilizado para a validação dos modelos numéricos [17].

O deslocamento de cedência apresentou um comportamento inesperado. Teoricamente esperava-se uma variação linear em que um maior diâmetro da ligação corresponderia a um maior deslocamento de cedência. Na análise referente aos varões com 20 milímetros de diâmetro isso não se verificou sendo que o seu deslocamento de cedência foi superior ao do ensaio com varões de 25 milímetros de diâmetro. No ensaio referente aos varões de 20 milímetros, observou-se uma perda de rigidez significativa antes da cedência do primeiro varão que pode estar relacionada com a fendilhação prematura do betão. Algo que não é possível explicar é o facto de essa perda de rigidez não ter sido captada nas restantes análises. Sugere-se desta forma que sejam feitas análises complementares no futuro de forma a clarificar este comportamento.

O deslocamento correspondente à força máxima apresentou um comportamento não linear, mas com variações máximas de apenas 7% podendo-se admitir que este se mantém aproximadamente constante. A rigidez de cedência aumentou de forma linear sendo que o incremento de 1 milímetro de diâmetro dos varões de ligação, corresponde a um ganho de rigidez na ordem dos 2,8 kN/mm (Figura 74d).

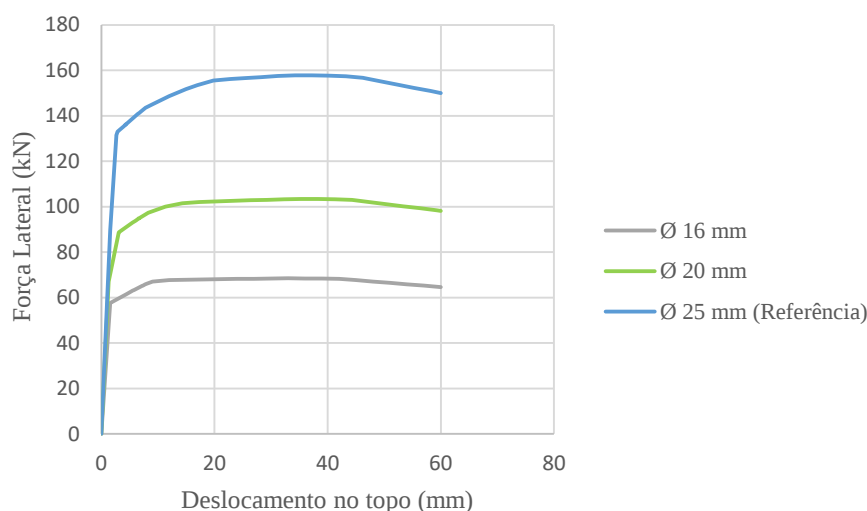


Figura 73 - Influência do diâmetro dos varões: curvas força-deslocamento.

Tabela 18 - Influência do diâmetro dos varões: resumo dos parâmetros de resposta.

Diâmetro do varão de ligação	Ø 16 mm	Ø 20 mm	Ø 25 mm (Referência)
V_y (kN)	58	90	131
V_0 (kN)	68	103	158
V_u^* (kN)	65	98	150
Δ_y (mm)	1,5	3,5	2,6
Δ_0 (mm)	33,0	35,3	34,2
K_y (kN/mm)	52,7	64,1	78,0

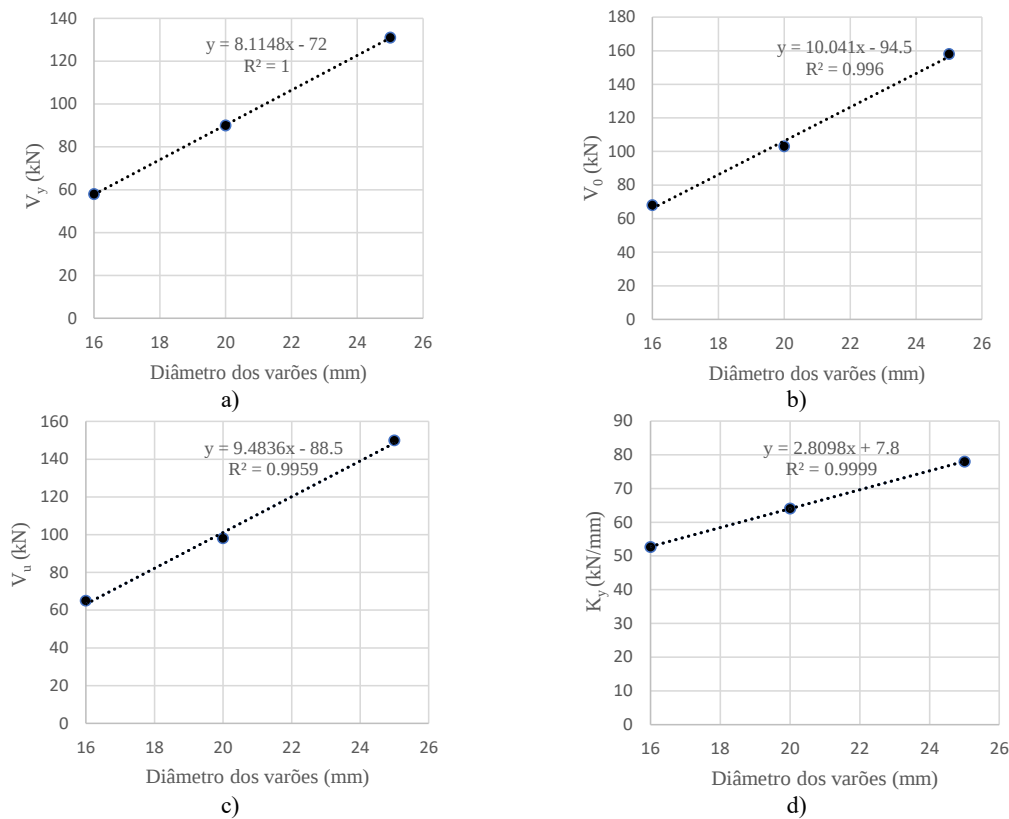


Figura 74 – Modelo ABQ: Influência do diâmetro dos varões de ligação na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y , b) Força máxima V_0 , c) Força correspondente ao deslocamento máximo considerado V_u , d) Rigidez de cedência K_y .

4.3.3 - Comparação de resultados

Através da Figura 75a, verificou-se que a força lateral de cedência obtida para os diferentes diâmetros em ambos os modelos apresentam valores similares, sendo que a sua diferença não ultrapassa os 8%. Para a força máxima do sistema obtiveram-se igualmente bons resultados, sendo que a diferença entre os modelos não excedeu os 3% (Figura 75b). Em relação ao deslocamento de cedência não se obtiveram bons resultados devido à variação não linear do modelo ABQ. Para um diâmetro de 16 milímetros, o modelo SS1 apresentou um deslocamento de cedência superior em cerca de 45%, para um diâmetro de 20 milímetros apresentou um valor inferior em 13% e para

um diâmetro de 25 milímetros apresentou um valor superior em cerca 22%, em relação aos resultados obtidos no modelo ABQ (Figura 75c).

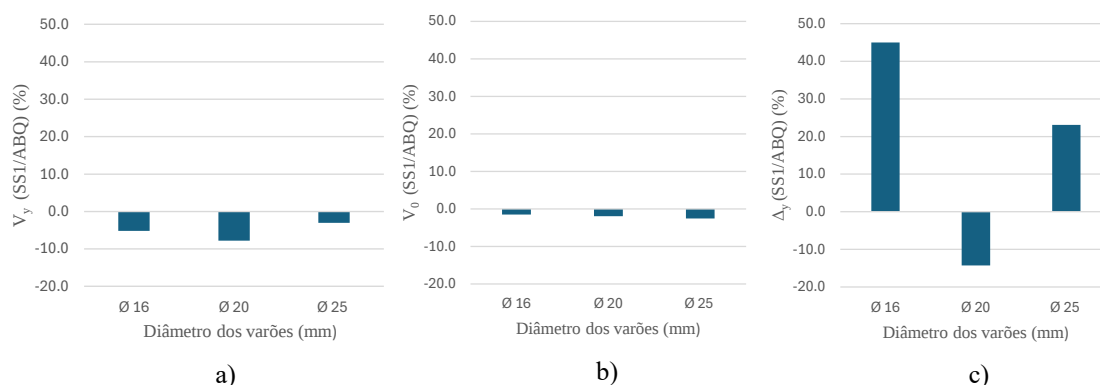


Figura 75 - Influência do diâmetro dos varões: Rácios dos parâmetros de estudo entre os modelos ABQ e SS1: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y .

4.4 - Influência do número de varões por ligação

Para analisar a influência do número de varões por ligação realizaram-se análises em que se consideraram dois pares de varões por ligação. A ilustração da disposição dos varões de ligação nos diferentes modelos é apresentada na Figuras 76.



Figura 76 - Influência do número de varões por ligação: a) modelo de referência; b) modelo com dois varões por ligação.

4.4.1 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico SS1

Através da análise da Figura 77 e da Tabela 19, verificou-se que a duplicação do número de varões de ligação, resultou num aumento da força de cedência e da força máxima (igual à força última), sendo que a força de cedência aumentou em aproximadamente o dobro e a força lateral máxima aumentou cerca de 82%. O valor do deslocamento de cedência aumentou cerca de 12% em relação ao modelo de referência, o que demonstra um comportamento diferente em relação aos resultados obtidos no ABAQUS, em que o deslocamento de cedência duplicou. Por último, a rigidez de cedência aumentou cerca de 70% em relação ao modelo de referência.

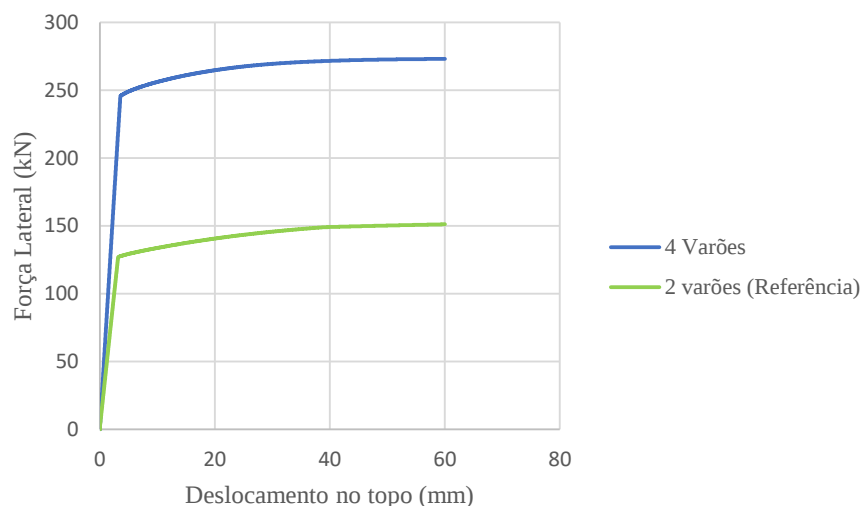


Figura 77 – Influência do número de varões por ligação: curvas força-deslocamento.

Tabela 19 – Influência do número de varões por ligação: parâmetros de resposta.

Nº de varões por ligação	2 varões Referência	4 varões
V_y (kN)	127	246
V_0 (kN)	154	273
V_u^* (kN)	154	273
Δ_y (mm)	3,2	3,6
Δ_0 (mm)	60	60
K_y (kN/mm)	39,8	68,3

4.4.2 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico ABQ

Atentando para a Figura 78 e para a Tabela 20, verificou-se que duplicar o número de varões por ligação, se traduziu num aumento da força de cedência, da força máxima, da força última e do deslocamento de cedência do sistema para aproximadamente o dobro.

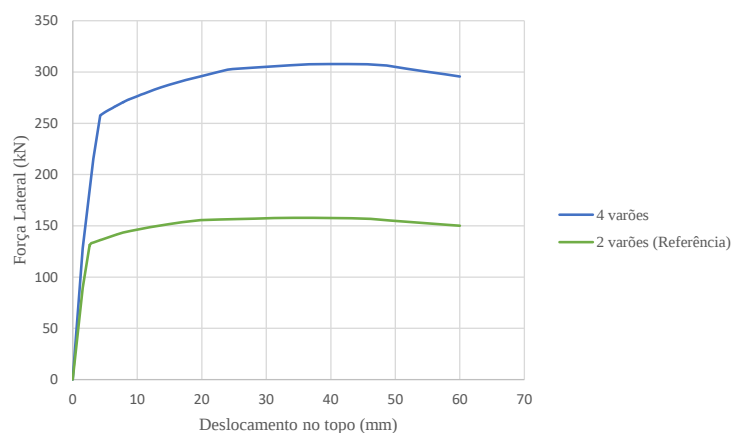


Figura 78 – Influência do número de varões por ligação: curvas força-deslocamento.

Tabela 20 – Influência do número de varões por ligação: parâmetros de resposta.

Número de varões por ligação	Referência 2 varões	4 varões
V_y (kN)	131	260
V_0 (kN)	158	308
V_u^* (kN)	150	296
Δ_y (mm)	2,6	4,9
Δ_0 (mm)	34,2	42,7
K_y (kN/mm)	50,4	53,4

O deslocamento correspondente à força máxima do sistema aumentou em cerca de 25% e a rigidez de cedência manteve aproximadamente o valor, concluindo-se que a adição de dois varões transversais ao sistema é favorável para a sua resistência a ações laterais. Deve-se, no entanto, sublinhar o cuidado na definição do número de ligações por ligação em função do recobrimento necessário e da espessura definida para a parede.

4.4.3 - Comparação de resultados

A Figura 79a mostra que ambos os modelos apresentam valores semelhantes em relação à força lateral de cedência do sistema, sendo que as diferenças não ultrapassam os 6%. A força máxima do sistema obtida no modelo SS1 é semelhante à obtida no modelo ABQ, sendo que a sua diferença é inferior a 12% (Figura 79b). Nas análises com dois varões de ligação, o modelo SS1 apresentou um deslocamento de cedência superior em 22% em relação ao modelo ABQ. Nas análises com quatro varões de ligação, o modelo SS1 apresentou um deslocamento de cedência inferior em cerca de 27% em relação ao modelo ABQ (Figura 79c).

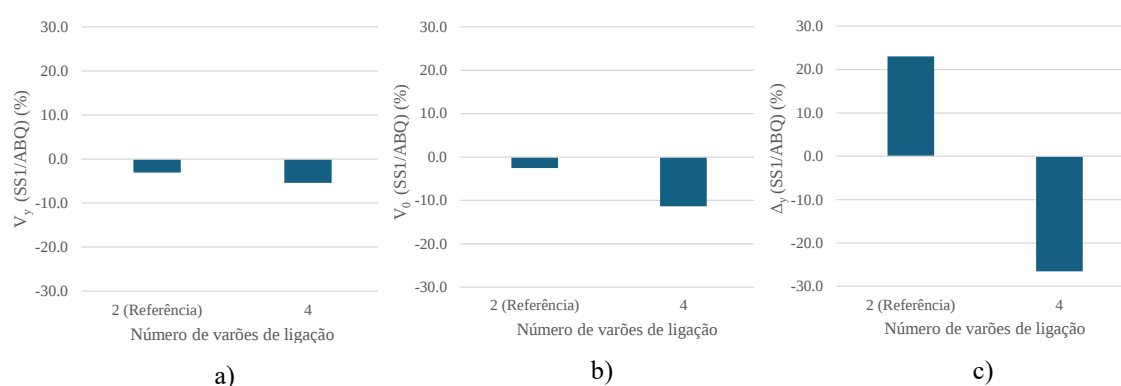


Figura 79 - Influência do número de varões por ligação: Rácios dos parâmetros de estudo entre os modelos ABQ e SS1: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y .

4.5 – Influência da posição dos varões

Para avaliar a influência da posição dos varões de ligação no comportamento global da parede foram considerados três cenários onde se fez variar a distância entre os varões de ligação aproximando-os 20 centímetros por cada cenário, aumentando a sua distância aos bordos da parede. Para uma mais fácil compreensão das variações consideradas é apresentado na Figura 80 as distâncias relevantes consideradas para este estudo. Considerou-se uma variação da posição das ligações de forma simétrica relativamente ao eixo central da parede.

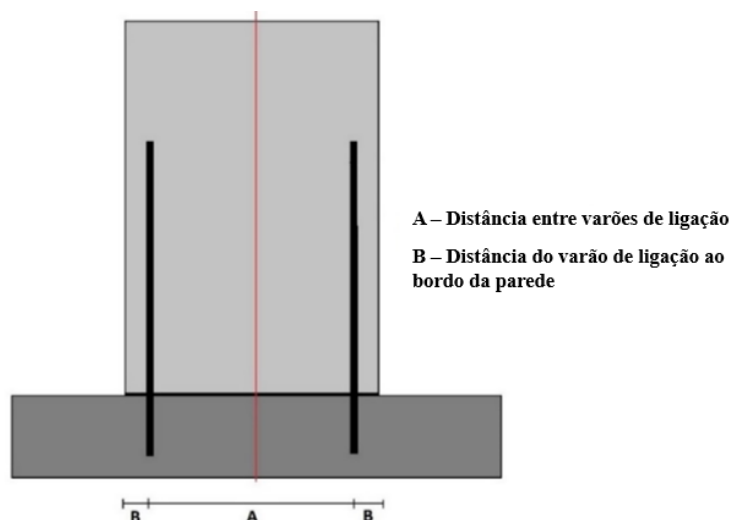


Figura 80 - Influência da posição dos varões de ligação: Esquema ilustrativo.

Em que:

A corresponde à distância entre as ligações;

B corresponde à distância da ligação ao bordo da parede.

4.5.1 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico SS1

As curvas força-deslocamento obtidas encontram-se representadas na Figura 81 e os respetivos parâmetros de resposta encontram-se resumidos na Tabela 21. Observando a Figura 81, conclui-se que a diminuição do espaçamento entre os varões de ligação, resulta na diminuição da força de cedência, da força máxima (que é igual à força última) e da rigidez de cedência. A força de cedência varia de forma exponencial (Figura 82a). A força máxima varia de forma linear sendo que entre incrementos se observou uma variação de aproximadamente 1,2 kN (Figura 82b). Verificou-se que deslocamento de cedência aumentou de forma aproximadamente linear com a diminuição do espaçamento entre os varões de ligação e entre incrementos observou-se um aumento de aproximadamente 0,4 milímetros (Figura 82c). Constatou-se que a rigidez de cedência variou de forma linear sendo que entre incrementos se observou um aumento em média de 4,7 kN/mm (Figura 82d).

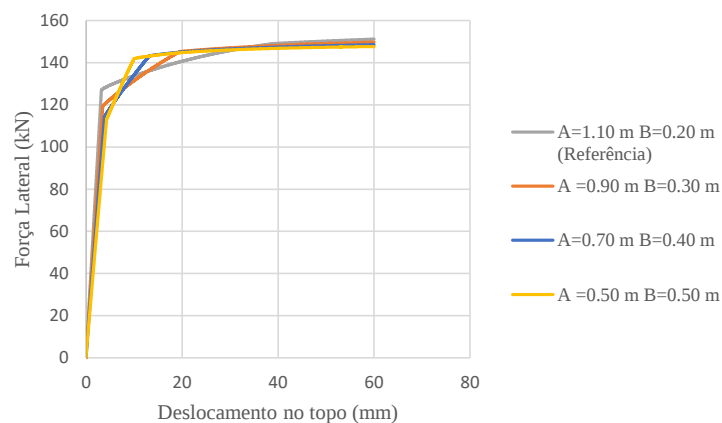
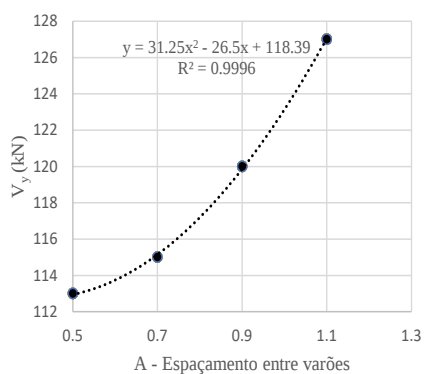


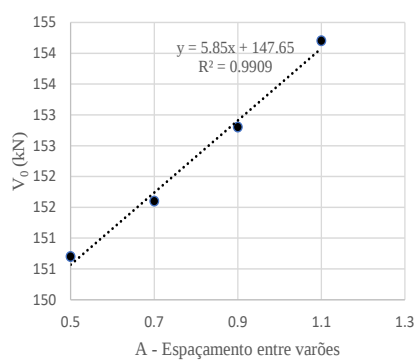
Figura 81 - Influência da posição dos varões de ligação: curvas força-deslocamento.

Tabela 21 - Influência da posição dos varões de ligação: parâmetros de resposta.

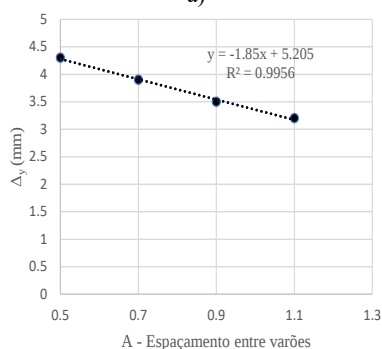
Posição dos varões de ligação	A =1,10 m B = 0,20 m (Referência)	A =0,90 m B = 0,30 m	A =0,70 m B = 0,40 m	A =0,50 m B = 0,50 m
V_y (kN)	127	120	115	113
V_0 (kN)	154	153	152	151
V_u^* (kN)	154	153	152	151
Δ_y (mm)	3,2	3,5	3,9	4,3
Δ_0 (mm)	60,0	60,0	60,0	60,0
K_y (kN/mm)	39,8	34,2	29,5	26,3



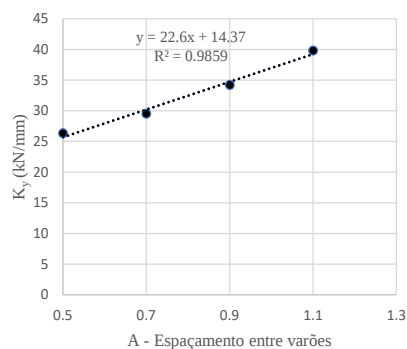
a)



b)



c)



d)

Figura 82 - a) - Influência da posição dos varões de ligação na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y ; d) Rigidez de cedência K_y .

4.5.2 - Análise de resultados utilizando o modelo numérico ABQ

As curvas força-deslocamento obtidas encontram-se representadas na Figura 83 e os respectivos parâmetros de resposta encontram-se resumidos na Tabela 22. Dos resultados apresentados na Figura 83, observou-se que a diminuição simétrica do espaçamento entre varões até 70 centímetros resultou numa diminuição da força de cedência do sistema, especificamente de 4 kN entre análises. Para um afastamento de 50 centímetros verificou-se uma subida da força de cedência que pode estar relacionada com efeitos de interação entre os varões (Figura 84a). Observou-se que a força máxima do sistema se mantém aproximadamente constante para espaçamentos inferiores ao modelo de referência (Figura 84b). Em relação à força última, constatou-se que para espaçamentos inferiores esta aumenta de forma aproximadamente linear sendo que entre análises se verificou um aumento de aproximadamente 2,7 kN. Sobre o deslocamento de cedência, este aumentou linearmente para espaçamentos menores, correspondendo a um valor de 0,5 milímetros entre incrementos (Figura 84c). O deslocamento correspondente à força máxima aumenta para espaçamentos menores dando-se uma suavização da curva entre incrementos. Por último a rigidez de cedência diminui para menores espaçamentos entre os varões de ligação e a sua variação é regida por uma equação polinomial, sendo que entre incrementos se dá uma suavização da curva (Figura 84d).

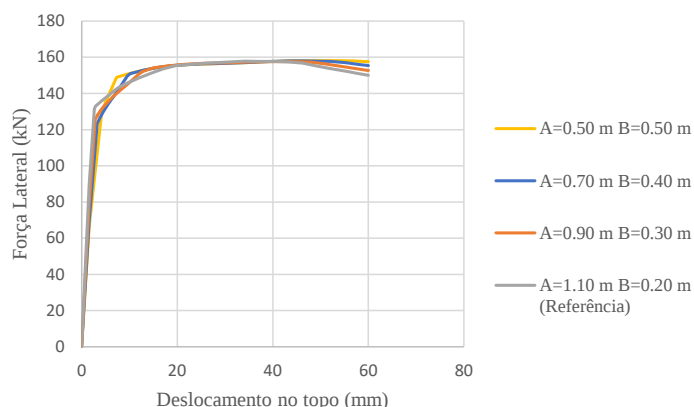


Figura 83 - Influência da posição dos varões de ligação: curvas força-deslocamento.

Tabela 22 - Influência da posição dos varões de ligação: parâmetros de resposta.

Características	A=1,10 m B=0,20 m (Referência)	A=0,90 m B=0,30 m	A=0,70 m B=0,40 m	A=0,50 m B=0,50 m
V_y (kN)	131	127	123	129
V_0 (kN)	157,6	157,8	158,0	158,2
V_u^* (kN)	150,0	152,7	155,4	157,6
Δ_y (mm)	2,6	3,1	3,6	4,1
Δ_0 (mm)	34,2	41,9	46,2	50,8
K_y (kN/mm)	50,4	41,0	34,3	31,5

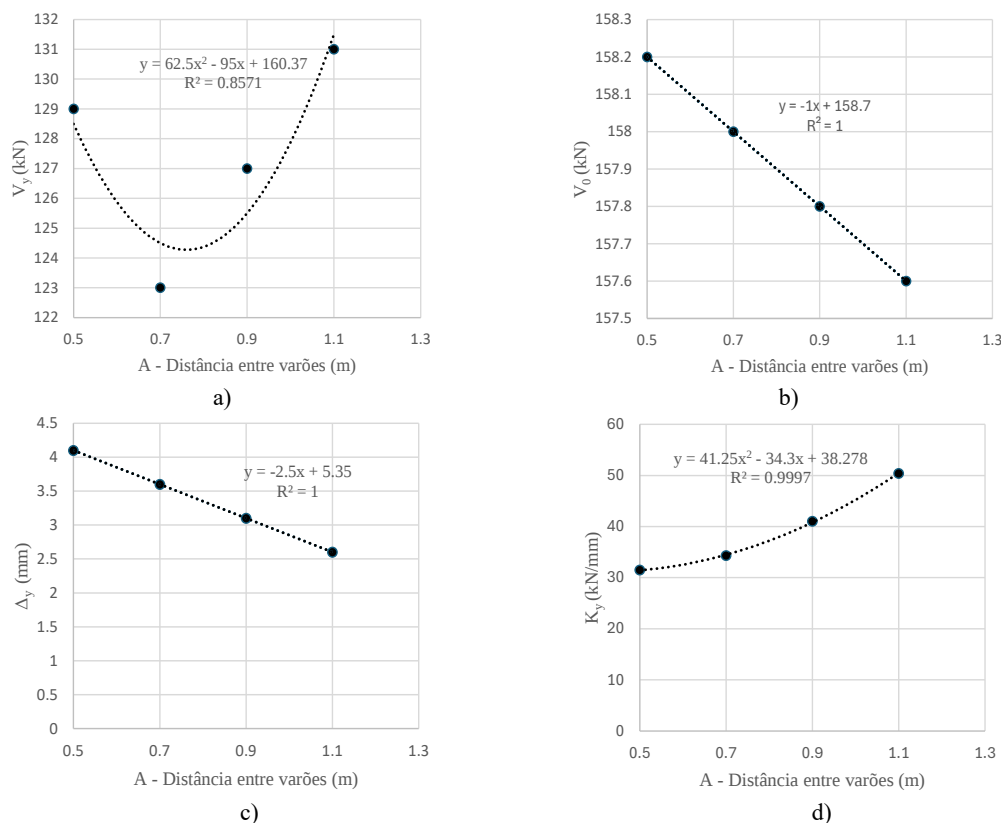


Figura 84 - Influência da posição dos varões de ligação na evolução do parâmetro de resposta: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y ; d) Rigidez de cedência K_y .

4.5.3 - Comparação de resultados

Observando a Figura 85a verifica-se que a força lateral de cedência do sistema para as diferentes distâncias entre os varões de ligação é semelhante em ambos os modelos, pelo que as diferenças não ultrapassam os 13%. Verifica-se que com a diminuição da distância entre os varões de ligação, resulta em variações maiores entre os modelos.

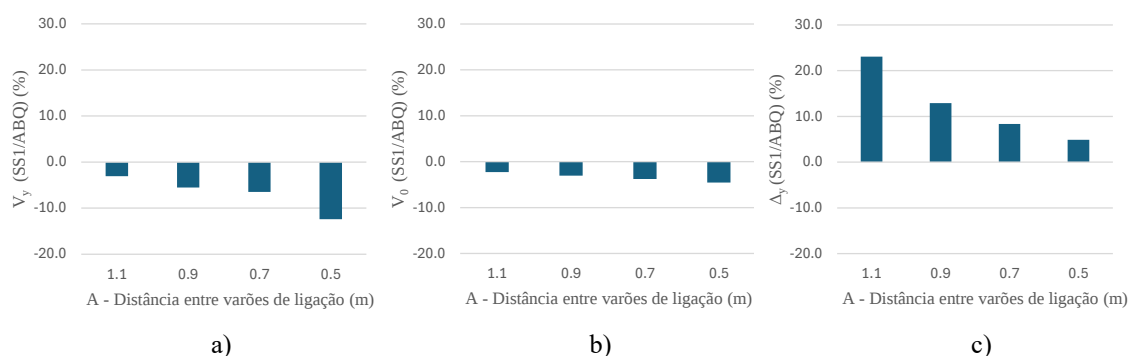


Figura 85 - Influência da posição dos varões de ligação: Rácios dos parâmetros de estudo entre os modelos ABQ e SS1: a) Força de cedência V_y ; b) Força máxima V_0 ; c) Deslocamento de cedência Δ_y .

Em relação à força máxima do sistema, os modelos apresentam resultados similares sendo que a diferença máxima se encontra na ordem dos 5% (Figura 85b). Para um espaçamento de 1,10 metros (referência), o modelo SS1 apresentou um deslocamento de cedência superior em cerca de 24% em relação ao modelo ABQ. Para espaçamentos inferiores, verificou-se que esta

disparidade de valores diminui substancialmente sendo que, para espaçamentos de 0,90 metros, 0,70 metros e 0,50 metros, o modelo SS1 apresenta valores superiores em 13%, 8% e 5%, respectivamente (Figura 85c).

4.6 - Considerações finais

Após a realização do estudo paramétrico concluiu-se que o modelo SS1 capta com precisão a força lateral de cedência e a força máxima do sistema obtidos modelo ABQ, visto que a diferença máxima observada entre os modelos não excedeu os 15%. Em relação à força de cedência, o modelo SS1 apresenta diferenças expressivas nos vários estudos realizados comparativamente com o modelo ABQ. Os parâmetros que mais influenciam a resistência do sistema parede-viga a ações laterais correspondem ao esforço axial aplicado no topo da parede e o número de varões de ligação colocados na transversal. Segundo as análises realizadas no modelo SS1, o aumento do esforço normal reduzido permite aumentar a força lateral de cedência e a força máxima do sistema para um valor cerca de 6 vezes superior ao da análise de referência, sendo que para classes de betão superior, pode-se atingir um valor aproximadamente 9 vezes superior. Já no modelo do ABAQUS não possível estudar a influencia do esforço axial até ao valor de esforço normal reduzido pretendido, mas verificou-se igualmente a importância deste porque para um valor de esforço normal reduzido de 0,15, consegue-se obter uma força lateral de cedência e uma força máxima do sistema cerca de 3,2 vezes superior ao modelo de referência. Ao duplicar o número de varões, verificou-se em ambos os modelos que a força de cedência do sistema duplica aproximadamente e em relação à força máxima, esta duplicou no modelo ABQ e aumentou cerca de 82% no modelo SS1, sendo diferenças bastante relevantes em relação à análise de referência.

Em relação aos diâmetros dos varões de ligação, concluiu-se que estes têm importância, mas apresentam variações menos expressivas que os parâmetros referidos anteriormente. No modelo SS1 verificou-se que a utilização de varões de ligação com um diâmetro de 32 milímetros resulta num aumento da força de cedência e numa força máxima em cerca de 60% em relação à da análise de referência e que a utilização de varões de ligação com um diâmetro de 20 milímetros resulta numa diminuição força de cedência e da força máxima na ordem dos 35%. No modelo ABQ não foi possível realizar a análise referente aos varões de ligação com 32 milímetros de diâmetro, mas concluiu-se que a utilização de varões de ligação com um diâmetro de 20 milímetros resulta igualmente numa diminuição da força de cedência e força máxima em aproximadamente 35% em relação à análise de referência. Em relação ao espaçamento entre os varões, ambos os modelos demonstraram que um maior espaçamento entre os varões de ligação é favorável para a resistência do sistema parede-viga pois apesar da cedência e a força máxima do sistema ser aproximadamente a mesma, um maior espaçamento retarda a cedência do varão 2, contribuindo para a ductilidade global do sistema.

5 – Conclusões e Trabalhos futuros

5.1 – Considerações finais

O uso de estruturas pré-fabricadas em betão armado permite uma construção mais rápida e com melhor controlo de qualidade em relação às estruturas executadas *in-situ*. No entanto, não têm sido aplicadas em larga escala na edificação corrente, devido à convicção criada (na sequência de acidentes) de que não garantem o mesmo nível de segurança estrutural, agravada pelo facto de haver poucos documentos de apoio ao projeto, sobretudo no que respeita ao dimensionamento e pormenorização das ligações entre elementos estruturais, as quais são essenciais a um bom desempenho, sob ações laterais, em particular no que respeita à ação sísmica. Nesta dissertação, foram propostos três objetivos principais, nomeadamente: i) contribuir para o desenvolvimento científico no âmbito da simulação numérica do comportamento de estruturas modulares pré-fabricadas em betão armado sujeitas a ações horizontais através do desenvolvimento e validação de técnicas de modelação; ii) estudar o comportamento de paredes pré-fabricadas ligadas através de varões de aço recorrendo à realização de um estudo paramétrico; e iii) caracterizar as diferenças na previsão do seu comportamento utilizando técnicas de simulação simplificadas e mais detalhadas. Neste sentido, foram estudados três tipos de simulação numérica de um sistema parede-viga de betão armado pré-fabricado cujos elementos se encontram ligados por varões de aço, utilizando diferentes abordagens e complexidades. De seguida são apresentadas as principais conclusões retiradas relativas a cada um dos objetivos desta dissertação.

Desenvolvimento e validação de técnicas de simulação numérica

- Os resultados dos modelos numéricos SS1 e ABQ demonstraram que, com a correta definição e informação dos materiais a ser utilizados, nomeadamente as curvas tensão-extensão do betão e do aço, estes modelos reproduzem adequadamente os resultados experimentais, o que valida a sua utilização no contexto do dimensionamento deste tipo de estruturas às ações laterais;
- Parâmetros como a força lateral de cedência, a força lateral até ao deslocamento considerado e a força lateral máxima atingida pelo sistema foram bem captados em ambos os modelos, sendo que a margem de erro não excedeu os 9%;
- O modelo SS2 não se revelou adequado, pois o seu comportamento difere do comportamento do sistema real. Com efeito, apesar de este captar a rigidez inicial com elevada precisão, apresentou valores dispares da força de cedência, força máxima e força última, todos na ordem dos 20%;
- A maior adversidade encontra-se na simulação das condições de aderência entre o betão e os varões de ligação. Ao não ser considerada, faz com que os modelos numéricos

apresentem valores relativos ao deslocamento de cedência das ligações substancialmente inferiores ao real, o que se traduz em ductilidade, rigidez inicial e rigidez de cedência superiores às reais, fatores essenciais no dimensionamento sísmico das ligações mecânicas;

- Por último, a falta de ensaios experimentais com aplicação de carregamentos monotónicos sem que se tenham observado problemas de aderência, não permitiu a comparação dos deslocamentos últimos obtidos em ambos os modelos, de forma a perceber se estes se encontram bem calibrados;
- As conclusões retiradas dos modelos numéricos desenvolvidos podem ser extrapoladas para o dimensionamento de painéis com ligações semelhantes às estudadas. Os resultados obtidos nos modelos SS1 e ABQ encontram-se perto do resultado real, mesmo com as incertezas e suposições feitas devido à falta de informação disponibilizada pelos autores do artigo em estudo [10].

Estudo do comportamento de paredes pré-fabricadas ligadas através de varões de aço recorrendo à realização de um estudo paramétrico

- Foi realizado um estudo paramétrico com o objetivo de compreender o efeito das seguintes variáveis na resposta de paredes pré-fabricadas de betão com varões de ligação sujeitas a ações laterais: esforço axial, diâmetro da ligação, posição da ligação e número de varões por ligação;
- A realização do estudo paramétrico demonstrou a importância da influência do esforço axial no dimensionamento deste tipo de paredes. O aumento do esforço axial no topo das paredes aumenta substancialmente a resistência deste tipo de estruturas às ações laterais. A aplicação da carga lateral em conjunto com a aplicação do esforço axial, faz com que a linha neutra na base da parede se desloque no sentido inverso ao da aplicação da carga, o que permite tirar maior partido da resistência do betão e manter um dos varões de ligação comprimido durante um instante de tempo superior, de forma que a sua cedência se dê em um instante de tempo tardio, contribuindo para a resistência global das ligações mecânicas;
- Verificou-se que o aumento do esforço axial pode resultar num aumento de parâmetros como a força de cedência e força máxima até valores 6 vezes superiores comparativamente aos da análise de referência, segundo os resultados do modelo SS1;
- Em relação ao diâmetro dos varões de ligação, os resultados do modelo SS1 demonstraram que o uso de varões com 32 milímetros de diâmetro se traduz num aumento da força de cedência e da força máxima do sistema em cerca de 60% em relação aos valores da análise de referência. Verificou-se em ambos os modelos que o uso de varões

de ligação com 20 milímetros de diâmetro se traduz numa redução dos respetivos parâmetros em cerca de 35%, relativamente aos obtidos na análise de referência;

- A duplicação do número de varões resultou num aumento da força de cedência do sistema em aproximadamente o dobro em ambos os modelos e em relação à força máxima, esta duplicou no modelo ABQ e aumentou cerca de 82% no modelo SS1, sendo diferenças bastante relevantes em relação à análise de referência;
- Por último, observou-se que para as diferentes posições dos varões estudadas, a força de cedência, força máxima e força última do sistema se mantêm aproximadamente constantes. Os modelos demonstraram que um maior espaçamento entre os varões de ligação é favorável para a resistência do sistema parede-viga pois retarda a cedência do varão 2, contribuindo para a ductilidade global do sistema.

Previsão do comportamento de paredes pré-fabricadas de betão armado sujeitas a ações horizontais utilizando técnicas de simulação simplificadas e mais detalhadas

- Em relação à comparação da previsão utilizando os dois tipos de modelação numérica, pode-se concluir que o modelo mais adequado, fácil de implementar, com baixa exigência computacional e que por isso mais interessante para uso de engenheiros projetistas corresponde ao modelo SS1 criado no *SeismoStruct*, uma vez que apesar da sua simplicidade obteve bons resultados e muito próximos da previsão utilizando a modelação mais detalhada.
- Já a modelação detalhada no ABAQUS considera-se relevante para fins de investigação, dada a sua complexidade, tendo como objetivo obter resultados mais detalhados. A abrangência de ferramentas no ABAQUS permite considerar interações, ajustar variáveis chave, e realizar análises com extrema sensibilidade, o que permite explorar uma variedade de cenários e considerar vários fatores relevantes que não seria possível no *SeismoStruct*.

5.2 – Trabalhos futuros

Em prol do avanço do conhecimento relativo a este tema, verifica-se a necessidade de realização de trabalhos que aprofundem o estudo aqui realizado. As recomendações feitas nesta dissertação pretendem contribuir para a abertura de novas oportunidades para futuros investigadores e para uma melhor compreensão do caminho a seguir nas futuras investigações.

Primeiramente, sugere-se a realização de mais ensaios experimentais semelhantes ao utilizado na calibração e validação dos modelos numéricos aqui estudados. Uma das prioridades desse estudo deverá ser o estudo ao pormenor da variação das tensões e extensões nos varões de ligação e no betão, nomeadamente nas zonas mais solicitadas à tração e à compressão, ao longo do ensaio, através do uso de extensómetros, células de carga ou outros medidores de tensão/extensão, de

forma validar os valores obtidos numericamente obtidos com os diferentes tipos de modelação estudados nesta dissertação.

Deve ser estudada uma forma de simular a aderência entre os varões e o betão no ABAQUS. Uma possível hipótese poderá passar por modelar os orifícios nos elementos de betão, tanto na parede como na viga, modelar as bainhas de espera de aço corrugado e simular as propriedades coesivas entre as bainhas e o betão. De seguida deve ser simulado o material de ligação (*grout*) e os varões de ligação, preferencialmente e se possível através de elementos viga, simulando a interação entre as bainhas e o *grout*, e o *grout* e os varões através de propriedades coesivas.

Devem ser realizadas análises e calibrações para ações cíclicas em ambos os modelos, de forma a compreender melhor outros parâmetros de resposta como a deterioração de rigidez, amortecimento e a dissipação de energia, sendo estes dois últimos fundamentais para a perceção do comportamento sísmico deste tipo de sistemas estruturais.

Um trabalho pertinente e que demonstraria o comportamento deste tipo de estruturas à ação sísmica seria a conceção de um edifício do tipo parede-pórtico utilizando os tipos de modelação aqui estudados, em que para as ligações parede-parede se usaria uma abordagem semelhante às estratégias de modelação das ligações adotadas e, em relação às ligações horizontais e às ligações de canto utilizar-se-iam ligações mecânicas pontuais que devem ser calibradas com base em futuros ensaios experimentais.

Referências Bibliográficas

- [1] F. Cunha, “Dimensionamento de tabuleiros de pontes com vigas de betão pré-fabricado,” Dissertação de Mestrado, FEUP, 2010.
- [2] Jornal de Negócios. “Sistema inovador acelera construção de edifícios a tempo do PRR.” Visitado em 10/07/2023. Disponível em: <https://www.jornaldenegocios.pt/negocios-em-rede/detalhe/sistema-inovador-acelera-construcao-de-edificios-a-tempo-do-prr>.
- [3] R. Leite, “Métodos construtivos de edifícios – Comparação entre pré-fabricação e construção tradicional em betão armado,” Dissertação de Mestrado, ISEP, 2015.
- [4] “Biarritz, France - The municipal Casino and the Beach.” prints-online.com. Visitado em 12/07/2023. Disponível em: <https://www.prints-online.com/new-images-july-2023/biarritz-france-municipal-casino-beach-32271620.html>.
- [5] C. Pearson, N. Delatte, “Lessons from the Progressive Collapse of the Ronan Point Apartment Tower,” Forensic Engineering, 2003.
- [6] A. Zubair “The tower of tumult: Ronan Point’s hilarious rise and fall.” Medium.com. Visitado em 07/08/2023. Disponível em: <https://medium.com/@aydin.j.zubair/the-tower-of-tumult-ronan-points-hilarious-rise-and-fall-3857a276dca9>.
- [7] Seismic design of precast concrete building structures, FIB Bulletin 27, 2003.
- [8] SeismoStruct User manual, Seismosoft, 2021. Disponível em: https://seismosoft.com/wp-content/uploads/prods/lib/SeismoBuild-2021-User-Manual_ENG.pdf.
- [9] Abaqus/CAE User manual, Dassault Systèmes, 2011. Disponível em: https://classes.engineering.wustl.edu/2009/spring/mase5513/abaqus/docs/v6.6/book_s/usb/default.htm?startat=pt05ch18s05abm36.html.
- [10] N. Psycharis, M. Kalyviotis, P. Mouzakis. “Experimental investigation of the response of precast concrete cladding panels with integrated connections under monotonic and cyclic loading,” Elsevier, 2018.
- [11] K. S. Elliot, “Precast Concrete Structures, Second Edition,” CRC Press, 2017.
- [12] Structural connections for precast concrete buildings, FIB Bulletin 43, 2008.
- [13] Precast-concrete buildings in seismic areas, FIB Bulletin 78, 2016.
- [14] A. Santos. “Construção modular com paredes de betão – veja as vantagens.” cimentoitambe.com. Visitado em 20/10/2023. Disponível em: <https://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta/construcao-modular-com-paredes-de-concreto-veja-as-vantagens>.

- [15] M. Elkady, G. Morcus, M. Tadros. “Review of Transverse Reinforcement Requirements for Precast Load-Bearing Wall Panels with Large Openings under Compression,” *Journal of Architectural Engineering*. Vol. 20, 2014.
- [16] “Pavilhão industrial em Cacia,” Visitado em 22/10/23. Disponível em: <https://www.farcimar.pt/pt/obras/edificios-industriais-residenciais-nao-residenciais-/pavilhao-industrial-em-cacia/>.
- [17] H. Balineni. “Analysis of dry and wet connections in precast beam-column joint using ABAQUS software,” Elsevier, 2020.
- [18] A. Colombo, M. Lamperti, P. Negro, G. Toniolo. “Design Guidelines for Wall Panel Connections,” JRC Technical Reports, 2016.
- [19] P. Negro, G. Toniolo, “Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions,” JRC Scientific and Policy Reports, 2012.
- [20] X. Chong, M. Zhao, Y. Feng. “Experimental investigation and numerical analysis of precast reinforced concrete shear walls with shoe bolt connections”, *Sage Journals*, 2019.
- [21] R. Sousa, N. Batalha, H. Rodrigues. “Numerical simulation of beam-to-column connections in precast reinforced concrete buildings using fibre-based frame models,” Elsevier, 2020.
- [22] I. Kalyviotis, N. Psycharis, “Design of cladding panel walls with fixed connections,” 16th World Conference on Earthquake, 2017.
- [23] B. Jena, N. Zade, S. John. “Non-linear Analysis of Concrete Elements Using Fiber Section Modelling,” *Research Square*, 2023.
- [24] M. Menegotto, P.E. Pinto, “Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending,” Preliminary Report IABSE, 1973.
- [25] F.C. Filippou, E. Popov, V. Bertero. “Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints,” *Earthquake Engineering Research Center*, 1983.
- [26] J. Lee, G. Fenves, “Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures,” *ASCE Library*, 1998.
- [27] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate. “A plastic-damage model for concrete,” Elsevier, 1989.
- [28] Norma Portuguesa NP EN 1992-1-1 – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, 2004.
- [29] H. Rodrigues, H. Varum, A. Arêde, A. Costa. “Comparative efficiency analysis of different nonlinear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC

- columns,” Earthquake Engineering and Engineering Vibration. Vol.11, 2012. 553-566.
- [30] A. Elkady. “ABAQUS Tutorial: Defining Concrete Damage Plasticity Model + Failure and Element Deletion.” YouTube. Visitado em 24/10/2023. Disponível em: https://www.youtube.com/watch?v=wy84XGamn3g&ab_channel=AhmedElkady.
- [31] A. Elkady. “ABAQUS tools.” Disponível em: <https://github.com/amaelkady/ABAQUS-Tools>.
- [32] Norma Portuguesa NP EN 1998-1 2009 – Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, 2009.