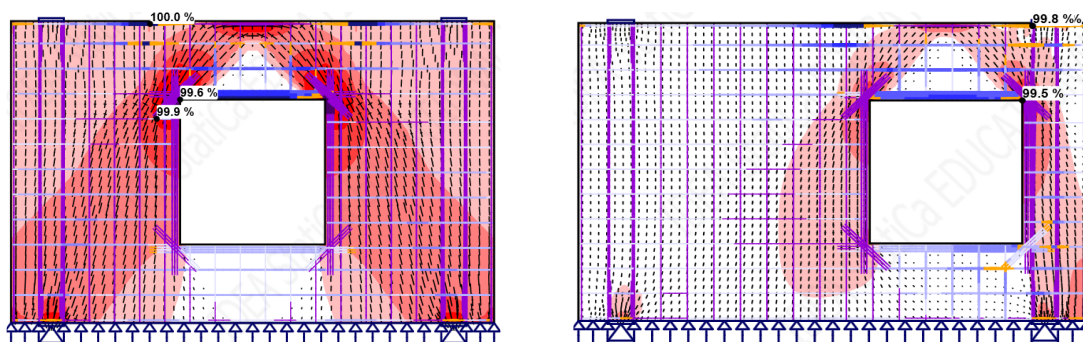




Impacto da Disposição das Aberturas no Dimensionamento de Paredes Autoportantes Prefabricadas de Betão Armado

Helena Sánchez Lemos Alves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Prof. Doutor André Filipe Castanheira Alves Furtado

Prof. Doutor Ricardo Nuno Francisco do Carmo

Júri

Presidente:

Orientador: Prof. Doutor André Filipe Castanheira Alves Furtado

Vogais:

Outubro 2025

(página intencionalmente deixada 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 intencionalmente deixada em branco)

Agradecimentos

E é com esta dissertação que fecho mais um capítulo da minha vida, o meu percurso pelo Técnico. Embora o caminho não tenha sido propriamente fácil, chegámos. E digo “chegámos” no plural, pois não teria sido capaz sem a ajuda e apoio dos meus professores, amigos e família.

Gostaria de agradecer especialmente ao Professor André Furtado e ao Professor Ricardo Carmo, cuja orientação e motivação me acompanharam desde o primeiro até ao último dia. A sua disponibilidade, paciência e clareza nas explicações permitiram-me ultrapassar os desafios desta tese com confiança. A sua atenção, empatia e genuíno interesse motivaram-me como orientanda e continuam a motivar-me como pessoa.

Em segundo lugar, gostaria de agradecer aos meus amigos. Aqueles que estiveram nos momentos bons e nos maus. Um agradecimento em especial ao meu amigo e colega de tese, Gonçalo Marreneca, cuja ajuda e dedicação ao longo deste percurso tornaram esta experiência em algo muito mais leve e agradável. Quero também agradecer a todos os outros amigos que também me acompanharam nesta jornada: ao João pela sua personalidade e carisma contagiante; ao Arruda pelas suas piadas e conselhos; obrigada ao Evandro pelo seu carinho e espontaneidade; à Mariana pela sua energia e atitude na vida; à Eva pela sua irmandade todos estes anos; à Daniela pela amizade que nos une, mesmo com 700 km de distância pelo meio; ao Gabriel pela amizade genuína e as tardes no arco do cego; e aos restantes que não mencionei, vocês sabem quem são.

Em terceiro lugar, gostaria de agradecer à minha família, aos meus pais por todo o amor, apoio e paciência, por me tornarem na pessoa que sou hoje. Obrigada aos meus irmãos, à Irene, ao Paulo e à Mónica, por estarem sempre presentes e por me conseguirem arrancar um sorriso, mesmo nos momentos mais complicados.

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).

(página intencionalmente deixada em branco)

Resumo

As estruturas prefabricadas têm assumido um papel cada vez mais importante na construção civil. As suas vantagens comparativamente à construção tradicional englobam um melhor controlo de qualidade, menores gastos de energia e emissões de CO₂, um elevado potencial de reciclagem de peças e menos mão de obra especializada no local da obra.

As peças pré-fabricadas são ligadas entre si *in-situ* e os sistemas de ligação diferem entre ligações seca e húmidas, sendo as primeiras através de parafusos e as segundas através de betonagem, tornando a estrutura monolítica.

O principal objetivo desta dissertação é avaliar a influência das aberturas na capacidade estrutural de paredes maciças simples prefabricadas de betão armado, considerando o Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Utilização (SLS). Foram estudadas duas geometrias de parede, ligações secas e húmidas e diversas configurações de aberturas (tipo e posição), totalizando 23 análises diferentes. A resistência estrutural das várias paredes aos ELU foi avaliada através da análise das tensões no aço e no betão, permitindo identificar os pontos críticos da parede quando é aplicada uma carga axial vertical. Da mesma forma, o comportamento da parede nas condições de serviço (SLS) foi analisado determinando a carga que provoca uma largura de fendas de 0.3 mm. Além da análise da largura de fendas, também se identificaram as zonas da parede mais críticas em termos de fendilhação.

O estudo paramétrico foi realizado usando o software *IDEA StatiCa Detail*, seguindo os Eurocódigos e recomendações da Federação Internacional do Betão (*fib*). Analisou-se a parede de um caso fictício pertencente a um edifício de 4 andares com paredes prefabricadas em betão armado no piso térreo, sujeita a cargas verticais provenientes dos pisos superiores. Para classificar as paredes como estruturais ou não estruturais, consideram-se dois critérios: um baseado em 40% de carga de rotura de uma parede-tipo sem aberturas e o outro baseado no desempenho estrutural que a parede deve ter, considerando as cargas resultantes das combinações aos ELU e SLS. Conclui-se que, segundo o primeiro critério, cerca de 60% das paredes podem ser consideradas estruturais, enquanto, pelo segundo critério, aproximadamente 74% se qualificam como estruturais. Também se concluiu que não é apenas a dimensão da abertura que influencia o desempenho estrutural da parede, a geometria e posição das aberturas também têm um papel muito importante, pois alteram de forma significativa a trajetória das tensões e isso afeta o comportamento global da parede.

Palavras-chave: estruturas prefabricadas, modelação numérica, ligações húmidas, ligações secas, taxa de abertura, posição de abertura, capacidade estrutural, largura de fendas, estados limites últimos, estados limites de utilização.

(página intencionalmente deixada em branco)

Abstract

Prefabricated structures have taken on an increasingly important role in civil construction. Their advantages compared to traditional construction include better quality control, lower energy consumption and CO₂ emissions, a high potential for component recycling, and less need for specialized on-site labour.

Prefabricated elements are connected *in-situ*, and the connection systems differ between dry and wet joints, the former using bolts and the latter using cast-in-place concrete, resulting in a monolithic structure.

The main objective of this dissertation is to evaluate the influence of openings on the structural capacity of simple solid prefabricated reinforced concrete walls, considering both the Ultimate Limit State (ULS) and the Serviceability Limit State (SLS). Two wall geometrics, both dry and wet joints, and several opening configurations (type and position) were studied, totalling 23 different analyses. The structural strength of the various walls under ULS was assessed through the analysis of stresses in steel and concrete, allowing the identification of critical points in the wall when subjected to a vertical axial load. Similarly, the behaviour of the wall under service conditions (SLS) was analysed by determining the load that causes a crack width of 0.3 mm. In addition to the crack width analysis, the areas of the wall most prone to cracking were also identified.

The parametric study was carried out using *IDEA StatiCa Detail* software, following Eurocode standards and recommendations from the International Federation for Structural Concrete (fib). The analysed wall corresponds to a fictitious case of a four-story building with prefabricated reinforced concrete walls on the ground floor, subjected to vertical loads from the upper floors. To classify the walls as structural or non-structural, two criteria were considered: one based on 40% of the failure load of a reference wall without openings, and another based on the structural performance required according to the loads derived from the ULS and SLS combinations. It was concluded that, according to the first criterion, about 60% of the walls can be considered structural, whereas according to the second criterion, approximately 74% qualify as structural. It was also found that not only the size of the openings affects the structural performance of the wall, the geometry and position of the openings also play a very important role, as they significantly alter the stress path and, consequently, the overall behaviour of the wall.

Keywords: prefabricated structures, numerical modelling, wet joints, dry joints, opening ratio, opening position, structural capacity, crack width, ultimate limit states, serviceability limit states.

(página intencionalmente deixada em branco)

Índice

Agradecimentos	i
Resumo	iii
Abstract	v
Lista de Figuras	x
Lista de acrónimos	xv
Simbologia.....	xvii
1. Introdução	1
1.1. Enquadramento geral.....	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Estrutura da dissertação	3
2. Estado de Arte.....	4
2.1. Considerações Iniciais	4
2.2. Vantagens e Desvantagens da Prefabricação em Betão	4
2.3. Sistemas Estruturais em betão Prefabricado	6
2.4. Tipos de Paredes Prefabricadas	8
2.4.1. Paredes Simples.....	8
2.4.2. Paredes Duplas (Pré-paredes)	8
2.4.3. Paredes Compósitas (<i>Sandwich</i>).....	9
2.5. Ligações.....	10
2.5.1. Ligações do tipo Parede-Parede.....	12
2.5.2. Verificação de Segurança: Ligações e Dimensionamento	14
2.6. Estabilidade Estrutural	15
2.7. Métodos de análise e dimensionamento	20
2.7.1. Método de Escoras e Tirantes	20
2.7.2. Método de Campo de Tensões Compatível	22
2.7.3. Análise Linear e Otimização Topológica	24
3. Estudo de Caso e Metodologia	25
3.1. Introdução	25
3.2. Descrição do Caso de Estudo.....	25
3.2.1. Geometria e Armaduras.....	26
3.2.2. Tipos de Ligações	27

3.2.3.	Materiais Constituintes.....	27
3.2.4.	Combinação de Ações	28
3.3.	Modelação numérica.....	28
3.3.1.	Introdução	28
3.3.2.	Modelação das Paredes Prefabricadas	31
3.3.3.	Modelação das Ligações	32
3.4.	Metodologia do estudo	34
3.4.1.	Estudo 1: Paredes Sem Aberturas.....	35
3.4.2.	Estudo 2: Aberturas tipo porta centradas e excêntricas.....	35
3.4.3.	Estudo 3: Aberturas tipo Janelas	36
3.4.4.	Estudo 4: Ligações Secas. Combinação de Aberturas	37
3.4.5.	Parâmetros de Resposta Estudados	37
4.	Apresentação e Discussão de Resultados.....	39
4.1.	Introdução	39
4.2.	Resultados de cada Estudo	39
4.2.1.	Estudo 1 - Efeito Geométrico da Parede e Tipos de Ligações....	39
4.2.2.	Estudo 2: Aberturas tipo porta centradas e excêntricas	44
4.2.2.1.	Porta Centrada	44
4.2.2.2.	Porta com excentricidade	46
4.2.3.	Estudo 3: Efeito das aberturas tipo janela.....	48
4.2.3.1.	Janelas Quadradas Centradas.....	48
4.2.3.2.	Janelas Quadradas Excêntricas.....	50
4.2.3.3.	Janelas Alongadas: Aberturas Centradas e Excêntricas	59
4.2.4.	Estudo 4: Efeito da Combinação de Aberturas	64
4.3.	Considerações Finais.....	69
5.	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	76
5.1.	Conclusões e considerações finais.....	76
5.2.	Efeito do Tipo de Ligação.....	76
5.3.	Efeito da Dimensão da Parede	76
5.4.	Efeito do Tamanho de Aberturas	77
5.5.	Efeito de Aberturas Combinadas.....	78
5.6.	Efeito de Aberturas no Desempenho Estrutural Global.....	78

5.7. Desenvolvimentos futuros.....	78
Referências Bibliográficas.....	80

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Ronan Point após colapso, adaptado de [16].	6
Figura 2.2 – a) Sistema estrutural em pórtico com piso intermédio, adaptado de [9]; b) Sistema estrutural em esqueleto, adaptado de [17]; c) Sistema estrutural em parede, adaptado de [9].	7
Figura 2.3 – Sistema modular 3D: a) Montagem da prisão de Zaanstad, em Holanda, adaptado de [18]; b) aplicação no edifício Clement Canopy, em Singapura, adaptado de [19].	7
Figura 2.4 – Diferentes fases da construção de uma estrutura prefabricada em betão, adaptado de [10].	8
Figura 2.5 – Parede maciça simples prefabricada, adotado de [10].	8
Figura 2.6 – Exemplo ilustrativo de parede dupla com aberturas, adaptado de [20].	9
Figura 2.7 – Painéis prefabricados compósito, adaptado de [22]: a) partes da parede e b) aplicação da parede compósita num caso real.	9
Figura 2.8 – Tipos de conetores, adaptado de [8]: a) resistentes ao corte unidirecionais e b) resistentes aos cortes bidirecionais.	10
Figura 2.9 – Exemplos de ligações verticais húmidas in situ entre paredes prefabricadas: a) Tipo I; b) Tipo L; c) Tipo T; adaptado de [26].	11
Figura 2.10 – Exemplo ilustrativo de ligações secas entre parede e fundação, adaptado de [1].	11
Figura 2.11 – Ligações típicas entre elementos prefabricados, adaptado de [9].	12
Figura 2.12 – Ações nas ligações horizontais e verticais entre elementos de parede, adaptado de [9].	12
Figura 2.13 – Exemplo de ligações entre paredes prefabricadas com caixas metálicas e parafusos, adaptado de [28].	13
Figura 2.14 – Ligação seca entre paredes com gancho de aço: a) esquema da ligação; e b) exemplo de aplicação real, adaptado de [29].	14
Figura 2.15 – Ações no plano de parede, adaptado de [30], com: a) forças de corte e b) forças de tração e compressão.	14
Figura 2.16 – Exemplo do tipo de ações a que pode ser sujeita uma parede maciça simples prefabricada, adaptado de [10].	15
Figura 2.17 – Roturas típicas em paredes prefabricadas de betão: a) por deslizamento ao corte; b) por flexão; c) por tração diagonal; d) por compressão diagonal e e) por corte no deslizamento na rótula plástica; adaptado de [31].	16
Figura 2.18 – Estudo experimental com painéis em consola sem aberturas realizado por Pavese e Boumas [33]: a) Fissuração horizontal, vertical e por corte devido a cargas	

laterais; e b) Desagregação do betão e empenamento das armaduras na base dos painéis.	17
Figura 2.19 – Estudo experimental com painéis fixos nas extremidades sem aberturas realizado por Pavese e Bournas [33]: a) Fissuração de corte ao longo do painel; b) Falha típica de compressão diagonal na base de um dos lados da parede.	18
Figura 2.20 – Estudo experimental com painéis com aberturas realizado por Pavese e Bournas [33]: Fissuras diagonais visíveis em paredes com diferentes aberturas.	18
Figura 2. 21 – Estudo experimental realizado por Wang et al. [34]: a) Dimensões em mm dos dois ensaios realizados; b) Sistema de cargas aplicado.	19
Figura 2.22 – Estudo analítico realizado por Wang et al. [34], relação força-drift: a) configuração L1 e b) configuração L3.	20
Figura 2.23 – Exemplo de parede com abertura e respetiva distribuição das zonas D e B, adaptado de [1].	20
Figura 2.24 – Adaptado de [35]: a) Exemplo de caminhos de carga e respetivo MET em paredes sem abertura; Campos de tensões de compressão: b) "Leque"; c) "Garrafa" e d) "Prismático".	21
Figura 2.25 – Coeficientes de redução no cálculo da tensão máxima resistente à compressão do betão, com tração e sem tração transversal, adaptado de [1].	22
Figura 2.26 – Tipos de nós, adaptado de [1]: a) nó CCT; b) nó CTT e c) nó CCC.	22
Figura 2.27 – CSFM: tensões principais aplicadas no betão armado, adaptado de [39].	24
Figura 2.28 – Método de otimização topológica aplicado numa parede com ligações secas e sem aberturas, IDEA StatiCa Detail.	24
 Figura 3.1 – Esquema ilustrativo das paredes autoportantes selecionadas para o estudo e respetiva geometria.	25
Figura 3.2 - Representação geométrica da parede-tipo (4.80x3.00x0.20 m ³ , com ligações secas): planta, alçado, perfil e vista em perspetiva, IDEA StatiCa Detail.	26
Figura 3.3 – Esquema da ligação seca considerada para o presente estudo.	27
Figura 3.4 – Verificação da segurança do betão, adaptado de [39]: a) Gráfico tensão-deformação do betão; b) Modelo de redução da resistência em compressão, valores de kc_2	29
Figura 3.5 – Relação tensão-deformação do aço, adaptado de [39]: a) com ramos inclinados e b) com ramos horizontais.	29
Figura 3.6 – Representação do cálculo da largura de uma fenda no betão no IDEA StatiCa Detail, adaptado de [1], [39].	31

Figura 3.7 – Modelação numérica das armaduras numa parede sem aberturas no IDEA StatiCa Detail.....	32
Figura 3.8 – Esquema 3D e 2D do modelo computacional das ancoragens numa parede com ligações húmidas sem aberturas no IDEA StatiCa Detail.....	33
Figura 3.9 – Representação 2D dos apoios de fronteira na extremidade inferior da parede e pormenorização em 2D e 3D do apoio na chapa metálica, IDEA StatiCa Detail.	33
Figura 3.10 – Representação 3D do modelo computacional das ancoragens numa parede com ligações secas e com uma janela, IDEA StatiCa Detail.	34
Figura 3.11 – Fluxograma com os ensaios computacionais realizados no IDEA StatiCa Detail.	35
Figura 3.12 – Estudo 1 - Representação esquemática das paredes no IDEA StatiCa Detail: (a, b) ligações secas e (c, d) ligações húmidas, para paredes Tipo 1 e Tipo 2. 35	
Figura 3.13 – Estudo 2: Representação esquemática das paredes com porta analisadas no IDEA StatiCa Detail: a) Sem excentricidade; b) Excentricidade #1; c) Excentricidade #2; d) Excentricidade #3.	36
Figura 3.14 – Representação esquemática das janelas analisadas no Estudo 3, IDEA StatiCa Detail.....	37
Figura 3.15 – Esquema de combinações de aberturas analisadas no Estudo 4, IDEA StatiCa Detail: a) janela + janela; b) janela + porta; c) porta + porta (varanda).	37
 Figura 4.1 - Estudo 1: Análise da capacidade resistente das paredes sem aberturas (ELU): a) Tipo 1 (secas); b) Tipo 2 (secas); c) Tipo 1 (húmidas); e d) Tipo 2 (húmidas).	40
Figura 4.2 - Estudo 1: Comparação do campo de tensões nas paredes a) Tipo 1 e b) Tipo 2, com ligações secas.	41
Figura 4.3 – Estudo 1: Análise da carga que provoca fendas com 0.3 mm em condições de serviço nas paredes: a) Tipo 1 (seca); b) Tipo 2 (seca); c) Tipo 1 (húmida); e d) Tipo 2 (húmida).	42
Figura 4.4 - Largura de fendas [mm]: a) e b) ligações secas; c) e d) ligações húmidas.	43
Figura 4.5 – Parede com abertura de porta centrada reforçada.	44
Figura 4.6 - Estudo 2: Análise aos a) ELU, capacidade resistente máxima; e b) SLS, largura de fendas com 0.3 mm.....	44

Figura 4.7 – Análise da capacidade resistente sob os efeitos do reforço: a) ELU, aplicado à parede com abertura central (porta); b) Campos de tensões de duas paredes com porta, com e sem reforço.	45
Figura 4.8 - Análise das larguras de fendas sob os efeitos do reforço: a) SLS, fendas com 0.3 mm numa parede com porta central; b) Localização das fendas em duas paredes com porta, com e sem reforço.....	46
Figura 4.9 – Estudo 2: Análise das paredes com aberturas tipo porta: a) Excentricidade #1 e ELU; b) Excentricidade #1 e SLS; c) Excentricidade #2 e ELU; d) Excentricidade #2 e SLS; e) Excentricidade #3 e ELU; f) Excentricidade #3 e SLS.	47
Figura 4.10 – a) Análise da capacidade resistente das paredes, ELU, com portas excêntricas; b) Comparação das tensões máximas de betão e aço entre cada parede com porta excêntrica.....	48
Figura 4.11 - Análise da capacidade resistente das paredes, ELU, com aberturas centradas a) de 10% e b) 30%.....	49
Figura 4.12 – Análise da carga que provoca fendas com 0.3 mm em condições de serviço nas paredes com aberturas centradas: a) de 10% e b) de 30%.....	49
Figura 4.13 – Campo de tensões em paredes com a) 10%, b) 20% e c) 30% de abertura.	50
Figura 4.14 – Análise da capacidade resistente das paredes, ELU, paredes com 10% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.....	51
Figura 4.15 – Pontos críticos do campo de tensões em paredes com 10% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.	51
Figura 4.16 – Análise da carga que provoca fendas com 0.3 mm de largura em paredes com 10% de abertura excêntrica, SLS: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2..	52
Figura 4.17 – Paredes com 20% de abertura excêntrica: a) ELU e Excentricidade #1; b) ELU e Excentricidade #2; c) SLS (fendas de 0.3 mm) e Excentricidade #1; d) SLS (fendas de 0.3 mm) e Excentricidade #2.....	53
Figura 4.18 – Campo de tensões e pontos críticos em paredes com 20% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.	54
Figura 4.19 – Localização das fendas de 0.3 mm na combinação SLS para paredes com 20% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.....	54
Figura 4.20 – Paredes com 30% de abertura excêntrica: a) ELU e Excentricidade #1; b) ELU e Excentricidade #2; c) SLS (fendas de 0.3 mm) e Excentricidade #1; d) SLS (fendas de 0.3 mm) e Excentricidade #2.....	55
Figura 4.21 - Comparação de análises de capacidade resistente das paredes, ELU, para paredes: a) 10% de abertura, Excentricidade #1; b) 10% de abertura, Excentricidade #2; c) 30% de abertura, Excentricidade #1; d) 30% de abertura, Excentricidade #2.	57

Figura 4.22 - Localização das fendas de 0.3 mm na combinação SLS para paredes com 30% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.....	58
Figura 4.23 – Comparação das diferentes otimizações topológicas de cada parede com taxa de abertura: a) 10%; b) 20% e c) 30%.....	59
Figura 4.24 - Apresentação de resultados da combinação ELU para paredes com janelas alongadas: a) Excentricidade #1; b) Centrada; c) Excentricidade #2.....	61
Figura 4.25 – Análise de carga que provoca fendas com 0.3 mm de largura em paredes com janelas alongadas e localização das fendas: a) Excentricidade #1; b) Centrada e c) Excentricidade #2.	63
Figura 4.26 - Campo de tensões e otimização topológica de paredes com janela alongada: a) Excentricidade #1; b) Centrada e c) Excentricidade #2.	64
Figura 4.27 – Apresentação de resultados da combinação ELU para paredes com combinações de aberturas e respetivos campos de tensões: a) janela 20% + janela 20%; b) janela 20% + porta e c) porta + porta (varanda).....	67
Figura 4.28 – a) Análise de carga que provoca fendas com 0.3 mm de largura em paredes com combinações de aberturas; b) localização das fendas; c) otimização topológica, (duas janelas, janela e porta, e duas portas).....	68
Figura 4.29 - Análise comparativa global (ELU) para paredes com aberturas centradas.	69
Figura 4.30 – Análise de carga que provoca fendas com 0.3 mm de largura em paredes com excentricidades: a) janelas quadradas com excentricidades intermédias e b) janelas e portas com excentricidades máximas.	71
Figura 4.31 – Comparação entre as cargas de rotura, em ELU: a) Estudo 1 - paredes sem aberturas; b) Estudo 2 - paredes com portas e excentricidades; c) Estudo 3 - paredes com janelas quadradas; d) paredes com janelas alongadas excêntricas em altura; e) Estudo 4 – Paredes com combinação de aberturas.	72
Figura 4.32 – Comparação entre as cargas correspondentes a 0.3 mm de fendas, em SLS: a) Estudo 1 - paredes sem aberturas; b) Estudo 2 - paredes com portas e excentricidades; c) Estudo 3 - paredes com janelas quadradas; d) paredes com janelas alongadas excêntricas em altura; e) Estudo 4 – Paredes com combinação de aberturas.	73
Figura 4.33 -Otimização Topológica de todas as paredes analisadas, IDEA StatiCa Detail: a) Estudo 1; b) Estudo 2; c) Estudo 3 e d) Estudo 4.....	75

Lista de acrónimos

CSFM	<i>Compatible Stress Method Field</i> (Método de campo de tensões compatíveis)
EC2	Eurocódigo nº2
ELU	Estado Limite Último
EPS	Poliestireno expandido
fib	<i>Fédération Internationale du Béton</i> (Federação Internacional do Betão)
FRP	Polímero reforçado com fibra
MET	Método de Escoras e Tirantes
PPVC	<i>Prefabricated Prefinished Volumetric Construction</i> (Construção volumétrica prefabricada e pré-acabada)
SLS	<i>Serviceability Limit State</i> (Estado Limite de Serviço)
TLI	Teorema do Limite Inferior
TLS	Teorema do Limite Superior
XPS	Poliestireno extrudido

(página intencionalmente deixada em branco)

Simbologia

Alfabeto latino – Letras maiúsculas

A_c Área da secção transversal do elemento de betão

A_s Área da secção transversal da armadura ordinária

$A_{s,v}$ Área da secção transversal da armadura vertical

L Comprimento da parede

T Força de tração

V_{Rdj} Resistência total ao corte da junta

Alfabeto latino – Letras minúsculas

c Coeficiente de atrito (rugosidade)

c_{cyl} Fator de adesão sob carregamento sísmico

c_{mon} Fator de adesão sob carregamento monotónico

f_{cd} Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

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

f_{ctd} Valor de cálculo da resistência do betão à tração

f_{tk} Valor característico da resistência à tração do aço

f_{yk} Valor característico da tensão de cedência do aço

f'_c Resistência característica à compressão do betão em ensaio de provete cilíndrico

$f'_{c,lim}$ Resistência à compressão limitada do betão

h Altura da parede

k Rácio entre resistência à tração e tensão de cedência (aço)

k_c Fator de redução devido à fissuração transversal no betão

k_{c2} Coeficiente de redução devido à fendilhação transversal

p Carga axial vertical distribuída

pp Peso próprio

w Largura de fenda no betão

w_b Largura de fendas na direção da armadura

Alfabeto grego – Letras minúsculas

α_1	Fator de redução da resistência à compressão do betão
ε_m	Deformação média da armadura
γ_G	Coeficiente parcial para ações permanentes
γ_Q	Coeficiente parcial para ações variáveis
γ_s	Coeficiente parcial de segurança do aço
η_{fc}	Fator de redução de fragilidade do betão
μ	Coeficiente de atrito (rugosidade)
ν'	Coeficiente de redução da resistência
ρ	Taxa de armadura
σ_n	Tensão normal
σ_{c1}	Tensão de tração principal no betão
σ_{c2r}	Tensão de compressão principal máxima no betão
$\sigma_{s,r}$	Tensões de tração na armadura
$\sigma_{s,lim}$	Tensão máxima limite de tração na armadura
$\sigma_{Rd_{max}}$	Valor máximo de tensão
θ_b	Inclinação da armadura
θ_r	Inclinação da fenda
Φ_c	Fator de redução de tensões do betão
ψ_2	Coeficiente quase-permanente

1. Introdução

1.1. Enquadramento geral

Ao longo dos anos, a construção prefabricada tem assumido um papel cada vez mais importante no domínio da engenharia civil. Embora ainda exista um longo caminho a percorrer, observa-se um interesse significativo por soluções construtivas mais eficientes, sustentáveis e economicamente viáveis, capazes de responder às exigências atuais do setor. Numa realidade histórica influenciada pelos conflitos e desastres naturais, as soluções prefabricadas podem ter um papel fundamental na construção rápida de estruturas essenciais.

Relativamente às vantagens desta vertente construtiva, destaca-se a pouca necessidade de mão de obra especializada no local da obra, o elevado controlo de qualidade porque parte da produção é realizada em fábrica, os baixos níveis de emissão de carbono para o ambiente e elevado potencial de reciclagem das peças, uma vez que muitas podem ser reutilizadas. A repetição e a mecanização otimizada da produção em fábrica faz com que exista uma maior eficácia de produção relativamente à produção *in-situ*, consequentemente, o tempo de produção é menor, os gastos de energia são menores e as emissões de CO₂ também são menores. A prefabricação tem, todavia, a desvantagem de ter algumas limitações ao nível do *design*. Ao nível da montagem no local da obra, as ligações podem ser secas, usando parafusos, ou húmidas, que implicam a colocação de armaduras e a realização de uma betonagem. Estas características fazem da construção prefabricada uma solução estrutural versátil que pode ser aplicada a diferentes sistemas construtivos.

Na construção prefabricada destacam-se diversos tipos de elementos estruturais, como vigas, paredes e lajes, que podem ser combinados em diferentes sistemas construtivos. Os mais comuns são as estruturas em pórtico, paredes estruturais (sistema laminar) e módulos 3D. As paredes prefabricadas podem ter variações significativas: paredes simples ou maciças, paredes duplas e paredes compósitas ou do tipo *sandwich*.

Na presente dissertação será estudado em detalhe as paredes simples, pertencentes a um sistema estrutural constituído apenas por parede e parede, com especial atenção às ligações nas juntas horizontais. Do ponto de vista do dimensionamento, as paredes prefabricadas não diferem muito das paredes executadas *in-situ*, uma vez que ambas devem resistir às ações horizontais, como o vento ou as ações sísmicas, e às ações verticais, associadas essencialmente às forças gravíticas. Para garantir uma transmissão eficaz dessas ações entre os diferentes elementos, é fundamental que as ligações sejam devidamente dimensionadas e executadas. Além disso, as paredes estruturais devem ser projetadas para resistir aos esforços a que estão sujeitas e apresentar níveis adequados de ductilidade, para conseguirem dissipar energia sem atingir o colapso. O dimensionamento das paredes é, muitas vezes, realizado recorrendo, por exemplo, a programas de cálculo baseados no método dos elementos finitos para determinar o campo de tensões na parede, ou ao método de escoras e tirantes, particularmente útil em elementos com descontinuidades.

Esta presente dissertação dá continuidade ao estudo desenvolvido por Marreneca [1] na sua tese de mestrado intitulada *Impacto das aberturas no dimensionamento de paredes autoportantes pré-fabricadas de betão armado*. É também importante referir que o estudo desenvolvido enquadra-se no âmbito do projeto da R2UTechnologies | Modular Systems, dedicado ao desenvolvimento de soluções modulares para edifícios habitacionais.

1.2. Objetivos

O objetivo principal desta dissertação é analisar a influência das aberturas no comportamento estrutural de paredes simples prefabricadas de betão armado. Para esse efeito, foram avaliadas paredes sujeitas a dois níveis de carga, um para a verificação aos Estados Limites Últimos (ELU, *Ultimate Limit State*), relacionado com a capacidade resistente; e um segundo nível de carga correspondente aos Estados Limites de Utilização (SLS, *Serviceability Limit State*), relevante para a análise da fendilhação.

Para o caso de estudo realizado, considerou-se que o edifício estava localizado em Lisboa (apesar da ação sísmica não ter sido considerada na análise). As paredes correspondem ao piso térreo de um edifício de 4 andares constituído por paredes autoportantes prefabricadas simples. Foram analisadas duas paredes em termos de dimensões, uma mais pequena com 2.40 m de comprimento e 3.00 m de altura e outra de maiores dimensões com 4.80 m de comprimento e 3.00 m de altura, sujeitas a cargas verticais provenientes das ações permanentes e variáveis transmitidas pelos pisos superiores.

Neste estudo foram consideradas dois tipos de ligações entre as paredes húmidas e secas, que implicou a utilização de diferentes condições de fronteira. Considerando o objetivo principal desta tese, analisaram-se diferentes configurações geométricas para as aberturas, ou seja, diferentes tipos e posições de aberturas. Portanto, as variáveis consideradas neste estudo foram: i) dimensões da parede, ii) tipo de ligações, secas ou húmidas; iii) tipo de abertura (janelas e/ou portas); iv) posição da abertura (variando a excentricidade da abertura em relação ao centro da parede); resultando num total de 23 análises de paredes diferentes. Os parâmetros de resposta analisados em cada situação foram as tensões, no betão e no aço, e a fendilhação no betão. Estes parâmetros de resposta são essenciais para compreender o desempenho estrutural da parede em cada caso. Com base no desempenho estrutural das paredes, pretende-se identificar as situações em que as paredes podem, ou não, ser consideradas como elementos estruturais (isto é, a resistência da parede é ainda significativa e pode ser considerada como parte do sistema estrutural do edifício).

Por fim, todo o processo de análise e modelação foi desenvolvido com recurso ao *software* de *IDEA StatiCa Detail* [2], ferramenta de modelação estrutural que permitiu simular o comportamento das paredes e avaliar os diferentes cenários definidos. Neste estudo também se consideraram os Eurocódigos EC1 [3], EC2 [4] e EC8 [5], e as recomendações apresentadas em vários boletins da *fib* (Federação Internacional do Betão), nomeadamente, o *fib* nº27 [6], *fib* nº43 [7], *fib* nº84 [8] e *fib* nº 74 [9].

1.3. Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos, cujo conteúdo é brevemente descrito nos parágrafos seguintes.

O Capítulo 1 apresenta o enquadramento geral do trabalho realizado no domínio da Engenharia Civil, destacando a importância das construções prefabricadas na atualidade, bem como as vantagens das mesmas. Também são definidos os objetivos da dissertação e a metodologia adotada para os alcançar. Por fim, é apresentada uma breve descrição dos vários capítulos que compõem a dissertação.

O Capítulo 2 apresenta o estado de arte, onde se realiza uma revisão geral do mundo da prefabricação, abordando desde a tipologia de sistemas estruturais prefabricados até às peças existentes que as constituem. São apresentados os tipos de peças mais utilizados, com especial destaque para as paredes prefabricadas, assim como os diferentes tipos de ligações, húmidas e secas, empregues neste tipo de construção. Adicionalmente, são descritos diferentes tipos de métodos de análise e dimensionamento para as paredes com aberturas, nomeadamente o método de escoras e tirantes, adequado para elementos com descontinuidades, e o método de campo de tensões compatíveis (CSFM, *Compatible Stress Method Field*), cuja teoria serve de base ao *software IDEA StatiCa Detail*.

O Capítulo 3 apresenta uma descrição do caso de estudo desenvolvido, incluindo os tipos de ligações, os materiais utilizados, as combinações de ações utilizadas em cada análise e o processo de modelação numérica no programa *IDEA StatiCa Detail*, acompanhado de uma breve introdução ao mesmo. São ainda definidas as diferentes paredes, com e sem aberturas, e as várias séries de análise. Por fim, são apresentados os parâmetros de resposta considerados nas análises.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos nos vários modelos usando gráficos, figuras com os campos de tensões, com a localização e abertura de fendas, e mapas de otimização topológica. Os resultados são discutidos e analisados para se perceber a influência de cada variável estudada. Com base nestas análises foi possível determinar a capacidade de carga de cada parede e perceber como o desempenho da parede variou com a posição e tipo de abertura.

Por fim, o Capítulo 5 apresenta as principais conclusões do estudo realizado, tendo em conta os objetivos definidos anteriormente. São ainda apresentadas propostas de trabalho para estudos futuros, de maneira a dar continuidade ao estudo desenvolvido nesta dissertação.

2. Estado de Arte

2.1. Considerações Iniciais

Ao longo dos séculos, a evolução dos materiais de construção acompanhou as crescentes exigências da sociedade. No contexto da Engenharia Civil, o betão armado surgiu na primeira metade do século XIX, transformando significativamente as técnicas construtivas e influenciando o desenvolvimento de infraestruturas em todo o mundo. A combinação do aço e do betão proporciona uma solução estrutural equilibrada, pois as suas propriedades complementam-se, isto é, o betão simples com alta resistência à compressão e baixa resistência à tração, é compensado pelo aço que possui alta resistência à tração e menor à compressão. Logo, em conjunto, ambos os materiais são capazes de suportar as tensões impostas pelas cargas atuantes neles.

No contexto desta dissertação, a interação e aplicação dos materiais estruturais de betão e aço possibilitam o desenvolvimento de soluções construtivas inovadoras, entre as quais se destacam as estruturas prefabricadas. Estas surgiram pela primeira vez no final do século XIX, juntamente com os elementos moldados *in-situ* de betão armado, mas ganharam maior relevância após a Segunda Guerra Mundial, impulsionadas pela crescente necessidade de novas construções. A construção modular foi então aplicada em diversos tipos de projetos, demonstrando uma alta aplicabilidade. Nos últimos anos, os cinco setores principais que implementaram a construção pré-moldada em mais de 40% dos seus projetos são: educação (escolas e residências estudantis); edifícios comerciais de baixa altura; setor público; e setor residencial familiar [10]. A menor necessidade de mão de obra especializada para este tipo de método construtivo contribuiu para a expansão da tecnologia do betão prefabricado, especialmente com a automatização da produção de elementos com possibilidade de utilização de betão de alto desempenho e autocompactável, além do desenvolvimento de sistemas estruturais resistentes a sismos, entre outras inovações [11].

Para o estudo deste tópico, primeiramente irão ser apresentadas as vantagens e desvantagens de cada modalidade construtiva e de seguida irão ser apresentados os tipos de sistemas estruturais existentes no mundo da Engenharia Civil.

2.2. Vantagens e Desvantagens da Prefabricação em Betão

De modo geral, as soluções prefabricadas não diferem significativamente das construções *in-situ* mais tradicionais, apenas se distinguem pelo processo de fabrico e instalação dos elementos. No caso dos elementos prefabricados, a produção ocorre em ambientes controlados, como fábricas ou instalações especializadas, e a sua montagem exige supervisão adicional, principalmente no transporte e manuseio das peças. A sua instalação em obra é feita recorrendo a ligações secas (como parafusos e perfis metálicos) ou húmidas (com recurso a betonagens ou argamassas). Já os elementos moldados *in-situ* são produzidos diretamente no local da obra, o

que oferece maior flexibilidade no design do projeto, eliminando a necessidade de transporte de peças volumosas.

Entre as principais vantagens dos elementos prefabricados, destacam-se o rigoroso controlo de qualidade, a gestão otimizada do processo produtivo e a redução de resíduos. Devido à eficiência na fabricação das peças e ao acompanhamento contínuo da sua qualidade, torna-se possível atender com agilidade às necessidades sociais. No contexto atual, marcado por guerras, crises humanitárias e catástrofes naturais, estas soluções são essenciais para uma construção rápida e económica de edifícios, como hospitais e abrigos, garantindo resposta eficaz a emergências. Adicionalmente, a prefabricação apresenta vantagens ambientais, incluindo baixos níveis de emissão de carbono [11], [12] e boa eficiência energética em termos de isolamento térmico, por exemplo, segundo Zohourian *et al.* [13]. Contudo, apesar do fabrico consumir mais de 90% da energia total incorporada, o processo de reciclagem das peças permite poupar um elevado potencial de energia, entre 16% e 24%, comparativamente com os materiais produzidos de forma convencional [14].

No entanto, ainda existem desafios que dificultam a adoção em larga escala, como limitações no *design* das peças (elevado custo de customização), altos custos iniciais e de comercialização, dificuldades logísticas e no transporte de elementos de grandes dimensões, para além de dificuldades acrescidas devido ao comportamento dos sistemas estruturais prefabricados face a sismos e à vulnerabilidade face a colapsos progressivos [15].

Um dos casos mais marcantes associados à construção prefabricada foi o colapso do edifício Ronan Point, em Inglaterra, em 1968. O edifício era constituído por painéis pré-moldados de pisos, paredes e escadaria, encaixados entre si e ligados através de parafusos e argamassa aplicada *in-situ*. Do ponto de vista estrutural, cada piso era suportado pelas paredes estruturais diretamente abaixo, transmitindo as ações verticais por gravidade. O colapso teve origem numa explosão provocada por uma fuga de gás no 18.º andar, que derrubou as paredes divisórias da sala. Estas paredes constituíam o único suporte das paredes situadas imediatamente acima e abaixo, originando uma reação em cadeia que levou ao colapso progressivo dos restantes pisos da estrutura (ver Figura 2.1). Embora a explosão não teve, por si só, uma magnitude particularmente elevada (cerca de 70 kPa), a inexistência de caminhos alternativos de carga e as deficiências construtivas nas juntas, com ligações mal executadas e argamassa insuficiente, tornaram o sistema estrutural vulnerável. O desastre deixou uma imagem negativa da construção prefabricada, ainda que o problema residisse essencialmente na má execução e na falta de regulamentação adequada à época [16].



Figura 2.1 – Ronan Point após colapso, adaptado de [16].

2.3. Sistemas Estruturais em betão Prefabricado

No contexto da construção modular, os diferentes tipos de estruturas prefabricadas podem ser resumidos a quatro tipos de sistemas estruturais, isto é: (i) em pórtico, (ii) em esqueleto, (iii) em parede e (iv) em módulos 3D.

Os sistemas de estrutura em pórtico, compostos por pilares e vigas de piso e/ou cobertura (Figura 2.2a), são comumente utilizados em armazéns e instalações industriais. Caracterizam-se pela sua flexibilidade, pois resultam da ligação pontual de elementos lineares, em vez de superfícies contínuas. As ligações garantem a resistência às ações horizontais, embora permitam maiores deformações devido à menor rigidez global.

Os sistemas de estrutura em esqueleto são compostos por pilares, vigas, lajes e painéis de fachada não estruturais (Figura 2.2b). É amplamente utilizado em edifícios de baixa/média altura e, em menor escala, em edifícios mais altos devido à sua flexibilidade.

Os sistemas de estrutura em parede são compostos por paredes verticais portantes e lajes horizontais (Figura 2.2c). São amplamente usados em habitações unifamiliares e multifamiliares, hotéis, escolas, entre outros. A rigidez depende das ligações entre painéis: húmidas tendem a ser mais rígidas e secas dependem da qualidade da execução. Estes sistemas serão mais aprofundados ao longo da dissertação, pois corresponde às paredes analisadas e modeladas no estudo computacional apresentada no Capítulo 3.

Os sistemas de estrutura em módulos 3D, ou PPVC (Construção Volumétrica Prefabricada e Pré-acabada), são compostos por elementos tridimensionais prefabricados (ver Figura 2.3a) e aplicam-se frequentemente a componentes específicos como cozinhas, garagens ou casas de banho, e o seu uso em edifícios completos é menos comum. Existem, contudo, exemplos notáveis como hotéis, prisões e edifícios residenciais, como o *Clement Canopy* em Singapura, o edifício habitacional mais alto do mundo com este sistema. A montagem segue o princípio tipo LEGO, sobrepondo módulos horizontal e verticalmente (Figura 2.3b). Estruturalmente, os módulos 3D comportam-se como unidades fechadas e contínuas, oferecendo maior rigidez

global e menor flexibilidade, com deformações significativamente reduzidas devido às superfícies interligadas que resistem eficientemente às ações horizontais.

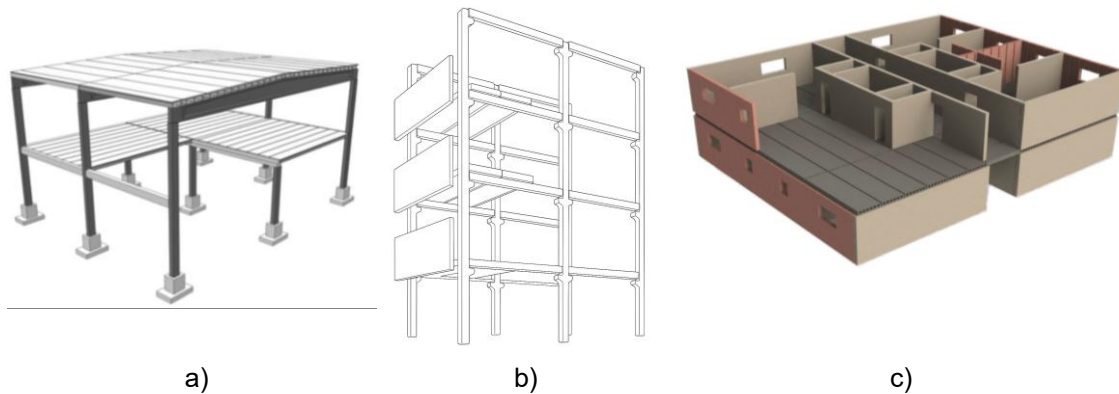


Figura 2.2 – a) Sistema estrutural em pórtico com piso intermédio, adaptado de [9]; b) Sistema estrutural em esqueleto, adaptado de [17]; c) Sistema estrutural em parede, adaptado de [9].



a)



b)

Figura 2.3 – Sistema modular 3D: a) Montagem da prisão de Zaanstad, em Holanda, adaptado de [18]; b) aplicação no edifício *Clement Canopy*, em Singapura, adaptado de [19].

Adicionalmente, todos os sistemas devem ser dimensionados para suportar ações externas como vento, neve e ações sísmicas (quando aplicável). Além disso, para garantir uma distribuição eficiente das cargas e assegurar um comportamento monolítico da infraestrutura, é fundamental que as ligações entre os elementos prefabricados sejam bem executadas durante a montagem, tal como ocorre nas estruturas *in-situ*. A importância destas ligações e o comportamento da estrutura serão abordados posteriormente.

Do ponto de vista construtivo, a montagem dos elementos prefabricados pode ser classificada dependendo do grau de prefabricação que está diretamente relacionado com o tamanho dos elementos, isto é: (1) elementos como pilares ou vigas; (2) painéis, como paredes ou lajes (elementos “2D”); (3) sistema de painéis e (4) combinação de elementos e painéis (elementos “3D”); como é possível ver na Figura 2.4.

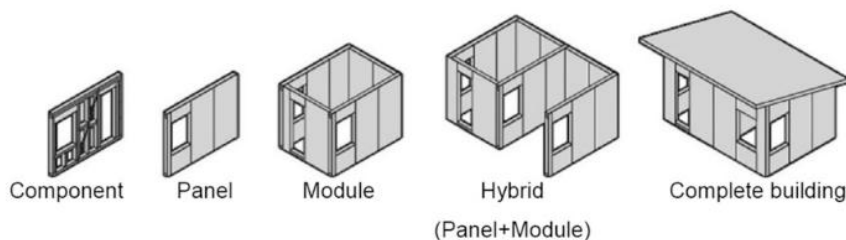


Figura 2.4 – Diferentes fases da construção de uma estrutura prefabricada em betão, adaptado de [10].

2.4. Tipos de Paredes Prefabricadas

Relativamente ao sistema de estrutura em parede, as paredes podem ser estruturais ou não estruturais. As não estruturais são utilizadas exclusivamente como divisórias em espaços interiores ou como parte da fachada do edifício, sendo fixas sempre em elementos estruturais existentes na construção. As estruturais têm a função de resistir às cargas aplicadas e são normalmente posicionadas no interior do edifício. Dentro deste grupo destacam-se as paredes maciças simples e as paredes duplas (ou pré-paredes), enquanto as paredes compósitas são representativas do grupo não estrutural [10].

2.4.1. Paredes Simples

As paredes autoportantes maciças consideradas simples são constituídas por uma única camada de betão e armaduras (ver Figura 2.5) e são projetadas de forma a garantir um bom desempenho estrutural quando sujeitas a cargas gravíticas e sísmicas. Caracterizam-se por um processo produtivo simples e económico e, apesar das restrições associadas ao transporte, apresentam dimensões adequadas que justificam a sua ampla utilização nas construções atuais [10].



Figura 2.5 – Parede maciça simples prefabricada, adotado de [10].

2.4.2. Paredes Duplas (Pré-paredes)

As paredes duplas ou pré-paredes são compostas por duas camadas de betão armado, ligadas e espaçadas por conectores de aço (ver Figura 2.6). O núcleo de betão, isto é, a camada intermédia, é betonada *in-situ* promovendo não só a ligação entre os elementos e garantindo um comportamento monolítico da estrutura, como proporcionando isolamento também. Os painéis externos apresentam uma espessura que varia entre 40 e 70 mm e o núcleo apresenta uma

espessura de 70 a 350 mm. O seu peso varia entre 240 e 350 kg/m², não ultrapassando os 12 metros de comprimento e 3 metros de altura [9].



Figura 2.6 – Exemplo ilustrativo de parede dupla com aberturas, adaptado de [20].

2.4.3. Paredes Compósitas (*Sandwich*)

As paredes compósitas ou *sandwich* são compostas tipicamente por três camadas: exterior de betão armado prefabricado; intermédia não-estrutural de isolamento térmico XPS (poliestireno extrudido) ou EPS (poliestireno expandido), garantindo eficiente isolamento térmico e acústico; e uma externa novamente de betão armado prefabricado (ver Figura 2.7a). São geralmente utilizadas nas fachadas dos edifícios (Figura 2.7b), embora às vezes também se utilizem em paredes interiores. Destacam-se três tipos de painéis: (i) não compostos, com camadas de betão armado a trabalhar independentemente; (ii) compostos, com camadas de betão armado a trabalhar em conjunto para resistir às ações a que são sujeitas; e (iii) parcialmente compostos, combinando aspetos dos dois anteriores tipos [9], [10], [21].

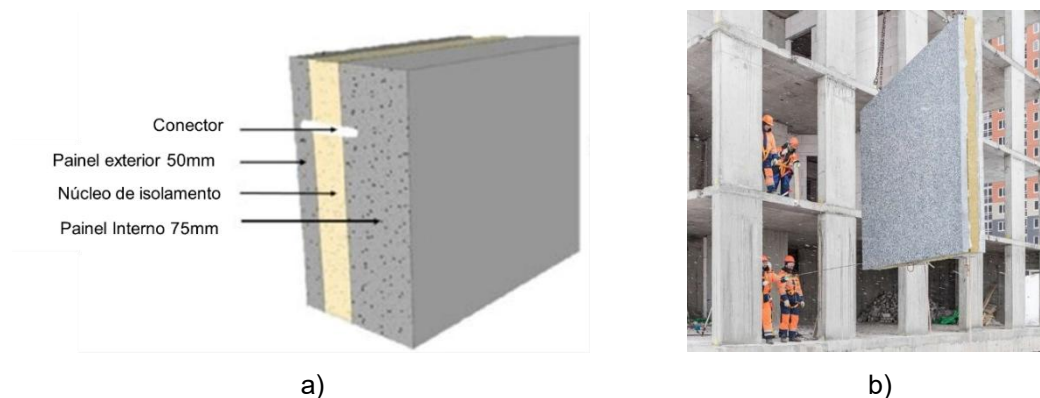


Figura 2.7 – Painéis prefabricados compósito, adaptado de [22]: a) partes da parede e b) aplicação da parede compósita num caso real.

As três camadas do painel preservam integridade estrutural e resistência através de conetores, amplamente estudados para melhorar o seu desempenho mecânico, minimizando deslocamentos e prevenindo separação entre camadas. São fabricados tipicamente com aço, aço inoxidável, fibra de vidro, fibra de carbono ou compósitos de polímero reforçado com fibra (FRP) e podem ser subdivididos em: (i) conetores que transferem esforços de corte e (ii) conetores que não transferem esforços de corte. Estes últimos apenas transmitem uma quantidade muito reduzida de corte longitudinal de uma camada para a outra e são mais

resistentes à tração. Os conectores que sim transferem corte, podem ser ainda subdivididos em unidirecionais (rigidez só atua numa direção e na outra são flexíveis) ou bidirecionais (rígidos em ambos sentidos); como nas Figura 2.8a e Figura 2.8b. Estas ligações devem ser contínuas e corretamente espaçadas para distribuir melhor os esforços aplicados [8], [23], [24].

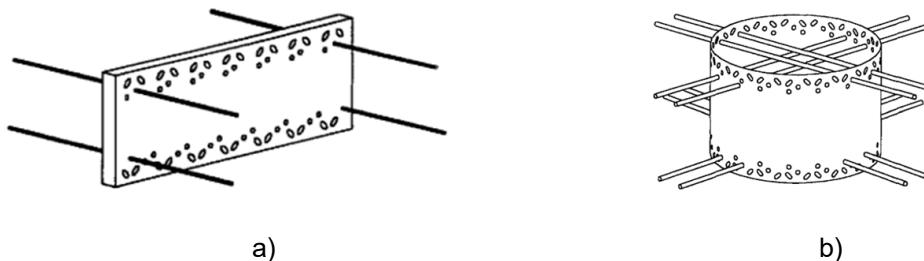


Figura 2.8 – Tipos de conectores, adaptado de [8]: a) resistentes ao corte unidirecionais e b) resistentes aos cortes bidirecionais.

Garantir bom isolamento térmico e elevada eficiência energética nos painéis é essencial, o que levou a anos de pesquisa sobre os materiais mais adequados para essa aplicação. Na década de 1970, conectores metálicos eram amplamente utilizados, proporcionando um excelente desempenho estrutural, mas comprometendo a condutividade térmica. Já na década de 1980, introduziram-se conectores não metálicos, que melhoravam o isolamento térmico, mas reduziam a eficiência estrutural [24]. Em 1977, Salmon *et al.* [23] propuseram a utilização de conectores do tipo treliça em FRP, satisfazendo ambas exigências e garantindo um bom desempenho estrutural e térmico. Para atingir esses padrões de eficiência, o coeficiente de transferência de calor deve situar-se entre 0.34 e 0.75 W/m². °C, e a espessura mínima do painel deve ser superior a 200 mm [9], [10].

2.5. Ligações

As ligações entre elementos prefabricados podem húmidas e secas, consoante o método de execução. As ligações húmidas são realizadas *in-situ*, simulando um sistema monolítico com varões de espera e betonagem no local (Figura 2.9). Comparativamente, as secas utilizam sistemas mecânicos como parafusos, perfis metálicos e soldaduras (Figura 2.10) permitindo uma montagem mais rápida e limpa [1], [25], [26].

A resposta estrutural global depende diretamente das características das ligações usadas entre elementos prefabricados. Por um lado, as ligações secas proporcionam descontinuidade entre cada elemento prefabricado, o que pode permitir maiores deformações e possíveis danos à estrutura. É, portanto, de grande importância, que estas ligações sejam executadas corretamente, de forma a assegurar um comportamento o mais uniforme e robusto possível, conforme já mencionado no subcapítulo 2.3. Tanto os perfis metálicos, como os parafusos, como as soldaduras devem ser selecionados de maneira a garantir ductilidade e suficiente resistência para resistir a forças e deslocamentos devidas às ações sísmicas. No caso dos parafusos, estes ainda são reforçados localmente com armaduras adicionais na zona da ligação. Por outro lado, as ligações húmidas diferem muito das secas, já que estas garantem maior rigidez e resistência

e permitem maior capacidade para evitar deformações inelásticas nas ligações [6], [10], [25], [27].

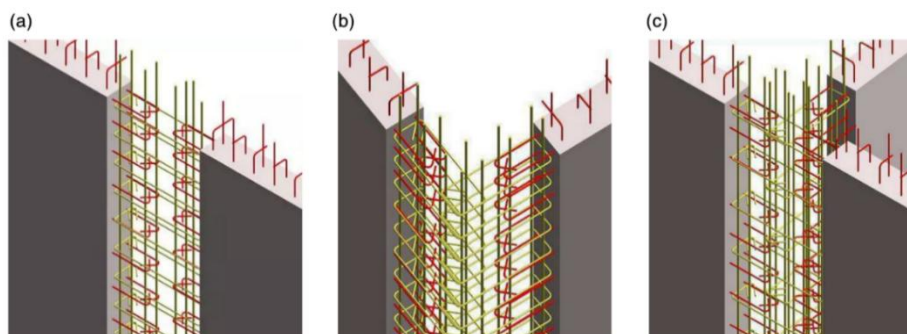


Figura 2.9 – Exemplos de ligações verticais húmidas in situ entre paredes prefabricadas: a) Tipo I; b) Tipo L; c) Tipo T; adaptado de [26].

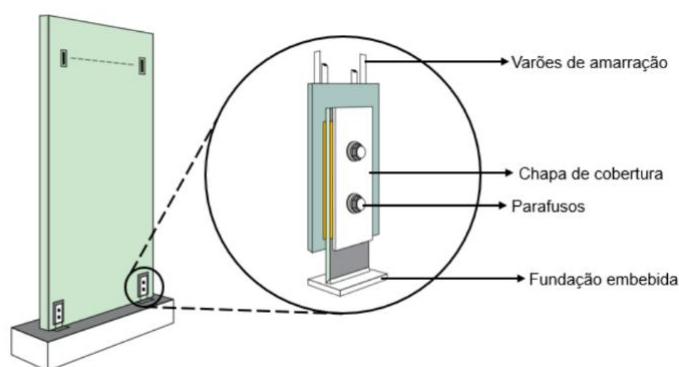


Figura 2.10 – Exemplo ilustrativo de ligações secas entre parede e fundação, adaptado de [1].

O tipo de ligação a escolher depende da zona sísmica onde se encontra a estrutura, ou seja, dado que as ligações secas apresentam maior dificuldade na transmissão das ações para os restantes elementos prefabricados, são usualmente selecionadas para zonas com pouca ou moderada atividade sísmica. Contudo, seja qual for a ligação a usar, esta terá de se adaptar às forças que se pretendem transmitir, isto é: existem ligações resistentes à compressão, tensão, corte, flexão e torsão. No entanto, as ligações devem ser capazes de transmitir combinações destas ações, por exemplo, uma ligação entre lajes deve ser capaz de resistir tanto ao momento fletor como à ação de corte [10], [25], [27].

É possível destacar três tipos de ligações mais comuns: (i) parede-parade, (ii) parede-fundação e (iii) parede-laje; como se podem observar na Figura 2.11. Contudo, para o contexto desta dissertação, apenas será analisada com maior destaque a ligação parede com parede.

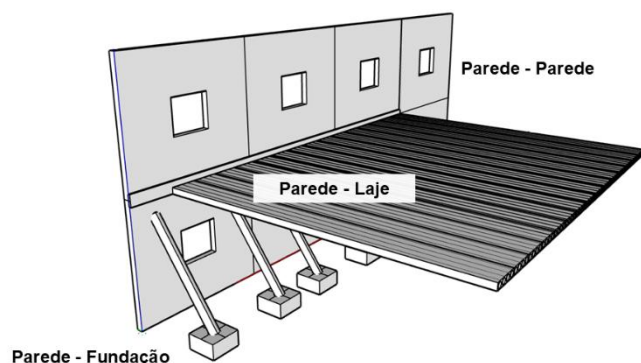


Figura 2.11 – Ligações típicas entre elementos prefabricados, adaptado de [9].

2.5.1. Ligações do tipo Parede-Parede

As ligações entre os diferentes elementos devem ser capazes de transmitir as forças internas que nelas estão a ser aplicadas. Por exemplo, na Figura 2.12 é possível observar, de forma esquemática, as diferentes ações que atuam na zona de ligação, incluindo cargas horizontais e verticais, assim como outras ações secundárias, como deformações térmicas.

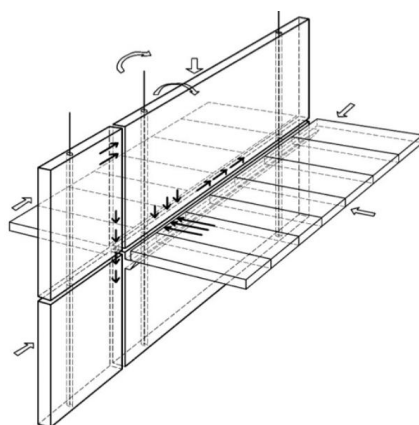


Figura 2.12 – Ações nas ligações horizontais e verticais entre elementos de parede, adaptado de [9].

As ligações horizontais são responsáveis por resistir a diversos tipos de ações. Estas ligações suportam esforços de compressão, resultantes tanto do peso das paredes superiores como do apoio das lajes. Resistem também às forças de corte provocadas por cargas laterais e pela ação de diafragma das lajes, bem como às forças horizontais que atuam no plano das mesmas. Adicionalmente, estas ligações estão sujeitas a momentos fletores dentro e fora plano, devido ao comportamento das paredes e das lajes, respetivamente.

Por sua vez, as ligações verticais entre os painéis devem resistir principalmente às forças de corte que surgem devido à ação em consola das paredes sob a influência de cargas horizontais e de ações secundárias. Estas ligações são também solicitadas por momentos fletores como resposta global do sistema estrutural face às ações aplicadas e às respetivas deformações.

Existem diferentes soluções construtivas para as ligações, sendo uma das mais comuns a utilização de ligações aparafusadas entre unidades de paredes. Segundo o Bulletin da *fib*

(Federação Internacional do Betão) nº74 [9] e Guo *et al.* [28], uma das soluções mais típicas empregues é a colocação dos parafusos de alta resistência e caixas metálicas ou chapas de aço embutidas nos próprios painéis para fornecer continuidade aos varões de amarração, como é possível observar na Figura 2.13. Esta abordagem é amplamente utilizada, tanto em ligações horizontais como verticais, devido à boa rigidez da ligação, à facilidade de montagem e amarração dos varões, à possibilidade de desmontagem e à futura reciclagem dos componentes.

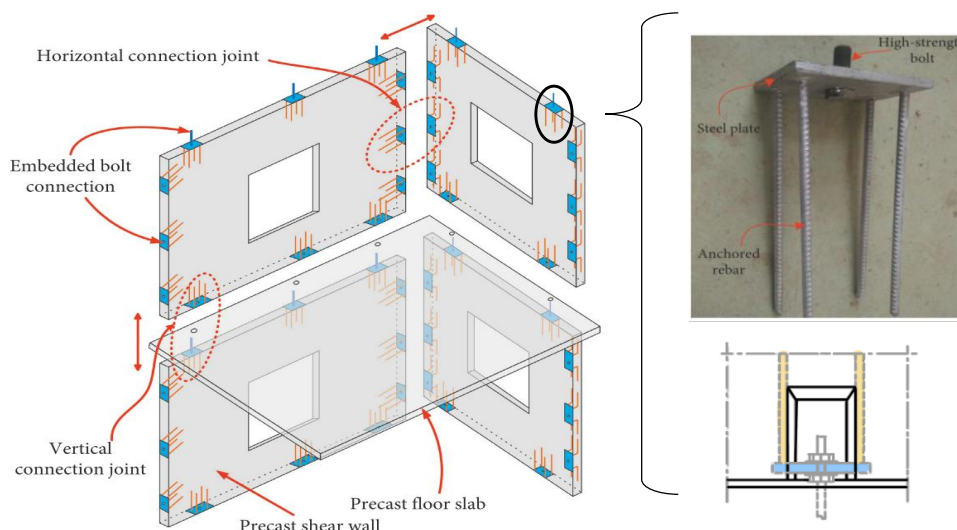


Figura 2.13 – Exemplo de ligações entre paredes prefabricadas com caixas metálicas e parafusos, adaptado de [28].

Outro exemplo de ligação seca é a apresentada por Brunesi e Nascimbene [29], onde se analisou o comportamento de paredes com e sem aberturas face a ações sísmicas. A ligação metálica usada (Figura 2.14), era composta por um gancho de aço de alta resistência entre duas armaduras longitudinais que se encontravam embutidas entre os dois painéis. Os ensaios consistiram em aplicar deslocamentos horizontais de forma cíclica e progressiva, simulando as deformações típicas das ações sísmicas, e carregamentos verticais constantes, simulando os pesos das lajes e pisos superiores, ambos aplicados com macacos hidráulicos. Os resultados obtidos indicaram que, por um lado, as paredes com aberturas apresentaram menor rigidez e maior deformação devido à descontinuidade na parede comparativamente com os painéis maciços. Por outro lado, as ligações permitiram uma boa transferência de esforços horizontais no geral, contudo, apresentaram baixa capacidade de dissipação de energia e falha ao corte para cargas cíclicas, comparativamente com as ligações húmidas, cuja capacidade de rigidez e resistência face a ações horizontais é maior. Através dos valores obtidos, conclui-se que a utilização deste tipo de ligações secas não são as ideias para regiões sísmicas.

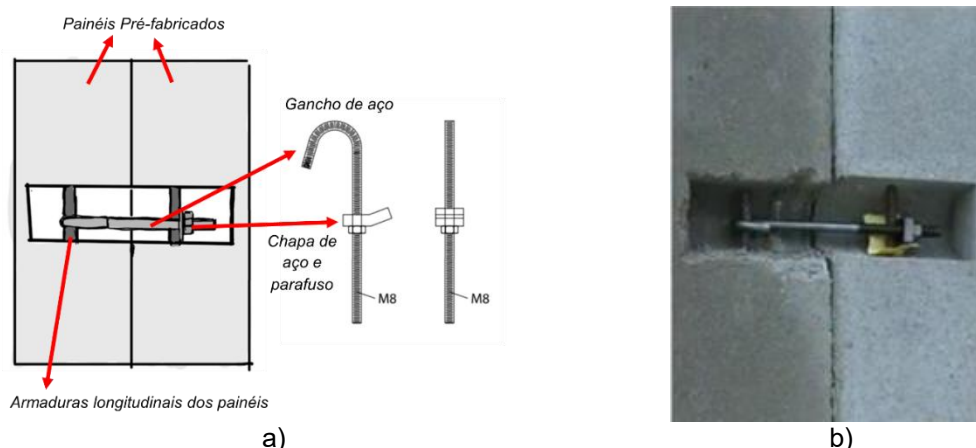


Figura 2.14 – Ligação seca entre paredes com gancho de aço: a) esquema da ligação; e b) exemplo de aplicação real, adaptado de [29].

2.5.2. Verificação de Segurança: Ligações e Dimensionamento

De maneira a garantir a segurança da estrutura, é fundamental garantir que, em ligações (horizontais e verticais) entre paredes prefabricadas, se transfiram corretamente as cargas para que os painéis trabalhem como apenas uma parede. Logo, simplificando, é necessário que estes resistam de forma combinada e individual ao corte, à flexão, à tração e à compressão, tal como se mostra na Figura 2.15.

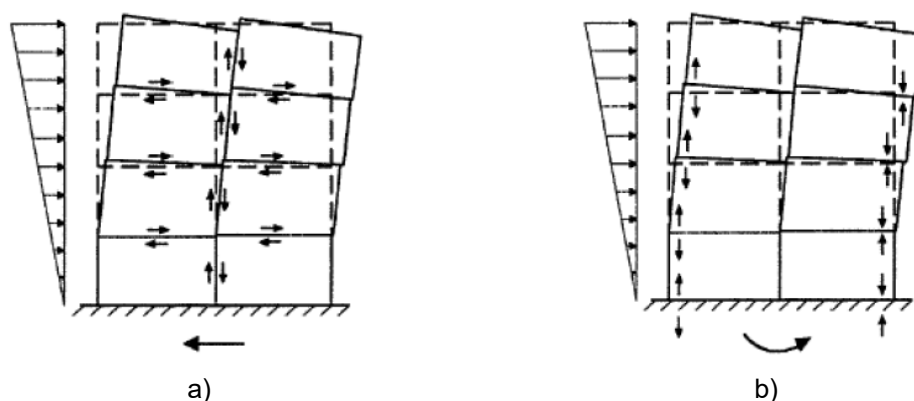


Figura 2.15 – Ações no plano de parede, adaptado de [30], com: a) forças de corte e b) forças de tração e compressão.

Segundo o Eurocódigo 8 – EN1998 da Norma Portuguesa [5], para verificar a segurança de ligações sujeitas principalmente a esforços de corte, em combinação simultânea de compressão e/ou tração, deve ser satisfeita a seguinte equação (2.1) [9] :

$$V_{Rdj} = A + B + C \leq 0.5 \times \left[0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \times f_{cd} \quad (2.1)$$

Onde:

- A é a rugosidade da interface, $A = c \times f_{cta}$
E onde o parâmetro c varia entre 0.25 a 0.5, dependendo da rugosidade da interface.
- B é força mínima de compressão normal externa (se houver), $B = \mu \times \sigma_n$

Onde σ_n é a tensão normal causada pela força permanente externa mínima (se existir), atuando simultaneamente com o esforço cortante, sendo positiva para a compressão ($\sigma_n < 0.6f_{cd}$) e negativa para a tração. Quando σ_n está à tração, então o termo A é considerado nulo.

O parâmetro μ que varia entre 0.5 a 0.9, dependendo da rugosidade da interface.

- C é o reforço transversal ao longo da junta, $C = \rho \times f_{sy}$

Onde ρ é a percentagem de reforço da ligação, $\rho = A_s/A_c$

É importante ressaltar que, em caso de zona de sismo, é necessário considerar a seguinte relação $V_{Rdj}/c_{cycl} = 0.5 \times C_{mon}$ na fórmula (2.1), onde c_{cycl} é o fator de adesão sob carregamento cíclico e c_{mon} é o fator de adesão sob carregamento monotónico. Por outro lado, σ_n devia ser calculado tendo em conta o valor mínimo da compressão atuando na junta e a ação desfavorável da componente vertical da carga sísmica. [5], [9]

Adicionalmente, do ponto de vista do dimensionamento das peças, é importante destacar que a qualidade da segurança e integridade estrutural dependem de uma boa conceção, pormenorização, montagem e durabilidade das ligações secas.

2.6. Estabilidade Estrutural

A estabilidade das paredes face a ações verticais e horizontais comprometem não só a resistência dos painéis nas zonas mais carregadas, mas também a sua resistência à encurvadura e resistência das ligações horizontais e verticais [9]. Logo, é necessário que as paredes estruturais sejam projetadas de maneira a conseguir maiores níveis de ductilidade, isto é, deformações controladas sem atingir a falha e dissipando a energia sem chegar ao colapso. Para tal, este parâmetro torna-se essencial na análise de dimensionamento, já que é preciso garantir que a força de corte supere a capacidade fletora da parede, obtendo um comportamento mais seguro e eficiente. É possível, portanto, simplificar as forças típicas atuantes em uma parede simples como sendo as representadas na Figura 2.16.

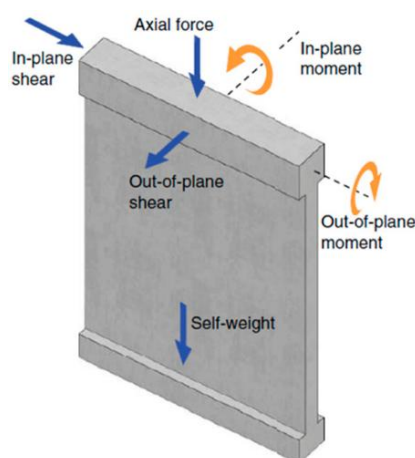


Figura 2.16 – Exemplo do tipo de ações a que pode ser sujeita uma parede maciça simples prefabricada, adaptado de [10].

As ações verticais impostas são usualmente compostas pelo peso próprio e pelas restantes cargas axiais; estas, por sua vez, criam as tensões normais na parede. Por outro lado, as ações horizontais podem ser causadas pelo vento, forças sísmicas (caso existam) e excentricidades e inclinação vertical da estrutura. E, por último, os momentos fletores são gerados devido a cargas gravitacionais, embora, na maioria dos casos, a magnitude seja bastante reduzida e os momentos sejam de origem accidental [9].

Complementarmente, as forças dominantes em cada parede dependem quase diretamente das dimensões das mesmas e é possível aprofundar o estudo tendo em consideração que, em edifícios mais altos, utilizam-se paredes de maiores dimensões e, em edifícios mais baixos, utilizam-se paredes de menores dimensões. Assim, de acordo com a relação de aspeto (altura/comprimento), as paredes resistentes a forças horizontais podem ser classificadas em termos de esbelteza: paredes mais esbeltas são dominadas pela flexão, paredes menos esbeltas são dominadas pelas forças de corte e paredes de esbelteza intermédia apresentam uma combinação de flexão e corte [10].

Relativamente a este tópico, foram realizados vários estudos em diferentes tipos de paredes prefabricadas de betão submetidas à combinação de cargas cíclicas laterais e axiais para avaliar a rigidez ao corte e à flexão. Segundo Tang e Su [31], foi possível determinar que as típicas roturas em parede prefabricadas de betão armado podem-se resumir em (a) roturas por deslizamento ao corte, (b) roturas por flexão, (c) roturas por tração diagonal, (d) roturas por compressão diagonal e (e) por corte no deslizamento na rótula plástica, tal como se mostra na Figura 2.17.

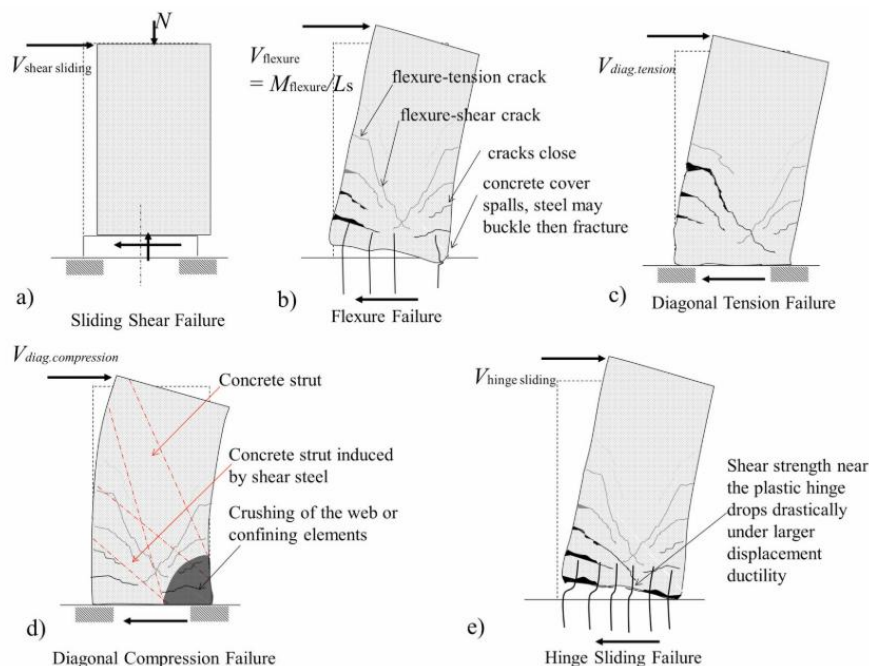
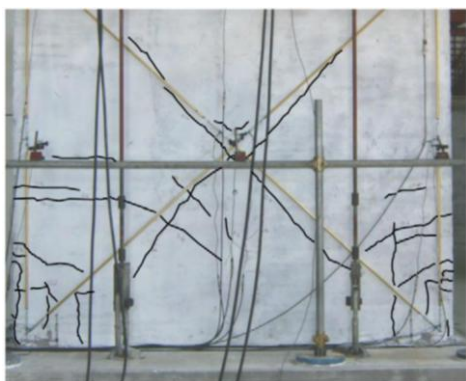


Figura 2.17 – Roturas típicas em paredes prefabricadas de betão: a) por deslizamento ao corte; b) por flexão; c) por tração diagonal; d) por compressão diagonal e e) por corte no deslizamento na rótula plástica; adaptado de [31].

Do ponto de vista sísmico, as estruturas prefabricadas são conhecidas pelo seu desempenho sísmico mais frágil observado em diferentes partes do mundo, devido à conceptualização das ligações entre elementos prefabricados, como já mencionado anteriormente, e devido ao menor número de trabalhos de investigação realizados até à data.

No entanto, com o aumento do interesse sobre estruturas prefabricadas nos últimos anos e, consequentemente, o aumento de edifícios construídos com este sistema, torna-se necessária a realização de estudos que avaliem não só o seu desempenho em situação sísmica, mas também os efeitos das aberturas em paredes estruturais e o comportamento dúctil das mesmas. A projeção de uma parede prefabricada maciça simples ou tipo *sandwich*, destinada a edifícios em regiões sísmicas, segue as normativas aplicáveis a uma estrutura de betão armado *in-situ*, exigindo o mesmo nível de desempenho estrutural. [32]

Entre os estudos realizados, é possível destacar a análise feita por Pavese e Bournas [33], cujo objetivo foi avaliar experimentalmente o comportamento sísmico de painéis de betão prefabricado do tipo *sandwich*, com e sem aberturas. Por um lado, as paredes sem aberturas, quando testadas como consolas, apresentaram fissuras horizontais e verticais junto à base (zona de momento fletor máximo) e falharam devido ao esmagamento do betão e encurvadura das armaduras (ver Figura 2.18). Por fim, o colapso da parede foi dominado por flexão, tipo de falha típico para as consolas.



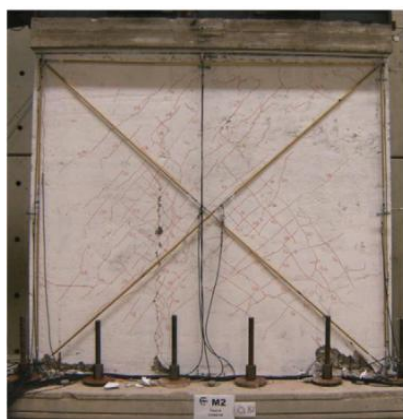
a)



b)

Figura 2.18 – Estudo experimental com painéis em consola sem aberturas realizado por Pavese e Bournas [33]: a) Fissuração horizontal, vertical e por corte devido a cargas laterais; e b) Desagregação do betão e empenamento das armaduras na base dos painéis.

Quando testadas com extremidades superior e inferior fixas, as paredes apresentaram fissuras diagonais, inclinadas a cerca de 45° , devido a tensões principais de tração e falharam por compressão diagonal e forças de corte em simultâneo (ver Figura 2.19). Por um lado, o esmagamento do betão cria uma banda diagonal de compressão e, ao mesmo tempo, o corte deslizante próximo da base da parede forma uma fissura horizontal contínua.



a)



b)

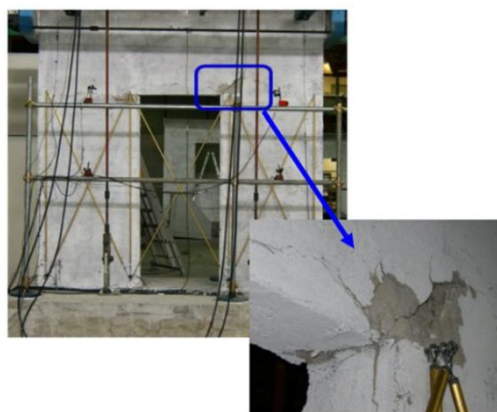
Figura 2.19 – Estudo experimental com painéis fixos nas extremidades sem aberturas realizado por Pavese e Bournas [33]: a) Fissuração de corte ao longo do painel; b) Falha típica de compressão diagonal na base de um dos lados da parede.

Por outro lado, quando os ensaios foram realizados em paredes com aberturas (ver Figura 2.20), estes apresentaram resultados diferentes comparativamente às paredes sem aberturas. Isto é, (i) a fissuração dos painéis desenvolveu-se devido ao esforço de corte, no entanto, foi pouco significativo uma vez que a resistência lateral foi assegurada pela pormenorização da armadura; (ii) a deformação lateral alcançou cerca de 1% da altura total da parede antes de atingir o ponto de falha; (iii) a resistência estrutural diminuiu um 28% para paredes com janelas e um 48% para paredes com portas; (iv) a capacidade de amortecimento diminuiu um 13% para as paredes com janelas e um 17% para as paredes com portas; (v) a deformação global do painel aumentou significativamente cerca de 80%.

Comparando os resultados dos ensaios dos dois tipos de paredes, foi possível concluir que a presença de aberturas em painéis reduziu substancialmente tanto a resistência lateral como a rigidez dos elementos estruturais. Verificou-se também uma menor quantidade de energia dissipada face aos painéis sem aberturas, juntamente com uma capacidade de deformação maior.



a)



b)

Figura 2.20 – Estudo experimental com painéis com aberturas realizado por Pavese e Bournas [33]: Fissuras diagonais visíveis em paredes com diferentes aberturas.

Outro estudo relevante foi realizado por Wang *et al.* [34] no qual foram estudados três tipos de modelos: um modelo à escala real e dois modelos à escala reduzida, denominados O-M (modelo macro original) e M-M (modelo macro modificado). Os autores analisaram o comportamento de paredes maciças simples estruturais de betão correspondentes a três pisos com aberturas (ver Figura 2. 21). Para tal, aplicaram-se cargas cíclicas horizontais em ambas as direções ao longo do plano da parede, simulando a ação sísmica, e cargas verticais constantes, simulando o peso das lajes superiores; com o objetivo de observar roturas por corte. As duas configurações testadas variaram a posição das aberturas, tendo-se testado a configuração L1 correspondente a aberturas excêntricas e a configuração L3 a aberturas centradas.

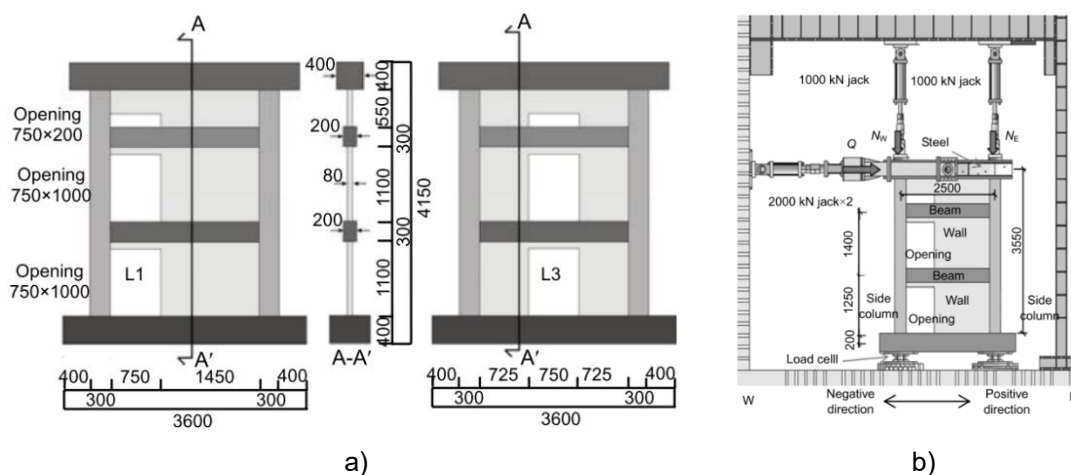


Figura 2. 21 – Estudo experimental realizado por Wang *et al.* [34]: a) Dimensões em mm dos dois ensaios realizados; b) Sistema de cargas aplicado.

Uma vez realizados os ensaios, observou-se que o modelo M-M, representou melhor o comportamento real da estrutura pois considerou armaduras de reforços nas envolventes das aberturas, assim como no caso real. Concluiu-se também que a parede L1 apresentou menor resistência lateral máxima comparada com a parede L3 e as armaduras à volta da abertura cederam perto de 0.5% de *drift*, como se vê na Figura 2.22. Comparando os resultados dos ensaios realizados, verificou-se, portanto, que a posição das aberturas afetou diretamente a resistência global do sistema. A rotura por deslizamento apenas ocorreu na parede do primeiro piso com aberturas excêntricas, o que indicou que estas são as mais críticas. No caso das aberturas centradas, a parede L3 apresentou menos danos, pois dada a sua simetria e o seu comportamento mais dúctil, não houve redução significativa da resistência estrutural.

Adicionalmente, destaca-se o estudo realizado pelo Marreneca [1], cuja investigação baseou-se em compreender o comportamento e impacto de paredes prefabricadas com diferentes armaduras, ligações húmidas e secas e diferentes aberturas centradas (concretamente janelas). Nesta presente dissertação, foi possível complementar os resultados que o Marreneca obteve, usando o mesmo tipo de estruturas e critérios de modelação.

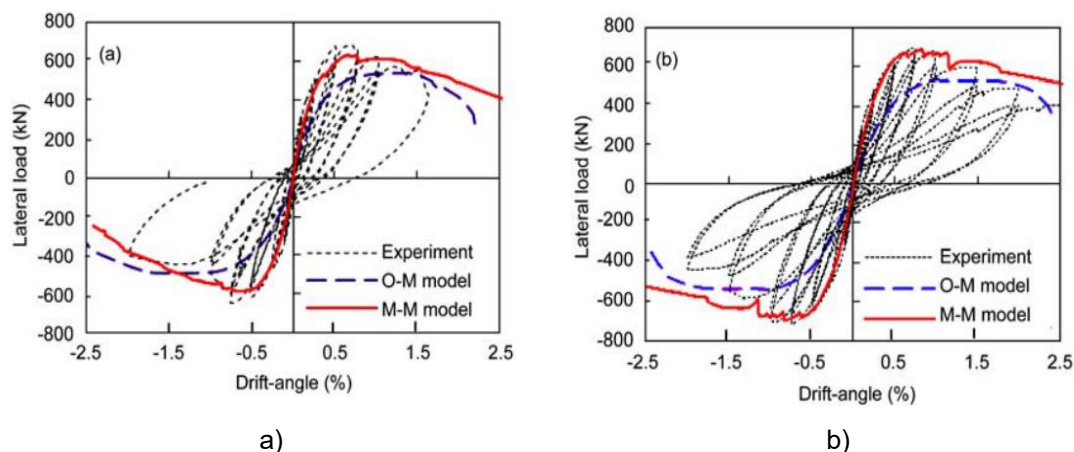


Figura 2.22 – Estudo analítico realizado por Wang *et al.* [34], relação força-drift: a) configuração L1 e b) configuração L3.

2.7. Métodos de análise e dimensionamento

2.7.1. Método de Escoras e Tirantes

O principal desafio no dimensionamento de paredes com aberturas é a descontinuidade da secção, pois a sua geometria irregular provoca uma distribuição assimétrica das cargas, criando consequentemente um campo de tensões irregular e complexo. Neste tipo de paredes com aberturas, é possível identificar dois tipos de zonas: contínuas, também denominadas zonas B (Bernoulli), onde a teoria de Bernoulli ainda é válida; e zonas descontínuas, denominadas zonas D (“Discontinuity”), onde a teoria de Bernoulli não é aplicável (ver Figura 2.23) [1], [35], [36].

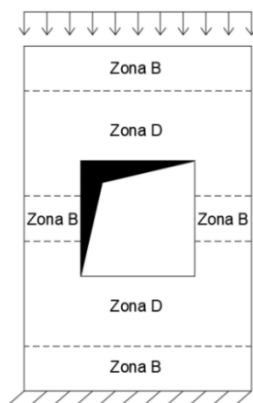


Figura 2.23 – Exemplo de parede com abertura e respetiva distribuição das zonas D e B, adaptado de [1].

A Hipótese de Bernoulli estabelece que, uma vez aplicada flexão numa secção plana, esta permanece plana, facilitando o dimensionamento dos elementos lineares, permitindo uma distribuição de tensões linear. No entanto, em zonas descontínuas, esta hipótese deixa de ser válida e recorre-se à Teoria da Plasticidade, que permite redistribuir tensões em regiões complexas. Esta teoria baseia-se em dois teoremas: o Teorema do Limite Inferior (TLI) e o Teorema do Limite Superior (TLS). Por um lado, o TLI estabelece que, se o campo de tensões estiver em equilíbrio com as cargas aplicadas e não ultrapassar a resistência do betão nem do

aço, então a estrutura não entra em colapso. Por outro lado, o TLS estabelece que, se existir um mecanismo de colapso e a energia dissipada por esse mecanismo for igual ou inferior à energia fornecida pelas cargas externas, então essa carga será a de colapso. Em termos simples: o TLI garante a segurança se as tensões forem compatíveis e não excederem os limites dos materiais; o TLS, define um cenário-limite em que, se o colapso for possível, a estrutura inevitavelmente irá colapsar, definindo assim a carga máxima admissível. Particularmente, caso o limite inferior e o limite superior coincidam, a carga última é encontrada (sendo esta a interseção dos dois teoremas) [1], [35], [36].

O método de escoras e tirantes (MET) é baseado no TLI da Teoria da Plasticidade e consiste na representação simplificada de campos de tensões, tanto de compressão como de tração, e na sua concentração em nós. Um dos métodos mais usuais na elaboração do MET é o método do caminho de carga, que consiste em ir conectando o centro de gravidade de cada diagrama de tensões com os lados opostos da estrutura pelo caminho mais curto e sem que se cruzem entre si, como se vê na Figura 2.24a, [1], [35], [36]. Uma vez definido o caminho de carga, são calculados os elementos constituinte do MET (escoras, tirantes e nós). As escoras representam a resultante dos campos de compressão suportados pelo betão, podendo assumir diferentes configurações no painel, sendo as mais comuns: “leque”, “garrafa” e “prismática”, com se vê na Figura 2.24b, Figura 2.24c e Figura 2.24d, adaptado de [35].

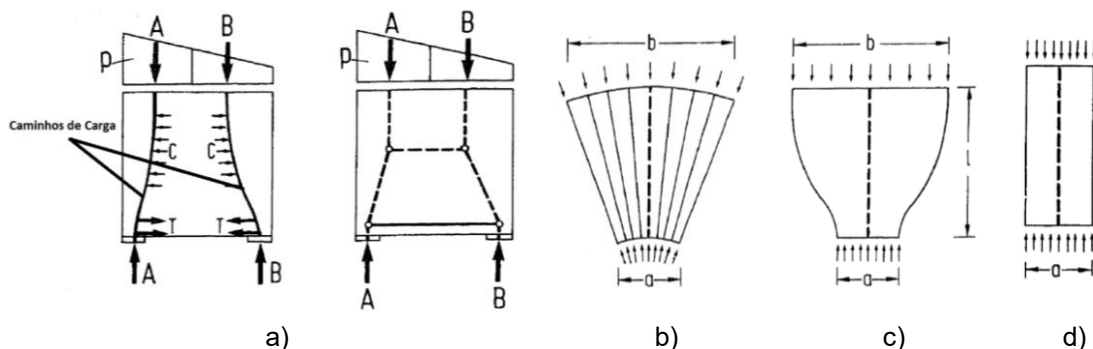


Figura 2.24 – Adaptado de [35]: a) Exemplo de caminhos de carga e respetivo MET em paredes sem abertura; Campos de tensões de compressão: b) "Leque"; c) "Garrafa" e d) "Prismático".

É fundamental garantir que a tensão atuante não ultrapasse a tensão máxima resistente do betão, para tal o Eurocódigo 2 [4] propõe um cálculo mais conservativo, evitando roturas frágeis por esmagamento do betão. Este valor pode-se calcular de duas maneiras: com ou sem tração transversal, cujas expressões são as seguintes (2.2 e 2.3, respetivamente) [1], e cujos coeficientes de redução se mostram na Figura 2.25.

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = 0.6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \times f_{cd} \quad (2.2)$$

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = f_{cd} \quad (2.3)$$

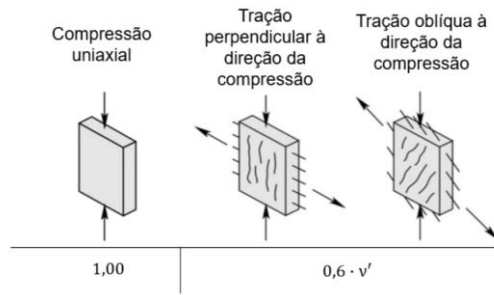


Figura 2.25 – Coeficientes de redução no cálculo da tensão máxima resistente à compressão do betão, com tração e sem tração transversal, adaptado de [1].

Os tirantes, por outro lado, equilibram as trações que ocorrem no modelo e o cálculo da armadura é realizado de forma convencional, multiplicando a área de armadura a usar, A_s , pela tensão de cedência do aço, f_{yd} , garantindo um valor superior ao sugerido no modelo [35].

$$T = A_s \times f_{yd} \quad (2.4)$$

Por último, os nós são os elementos que unem as escoras e os tirantes e o seu dimensionamento torna-se essencial para um bom funcionamento do sistema. Existem três tipos: CCT, CTT e CCC (Figura 2.26) e cada um representa diferentes interseções de escoras e tirantes. O nó CCT, representa a interseção entre duas escoras e um tirante; CTT representa a interseção de uma escora e dois tirantes; e CCC representa a interseção com três escoras, totalmente comprimido.

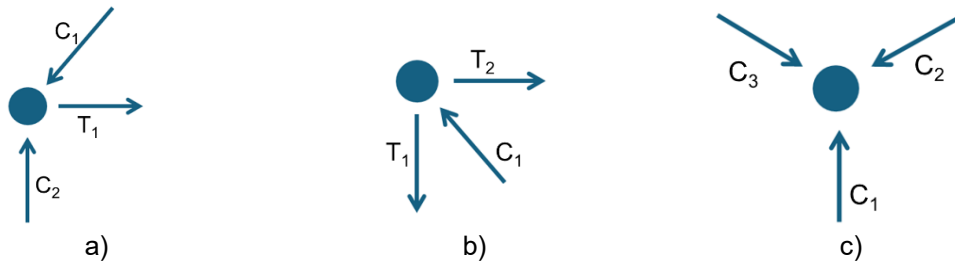


Figura 2.26 – Tipos de nós, adaptado de [1]: a) nó CCT; b) nó CTT e c) nó CCC.

Os valores de resistência máxima de cada nó podem ser calculados através das expressões definidas pelo EC2 [4] apresentadas a seguir:

$$\sigma_{Rd,max} \leq 0.85 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \times f_{cd} \quad \text{para nós tipo CCT} \quad (2.5)$$

$$\sigma_{Rd,max} \leq 0.75 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \times f_{cd} \quad \text{para nós tipo CTT} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{Rd,max} \leq 1.0 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \times f_{cd} \quad \text{para nós tipo CCC} \quad (2.7)$$

2.7.2. Método de Campo de Tensões Compatível

O *IDEA StatiCa Detail* é um *software* que permite modelar e avaliar estruturas de betão armado com regiões descontínuas (zonas D), como é o caso das paredes com aberturas analisadas nesta dissertação [2], [37]. Este programa permite verificar a resistência do betão armado e

dimensionar as suas armaduras, assim como avaliar tensões e deformações para melhor entendimento da estrutura.

Apesar da evolução das ferramentas computacionais nos últimos anos, o MET usa cálculos manuais e a sua aplicação morosa não só requer várias iterações, mas também a consideração de vários caminhos de carga possíveis. Por essa razão, o interesse dos engenheiros levou à criação do método de campos de tensões compatíveis (*Compatible Stress Field Method*, CSFM), que segue as normativas dos Eurocódigos e otimiza o uso dos materiais empregados [37], [38], [39].

O CSFM baseia-se na análise por elementos finitos utilizando parâmetros básicos dos materiais usados no dimensionamento de elementos de betão estrutural. Permite considerar o comportamento não linear dos materiais, proporcionando uma avaliação mais realista do desempenho estrutural. O método avalia campos de tensões em regiões contínuas (zonas B) e descontínuas (zonas D), assegurando uma verificação eficiente das regras impostas pelas normas de dimensionamento. Além disso, complementa as soluções clássicas de campo de tensões com aspetos cinemáticos, permitindo avaliar também a deformação global da estrutura. Este método fornece estimativas da rigidez de cada elemento e permite a análise dos estados limites últimos e de serviço, em conformidade com as normas europeias [39], [40].

Do ponto de vista das tensões, o CSFM considera essencialmente a tensão de compressão no betão (σ_{c2r}) e a tensão de tração nas armaduras (σ_{sr}), concretamente nas zonas fendilhadas, ver Figura 2.27. A resistência à tração no próprio betão (σ_{c1r}) é geralmente desprezada, devido à reduzida capacidade resistente. No entanto, essa tração é tida em conta localmente nas regiões envolventes das armaduras, onde a rigidez das mesmas é considerada e onde é possível simular de forma realista as deformações médias associadas (ε_m) [39], [40].

Do ponto de vista dos materiais, o CSFM adota um modelo de compressão uniaxial que considera o esmagamento do betão. Contudo, a capacidade resistente considerada no modelo computacional é influenciada pela presença de fissuras e pela natureza frágil do betão, assim como ocorre no Eurocódigo 2 [4]. Para representar esses efeitos de forma mais realista, a resistência real é corrigida através dos parâmetros redutores, nomeadamente o coeficiente k_{c2} , que considera a presença de fissuração; e o coeficiente η_{fc} , associado à fragilidade do betão [1], [39].

O método de elementos finitos é aplicado internamente na análise do modelo de maneira automática, sem necessidade de interação por parte do usuário. Uma das partes mais importantes neste processo é o *meshing*, isto é, a criação da malha onde é implementada esta análise. Este tópico será detalhado mais à frente.

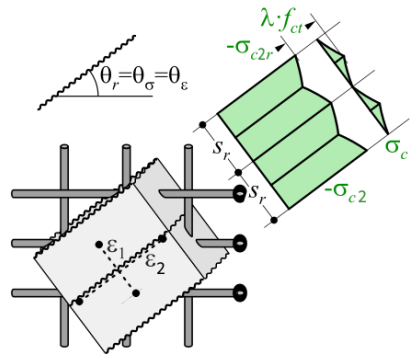


Figura 2.27 – CSFM: tensões principais aplicadas no betão armado, adaptado de [39].

2.7.3. Análise Linear e Otimização Topológica

Adicionalmente, o *IDEA StatiCa Detail* permite também determinar, após uma primeira avaliação da estrutura, se a quantidade de armadura e as dimensões que apresenta são suficientes para suportar uma determinada carga definida. Para tal, emprega ferramentas de cálculo como a análise linear e a otimização topológica.

Por um lado, a análise linear baseia-se numa operação rápida que permite identificar as zonas comprimidas e tracionadas da estrutura a analisar. Esta abordagem assume o betão como um material elástico-linear, desconsiderando a presença da armadura, bem como as diferenças no comportamento do betão à tração e à compressão [1]. Por outro lado, a otimização topológica é um método que visa encontrar a distribuição ótima do material numa dada estrutura para um determinado carregamento. Este método utiliza um modelo linear de elementos finitos, onde a densidade relativa de cada elemento define a quantidade de material a empregar (entre 0% e 100%), sendo essa densidade o parâmetro central do processo de otimização. A topologia é considerada ótima quando a energia de deformação total for mínima e a geometria da estrutura resultar em maior rigidez. Este processo é realizado de maneira iterativa resultando numa forma final que se assemelha a uma treliça composta por bielas e tirantes, onde as zonas a azul representam regiões sob tração e as zonas a vermelho indicam regiões sob compressão, como ilustrado na Figura 2.28.

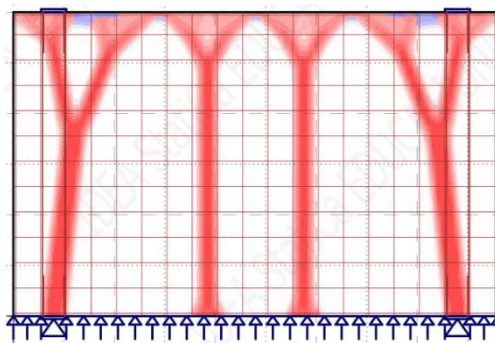


Figura 2.28 – Método de otimização topológica aplicado numa parede com ligações secas e sem aberturas, *IDEA StatiCa Detail*.

3. Estudo de Caso e Metodologia

3.1. Introdução

A simulação numérica desempenha um papel fundamental no melhor entendimento e dimensionamento das estruturas a analisar. O seu principal objetivo é prever o comportamento estrutural sob diferentes tipos de ações, permitindo, desta forma, identificar eventuais vulnerabilidades. Neste sentido, este capítulo pretende apresentar de forma detalhada o caso de estudo desta dissertação, os pressupostos de modelação numérica e a metodologia adotada.

3.2. Descrição do Caso de Estudo

A presente dissertação foi desenvolvida no âmbito do projeto de investigação R2UTechnologies | Modular Systems. Este projeto visa promover uma mudança de tendência no setor de construção modular através de soluções prefabricadas em betão, concretamente edifícios residenciais (unifamiliares e multifamiliares). Para tal, o caso de estudo selecionado para este trabalho é resultado do projeto mencionado. Neste projeto desenvolve-se um sistema estrutural baseado em paredes autoportantes ligadas entre si através de ligações secas e/ou húmidas, juntamente com lajes alveolares e fundações. No contexto desta dissertação definiram-se, portanto, duas paredes-tipo representativas, com o objetivo de verificar se cumprem os requisitos necessários para um futuro uso em edifícios habitacionais, avaliando-se a sua capacidade para resistir a cargas gravíticas para diferentes cenários de aberturas e tipos de ligação (secas ou húmidas).

As paredes autoportantes prefabricadas em betão selecionadas para este estudo pertencem a um edifício de 4 pisos localizado em Lisboa. Esta parede interior encontra-se no piso térreo e o edifício apresenta 8.00 m de vão para cada lado até as paredes adjacentes, tal como mostra a Figura 3.1.

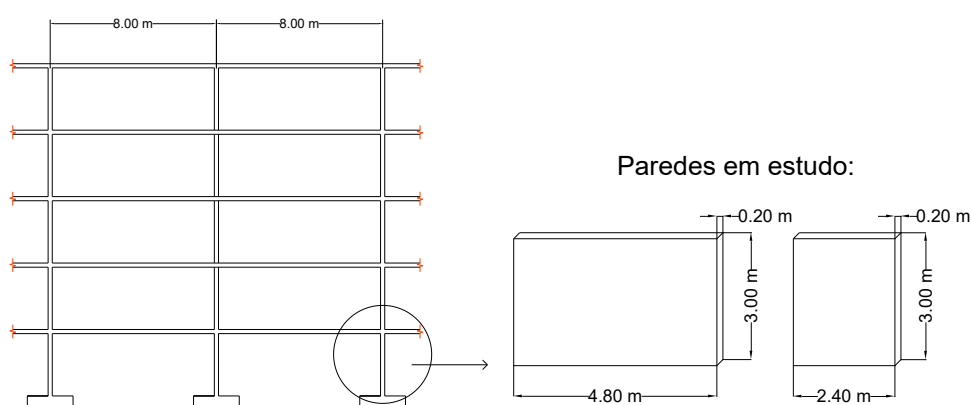


Figura 3.1 – Esquema ilustrativo das paredes autoportantes selecionadas para o estudo e respetiva geometria.

Para além disso, e como mencionado nos capítulos anteriores, a metodologia adotada nesta dissertação baseia-se, em parte, nos resultados e estudos realizados por Marreneca [1], cuja investigação abordou, de forma geral, o impacto das aberturas (especificamente janelas

centradas) em paredes prefabricadas com diferentes tipos de armaduras e ligações (húmidas e secas). O presente trabalho retoma o mesmo tipo de elementos estruturais e critérios de modelação, focando-se numa única malha, dando maior atenção às ligações secas. Foram ainda consideradas várias aberturas de diferentes dimensões e posições. Esta abordagem permitiu manter a continuidade e a relevância do estudo precedente, garantindo a comparabilidade dos resultados e aprofundando a análise sob uma nova perspetiva.

3.2.1. Geometria e Armaduras

A geometria das paredes prefabricadas de referência em estudo (sem aberturas) são de 2.40 m de comprimento e 3.00 m de altura (denominadas parede Tipo 1) e de 4.80 m por 3.00 m de comprimento e altura (denominadas parede Tipo 2), e com 0.20 m de espessura, em ambos os casos. Com estes valores de referência foram estudadas diversas paredes com variações de aberturas e posições, assim como o próprio comportamento das mesmas, sem aberturas, com diferentes tipos de ligações, como se apresenta adiante com mais detalhe na Figura 3.11.

Relativamente às armaduras de cada parede, foram definidas de acordo com os requisitos da secção 9.6.2. e 9.6.3. do EC2 [4], isto é, correspondente a uma armadura mínima de valor $0.002A_c$ na direção vertical e $\min \{0.25 \times A_{s,v}; 0.001 \times A_c\}$ na direção horizontal. Deu-se lugar, portanto, à escolha de uma malha quadriculada com uma área de armadura distribuída de $1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$, materializada através da opção $\Phi 6//250 \text{ mm}$ em ambas as direções, como se vê representada na Figura 3.2. Do ponto de vista da percentagem mecânica da armadura, esta apresenta um valor de 0.025%. Esta solução já tinha sido previamente estudada por Marreneca [1] e vai de encontro às soluções adotadas na produção de paredes maciças na Vigobloco (empresa parceira do consórcio do projeto R2UTechnologies | Modular Systems). Importa sublinhar que o objetivo do presente estudo é avaliar o impacto das aberturas na capacidade resistente de paredes autoportantes prefabricadas de betão e que, para tal, foi adotada uma única armadura de distribuição, igual em todos os cenários estudados nesta dissertação.

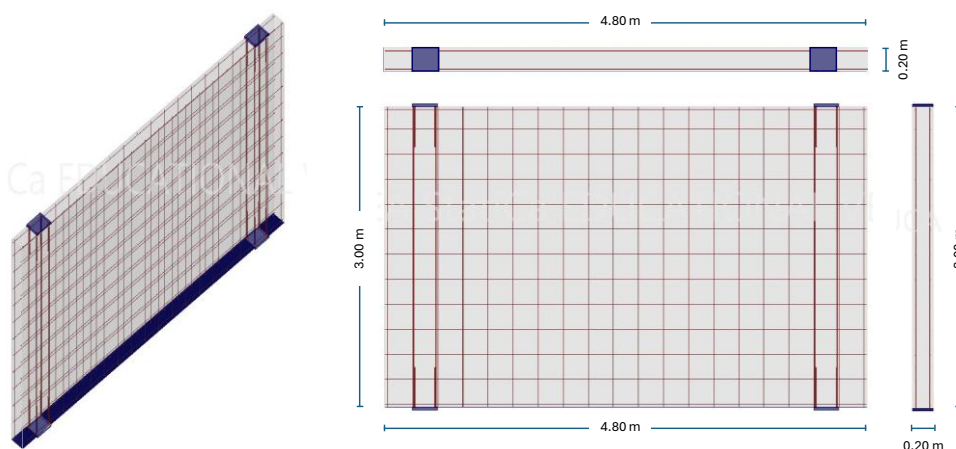


Figura 3.2 - Representação geométrica da parede-tipo ($4.80 \times 3.00 \times 0.20 \text{ m}^3$, com ligações secas): planta, alçado, perfil e vista em perspetiva, *IDEA StatiCa Detail*.

3.2.2. Tipos de Ligações

Foram considerados dois tipos de ligações para este trabalho: húmidas e secas, dando-se, contudo, maior ênfase às últimas, dado que são o tipo de ligações que apresentam maior potencial para o dimensionamento para a desconstrução ou o reuso, uma das premissas do projeto R2UTechnologies | Modular Systems.

Para as ligações húmidas, assumiram-se ligações monolíticas através da colocação de varões verticais em todas as extremidades (superior e inferior) da parede, prevendo-se a futura betonagem. Relativamente às ligações secas, consideraram-se parafusos de acordo com o estudo preliminar de investigação da R2UTechnologies | Modular Systems, correspondendo a 4 Φ 12mm, soldados a uma chapa metálica da ligação com um comprimento de amarração de 400 mm. A chapa metálica de S275 apresenta, por sua vez, uma largura de 25 cm e uma espessura de 3 cm. Adicionalmente, foram introduzidos quatro varões verticais de união que partem de cada canto da chapa metálica, com novamente 12 mm de diâmetro entre as ligações secas superior e inferior, conforme ilustrado na Figura 3.3. Estes permitem melhorar a transmissão de cargas e aproximar o seu comportamento ao de uma ligação húmida, obtendo-se, assim, uma ligação o mais monolítica possível.

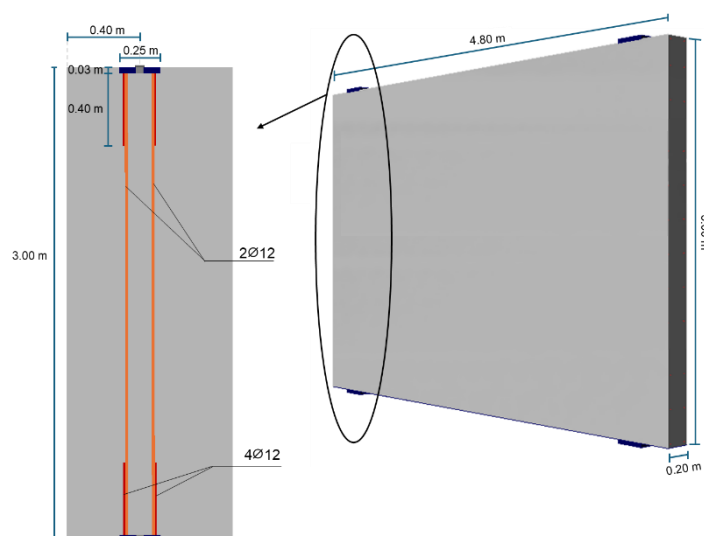


Figura 3.3 – Esquema da ligação seca considerada para o presente estudo.

3.2.3. Materiais Constituintes

Relativamente aos materiais usados, assumiu-se uma classe de resistência de C30/37 para o betão e uma classe de exposição de XC2, dado que a parede se encontra no interior do edifício. Do ponto de vista do aço, adotou-se o tipo A500, com varões de classe A e com um rácio mínimo entre a resistência à tração (f_{tk}) e a tensão de cedência (f_{yk}) de 1.05, em conformidade com o Anexo C do EC2 [4]. Do ponto de vista do recobrimento, dado que o objetivo do trabalho não é o estudo da corrosão na estrutura, assumiu-se um recobrimento de 0.025 m, ainda que este poderia ser aumentado caso fosse necessário.

3.2.4. Combinação de Ações

De modo a analisar o comportamento real das paredes prefabricadas e assumindo um valor de 25 kN/m^3 para o peso volúmico do betão, foram calculados os seguintes valores relativamente aos pesos próprios de cada elemento e restantes cargas variáveis e permanentes. Do ponto de vista das lajes, dado que a espessura é de 0.25 m , o vão da laje é de 8.00 m e os vazios considerados, uma vez que a laje é alveolar, é de 40% , obteve-se um peso próprio de 20 kN/m de parede. No caso das paredes prefabricadas, dado que a espessura é de 0.20 m e a altura é de 3.00 m , obteve-se um valor de 15 kN/m de parede. Já para os restantes casos de paredes divisórias e revestimento, assumiu-se um valor de 2 kN/m^2 para cada carregamento, ou seja, 16 kN/m de parede. E, por último, do ponto de vista da sobrecarga, segundo o Anexo Nacional do Eurocódigo 1 [3], foi assumida com um valor de 2 kN/m^2 novamente, isto é, 16 kN/m de parede. Dado que as paredes a analisar encontram-se no piso térreo, tiveram de se considerar os 4 pisos acima, obtendo assim, uma carga de 332 kN/m de parede no caso das cargas permanentes e 64 kN/m no caso das cargas variáveis.

Aplicando estes valores em cada combinação de ações, obteve-se um resultado de 544.20 kN/m para o Estado Limite Último (ELU) e um resultado de 351.2 kN/m para o Estado Limite de Serviço (SLS). Utilizaram-se também os valores de $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.5$ e $\psi_2 = 0.3$ para os parâmetros de cada estado limite.

3.3. Modelação numérica

3.3.1. Introdução

O *IDEA StatiCa Detail* analisa cada estrutura através do CSFM, conforme referido anteriormente no subcapítulo 2.7.2. Esta ferramenta numérica permite avaliar e dimensionar os elementos de forma simplificada, disponibilizando simultaneamente a visualização do campo de tensões, bem como a otimização topológica do elemento em estudo para cada carregamento. Este recurso permite compreender o percurso das cargas e identificar as zonas de compressão e de tração da parede, entre outras informações. Para além disso, o *software* gera relatórios com informações relevantes acerca da geometria do elemento, do carregamento aplicado, das zonas críticas e da quantidade de material utilizado. Por fim, possibilita verificar se os elementos cumprem as exigências impostas pelo EC2 [4], tanto no que respeita ao ELU, verificando que atinge determinadas cargas de rotura superiores às cargas mínimas estabelecidas, e ao SLS, analisando em que carga é que se atinge a largura mínima de fendas admitida, estabelecida mais à frente.

O *IDEA StatiCa Detail* avalia diferentes parâmetros da estrutura em função das combinações de ações consideradas. Por um lado, na análise do ELU, os valores estudados são a resistência do betão, da armadura e das amarrações presentes, ou ancoragens, assim como o campo de tensões na estrutura.

Na verificação da segurança do betão, a tensão resistente, f_{cd} , é comparada com a tensão atuante máxima, sendo que a resistente apresenta valores inferiores, pois, como dito anteriormente no subcapítulo 2.7.2, o fator redutivo de k_{c2} diminui o valor da tensão devido à presença de fendas transversais no betão (Figura 3.4b). O gráfico apresentado na Figura 3.4a mostra duas curvas: uma azul que representa o comportamento clássico do betão em compressão com a tensão máxima que consegue suportar, e outra a vermelho que representa uma simplificação da tensão resistente máxima final $f'_{c,lim}$, cujo valor é obtido por fatores de redução e segurança do material (α_1 , Φ_c e k_c , listados no glossário). O CSFM, implementado no programa, utiliza esta segunda abordagem (linha vermelha), realizando uma simplificação numérica dos cálculos.

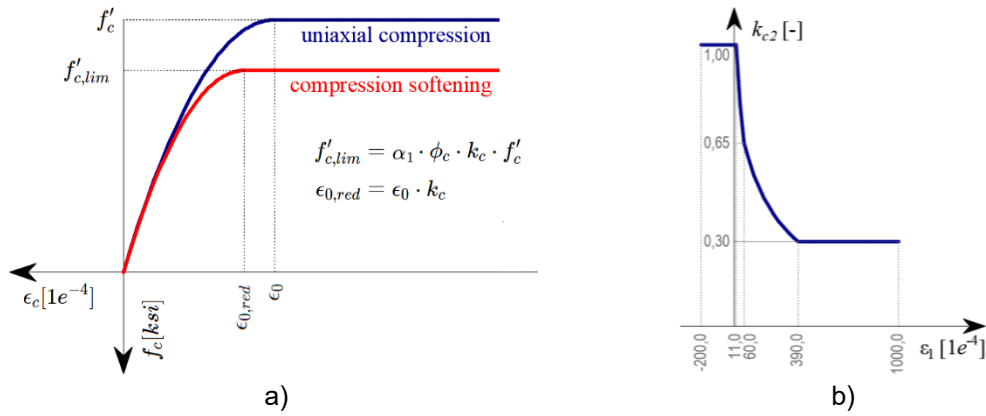


Figura 3.4 – Verificação da segurança do betão, adaptado de [39]: a) Gráfico tensão-deformação do betão; b) Modelo de redução da resistência em compressão, valores de k_{c2} .

Adicionalmente, a verificação da segurança das armaduras é também realizada analisando as tensões de tração e compressão, comparando o valor da tensão atuante, $\sigma_{s,r}$, e o valor máximo limite resistente, $\sigma_{s,lim}$. O *software* assume dois tipos de relação tensão-deformação, dependentes da resistência e classe do aço, tal como se vê na Figura 3.5.

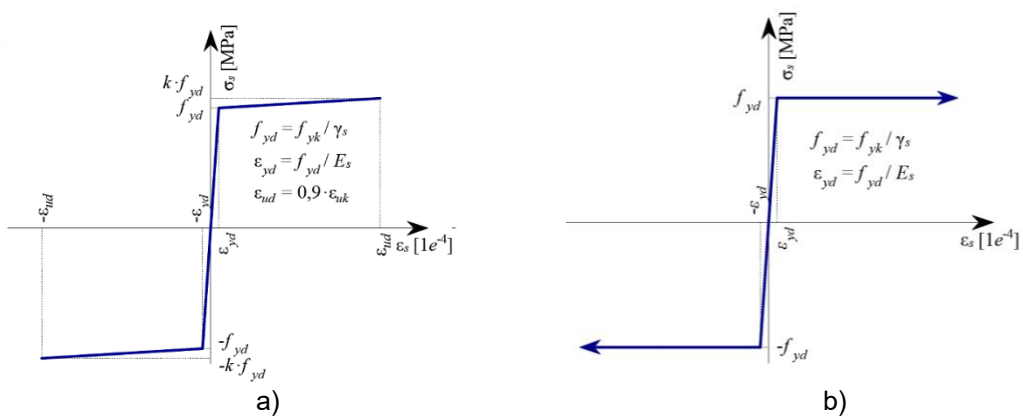


Figura 3.5 – Relação tensão-deformação do aço, adaptado de [39]: a) com ramos inclinados e b) com ramos horizontais.

Nos diagramas com o ramo superior horizontal, o aço atinge o limite da resistência e mantém essa força constante até romper, sem conseguir suportar mais (equação 2.8). Já no diagrama

com ramos inclinados, o aço mostra uma capacidade adicional (equação 2.9), pois uma vez atingido o limite inicial, ainda suporta um aumento de força incremental até chegar à rotura.

$$\sigma_{s,lim} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.8)$$

$$\sigma_{s,lim} = \frac{k \times f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.9)$$

Onde k é o razão entre a resistência à tração (f_{tk}) e a tensão de cedência.

Assume-se então que, o *IDEA StatiCa Detail* só verifica a fendilhação quando o diagrama apresenta um ramo superior inclinado (Figura 3.5a), já que para o diagrama da Figura 3.5b, o efeito da resistência adicional não é considerado e, portanto, a verificação para a obter teria de ser realizada manualmente [29]. No contexto da dissertação foi, portanto, assumido um diagrama tensão-deformação com ambos ramos inclinados, fornecendo maior resistência ao aço a analisar. Para o valor do parâmetro k , assumiu-se o valor mínimo para varões de classe A segundo o EC2 de 1.05 [4], [39].

Para efeitos de simplicidade, e dado que não se trata do objetivo principal deste estudo, assumiram-se condições ideais para as amarrações das armaduras. Para garantir maior verosimilitude relativamente às ligações reais, assumiu-se determinadas características na modelação do programa apresentadas no subcapítulo 3.3.3 e seguindo o mesmo raciocínio mostrado na dissertação do Marreneca [1]. Estas condições permitiram considerar um modelo numérico mais simples, de menor exigência computacional, mas cujas exigências continuam a cumprir as normativas do EC2 [4].

Por outro lado, do ponto de vista do SLS, o *IDEA StatiCa Detail* verifica a largura de fendas e a limitação de tensões de deformação. Tal como ocorre com as amarrações no ELU, a limitação de tensões não é objeto de estudo nesta presente dissertação, uma vez que o *software* não é capaz de realizar este cálculo de forma rigorosa quando a fluência do betão não é linear. A fluência corresponde à deformação progressiva que um material (neste caso, o betão) sofre quando sujeito a uma carga constante. O *IDEA StatiCa Detail* implementa apenas modelos lineares, assumindo simplificações nos cálculos e que a fluência é proporcional à tensão aplicada. No entanto, de acordo com o EC2 [4], a fluência apresenta comportamento não linear, especialmente em situações de tensão elevada ou fissuração, pelo que a verificação da limitação de tensões de deformação não foi considerada no âmbito desta dissertação.

Na verificação de largura de fendas, o programa realiza um rácio entre o valor máximo obtido devido a uma carga aplicada e a largura admissível estabelecida pela normativa do EC2 [4] e pelo projetista. O cálculo é realizado através da expressão 3.1. apresentada a seguir e é a resultante da Figura 3.6.

$$w = \frac{w_b}{\cos(\theta_r + \theta_b - \frac{\pi}{2})} \quad (3.1.)$$

Onde:

w_b , é a largura de fenda na direção da armadura

θ_r , inclinação da fenda

θ_b , inclinação da armadura.

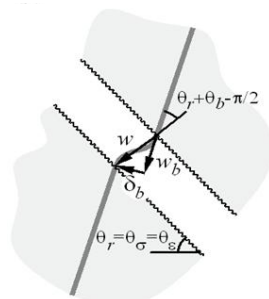


Figura 3.6 – Representação do cálculo da largura de uma fenda no betão no *IDEA StatiCa Detail*, adaptado de [1], [39].

Relativamente à aplicação de fórmulas no *software*, a distinção entre ambas combinações surge através de um parâmetro multiplicativo. Para ELU considera-se o fator unitário 1.0 e para SLS, considera-se o fator de 0.65. Este fator representa a relação simplificada entre a carga em condições de serviço e em ELU, e, estabelecesse assim uma equivalência prática entre os cálculos analíticos e a implementação direta efetuada no *IDEA StatiCa Detail*. Obtém-se, então, uma equação do tipo $(pp + p) \times 1.00$ para o ELU e $(pp + p) \times 0.65$ para o SLS, (sendo que pp é o peso próprio e p é a carga axial aplicada na parede).

Do ponto de vista da malha de elementos finitos, embora o tamanho da malha utilizado no processo de *meshing* seja recomendado automaticamente pelo próprio programa, os projetistas têm a possibilidade de definir um valor personalizado para os elementos de betão, ajustando o multiplicador da malha padrão no *software*. Um valor multiplicativo de 1.00 corresponde ao tamanho da malha padrão recomendado, oferecendo um equilíbrio entre a precisão e o tempo de cálculo. A utilização de um valor multiplicativo inferior, como 0.50, resulta em reduções nas dimensões da malha base do betão que ficam reduzidas à metade. Desta forma, obtém-se uma malha mais fina e, conseqüentemente, uma análise mais detalhada e rigorosa especialmente em zonas críticas da estrutura. No contexto da presente dissertação, optou-se pela utilização de um multiplicador de 0.50 como malha de base, obtendo assim resultados mais próximos do comportamento real da estrutura, nomeadamente em regiões sensíveis como zonas próximas de aberturas e ligações secas.

3.3.2. Modelação das Paredes Prefabricadas

Como mencionado anteriormente, foram realizados quatro estudos no total, nos quais a geometria das aberturas e, pontualmente, no Estudo 1, também as ligações, foram avaliadas no comportamento global da parede. Para tal, adotou-se uma estratégia para a colocação das armaduras na parede prefabricada, uma vez que o espaçamento de 250 mm entre varões nem

sempre se ajustava às dimensões específicas da parede. Em todos os casos foram dispostas duas camadas de varões e duas direções: vertical e horizontal. Em ambas as direções, os últimos varões posicionados nas extremidades superior e direita sofreram uma correção no afastamento. Assim, tal como mostrado na Figura 3.7, esses varões finais foram colocados com espaçamento específico de 0.225 m.

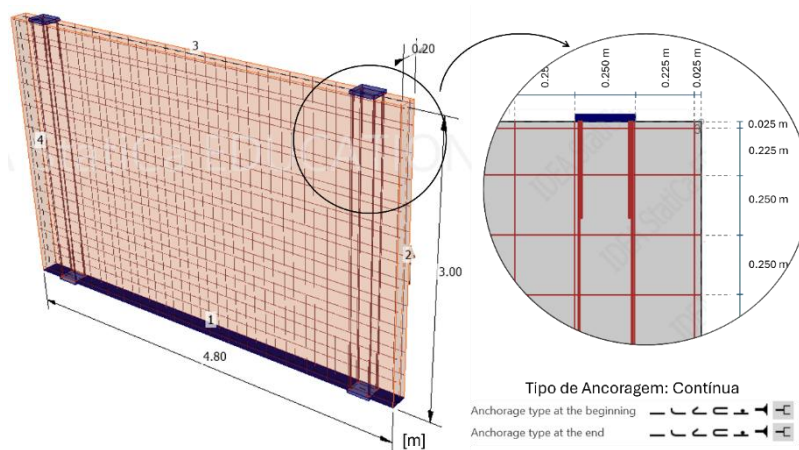


Figura 3.7 – Modelação numérica das armaduras numa parede sem aberturas no *IDEA StatiCa Detail*.

Do ponto de vista das amarrações, optou-se, como dito anteriormente, por modelar as armaduras com varões contínuos, ou seja, com ancoragens contínuas, tal como também se mostra indicado na Figura 3.7, simulando a sua continuidade para as paredes superior e inferior. Esta solução não corresponde à realidade no caso das ligações secas, já que a continuidade é feita apenas através dos parafusos. No entanto, aproxima-se mais da realidade na situação com ligações húmidas, já que os varões podem efetivamente ter continuidade entre paredes graças à betonagem. Mesmo assim, esta abordagem foi a escolhida para ambos os casos, evitando que as combinações de ações fossem limitadas pela rotura das ancoragens (o que não acontece na realidade) e garantindo uma análise limitada pela tensão no aço ou pelo esmagamento do betão. Esta estratégia foi adotada no trabalho desenvolvido por Marreneca [1] e visou contornar também alguns problemas de convergência numérica durante as análises.

3.3.3. Modelação das Ligações

Tal como foi feito no trabalho desenvolvido por Marreneca [1], as ligações secas e húmidas diferenciaram-se segundo as condições de apoio da extremidade inferior da parede, tal como explicado a seguir.

No caso das ligações húmidas, estas foram apenas analisadas no Estudo 1, ou seja, paredes Tipo 1 e Tipo 2. Relativamente às condições de apoio no extremo inferior, foram restringidos os deslocamentos nos eixos x e y e as rotações de momento segundo o eixo y , simulando assim uma ligação encastrada. Relativamente às ancoragens nos extremos superiores e laterais da parede, foram adotados varões do tipo contínuos, tal como se mostra na Figura 3.8, pois este tipo de modelação permitiu entender o comportamento geral do elemento a analisar sem o limitar por rotura de ancoragem. A ancoragem contínua simula que o varão se estende mesmo quando

o elemento da parede termina, simulando assim que os mesmos varões passam para a parede de cima. Novamente, é importante destacar que este tipo de comportamento não representa o caso real, mas sim uma simplificação computacional de forma a evitar problemas de convergência nos resultados obtidos.

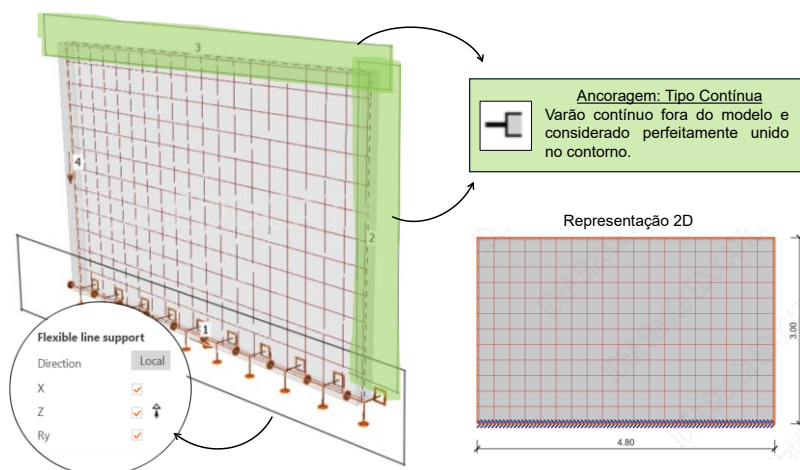


Figura 3.8 – Esquema 3D e 2D do modelo computacional das ancoragens numa parede com ligações húmidas sem aberturas no *IDEA StatiCa Detail*.

Já no caso da parede com ligações secas, estas foram analisadas em todos os estudos com comprimentos de 2.40 m e 4.80 m e 3.00 m de altura e diferentes aberturas, no caso dos Estudos 2, 3 e 4 e sem aberturas no caso do Estudo 1, apresentando uma modelação mais complexa do que no caso das ligações húmidas. As condições de fronteira no extremo inferior da parede foram modeladas como um caso simplesmente apoiado, com restrições locais apenas nos deslocamentos nos eixos x e y , tal como se mostra com mais detalhe na Figura 3.10. Relativamente às zonas das ligações secas, ou seja, às chapas metálicas e parafusos, este tipo de ligação já não ocorre, dando lugar a um apoio específico com simbologia triangular, como se mostra na Figura 3.9.

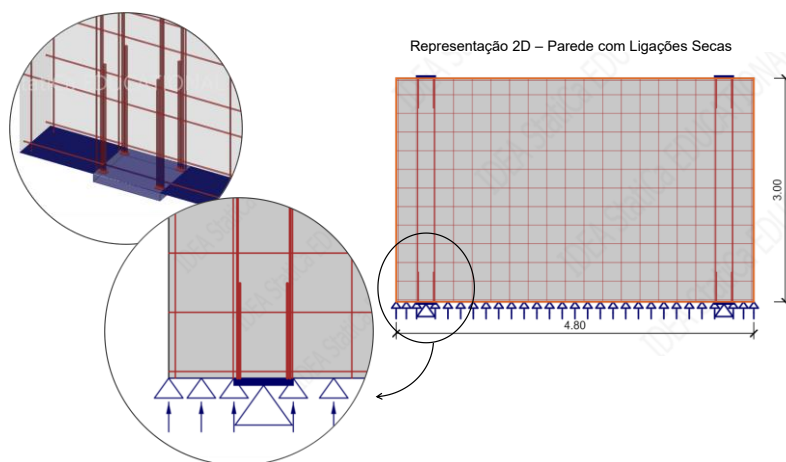


Figura 3.9 – Representação 2D dos apoios de fronteira na extremidade inferior da parede e pormenorização em 2D e 3D do apoio na chapa metálica, *IDEA StatiCa Detail*.

Relativamente à modelação dos parafusos e das chapas metálicas, estas situam-se a 40 cm dos extremos laterais da parede. Cada ligação foi configurada com uma chapa metálica em aço S275, com 25 cm de largura e 3 cm de espessura, da qual partem quatro varões de 12 mm de diâmetro e 400 mm de comprimento, tal como mencionado anteriormente.

Relativamente às restantes condições de fronteira, foram adotados dois tipos de ancoragem. No caso da extremidade superior da parede e nas extremidades verticais laterais, foi adotado novamente a ancoragem tipo contínua, já que, assim como no caso das ligações húmidas, permitem entender melhor o comportamento da parede sem o limitar por rotura de ancoragem. Já no caso das extremidades das aberturas, isto é, as envolventes das mesmas, foi adotada uma ancoragem do tipo perfeita, como se mostra na Figura 3.10, pois assumir uma ancoragem contínua nesta região iria implicar que os varões seguem de forma ininterrompida atravessando a abertura, o que não seria adequado, pois a descontinuidade das mesmas não permite esse tipo de hipótese.

Para além disso, de forma a reforçar a ligação entre a extremidade superior e inferior da parede e garantir um comportamento próximo do monolítico, foram colocados quatro varões contínuos de 12 mm de diâmetro na ligação seca ao longo da altura da parede (Figura 3.10), assim referido anteriormente. Contudo, devido a limitações de modelação no *IDEA StatiCa Detail*, alguns varões de distribuição coincidiram com varões contínuos, o que, na realidade, esse erro teria de ser corrigido através do reajuste na colocação dos varões.

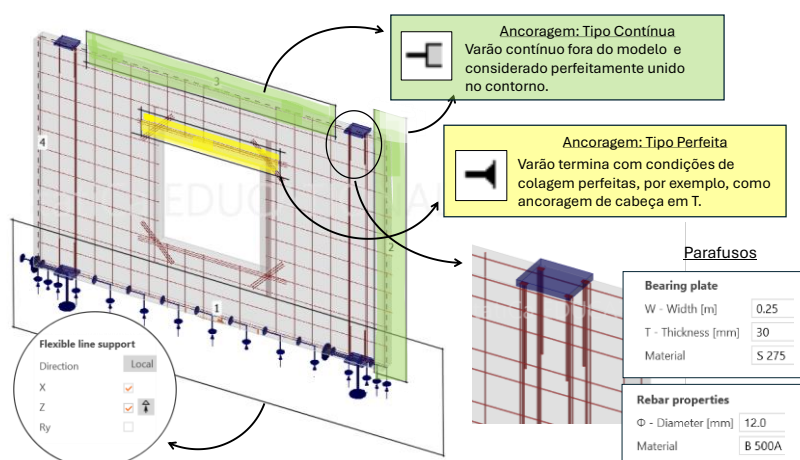


Figura 3.10 – Representação 3D do modelo computacional das ancoragens numa parede com ligações secas e com uma janela, *IDEA StatiCa Detail*.

3.4. Metodologia do estudo

A presente dissertação tem como objetivo avaliar o impacto das aberturas na capacidade resistente de paredes prefabricadas de betão. Foram definidos 4 estudos que tiveram como objetivo entender a influência das seguintes variáveis sobre uma parede prefabricada: tipo de ligação, geometria da parede, geometria da abertura e excentricidade da mesma. Para um melhor seguimento da estrutura do estudo proposto neste capítulo, elaborou-se o seguinte fluxograma da Figura 3.11.

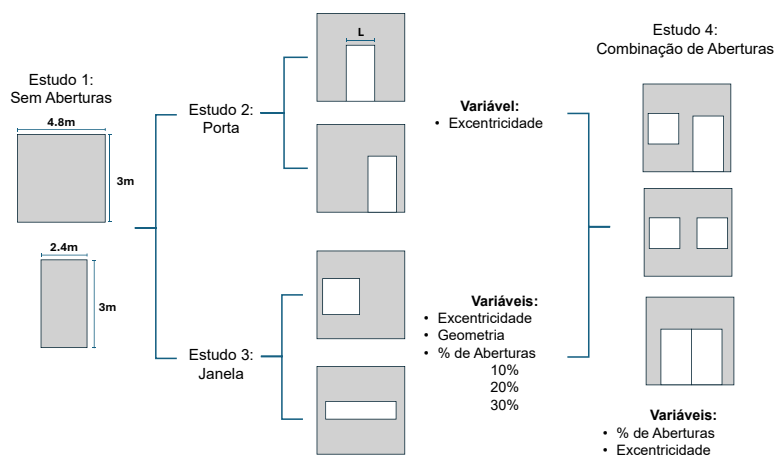


Figura 3.11 – Fluxograma com os ensaios computacionais realizados no *IDEA StatiCa Detail*.

3.4.1. Estudo 1: Paredes Sem Aberturas

Neste primeiro estudo foram considerados duas paredes: uma com 2.40 m de comprimento e 3.00 m de altura (Tipo 1) e outra com 4.80 m de comprimento e 3.00 m de altura (Tipo 2); e dois tipos de ligação: húmida e seca, tal como se vê na Figura 3.12. Foi assumida uma malha de distribuição de $\Phi 6//250$ mm, onde se pretendeu comparar e compreender qual das duas ligações e dimensões das paredes apresentavam maior resistência face a uma carga aplicada e às combinações de ações consideradas. Do ponto de vista da percentagem mecânica da armadura, esta apresenta um valor de 0.025%.

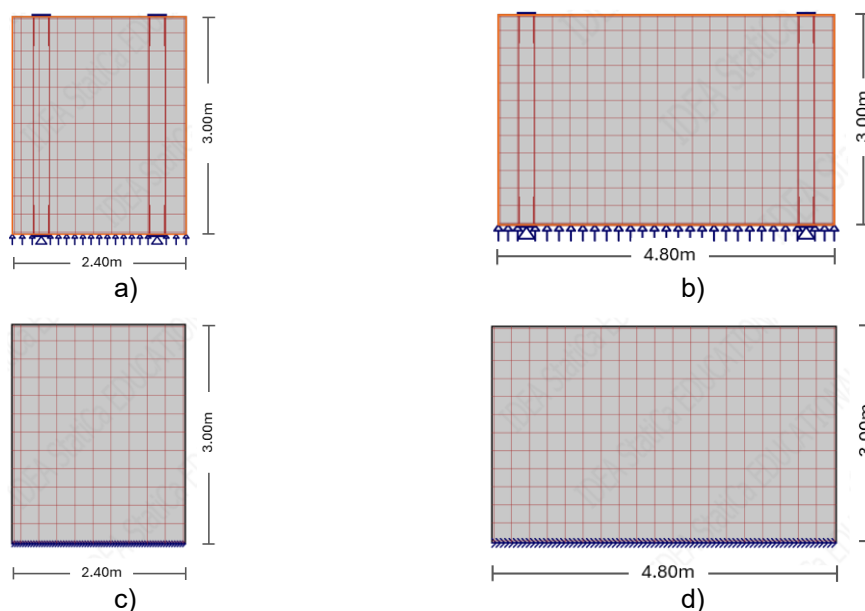


Figura 3.12 – Estudo 1 - Representação esquemática das paredes no *IDEA StatiCa Detail*: (a, b) ligações secas e (c, d) ligações húmidas, para paredes Tipo 1 e Tipo 2.

3.4.2. Estudo 2: Aberturas tipo porta centradas e excêntricas

No Estudo 2 apenas se considerou as dimensões da parede Tipo 2 com ligações secas. A análise incidiu na existência de uma abertura correspondente a uma porta de dimensões 0.92 m de

comprimento e 2.10 m de altura. Foi avaliada a sua influência quando posicionada no centro da parede ou de forma excêntrica. As excentricidades consideradas foram: 0.46 m à direita do centro da parede (Excentricidade #1), 0.92 m à direita do centro da parede (Excentricidade #2) e 0.10 m em relação ao varão interior da ligação seca (Excentricidade #3), conforme ilustrado na Figura 3.13. A escolha destas posições foi definida tendo em consideração o comprimento (horizontal) da porta, sendo que cada desvio nas excentricidades #1 e #2 foi de $L/2$ para a direita da parede, a última excentricidade, contudo, não teve em conta este critério e sim um valor máximo possível de excentricidade (a $L/8$ aproximadamente). Desta forma, obteve-se os três espectros possíveis: uma abertura centrada, duas aberturas intermédias e uma abertura com excentricidade máxima admitida.

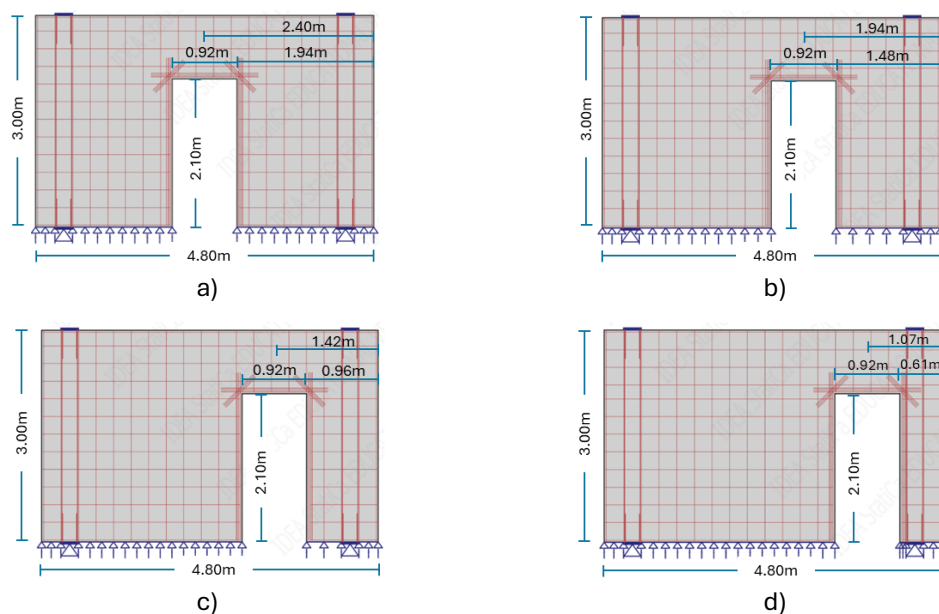


Figura 3.13 – Estudo 2: Representação esquemática das paredes com porta analisadas no *IDEA StatiCa*
Detail: a) Sem excentricidade; b) Excentricidade #1; c) Excentricidade #2; d) Excentricidade #3.

3.4.3. Estudo 3: Aberturas tipo Janelas

No Estudo 3, analisou-se a parede de 4.80x3.00 m com janelas, comparando os resultados com os apresentados na dissertação de Marreneca [1] e completando-os com as configurações adicionais indicadas no fluxograma da Figura 3.11. Neste estudo foram realizados vários sub-estudos, concretamente doze, como se observa na Figura 3.14.

Por um lado, foram inicialmente avaliadas três janelas com aberturas centradas, correspondentes a 10%, 20% e 30% da área total da parede, equivalentes a 1.44 m², 2.88 m² e 4.32 m², respetivamente. Posteriormente, analisaram-se as mesmas janelas posicionadas de forma excêntrica, considerando uma primeira excentricidade (Excentricidade#1), correspondente a uma posição intermédia entre a abertura centrada e o varão interior da ligação seca, e uma segunda excentricidade (Excentricidade#2), correspondente a uma distância de 0.10 m relativamente a esse varão, à semelhança da excentricidade máxima do estudo anterior.

Por último, realizaram-se três sub-estudos adicionais com janelas alongadas, de 0.60 m de altura ($h/5 = 3/5 m$) e 3.60 m de comprimento (ou seja, $2.16m^2$), em que a variável em análise foi apenas a excentricidade em altura, considerando-se uma janela centrada, uma deslocada 0.60 m, ($h/5$), em relação ao extremo superior da parede e outra deslocada 0.60 m, ($h/5$), em relação ao extremo inferior.

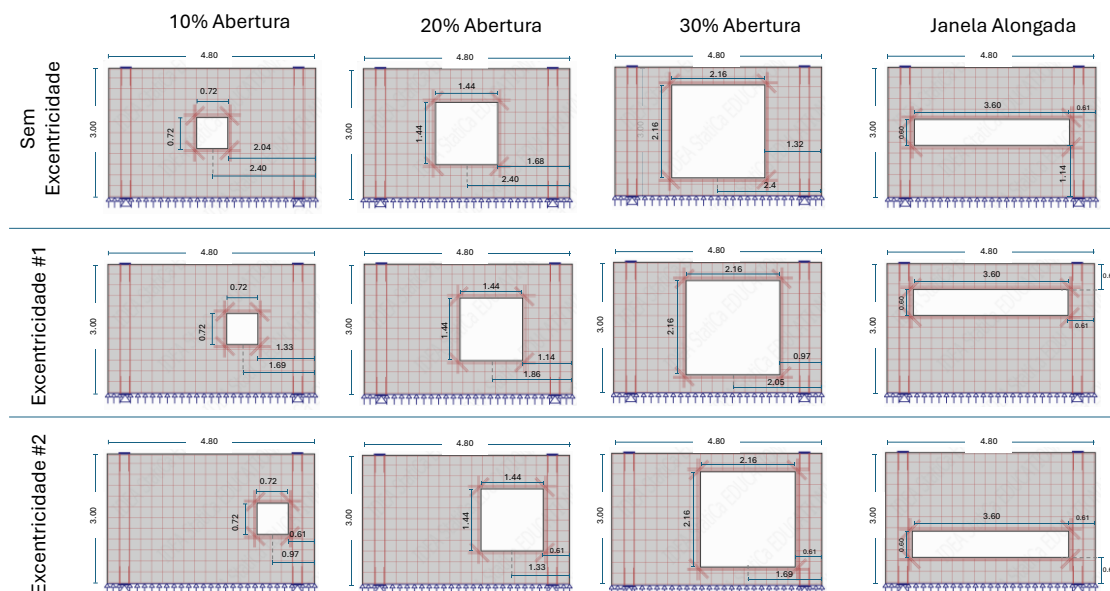


Figura 3.14 – Representação esquemática das janelas analisadas no Estudo 3, *IDEA StatiCa Detail*.

3.4.4. Estudo 4: Ligações Secas. Combinação de Aberturas

Por último, no Estudo 4, realizou-se uma combinação de ambos estudos anteriores, obtendo um resumo global do comportamento da parede face a duas aberturas simultâneas, como se vê na Figura 3.15. Analisou-se o comportamento da parede com (a) uma janela com 20% de abertura e uma porta; (b) duas janelas com 20% de abertura; (c) e duas portas, possibilitando-se, assim, a comparação de resultados entre aberturas simultâneas e aberturas isoladas.

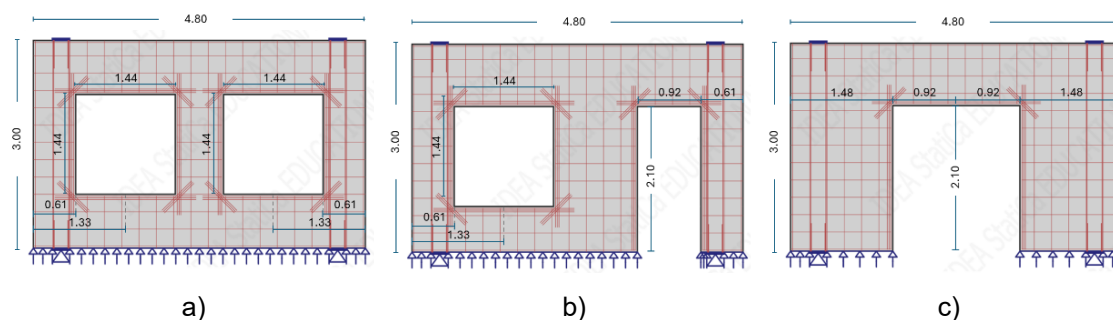


Figura 3.15 – Esquema de combinações de aberturas analisadas no Estudo 4, *IDEA StatiCa Detail*: a) janela + janela; b) janela + porta; c) porta + porta (varanda).

3.4.5. Parâmetros de Resposta Estudados

Para compreender melhor as características e a resistência de cada parede, foram analisados com maior detalhe os seguintes parâmetros de resposta: (i) tensão no betão; (ii) tensão no aço;

(iii) largura de fendas. Embora o *software* utilizado permita a análise de numerosos outros parâmetros, apenas os três referidos foram considerados neste estudo.

Todos os resultados foram obtidos a partir de análises de ELU e SLS, expressos em termos percentuais e de forma automática. No caso dos materiais estruturais, os resultados percentuais foram convertidos em valores efetivos (MPa) a partir do rácio entre as tensões atuantes e as resistentes; já para a largura de fendas, a conversão considerou o rácio entre o carregamento e a largura máxima admissível, obtendo-se assim os resultados em mm. Para o betão C30/37 adotou-se o valor limite de $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$, para o aço A500 o valor de $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ e, no caso da largura de fendas, o limite é de 0.3 mm.

A largura de fendas máxima é limitada de modo a não prejudicar o funcionamento correto e durabilidade da estrutura nem a tornar o seu aspeto inaceitável. Dado que a classe de exposição do betão é XC2, assim como mencionado no subcapítulo 3.2.3, o valor limite é de 0.3 mm segundo a tabela 7.1N do EC2 [4]. Contudo, outras classes de exposição também seriam válidas para o estudo da parede, como por exemplo a classe XC4 que apresenta corrosão induzida pela carbonatação, a classe XS1 a XS3; XD1 e XD2, cuja corrosão é dada pelos cloretos [4].

Para além dos parâmetros indicados, foi ainda calculada a carga máxima de resistência relativamente a uma ação vertical aplicada. Esta é determinada assim que um dos parâmetros anteriores atinge o valor limite, ou seja, 100% da sua capacidade. A partir desse instante, a análise é considerada concluída, sendo o valor da carga aplicada registado como carga de rotura. As cargas foram introduzidas em incrementos de 5% em cada parede, resultando num total de 20 incrementos e foram arredondadas à décima em unidades kN/m. Adicionalmente, as paredes cuja resistência fosse inferior a 40% da capacidade resistente da parede Tipo 2 com ligações secas (conforme adotado na dissertação de Marreneca [1]), ou inferior à carga obtida através dos cálculos analíticos da combinação de ações fundamental e quase-permanente (do subcapítulo 3.2.4), foram desconsideradas para efeitos de cálculo estrutural do edifício.

Convém ainda referir que, a otimização topológica não foi utilizada para redimensionar as paredes, ou seja, não influenciou o dimensionamento final. Trata-se de uma ferramenta de grande utilidade, pois permite identificar o caminho direto das cargas e, consequentemente, o material mais solicitado em cada parede, assim como referido no subcapítulo 2.7.3. No entanto, neste estudo, esta ferramenta foi aplicada apenas de forma complementar, servindo para interpretar e compreender melhor os resultados obtidos, sem constituir um elemento determinante no processo de análise.

Por último, a versão usada para estas análises em estudo foi a 25.0.1.0960 do *IDEA StatiCa Detail* (educacional).

4. Apresentação e Discussão de Resultados

4.1. Introdução

Neste capítulo são discutidos os resultados dos estudos anteriores, analisando como a variação de cada parâmetro afeta o comportamento da parede, nomeadamente as tensões no betão e no aço (ELU) e a largura de fendas (SLS). Nos gráficos do ELU, o eixo vertical representa a carga distribuída aplicada na parede, enquanto o eixo horizontal indica o rácio de utilização dos materiais, indicando qual é o mais solicitado. Recorda-se que a carga vertical sob as paredes foi incrementada gradualmente até atingir a sua capacidade limite.

Todas as análises foram realizadas aplicando cargas verticais nas paredes, tendo em atenção a existência de uma carga limite mínima definida no subcapítulo 3.2.4. No caso dos ELU a carga mínima distribuída considerada foi de 545 kN/m e no caso do SLS, o valor rondou aproximadamente os 350 kN/m. Nem todos os casos analisados atingiram estes valores, como se demonstrará no subcapítulo 4.3, onde será feita uma análise e discussão geral sobre a influência das dimensões da parede, do tipo e da posição das aberturas, assim como do tipo de ligação, no comportamento global da parede.

As análises consideram diversas variáveis, mas o objetivo principal foi compreender, de forma clara, como as aberturas e a sua excentricidade influenciam a resistência estrutural das paredes prefabricadas. Tal como referido anteriormente, foram estudadas aberturas com diferentes dimensões, até 30% da área da parede, incluindo uma porta e vários tipos de janelas, bem como diferentes excentricidades, de modo a avaliar o comportamento estrutural de cada situação sob a aplicação de cargas verticais.

4.2. Resultados de cada Estudo

4.2.1. Estudo 1 - Efeito Geométrico da Parede e Tipos de Ligações

Através do Estudo 1, comparam-se as paredes com dois tipos de dimensão, com menor área (Tipo 1) e maior área (Tipo 2), e a dois tipos de ligação. Aplicando uma carga axial vertical no extremo superior das paredes, obtiveram-se os seguintes gráficos, indicados na Figura 4.1.

Analisando os quatro casos da Figura 4.1 sujeitos à combinação de ações dos ELU, observa-se que as paredes Tipo 1 apresentaram uma carga de rotura superior às do Tipo 2. Entre as paredes com ligações secas, observa-se que a parede Tipo 1 resiste a 19.5% mais que a parede Tipo 2 e entre paredes com ligações húmidas, observa-se que novamente a parede Tipo 1 resiste a 15.4% mais face à parede Tipo 2. Na Figura 4.1, observa-se que o comportamento de cada material em cada parede pode variar com o tipo de ligação, invertendo as curvas de rácio de utilização e influenciando o comportamento das paredes. No caso da Figura 4.1a e Figura 4.1b (ligações secas), as paredes apresentam um maior aproveitamento de utilização do betão, dado que apresenta uma percentagem maior no eixo horizontal. Já no caso da Figura 4.1c e Figura 4.1d (ligações húmidas), ocorre o contrário, isto é, a curva do aço fica por baixo da do betão, demonstrando assim que é o aço o material mais solicitado, pois apresenta maiores valores de

percentagem. Contudo, para os quatro casos analisados, o material condicionante é sempre o aço, já que atinge em primeiro lugar os 100% da sua resistência (indicado através das linhas vermelhas a tracejado na Figura 4.1), enquanto o betão permanece próximo da sua capacidade limite (entre 87% a 99%), sem nunca a alcançar totalmente.

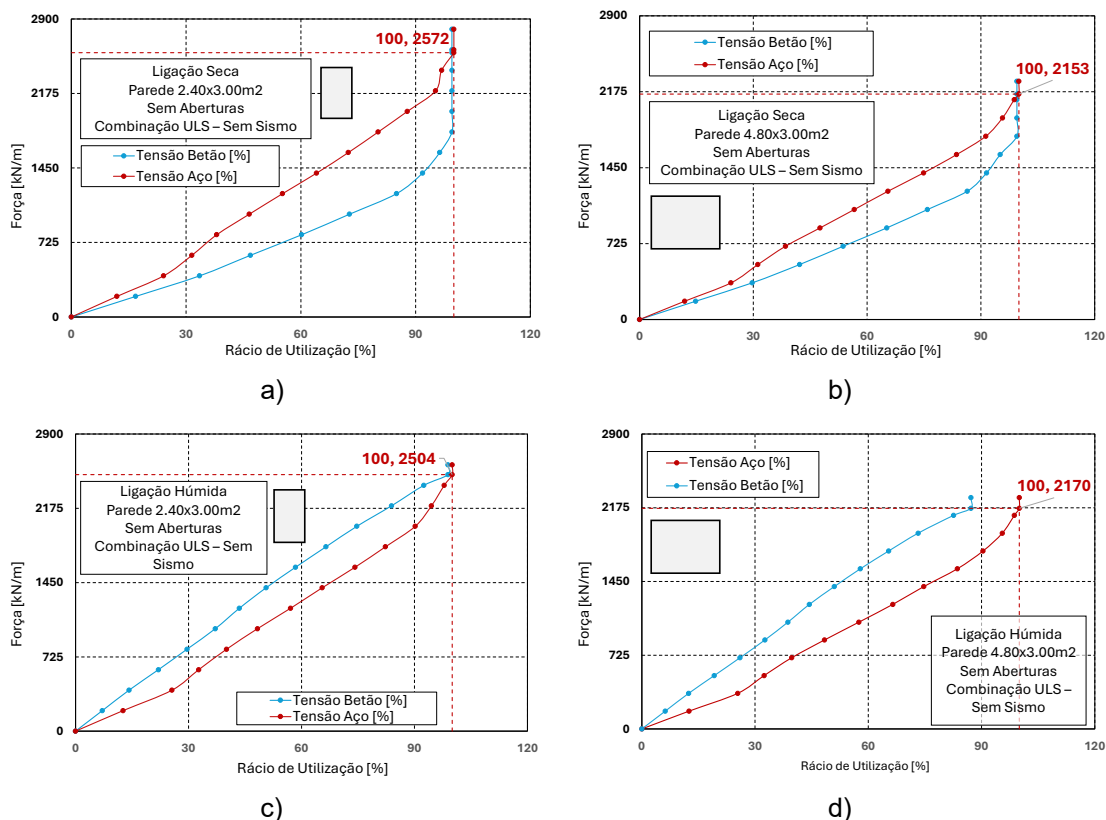


Figura 4.1 - Estudo 1: Análise da capacidade resistente das paredes sem aberturas (ELU): a) Tipo 1 (secas); b) Tipo 2 (secas); c) Tipo 1 (húmidas); e d) Tipo 2 (húmidas).

Esta diferença entre a parede Tipo 1 e Tipo 2 está associada ao campo de tensões instaladas na parede, tal como se pode indicado ver na Figura 4.2. Para além disso, as tensões normais registadas foram de cerca de 8.34 MPa e 3.65 MPa, para a parede de menor e maior dimensão, respetivamente.

Deste modo, verificou-se que a parede Tipo 2 apresentou uma tensão normal aproximadamente inferior a metade da obtida na parede Tipo 1. Estes resultados reforçam a diferença na distribuição das tensões nas duas paredes em análise. Ou seja, na parede Tipo 2, a carga é encaminhada mais diretamente para as ligações secas, deixando desta forma que os varões que conectam as ligações secas absorvam na sua maioria a força aplicada. Já no caso da parede Tipo 1, as cargas não são direcionadas para os varões das ligações secas e, a proximidade entre as duas ligações permite que a carga se distribua melhor no betão da parede.

Resumindo, na parede 2, o betão não é explorado na sua totalidade e, portanto, a sua capacidade de resistência à compressão não é utilizada a 100%, enquanto o aço é utilizado na sua totalidade, como mencionado anteriormente, levando a parede a resistir às tensões de tração através dos varões e parte das tensões de compressão através betão. No caso da parede Tipo

1, já se verificou uma melhor exploração do betão. Este raciocínio é complementado através do campo de tensões de cada parede analisada com ligações secas que, como se pode ver na Figura 4.2, segue a lógica explicada.

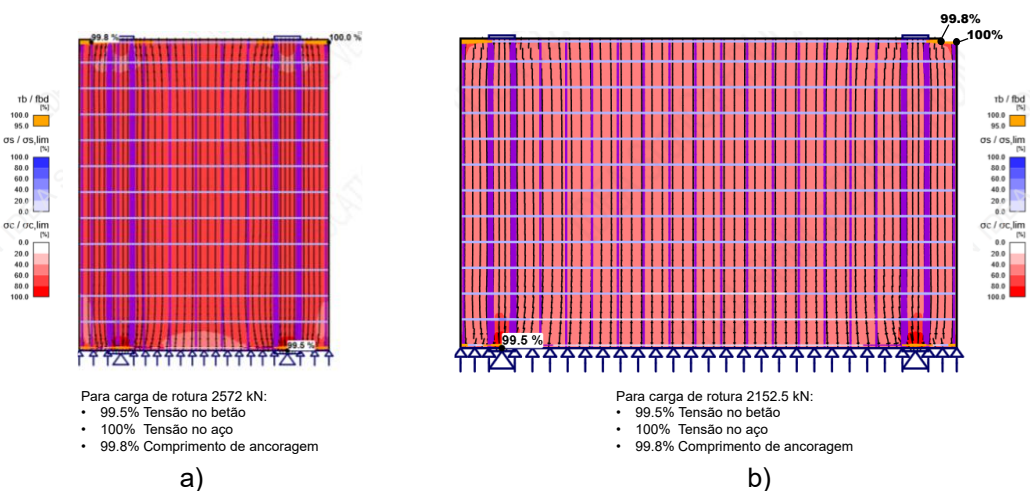


Figura 4.2 - Estudo 1: Comparação do campo de tensões nas paredes a) Tipo 1 e b) Tipo 2, com ligações secas.

As paredes Tipo 1 permitem um melhor controlo na distribuição de tensões e de largura de fendas (Figura 4.3), e nas paredes Tipo 2, observa-se uma maior quantidade de material disponível para a distribuição de tensões. No entanto, essa distribuição mantém-se relativamente semelhante entre ambos casos, podendo-se confirmar que, de forma geral, ambos campos de tensões apresentam uma boa uniformidade. Do ponto de vista da localização dos picos das tensões, observa-se que, para ambos casos, a tensão máxima no aço ocorre no canto superior direito, enquanto a tensão máxima no betão ocorre perto das ligações secas. Este resultado, por parte do aço, reforça a ideia de que a análise realizada carece de continuidade estrutural, uma vez que as paredes foram avaliadas como elementos isolados. Conclui-se, então, que a resistência global dos elementos verticais não depende apenas da área de betão que estes apresentam, mas também da forma como a carga é distribuída ao longo da parede.

Do ponto de vista do efeito do tipo de ligação, a expectativa era que as paredes com ligações húmidas apresentassem maior capacidade resistente, uma vez que este tipo de solução, como indicado no subcapítulo 2.5, garantem uma melhor transmissão de esforços entre os elementos estruturais, pois há colocação de armaduras e há uma betonagem na zona das ligações. Contudo, os resultados revelaram que a parede mais pequena com ligações secas resistiu 68 kN/m a mais do que a correspondente com ligação húmida, o que, para termos de esforço axial, a diferença não é significativa. Esta desigualdade pode ser atribuída à modelação das ligações, dado que, nas paredes com maior comprimento, os resultados já foram os esperados, ou seja, a parede com as ligações húmidas suportou cargas ligeiramente superiores (2170 kN/m, face a 2152 kN/m na parede com ligações secas, correspondendo a 0.84%). Globalmente, as ligações húmidas asseguram maior continuidade estrutural e uma distribuição de tensões mais uniforme, resultando em maior capacidade resistente. No caso particular da parede Tipo 1, a proximidade

dos varões verticais aos parafusos de ligação poderá ter justificado este acréscimo registado, invertendo ligeiramente a tendência.

Já relativamente à análise da largura de fendas na combinação de ações SLS (Figura 4.3), a carga foi limitada para 0.3 mm de largura de fenda, como referido anteriormente segundo o EC2 [4]. Este limite foi atingido na parede Tipo 1 para uma carga de 2080 kN/m (ligações secas) e 1950 kN/m (ligações húmidas), correspondendo a diferença do 6.3% entre ambos tipos de ligação. Na parede Tipo 2, a carga foi de 1820 kN/m para a parede com ligações secas e 1706 kN/m para a parede com ligações húmidas, traduzindo-se novamente numa diferença do 6.3% entre ambas ligações. Quando comparadas as duas tipologias de paredes, a carga correspondente a uma largura de 0.3 mm é de 14.3% superior nas paredes Tipo 1 face às do Tipo 2, tanto para as ligações secas como para as húmidas. Conclui-se então, que aumentado o comprimento da parede para o dobro, de 2.40 m para 4.80 m, a parede perde capacidade máxima de carga em condições de serviço (SLS).

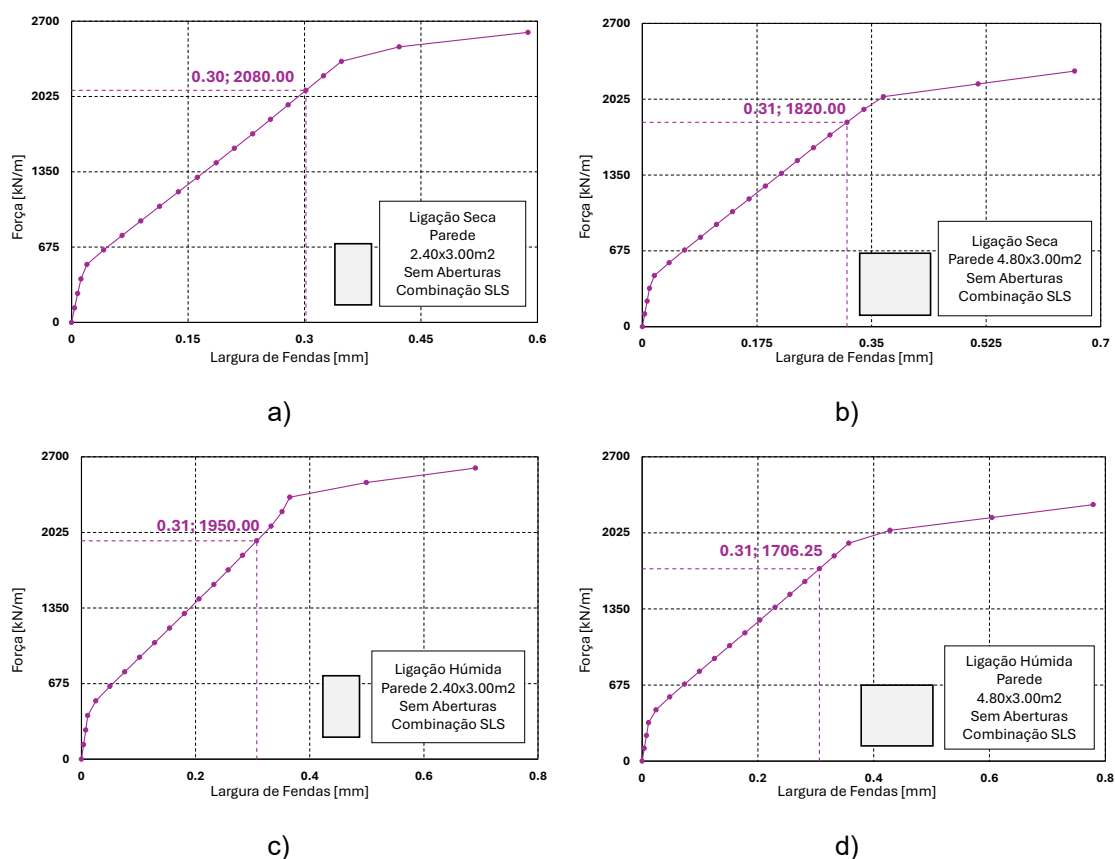


Figura 4.3 – Estudo 1: Análise da carga que provoca fendas com 0.3 mm em condições de serviço nas paredes: a) Tipo 1 (seca); b) Tipo 2 (seca); c) Tipo 1 (húmida); e d) Tipo 2 (húmida).

Como mencionado anteriormente, no subcapítulo 3.2.4, os resultados relativos a cada combinação de ações não são diretamente comparáveis. As verificações correspondentes aos ELU estão relacionadas com a capacidade resistente do elemento estrutural (betão, aço e ancoragens) e são diferentes das verificações realizadas nas condições de serviço, SLS, que estão relacionadas com a deformação (não considerada neste trabalho) e fendilhação do

elemento. Usualmente considera-se que a carga corresponde às condições de serviço é cerca de 65% do valor da carga última. Resumindo, a combinação ELU destina-se a proteger a estrutura contra o colapso, enquanto a combinação SLS concentra-se em garantir um desempenho adequado em serviço, neste caso, controlo da largura de fendas. Analisando, por exemplo, a parede Tipo 2 com ligação húmida, verifica-se que a capacidade resistente é de 2170 kN/m, no ELU. Contudo, no que respeita à largura de fendas, verificou-se que a largura máxima de fendas foi atingida para um carregamento de 1706 kN/m, no SLS. Esta diferença de valores evidencia que a interpretação de resultados deve considerar os objetivos de cada estado limite e não apenas os valores de carga absolutos.

Relativamente aos pontos críticos onde se observaram as larguras de fendas máximas de cada parede, observa-se que estes se localizam nas mesmas zonas, isto é, nos cantos das paredes (ver Figura 4.4). Isto deve-se à falta de continuidade nas paredes, que, para efeitos de análise, funcionam como elementos isolados.

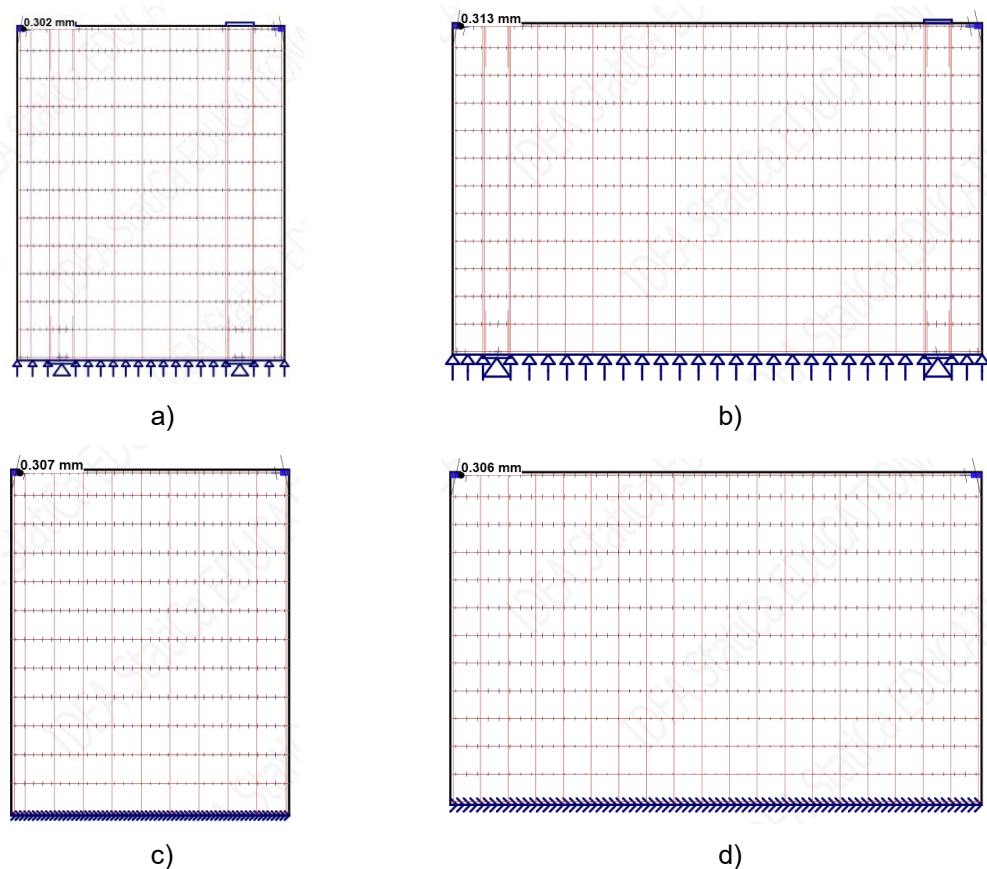


Figura 4.4 - Largura de fendas [mm]: a) e b) ligações secas; c) e d) ligações húmidas.

4.2.2. Estudo 2: Aberturas tipo porta centradas e excêntricas

4.2.2.1. Porta Centrada

No Estudo 2 analisou-se a influência de uma abertura tipo porta centrada na capacidade resistente da parede. Com o objetivo de melhorar o desempenho estrutural, introduziram-se 15 varões de reforço de classe A500 com 8 mm de diâmetro, na envolvente da abertura: 3 dispostos nas diagonais dos cantos e 9 na vertical ao longo do seu contorno (Figura 4.5).

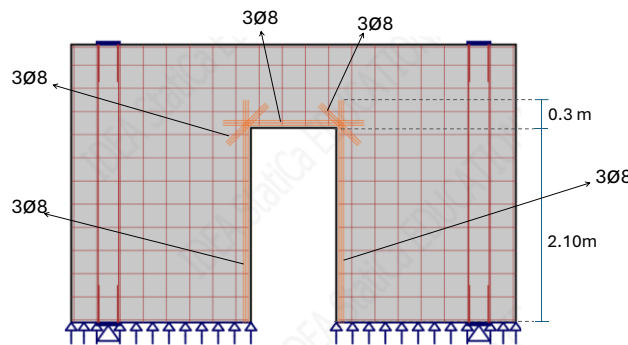


Figura 4.5 – Parede com abertura de porta centrada reforçada.

Na Figura 4.6a, observa-se o comportamento da parede sob combinação de ações ELU, onde se verificam comportamentos diferentes do aço e do betão relativamente à sua resistência máxima. O betão atinge rapidamente elevadas tensões de compressão para cargas baixas, enquanto o aço evolui de forma mais gradual. Por exemplo, para 950 kN/m, os rácios de utilização foram de 91.4% no betão e 54.6% no aço. Contudo, a capacidade resistente da parede foi condicionada pelo aço, uma vez que este atingiu primeiro os 100%, governando assim a rotura da parede. Já o betão, apesar de alcançar valores bastante elevados, próximos dos 100%, não se assumiu como material condicionante, e assim não condicionou a rotura da parede.

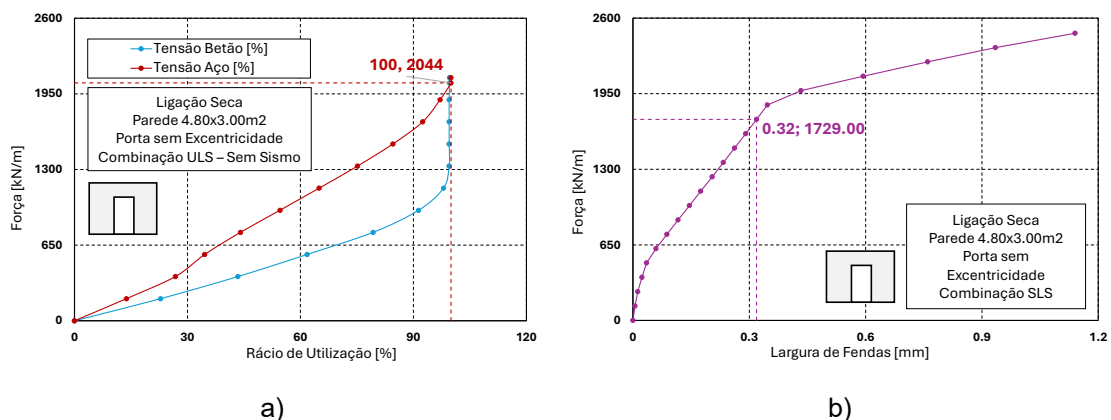


Figura 4.6 - Estudo 2: Análise aos a) ELU, capacidade resistente máxima; e b) SLS, largura de fendas com 0.3 mm.

Ao analisar a Figura 4.6b por outro lado, verifica-se que a carga que provocou fendas com 0.3 mm de largura foi de 1729 kN/m. Até este valor de carga, a largura de fendas manteve-se dentro dos limites exigidos.

Relativamente ao campo de tensões, observou-se uma concentração significativa junto às fronteiras da abertura (ver Figura 4.7), gerando pontos de críticos especificamente nos cantos da mesma, como era expetável. A ausência de reforço na envolvente da abertura iria resultar num comportamento estrutural significativamente diferente, com concentrações mais pronunciadas.

Comparando as curvas de capacidade resistente das paredes com e sem armaduras de reforço, da Figura 4.7, observa-se que a introdução de varões de reforço aumentou a carga de rotura passando de 1560 kN/m para 2044 kN/m, marcando um aumento do 31%. A solicitação do aço diminui na parede reforçada, enquanto o comportamento do betão se mantém praticamente igual. Esta similitude no betão indica que foi explorado de forma bastante considerável em ambos casos. Analisando agora para uma carga de 600 kN/m, por exemplo, o rácio de utilização do aço reduz-se de 44% (sem reforço) para 36.1% (com reforço), e do betão de 65.20% (sem reforço) para 64.6% (com reforço). Esta diminuição percentual por parte do aço resulta dos varões, que aumentam a capacidade resistente do conjunto.

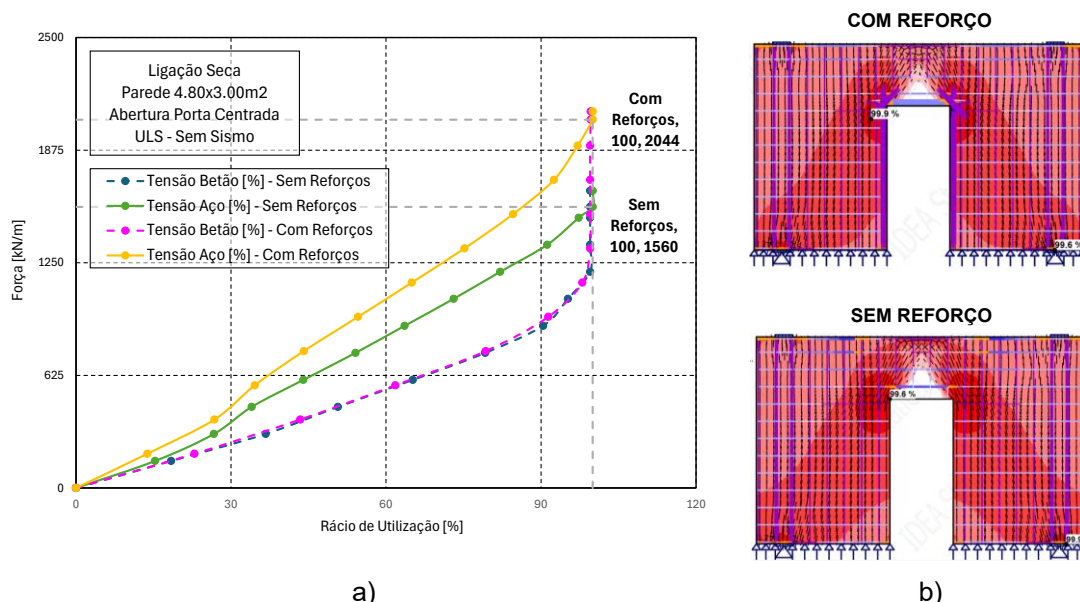


Figura 4.7 – Análise da capacidade resistente sob os efeitos do reforço: a) ELU, aplicado à parede com abertura central (porta); b) Campos de tensões de duas paredes com porta, com e sem reforço.

Comparando as paredes com e sem reforço em condições de serviço da Figura 4.8a, observa-se novamente uma variação de comportamento devido à presença de varões na envolvente da abertura. Para a parede sem reforços, a carga limite para uma largura de fendas de 0.3 mm é de 1365 kN/m; enquanto na parede reforçada, esse valor aumenta para 1729 kN/m, representando assim que a parede com reforços suporta 26.7% mais carga do que a parede sem reforços.

Relativamente à distribuição das fendas (Figura 4.8b), verifica-se que, em ambos casos, o ponto crítico ocorre nos cantos superiores da parede. Contudo, na parede com reforços, observa-se um aumento na quantidade de fendas significativo localizadas na envolvente, o que indica que os varões estão a desempenhar bem a sua função, absorvendo as tensões de tração geradas.

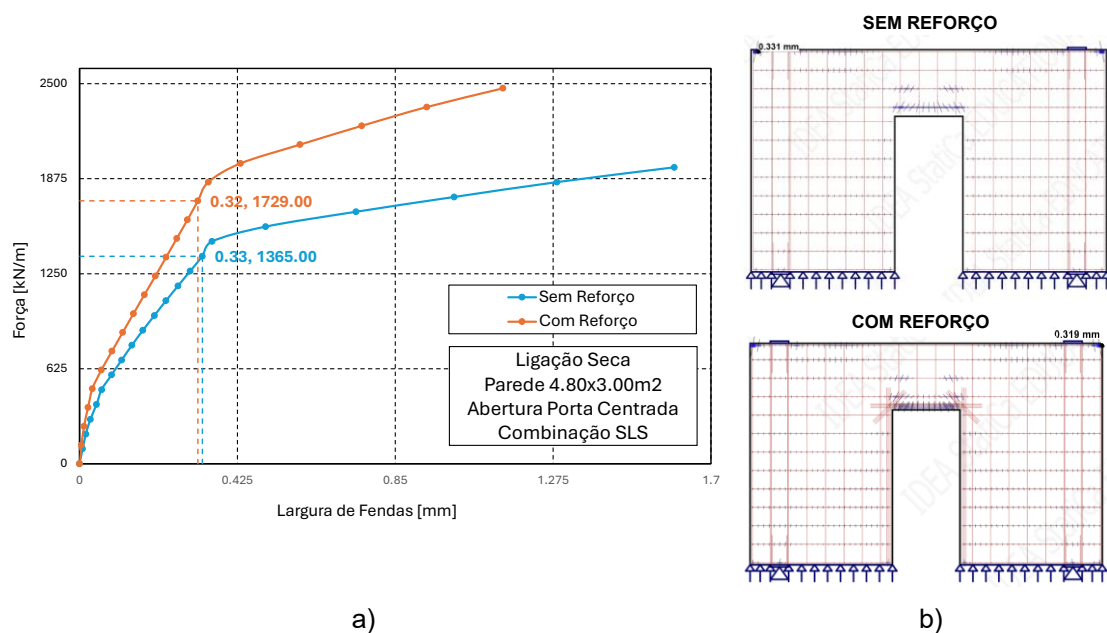


Figura 4.8 - Análise das larguras de fendas sob os efeitos do reforço: a) SLS, fendas com 0.3 mm numa parede com porta central; b) Localização das fendas em duas paredes com porta, com e sem reforço.

4.2.2.2. Porta com excentricidade

Analisando agora o efeito da excentricidade da porta, observou-se, tal como já foi demonstrado no Capítulo 3, que a capacidade resistente diminui à medida que se aumentou a excentricidade da porta. Em condição últimas, a resistência da parede com a porta excêntrica máxima diminuiu um 21.9% face à parede com a porta centrada; em condições de serviço, a carga correspondente a fendas de 0.3 mm foi também reduzida em 43.6%.

Analisando os resultados relativamente às combinações ELU e SLS (Figura 4.9), verifica-se que para a porta com a menor excentricidade (Excentricidade #1) a carga responsável de fendas com 0.3 mm foi de 1729 kN/m, igual à da parede com a porta centrada, no subcapítulo anterior. A carga de rotura aos ELU foi de 2006 kN/m, correspondente a uma diminuição de 1.9% face à parede com uma porta centrada. Comparativamente com a parede com a maior excentricidade (Excentricidade#3), a carga que provocou a largura de fendas de 0.3 mm foi um ligeiramente menor, reduzindo-se para 975 kN/m, ou seja, uma diminuição do 43.6% face à parede com a porta centrada; e a carga de rotura em ELU passou para 1597 kN/m, ou seja, diminuindo um 21.9% face à parede com abertura centrada. No caso intermédio com uma excentricidade de 0.92 m relativamente ao centro da parede (Excentricidade#2), a carga de rotura em ELU foi de 1920 kN/m e a carga que provocou a largura de fendas de 0.3 mm foi de 1658 kN/m, correspondendo a diminuições do 6.1% e 4.1%, respetivamente, face à parede com a porta centrada. Confirmou-se assim que o aumento da excentricidade da abertura penalizou de forma significativa o comportamento estrutural da parede, tanto ao nível da capacidade resistente em ELU como ao nível da fendilhação em SLS.

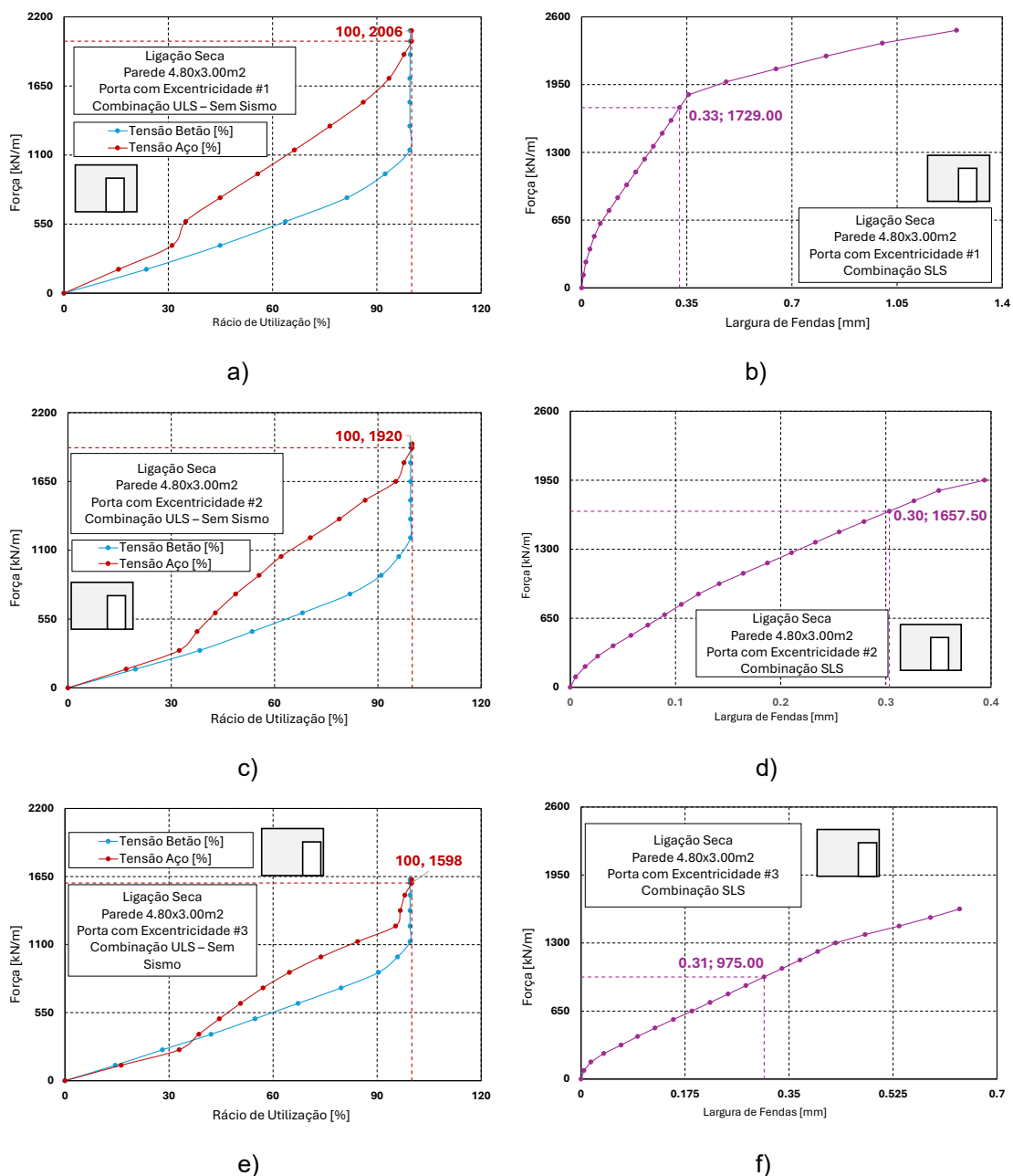


Figura 4.9 – Estudo 2: Análise das paredes com aberturas tipo porta: a) Excentricidade #1 e ELU; b) Excentricidade #1 e SLS; c) Excentricidade #2 e ELU; d) Excentricidade #2 e SLS; e) Excentricidade #3 e ELU; f) Excentricidade #3 e SLS.

Comparando as curvas de evolução das Figura 4.9a, Figura 4.9c e Figura 4.9d, percebe-se como cada material condiciona a capacidade resistente das paredes. Para aberturas com menor excentricidade, a rotura é controlada pelo aço, que atinge primeiro o valor limite, enquanto o betão permanece abaixo da sua capacidade máxima, criando assim uma diferença significativa entre ambos. À medida que a excentricidade aumenta, as curvas de tensões do aço e do betão aproximam-se e convergem, revelando uma solicitação mais equilibrada. Por exemplo, para uma carga de 500 kN/m, os rácios de utilização do betão e do aço são, respetivamente, de 56.8% e 33.6% (Excentricidade #1), com uma diferença de 23.2%; de 58.4% e 39.3% (Excentricidade #2), com uma diferença de 19.1%; e de 54.8% e 44.5% (Excentricidade #3), com uma diferença de

10.3%. Esta mudança de comportamento deveu-se principalmente ao aço, que deixou de ser o material mais explorado e passou a acompanhar o nível de exploração do betão. Adicionalmente, observa-se também que, para os três casos de excentricidades analisados, as curvas de evolução do betão permaneceram praticamente iguais. Por conseguinte, a percentagem de exploração da capacidade resistente de ambos os materiais foi convergindo no momento da rotura, condicionando a capacidade resistente da parede com o aumento da excentricidade.

É possível observar, de forma mais evidente, os valores máximos de tensão de cada material através da Figura 4.10b, onde se verifica que, embora o betão alcance um valor elevado (99.6% e 99.5%), o material que determina o valor de rotura da parede para a carga última é o aço.

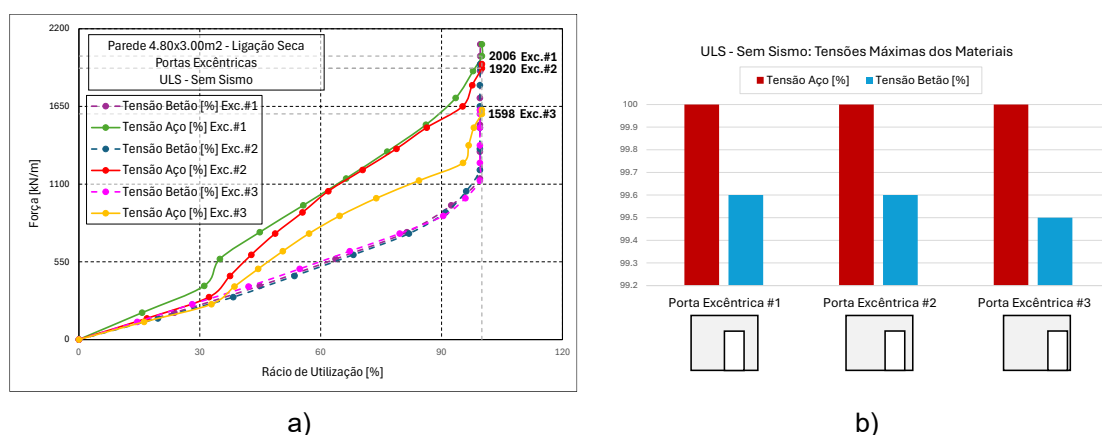


Figura 4.10 – a) Análise da capacidade resistente das paredes, ELU, com portas excêntricas;
b) Comparação das tensões máximas de betão e aço entre cada parede com porta excêntrica.

4.2.3. Estudo 3: Efeito das aberturas tipo janela

Através do *Estudo 3*, analisou-se o comportamento global da parede com a presença de janelas com diferentes geometrias e excentricidades, conforme referido anteriormente.

4.2.3.1. Janelas Quadradas Centradas

No caso das janelas quadradas centradas, verificou-se que quanto maior é a área da abertura, menor é a resistência da parede, que é condicionada pela resistência do aço. Do ponto de vista da combinação de ações para ELU, observou-se que a parede com 10% de abertura suportou uma carga de 2041 kN/m, enquanto na parede com 30% de abertura a carga de rotura reduziu significativamente, não ultrapassando 150 kN/m, como se pode ver na Figura 4.11. A parede apresentou, portanto, uma queda de mais de 90% da capacidade resistente. O aumento da área da abertura também modificou consideravelmente o campo de tensões e encaminhamento de cargas aplicadas na parede. Comparando os comportamentos de cada material nas curvas de evolução, observa-se que na Figura 4.11a, a diferença entre as curvas de cada material é visível, enquanto na Figura 4.11b, as curvas sobrepõem-se. Verifica-se que, no caso da parede com menor área útil, os rácios de utilização de ambos os materiais estão mais equilibrados, enquanto na parede com maior área útil o betão é mais solicitado durante a análise de carga incremental, apenas sendo o aço mais relevante e contribuindo mais, para cargas mais elevadas. Por

exemplo, para uma carga distribuída de 1050 kN/m na parede com 10% de abertura, o betão apresenta um rácio de utilização de 90.1% e o aço de 60.3%. Já na parede com 30% de abertura, dado que os pontos registados até à carga de rotura são escassos, considerou-se uma carga intermédia de 80 kN/m, para a qual o betão é solicitado a um 63.7%, valor próximo do aço, com 67.8%.

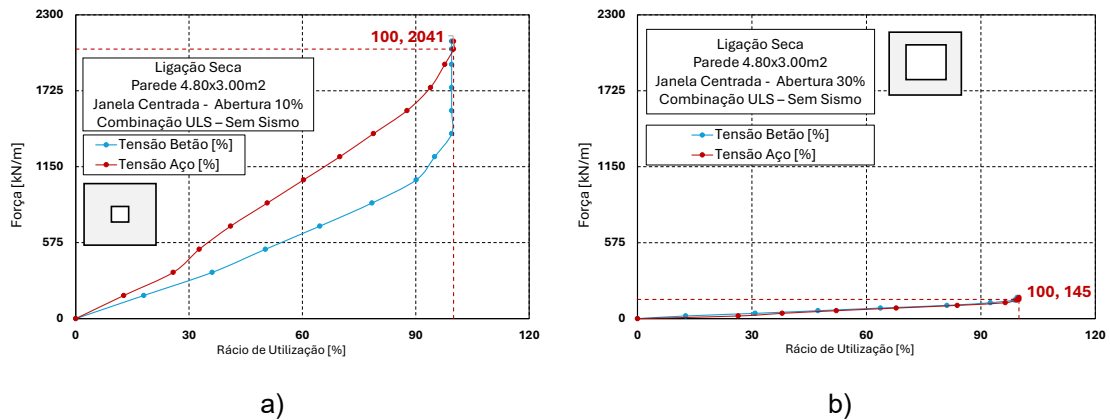


Figura 4.11 - Análise da capacidade resistente das paredes, ELU, com aberturas centradas a) de 10% e b) 30%.

Do ponto de vista da largura de fendas, a carga que provocou fendas com 0.3 mm de largura foi de 1706.3 kN/m, no caso da parede com 10% de abertura, e de 84.5 kN/m no caso da parede com 30% de abertura, ou seja, um valor 95% inferior.

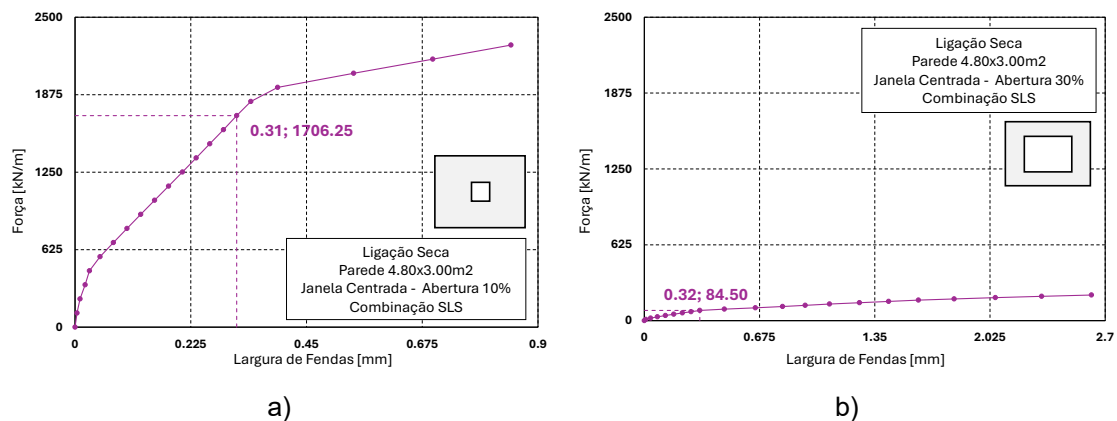


Figura 4.12 – Análise da carga que provoca fendas com 0.3 mm em condições de serviço nas paredes com aberturas centradas: a) de 10% e b) de 30%.

Relativamente ao campo de tensões, ilustrado na Figura 4.13, verificou-se que ocorreu uma concentração das tensões novamente nos cantos superiores da abertura, à semelhança do já identificado no caso das paredes com aberturas do tipo porta.

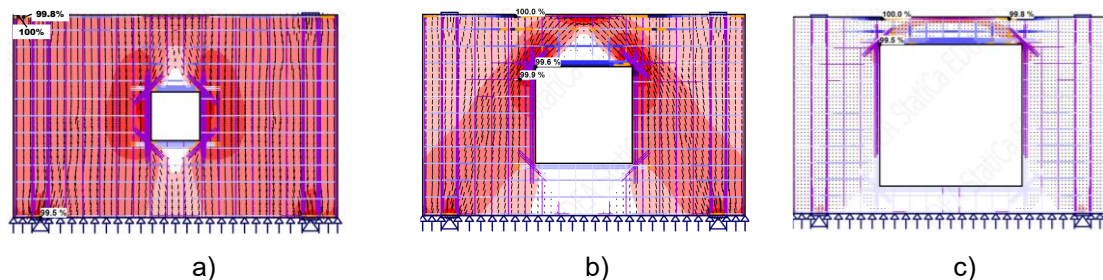


Figura 4.13 – Campo de tensões em paredes com a) 10%, b) 20% e c) 30% de abertura.

No caso da parede com 10% de abertura, as tensões apresentaram uma distribuição das tensões no betão relativamente homogênea ao longo do painel, aproximando-se ao comportamento de uma parede sem aberturas, embora com um ligeiro aumento de tensões na envolvente lateral da abertura (Figura 4.13a).

Já no caso da parede com 20% de abertura (Figura 4.13b), a parede perdeu área efetiva e a sua resistência diminui, criando caminhos alternativos para as cargas aplicadas. Neste caso tornou-se mais visível a formação de zonas com maior concentração de tensões comparativamente com a parede anterior. É possível observar que o desempenho estrutural se assemelha a um modelo de escoras e tirantes, como descrito anteriormente (ver subcapítulo 2.7.1). Por um lado, as tensões de tração localizam-se de forma mais concentrada nos varões e nas ligações secas (a azul/lilás) e os esforços de compressão encontram-se em zonas que ligam as envolventes laterais da abertura com os apoios da parede através de uma banda diagonal a vermelho.

Por último, na parede com 30% de abertura (Figura 4.13c), o campo de tensões evidenciou um desempenho estrutural distinto das situações anteriores: as tensões concentraram-se essencialmente na zona superior da abertura e nos montantes laterais, deixando de se verificar o comportamento contínuo da parede. Neste cenário, a envolvente da janela assumiu o papel principal na resistência global, assemelhando-se ao funcionamento de um arco apoiado em dois pilares. Por um lado, a zona superior da abertura (arco) trabalhou predominantemente à flexão, havendo também tensões de compressão, transmitindo a carga para os montantes laterais a estes (pilares). O extremo superior dos pilares absorveu tensões de compressão devido à transmissão de esforços do arco.

Esta comparação entre as três situações ilustra que a dimensão da abertura não só reduziu a resistência da parede, como também alterou profundamente o mecanismo estrutural de transferência de esforços, passando de um modelo com distribuição de tensões quase uniforme para um modelo tipo arco. Por conseguinte, as soluções a adotar para aumentar a capacidade resistente destas paredes são diferentes consoante o tamanho da abertura.

4.2.3.2. Janelas Quadradas Excêntricas

Uma vez avaliadas as paredes com janelas com 10%, 20% e 30% de abertura, procedeu-se à análise de paredes com iguais dimensões de aberturas, mas com diferentes graus de excentricidade, concretamente dois: uma posição de excentricidade intermédia entre a abertura

centrada e o varão interior da ligação seca e uma segunda excentricidade a 0.10 m relativamente a esse varão. Novamente, e como observado nas paredes com abertura tipo porta, quanto maior for a excentricidade e mais perto estiver a abertura da ligação seca, menor será a capacidade resistente da parede.

Como se pode observar na Figura 4.14, para a combinação de ações ELU, a carga resistente da parede foi de 2037 kN/m para a primeira excentricidade, correspondente a uma posição intermédia entre a abertura centrada e o varão interior da ligação seca. Na segunda excentricidade, localizada a 0.10 m do varão interior da ligação seca, a carga resistente reduziu para 1656 kN/m. A carga resistente reduziu aproximadamente 18.7% da primeira para a segunda excentricidade. Novamente, tal como acontece nos casos anteriores, a limitação da resistência da parede é condicionada pela tensão no aço, que atinge o seu limite de utilização nos cantos superiores da parede, em ambos os casos considerados com excentricidade (como se vê no campo de tensões da Figura 4.15).

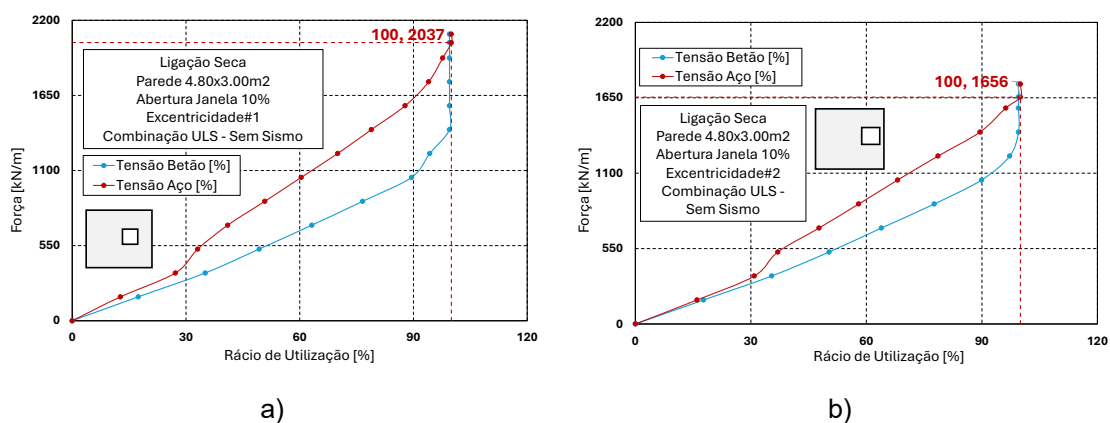


Figura 4.14 – Análise da capacidade resistente das paredes, ELU, paredes com 10% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.

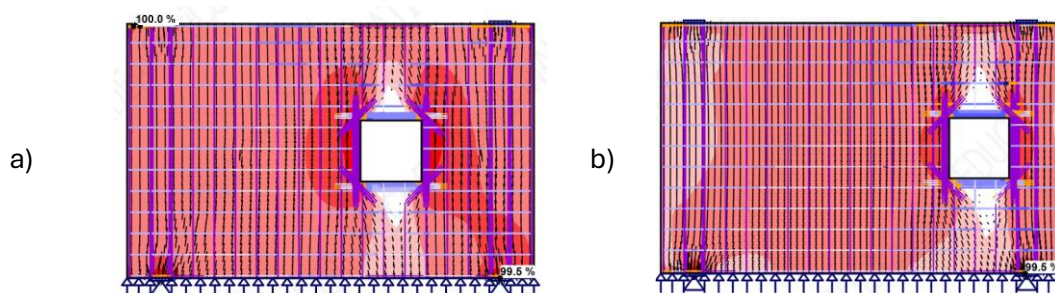


Figura 4.15 – Pontos críticos do campo de tensões em paredes com 10% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.

Os pontos críticos estão localizados nos cantos da parede, como se poder ver na Figura 4.15. As discontinuidades geométricas em cada parede propiciam este tipo de comportamento, dificultando uma boa redistribuição de tensões, criando tensões de tração elevadas nos varões de aço.

Por último, a carga que provocou uma largura de fendas de 0.3 mm foi de 1700 kN/m para o caso janela com excentricidade intermédia e de 1480 kN/m para o caso da janela com maior excentricidade. É possível concluir novamente que a parede com a abertura com maior excentricidade apresentou uma carga máxima, condicionada por SLS, 12.9% menor comparativamente à parede com menor excentricidade (Figura 4.16).

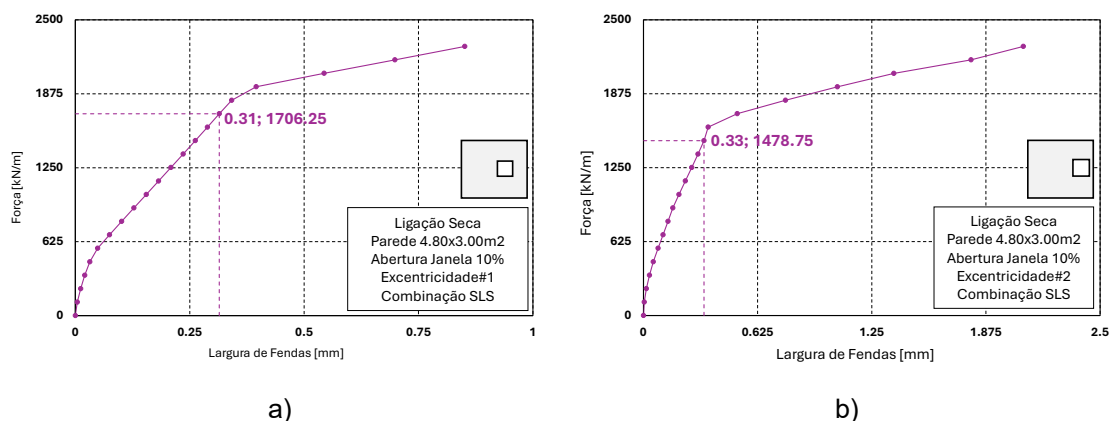


Figura 4.16 – Análise da carga que provoca fendas com 0.3 mm de largura em paredes com 10% de abertura excêntrica, SLS: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.

Também para as paredes com 20% de área de abertura (do tipo janela), foram analisados dois cenários, um com excentricidade intermédia e outro a 0.10 m do varão interior da ligação seca, como referido anteriormente. Analisando tanto a capacidade resistente em ELU como a carga que provoca uma largura de fendas de 0.3 mm em SLS (ver Figura 4.17), verificou-se, como seria expectável, que a parede com melhor desempenho foi a que apresenta a abertura mais centrada.

Relativamente à capacidade resistente da parede com 20% de abertura, a excentricidade intermédia apresentou um valor máximo à rotura de 962 kN/m (Figura 4.17a) e a parede com maior excentricidade apresentou uma capacidade resistente de 675 kN/m (Figura 4.17b), ou seja, a carga de rotura aplicada na parede Excentricidade #2 diminuiu 29.8% comparativamente à parede Excentricidade #1. Relativamente às condições de serviço, obteve-se uma carga responsável por fendas de 0.3 mm de 715 kN/m para a parede Excentricidade #1 e de 536 kN/m para a parede com excentricidade máxima (Excentricidade #2), conforme ilustrado nas Figura 4.17c e Figura 4.17d, respetivamente. Verifica-se, assim, uma redução de 25% na carga aplicada na parede com maior excentricidade face à de menos excentricidade, para SLS.

Adicionalmente, ao comparar as duas curvas de evolução para ambas situações de excentricidade, observa-se que, no ELU, os materiais trabalham de forma mais equilibrada na parede com maior excentricidade, em contraste com a parede com a abertura menos excêntrica. Ou seja, as curvas de utilização são mais convergentes na parede Excentricidade #2 do que na parede Excentricidade #1. Por exemplo, para uma carga de 375 kN/m, o betão e o aço apresentam rácios de utilização de 63.2% e 49.4%, respetivamente, na parede Excentricidade #1; já na parede Excentricidade #2, esses valores aumentam para 80.3% e 68%.

Estes resultados confirmam que, na parede com abertura menos excêntrica, o betão é o material mais solicitado, enquanto na parede com maior excentricidade ambos materiais participam de forma uniforme na resistência global. Contudo, em ambas as paredes a analisar, o aço mantém-se como o material limitante da capacidade resistente, pois é o primeiro a alcançar os 100% da sua utilização.

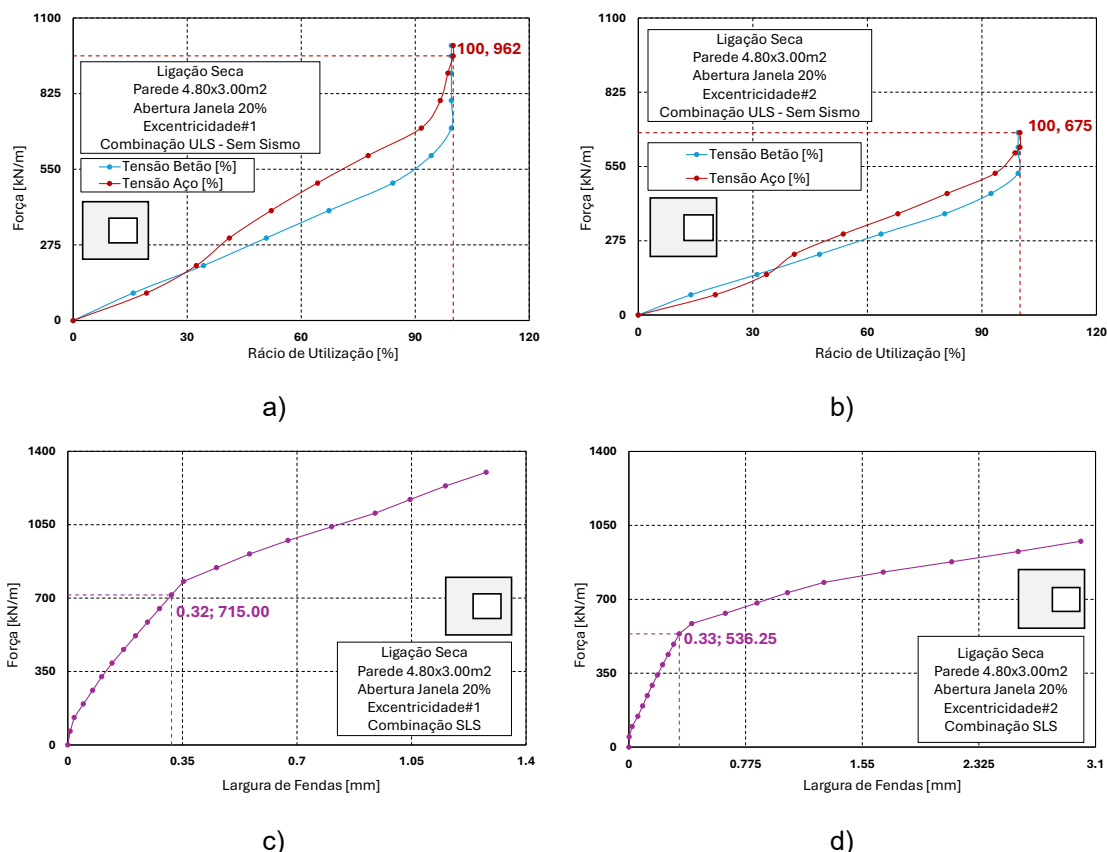


Figura 4.17 – Paredes com 20% de abertura excêntrica: a) ELU e Excentricidade #1; b) ELU e Excentricidade #2; c) SLS (fendas de 0.3 mm) e Excentricidade #1; d) SLS (fendas de 0.3 mm) e Excentricidade #2.

Por outro lado, do ponto de vista do campo de tensões (ver Figura 4.18) verificou-se, como expetável, que a distribuição de tensões seguiu o mesmo padrão identificado anteriormente, havendo uma concentração de tensões sobretudo nos cantos superiores da abertura. Neste caso, devido à maior dimensão da abertura, a concentração de tensões foi ainda mais evidente.

No primeiro cenário, correspondente à abertura com excentricidade intermédia, a parede manteve um comportamento relativamente uniforme, tal como observado nas paredes com 10% de aberturas. As tensões de compressão distribuíram-se de forma geral por toda a área útil da parede, com áreas com maior e menor nível de tensões. As zonas com maiores tensões foram as zonas onde os esforços foram transferidos diretamente para o apoio mais próximo da abertura, e as zonas com menor nível de tensões foram as restantes áreas da parede. Contudo, apesar da abertura ser maior, ainda foi possível identificar um mecanismo próximo a um modelo de escoras e tirantes, que permitiu que a parede resistisse até os 962 kN/m.

No segundo cenário, correspondente à abertura com maior excentricidade, a distribuição de tensões revela-se claramente assimétrica comparativamente com à situação com a abertura centrada referida na Figura 4.13. Neste caso, as tensões concentram-se sobretudo na zona superior da abertura e ao longo dos laterais. Embora este caminho de tensões de compressão não seja tão diagonal, como no caso das paredes com 10% de abertura, é ainda evidente um mecanismo de transferência de carga localizado, concretamente na zona do lateral direito com o apoio mais próximo da abertura. Nesta configuração, o comportamento da parede aproxima-se novamente a um pórtico, embora agora de forma não tão simétrica. Do ponto de vista das tensões de tração, estas concentram-se sobretudo nos varões que envolvem a abertura e nos varões da ligação seca. Estas tensões de tração nas armaduras são fundamentais para equilibrar as cargas aplicadas na parede, uma vez que o betão tem uma resistência à tração muito reduzida.

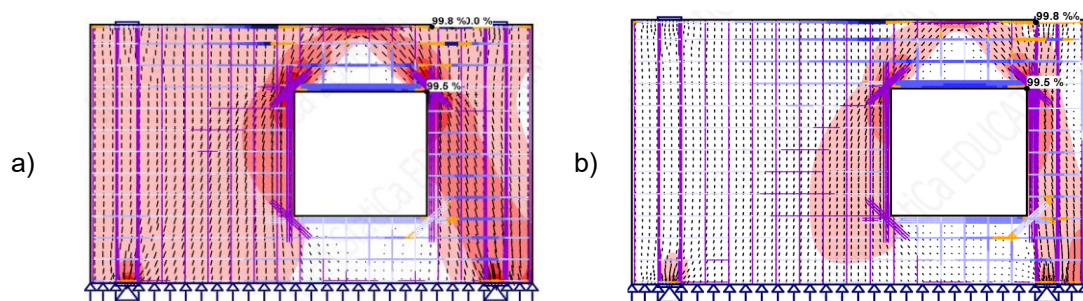


Figura 4.18 – Campo de tensões e pontos críticos em paredes com 20% de aberturas excêntricas:

a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.

Relativamente à localização dos pontos críticos onde ocorreram fendas com larguras de 0.3 mm, observou-se que estas se situavam nas proximidades da ligação seca. Tal observação confirma que essa zona constitui uma zona de descontinuidade, conduzindo a uma concentração significativa de tensões de tração e, conseqüentemente, à formação de fendas. Para além disso, foi possível verificar que, de maneira geral, as fendas seguiram um padrão semelhante ao apresentado no campo de tensões de tração apresentado na Figura 4.18. A diferença de rigidezes entre ambos os materiais usados (betão e aço), reforçou ainda mais essa tendência de concentração de tensões nas zonas mais frágeis da parede. Esse efeito ainda foi mais intensificado devido à abertura excêntrica, cuja assimetria encaminhou os esforços de forma diferente, conduzindo-os para a região junto à ligação seca.

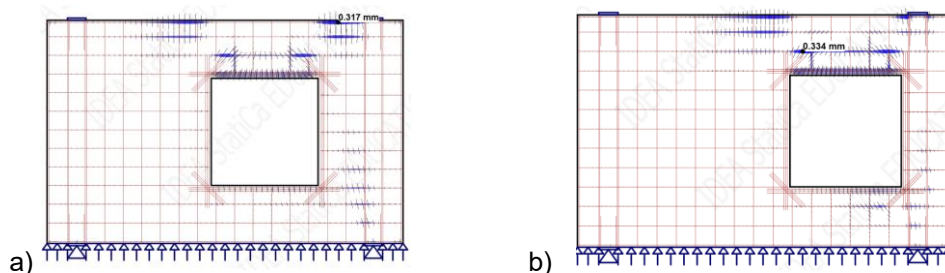


Figura 4.19 – Localização das fendas de 0.3 mm na combinação SLS para paredes com 20% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.

Nesta última análise de paredes com aberturas do tipo janelas quadradas com 30% de área de abertura, a carga de rotura obtida em ELU (Figura 4.20) evidenciou claramente uma perda significativa de capacidade resistente da parede.

Como se pode observar, a parede com menor excentricidade apresentou uma carga de rotura de 123 kN/m (Figura 4.20a), e a carga máxima para uma largura de fendas de 0.3 mm foi inferior a 75 kN/m (Figura 4.20c). Comparativamente, a abertura com maior excentricidade apresentou uma carga de rotura significativamente menor, não alcançando os 105 kN/m (Figura 4.20b) e a carga correspondente à abertura de fendas com 0.3 mm de espessura foi de 63 kN/m (Figura 4.20d). Comparando os resultados, conclui-se que, do ponto de vista da carga de rotura, a parede Excentricidade #2 diminuiu um 14.6% face à parede Excentricidade #1; e do ponto de vista da carga encarregue das fendas com largura 0.3 mm, a parede Excentricidade #2 diminuiu um 16%. Sendo que a carga aplicada em ELU foi de 400 kN/m, em ambos os cenários de excentricidade, observa-se que a capacidade de rotura reduziu significativamente: a parede Excentricidade #1 resistiu a 30.7% da carga aplicada, enquanto a parede Excentricidade #2 suportou apenas 26.3%. Estes resultados permitem concluir que uma parede com 30% de abertura excêntrica dificilmente poderá ser considerada como um elemento estrutural.

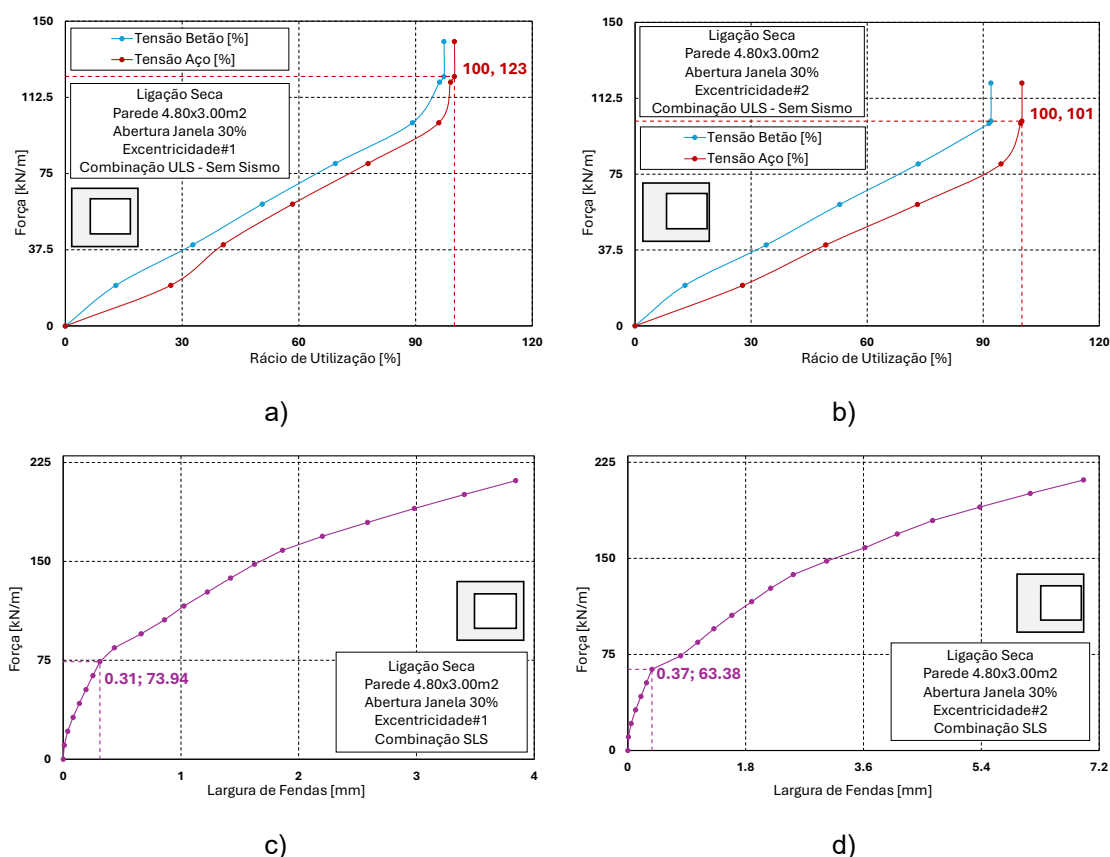


Figura 4.20 – Paredes com 30% de abertura excêntrica: a) ELU e Excentricidade #1; b) ELU e Excentricidade #2; c) SLS (fendas de 0.3 mm) e Excentricidade #1; d) SLS (fendas de 0.3 mm) e Excentricidade #2.

A análise detalhada da Figura 4.21 mostra uma alteração significativa no aproveitamento dos materiais (aço e betão) face às paredes previamente analisadas com 10% e 20% de área de abertura. Nas paredes com 30% de área de abertura, verificou-se uma inversão quase total entre o desempenho do aço e do betão. Antes de atingir a carga de rotura, o betão apresentou um aproveitamento da sua capacidade máxima inferior ao observado no aço, o que demonstrou um comportamento oposto ao registado nos casos anteriores. Esta diferença é particularmente visível na Figura 4.21, onde as curvas de comportamento do aço se posicionam acima das do betão (em paredes com 10% de área de abertura), mas, com 30% de área de abertura, verificou-se a situação inversa, isto é, a curva do betão está abaixo da do aço.

Adicionalmente, foi também possível identificar que as paredes com 30% de abertura apresentavam um comportamento mais homogêneo, criando uma resposta mais uniforme entre o betão e o aço. A proximidade relativa das duas curvas de comportamento, visível na Figura 4.21c e Figura 4.21d traduziu um desempenho mais equilibrado dos dois materiais, em contraste com o observado na Figura 4.21a e Figura 4.21b, onde houve uma maior diferença entre as curvas dos materiais.

Para quantificar essas diferenças, avaliou-se o rácio de utilização de cada material considerando uma carga intermédia correspondente a aproximadamente 50% da carga de rotura da parede, garantindo uma comparação justa entre os materiais independentemente da capacidade resistente total da parede. Os resultados foram os seguintes:

- Parede com 10% de abertura, Excentricidade #1: carga de 1019 kN/m, rácio de utilização de 87.2% para o betão e 58.7% para o aço.
- Parede com 10% de abertura, Excentricidade #2: carga de 828 kN/m, rácio de utilização de 73.9 % para o betão e 55.2% para o aço.
- Parede com 30% de abertura, Excentricidade #1: carga de 61 kN/m, rácio de utilização de 51.9% para o betão e 59.8% para o aço.
- Parede com 30% de abertura, Excentricidade #2: carga de 51 kN/m, rácio de utilização de 44% para o betão e 61.9% para o aço.

Como se observa, os valores percentuais aproximam-se entre si nas paredes com 30% de abertura, com diferenças de 7.9% e 17.9% para a Excentricidade #1 e Excentricidade #2, respetivamente.

Contudo, é importante destacar que esta aparente semelhança na utilização do aço e do betão não implica maior capacidade resistente da parede, mas sim uma clara limitação do comportamento global da parede nestas condições. Uma vez que existe maior proximidade no aproveitamento do aço e do betão na parede com 30% de abertura, os materiais atingiram o seu limite máximo quase em simultâneo, eliminando assim a “folga” de resistência entre os dois materiais que havia em alguns dos outros casos. Esta “folga” existente permitia que um material suportasse mais tensão enquanto o outro se mantinha abaixo do seu limite. Dado que isto não ocorreu na parede com 30% de área de abertura, foi possível concluir que parte do seu fraco

desempenho do ponto de vista da resistência estrutural provém dessa sincronização de comportamento de ambos materiais.

Avaliando a resposta das paredes com 30% de abertura (Figura 4.21c e Figura 4.21d), observou-se que a resistência estrutural da estrutura foi influenciada pelas dimensões das aberturas presentes na parede e pelas suas respectivas excentricidades. Analisando as tensões imediatamente antes da rotura, ficou claro que, no caso da abertura mais centrada, a tensão do betão atingiu 96.2% (19.24 MPa) e a do aço 99% (430.65 MPa). Mas, na parede com abertura mais excêntrica, (Figura 4.21d), a tensão no betão reduziu para 91.5% (18.39 MPa) e a tensão no aço aumentou ligeiramente para 99.70% (433.70 MPa). Esta comparação evidenciou uma diferença entre as curvas de capacidade dos materiais, concluindo-se assim que, com uma área de abertura de 30% e no cenário de maior excentricidade, existiu uma folga entre o rácio de utilização do betão e do aço.

Por último, relativamente à área de abertura, foi possível concluir com estas análises que, quanto maior for a abertura na parede, menor é a sua capacidade resistente. A mesma situação acontece relativamente à excentricidade da abertura, as cargas de rotura diminuíram à medida que a abertura se aproximou do extremo da parede e, consequentemente, da ligação seca.

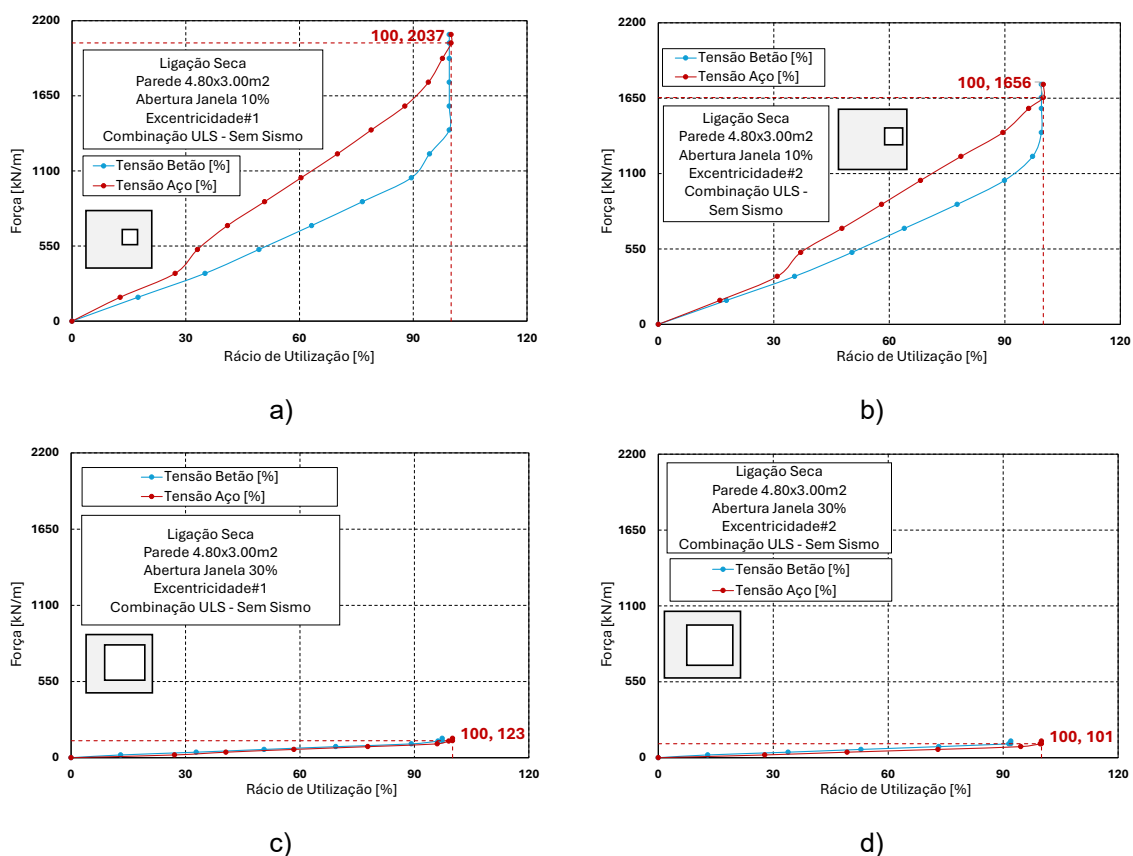


Figura 4.21 - Comparação de análises de capacidade resistente das paredes, ELU, para paredes: a) 10% de abertura, Excentricidade #1; b) 10% de abertura, Excentricidade #2; c) 30% de abertura, Excentricidade #1; d) 30% de abertura, Excentricidade #2.

Relativamente à largura de fendas, ilustrado na Figura 4.22, foi possível identificar que a fendilhação se localizava na zona superior da abertura. Tal comportamento encontra-se em concordância com o esperado, uma vez que a abertura gera uma descontinuidade na parede, obrigando as cargas a adotar um novo caminho e, conseqüentemente, redistribuindo assim as tensões de tração. Logo, em condições de serviço, a carga correspondente à abertura de fendas com 0.3 mm de espessura foi de 74 kN/m para a janela com menor excentricidade (Excentricidade #1) e de 63 kN/m para a janela com maior excentricidade (Excentricidade #2), como se observa na Figura 4.20c e Figura 4.20d, respetivamente. Estes valores traduzem uma redução de 14.9% na parede Excentricidade #2 em comparação com a parede Excentricidade #1.

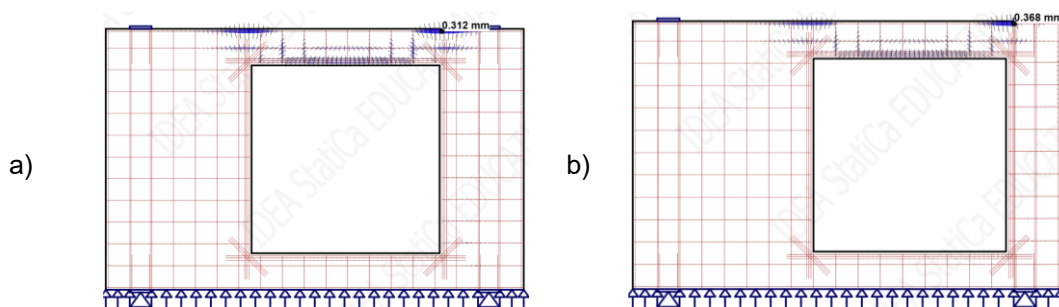


Figura 4.22 - Localização das fendas de 0.3 mm na combinação SLS para paredes com 30% de aberturas excêntricas: a) Excentricidade #1 e b) Excentricidade #2.

Globalmente, foi possível concluir que quanto maior for a excentricidade e mais perto estiver a abertura da ligação seca, menor será a capacidade resistente da parede. Através da ferramenta de otimização topológica do *software*, foi possível identificar certas diferenças no comportamento das paredes com aberturas e excentricidades diferentes, conforme ilustra a Figura 4.23.

Observa-se, um comportamento interessante para cada tipologia de abertura, independentemente das excentricidades. No caso da menor abertura, a otimização topológica indica que a carga está a ser distribuída pela parede através de pilares fictícios que se formam à sua volta. Comparando esta primeira situação com a situação sem nenhuma abertura da Figura 2.28 do subcapítulo 2.7.3, é possível observar uma certa semelhança, o que indica que a percentagem de abertura considerada não é suficientemente grande para perturbar o caminho das cargas na parede.

Relativamente ao segundo caso, correspondente à abertura intermédia de 20% da área da parede, observou-se uma alteração significativa de comportamento estrutural em comparação com a abertura mais reduzida. Nesta parede, a aplicação da carga deu origem à formação de zonas de compressão que se distribuem segundo um mecanismo de arco em torno da abertura (mais visível na Excentricidade#1), enquanto nas restantes regiões da parede se identificam novamente pilares fictícios responsáveis por transmitir parte da força de compressão. Paralelamente, surgiram ainda zonas de tração (representadas a azul) localizadas no extremo superior da parede, consequência da redistribuição de tensões. Esta mudança de comportamento, neste segundo caso evidencia que uma abertura com área intermédia, como a

presente com 2.88 m², já é suficientemente grande para alterar de forma clara o caminho das cargas no elemento estrutural. Em particular, passa a concentrar tensões em torno da abertura, diminuindo a resistência da parede, e aumentando a probabilidade de ocorrência de fendas largas, sobretudo nos cantos da abertura.

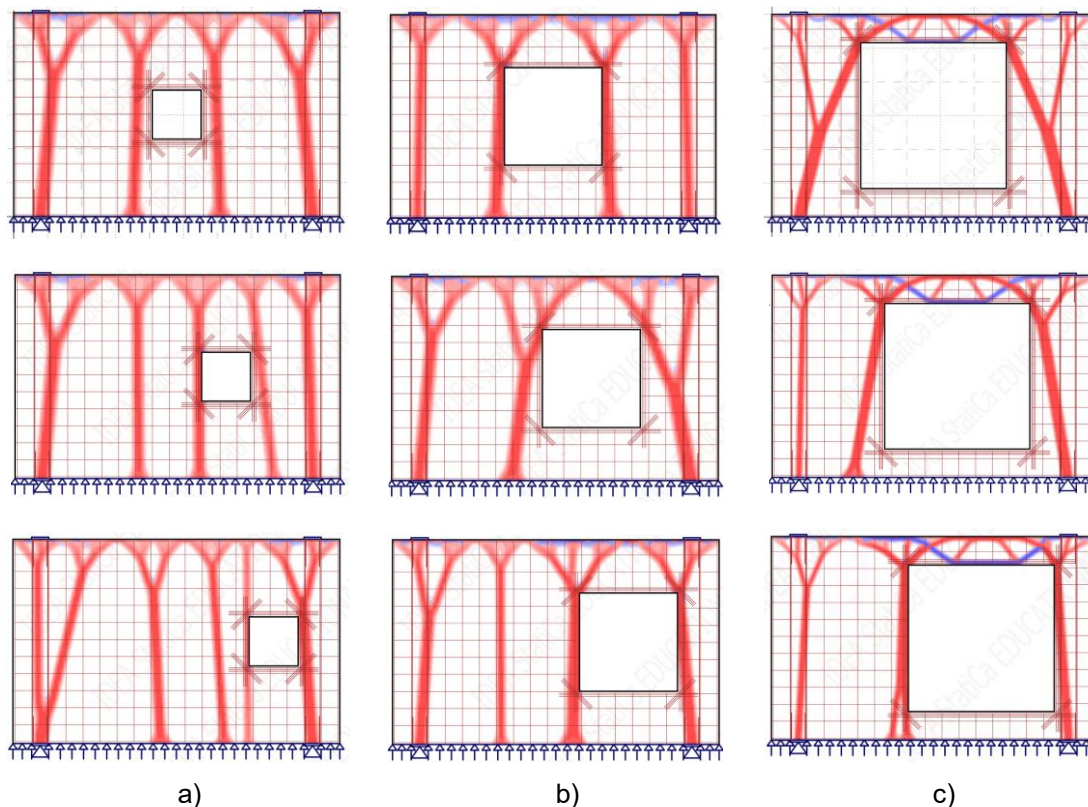


Figura 4.23 – Comparação das diferentes otimizações topológicas de cada parede com taxa de abertura: a) 10%; b) 20% e c) 30%.

Por último, no terceiro caso, com a abertura maior, a influência da mesma tornou-se ainda mais evidente e o arco de compressão surgiu de forma ainda mais marcada. Contudo, verificou-se também o início da formação de um pórtico fictício na Excentricidade #2. Este já não corresponde ao comportamento clássico do arco, mas sim a uma combinação de zonas de tração e compressão acima da abertura, semelhantes ao funcionamento de escoras e tirantes, usualmente observado numa viga de betão armado. Nos laterais da abertura, desenvolveram-se pilares fictícios comprimidos, responsáveis por transmitir as cargas até aos apoios da parede. Assim, as tensões concentraram-se sobretudo neste pórtico fictício, enquanto a restante parede praticamente deixou de participar no mecanismo resistente. Esta concentração localizada de tensões reduziu ainda mais a capacidade resistente e aumentou a formação de fendas largas.

4.2.3.3. Janelas Alongadas: Aberturas Centradas e Excêntricas

Por último, no caso final do estudo de paredes com aberturas do tipo janela, analisaram-se aberturas alongadas com 3.60 m de comprimento e 0.60 m de altura, posicionadas em três localizações distintas, tendo-se variando agora a excentricidade em altura.

Do ponto de vista da carga de rotura em ELU, a posição da abertura influenciou de forma bastante significativa a capacidade resistente da parede. Em termos práticos, quanto maior a excentricidade em altura, ou seja, quanto mais próxima se encontrava a abertura do topo da parede e junto da zona de aplicação de carga, menor foi a capacidade resistente da parede. Concretamente, alcançou-se uma carga de rotura de 78 kN/m quando a abertura se situava a 0.60 m do extremo superior, uma carga de rotura de 274 kN/m para a abertura centrada, e uma carga de aproximadamente 400 kN/m para a situação com a janela situada a 0.60 m do extremo inferior da parede (ver Figura 4.24). Em termos quantitativos, a presença da janela no extremo superior da parede reduz a carga de rotura em 80.4% relativamente ao caso mais resistente (Excentricidade #2), enquanto a janela centrada provoca uma redução menos acentuada de 31.6%.

Analisando cada gráfico da Figura 4.24 de forma mais independente, é possível observar os diferentes comportamentos ou diferentes variações de aproveitamento dos materiais.

Para o primeiro caso apresentado na Figura 4.24a, com a abertura no topo da parede, ambos os materiais apresentaram um desempenho bastante semelhante e com uma diferença relativamente pequena. Enquanto o aço alcançou a tensão de cedência aos 78 kN/m, o betão tinha uma tensão de 19.90 MPa dos 20 MPa disponíveis.

Relativamente ao segundo caso apresentado na Figura 4.24b, com a abertura centrada, observou-se uma alteração no aproveitamento da resistência do aço e do betão, deixando de haver um aproveitamento equilibrado dos dois materiais como no primeiro caso apresentado. Inicialmente, o aço foi o material mais solicitado. Contudo à medida que a carga aumentou progressivamente, o betão passou a assumir um papel mais importante, ou seja, nos instantes finais antes da rotura, foi o betão que atingiu primeiro o seu valor limite, registando uma tensão de 19.90 MPa (99.50%). Só para uma carga de 274 kN/m é que o aço passou de 418.5 MPa de tensão para uma tensão máxima de 435 MPa (100% de capacidade resistente máxima). Conclui-se que, no caso da janela centrada, os materiais não foram explorados de forma igual e isso também se refletiu na perda de resistência da parede.

Por último, analisando a situação onde a janela se encontrava perto do extremo inferior da parede, Figura 4.24c, foi possível identificar três fases diferentes relativamente ao aproveitamento dos materiais. Numa fase inicial, com níveis de tensão reduzidos, tanto o aço como o betão apresentaram um desempenho bastante semelhante. Na fase intermédia do carregamento, identificou-se que o betão passou a registar percentagens de utilização de tensão superiores às do aço, assumindo um papel dominante. Por fim, na fase final, a percentagem de utilização do aço ultrapassou a do betão, atingindo os 100% de utilização (ou 435 MPa), enquanto o betão tinha 99.50% (ou seja, 19.50 MPa) apenas em certos pontos críticos, sem conduzir à rotura da parede. Resumidamente, a capacidade resistente da parede foi tanto maior quanto mais próxima a abertura se encontrava do extremo inferior.

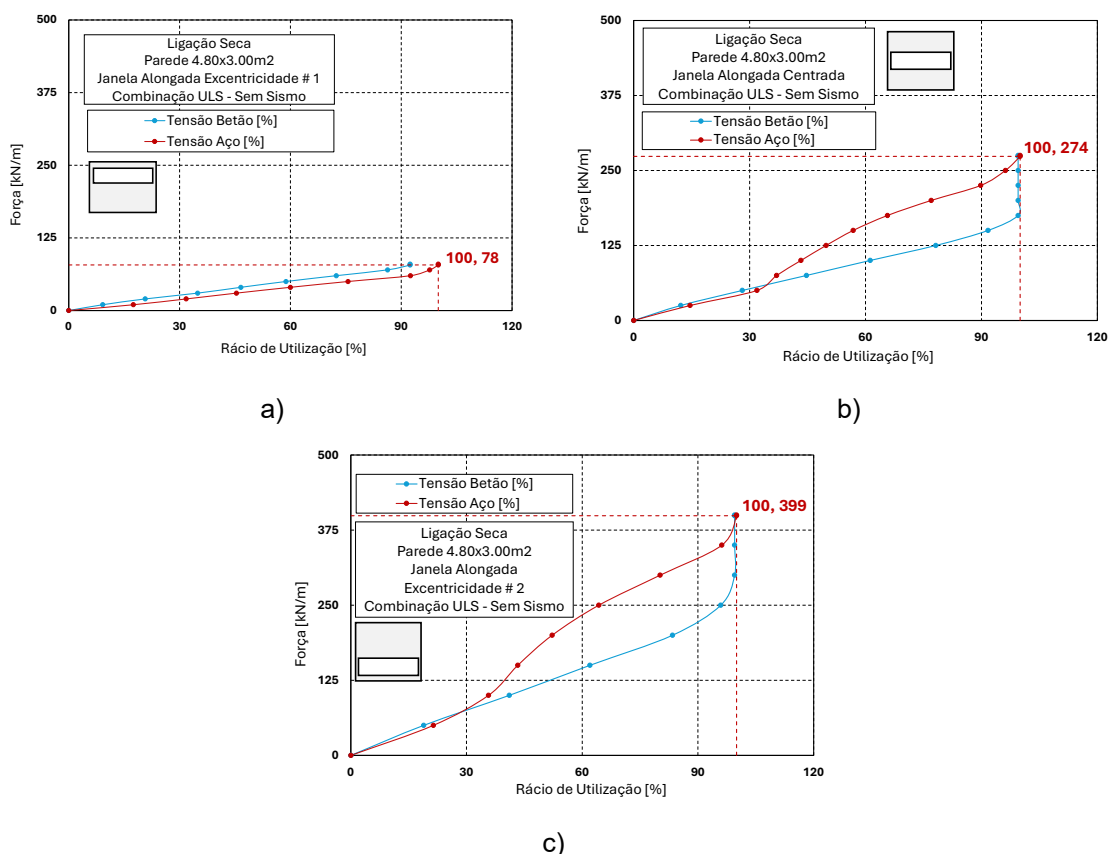


Figura 4.24 - Apresentação de resultados da combinação ELU para paredes com janelas alongadas:

a) Excentricidade #1; b) Centrada; c) Excentricidade #2.

Relativamente à largura de fendas (ver Figura 4.25), também se verificou um comportamento distinto consoante a posição da abertura. As paredes com a abertura mais próxima dos extremos da parede apresentaram fendas mais largas do que a parede com a abertura localizada no centro da parede.

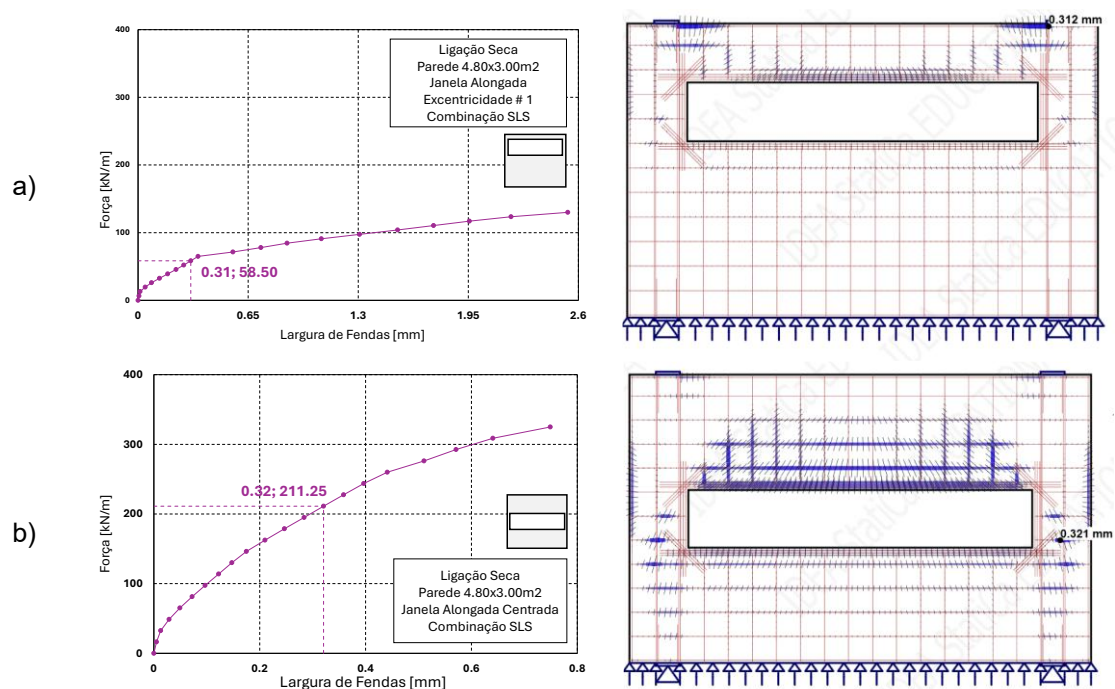
Comparando os três cenários, verificou-se que, as paredes com aberturas excêntricas, isto é, a Excentricidade #1 e a Excentricidade #2; a carga que originou uma largura de fendas de 0.3 mm foi, para ambos casos, de 58.5 kN/m. Esta igualdade na carga ocorreu devido a ambas as aberturas se localizarem a 0.60 m do extremo mais próximo, o que gerou uma semelhança de comportamento da parede. Na parede com a abertura centrada a carga correspondente, que provocou fendas com largura de 0.3 mm, foi maior, com aproximadamente 210 kN/m (72% mais carga do que as paredes com aberturas excêntricas).

A partir destes resultados (Figura 4.25), concluiu-se que a posição mais favorável em termos de largura de fendas difere da posição mais favorável em termos de capacidade resistente em ELU. Se se pretende maximizar a capacidade resistente da parede, a melhor localização para uma janela alongada (neste caso de 2.16 m²) é a região mais afastada do ponto de aplicação da carga vertical. Se se pretende diminuir a fendilhação e a largura de fendas, a posição mais favorável verificou-se quando a abertura se encontrava na zona central da parede. Afirma-se que, um cenário de compromisso ocorre quando a abertura está posicionada no centro da parede. Se se

localizar junto ao bordo superior, será preciso reforçar a parede com mais armaduras para a aumentar a capacidade de carga e diminuir a largura das fendas. Se se localizar junto ao bordo inferior, será preciso reforçar a parede com mais armaduras principalmente para diminuir a largura das fendas e atrasar a carga para uma largura de fendas de 0.3 mm.

Relativamente à localização das fendas, verificou-se que, no caso da Excentricidade #1 (abertura junto ao extremo superior da parede), estas concentraram-se essencialmente na parte superior da abertura e nas zonas adjacentes às ligações secas. No caso da abertura centrada, as fendas distribuíram-se de forma mais ampla, acompanhando aproximadamente o arco definido pelo fluxo das tensões. No entanto, o ponto mais crítico continuou a situar-se na região das ligações secas, confirmando que esta zona é uma zona crítica. Por fim, no caso da Excentricidade #2 (abertura junto ao extremo inferior), as fendas apresentaram uma distribuição menos dispersa, concentrando-se maioritariamente na zona envolvente da abertura, mais especificamente na parte superior da mesma. Mais uma vez, a largura máxima ocorreu junto à ligação seca, pois nesta zona existia uma descontinuidade e isso afetou o fluxo de tensões.

Concluiu-se, que a posição mais favorável em termos de fendilhação foi a situação intermédia, cenário em que a abertura se localiza no centro da parede. Em contrapartida, os cenários menos favoráveis corresponderam às localizações próximas dos extremos. Nestes cenários a parede revelou maior suscetibilidade ao desenvolvimento de fendas.



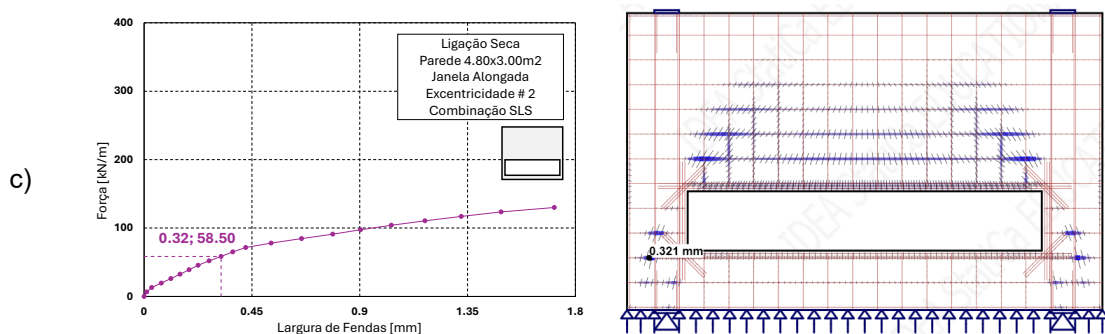


Figura 4.25 – Análise de carga que provoca fendas com 0.3 mm de largura em paredes com janelas alongadas e localização das fendas: a) Excentricidade #1; b) Centrada e c) Excentricidade #2.

Relativamente aos campos de tensões e à otimização topológica apresentados na Figura 4.26 destacam-se alguns aspetos. De uma forma geral, observou-se que o campo de tensões tende a ter uma distribuição semelhante ao do comportamento em arco, como anteriormente referido, com algumas variações dependendo da posição da abertura.

Na Figura 4.26a, o arco referido não é particularmente visível, uma vez que a abertura se localizava muito próxima da zona de aplicação de cargas, dificultando a formação desse efeito. Ainda assim, observou-se que as tensões na envolvente da abertura propagavam-se até aos apoios da ligação seca. As tensões de tração concentraram-se sobretudo na zona dos varões de reforço (a lilás/azul), enquanto as tensões de compressão localizam-se no extremo superior da parede e nas zonas laterais (a vermelho). A zona da parede localizada na parte superior da abertura teve um comportamento mais semelhante ao observado numa viga. Com esta posição da abertura o fluxo de tensões, dispôs de pouco espaço para desenvolver um arco maior de tensões de compressão, devido à proximidade da abertura em relação à carga aplicada.

Na Figura 4.26b já é mais claramente perceptível o arco mencionado, direcionando as tensões de compressão, como esperado, para os apoios da parede passando pelas zonas laterais da abertura. Do ponto de vista das tensões de tração, como esperado, localizaram-se novamente na zona dos varões de reforço. Verificou-se que, devido à maior distância entre a região onde foram aplicadas as cargas e a abertura, ocorreu uma distribuição mais ampla e regular do fluxo de tensões.

Por fim, na Figura 4.26c, a parede com a abertura mais próxima do extremo inferior, apresentou um fluxo de tensões distinto das situações anteriores. As tensões não se concentraram de maneira tão localizada, pois, embora a abertura crie certa descontinuidade na parede, ainda houve bastante espaço contínuo para se distribuírem. Contudo, houve aumentos significativos das tensões de compressão nos apoios da parede e a carga aplicada na mesma também é maior.

Por último, relativamente à otimização topológica, reforçou-se a ideia, de forma mais visível comparativamente ao campo de tensões, de como os caminhos de cargas se desenvolveram em cada parede. No caso da Excentricidade #1, gerou-se uma configuração semelhante a um pórtico fictício, composto por uma viga sujeita simultaneamente a esforços de tração e compressão, e por dois pilares comprimidos. No caso da Excentricidade #2, verificou-se a formação de um arco

bem definido, solicitado maioritariamente à compressão (a vermelho), apresentando apenas uma pequena zona de tração imediatamente acima da abertura. No caso da situação centrada, Figura 4.26b, a otimização topológica criou um comportamento híbrido, no qual coexistem zonas com funcionamento em arco e com funcionamento próximo de um pórtico.

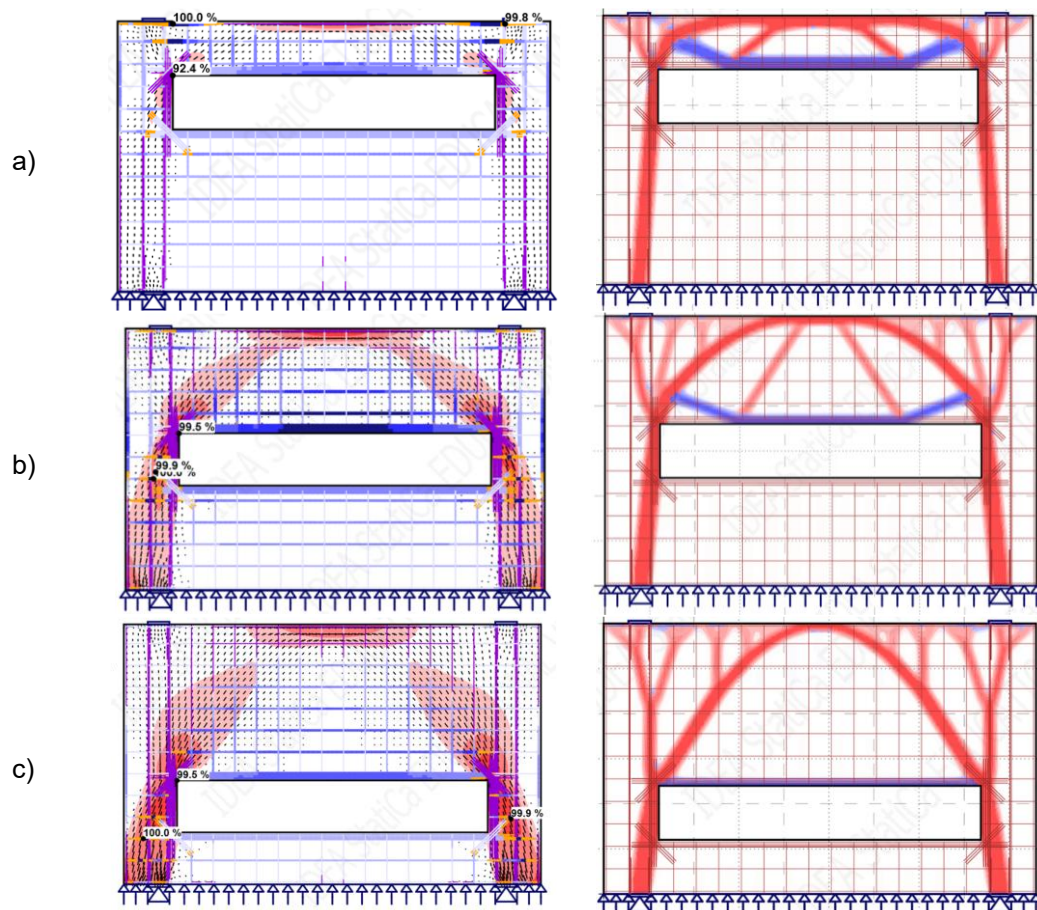


Figura 4.26 - Campo de tensões e otimização topológica de paredes com janela alongada:

a) Excentricidade #1; b) Centrada e c) Excentricidade #2.

Adicionalmente, importa salientar a existência de áreas que, em cada situação, não contribuem de forma significativa para a resistência estrutural. Nas Figura 4.26a e Figura 4.26b, verificou-se, na região inferior à abertura, que as tensões foram particularmente nulas, enquanto na Figura 4.26c, estas zonas corresponderam às regiões imediatamente acima e abaixo da abertura. Do ponto de vista do aproveitamento eficaz dos materiais, estas zonas não contribuem para o reencaminhamento de carga e, portanto, apenas estão a contribuir para o aumento no peso próprio da parede. Uma possível solução para reduzir este peso, poderá passar por substituir o betão corrente por um betão com agregados leves ou então aligeirar esta zona das paredes incluindo material de isolamento térmico.

4.2.4. Estudo 4: Efeito da Combinação de Aberturas

Como apresentado anteriormente, no Estudo 4 realizaram-se três análises diferentes com combinações de aberturas e excentricidades diferentes. Avaliou-se o comportamento de uma

parede com duas janelas, uma parede com uma janela e uma porta e, por fim, duas portas, representando o acesso a uma varanda.

Relativamente à capacidade resistente em ELU, obtiveram-se os três gráficos apresentados na Figura 4.27. Verificou-se que a parede com maior capacidade resistente foi a que possuía uma janela e uma porta. Nos outros dois cenários, a capacidade resistente assemelhou-se, não alcançando 680 kN/m. Ainda assim, foi possível observar um comportamento bastante diferente tanto na capacidade resistente como na distribuição de tensões.

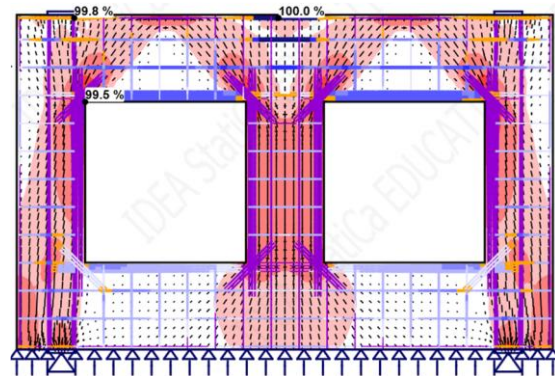
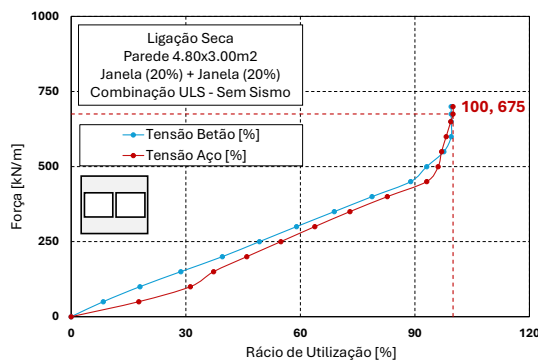
Na Figura 4.27a, com duas aberturas de 20%, observou-se que a parede apresentou uma carga de rotura de 675 kN/m. Esta rotura ocorreu porque o aço atingiu a sua capacidade máxima. Contudo, o rácio de utilização de ambos materiais foi próximo e bastante complementar entre ambos, já que ambos materiais mantiveram percentagens semelhantes de aproveitamento. Verificou-se, graças à disposição simétrica das aberturas, que o campo de tensões foi igualmente simétrico. As maiores tensões de tração localizaram-se na zona dos varões de reforço que envolvem a abertura e as tensões de compressão localizaram-se essencialmente nas laterais da janela. Concluiu-se que, apesar da continuidade vertical se encontrar interrompida, a simetria das janelas na parede favoreceu a formação de um caminho de cargas estável, embora limitando a capacidade resistente a 675 kN/m.

Na Figura 4.27b, correspondente a uma parede com uma janela com 20% da área da parede e uma porta, destacou-se como sendo a combinação de aberturas mais eficiente, atingindo uma capacidade resistente de 900 kN/m. Neste caso a assimetria de aberturas na parede contribuiu positivamente, isto é, a geometria retangular da porta e a sua posição a 0.10 m da ligação seca criou uma região intermédia mais ampla entre as duas aberturas (em comparação com a Figura 4.27a), permitindo uma melhor distribuição de tensões e um aumento da capacidade de carga. A tensão de compressão no betão seguiu um caminho diagonal, em contraste com o fluxo maioritariamente vertical do caso anterior. Assim, concluiu-se que a configuração assimétrica promove um mecanismo interno resistente mais eficaz que o caso anterior. Observou-se também um desempenho eficiente dos materiais. O betão, apresentou sempre percentagens de utilização superiores às do aço. Contudo, foi o aço que atingiu primeiro a tensão de cedência, como tem acontecido até agora, neste caso quando a carga alcançou os 900 kN/m. O betão, apesar de atingir quase os valores máximos, não chegou a utilizar 100% da sua capacidade resistente.

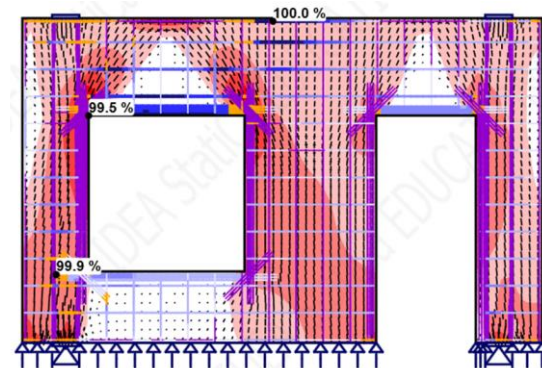
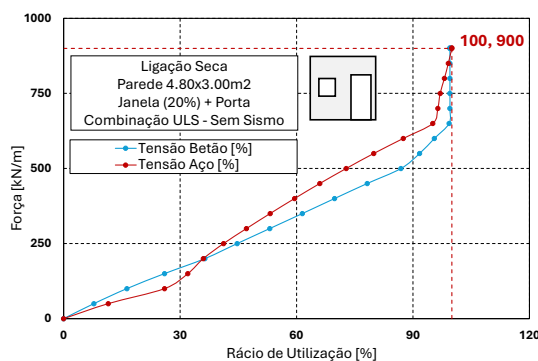
Na Figura 4.27c, analisa-se o comportamento da parede com duas portas. Os resultados mostraram que esta configuração de aberturas apresentou o pior desempenho estrutural entre todas as situações analisadas. A presença de duas aberturas no centro da parede compromete de forma significativa a sua resistência, interrompendo praticamente qualquer caminho eficaz de cargas. Observou-se que as tensões de compressão concentraram-se nos cantos da abertura e propagaram-se diagonalmente até os apoios da parede. O campo de tensões de compressão, representado maioritariamente a vermelho, confirma que a parede se encontrava globalmente em compressão, mantendo um papel essencial na condução das cargas verticais, sobretudo nas zonas laterais. No entanto, as armaduras de reforço junto às aberturas trabalham fortemente à

tração, tal como se mostra na Figura 4.27c, atingindo a sua capacidade máxima e condicionando a carga de rotura observada de 636 kN/m. O comportamento global da parede resulta, portanto, da ação conjunta de ambos materiais, sendo o aço o limitante da resistência estrutural.

Para além disso, a área total da abertura da varanda (duas portas conjuntas) é uma das maiores consideradas (3.86 m²), apenas ligeiramente inferior à da janela com 30% de abertura do Estudo 3 (com 4.32 m²). Comparando de forma geral os resultados do ELU de ambas as paredes, obteve-se uma carga de rotura de 636 kN/m para a parede com as duas portas e 144 kN/m para a parede com 30% de abertura centrada. Isto é, apesar da parede com as duas portas apresentar uma área 10.6% menor, é capaz de suportar uma carga de rotura mais de quatro vezes superior à da parede com maior área de abertura. Esta comparação demonstra que uma ligeira redução na área de abertura pode traduzir-se num aumento expressivo de capacidade resistente. Comparando, por outro lado, as três situações analisadas na Figura 4.27, conclui-se de novo que a resistência da parede não só depende das dimensões das aberturas, mas das posições das mesmas.



a)



b)

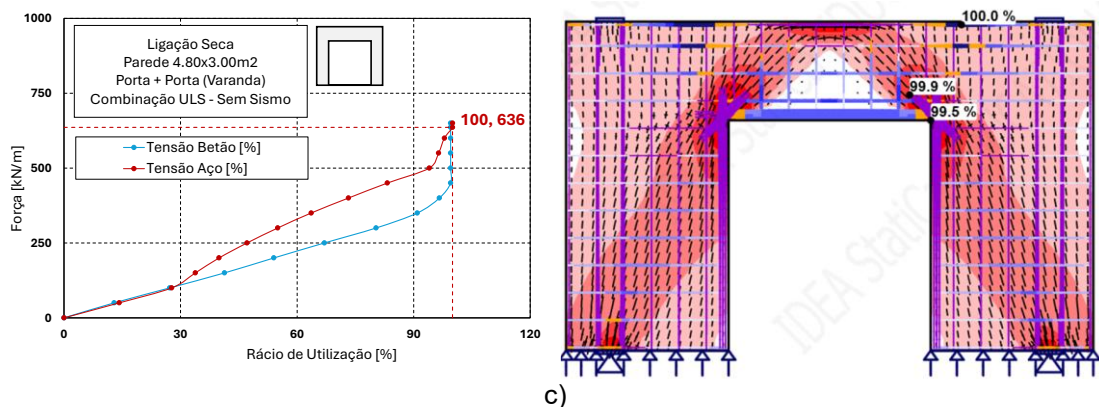


Figura 4.27 – Apresentação de resultados da combinação ELU para paredes com combinações de aberturas e respetivos campos de tensões: a) janela 20% + janela 20%; b) janela 20% + porta e c) porta + porta (varanda).

Comparando os resultados das análises das cargas resistentes, verifica-se uma redução do 25% na capacidade resistente da parede com duas janelas face à parede com maior carga de rotura (com uma janela e uma porta). No caso da parede com duas portas, a capacidade resistente também diminuiu de forma semelhante, cerca de 29.3%. Quando se comparam estes resultados com os da parede equivalente sem aberturas, apresentada no subcapítulo 4.2.1, cuja carga de rotura era de 2152.5 kN/m, observa-se uma redução de 68.6% para a parede com duas janelas; de 58.2% para a parede com uma janela e uma porta e de 70.5% para a parede com duas portas. Esta reduções permitem confirmar, uma vez mais, que a presença de descontinuidades afeta significativamente o comportamento estrutural do elemento.

Relativamente à largura de fendas de cada parede do Estudo 4 (Figura 4.28a), observou-se que a parede com maior largura de fendas correspondeu à parede com a porta e a janela de 20% de abertura. É importante destacar estes resultados pois, apesar de ter sido a parede com a maior capacidade de carga, foram os mais desfavoráveis em termos de largura de fendas. Para evitar esta situação seria necessário, portanto, colocar mais varões de reforço, especialmente na zona envolvente das aberturas.

Analisando caso a caso, verificou-se que para a parede com duas janelas, a carga correspondente à largura de fendas de 0.3 mm foi de 390 kN/m; para a parede com uma janela e uma porta, a carga foi de 618 kN/m; e para a parede com as duas portas adjacentes centradas, a carga foi de 488 kN/m. Estes resultados demonstraram que a parede com maior capacidade resistente não é necessariamente a que apresenta melhor desempenho em termos de fendilhação. Em termos percentuais, comparando os resultados das análises em condições de serviço, observa-se uma diminuição do 36.8% da carga correspondente à formação de fendas com 0.3 mm largura na parede com duas janelas, face à parede com uma janela e uma porta. Por sua vez, a parede com duas portas apresenta uma redução de 21.1%. Ao comparar estes resultados com os da parede de referência Tipo 2 do subcapítulo 4.2.1, verifica-se uma redução global dos resultados. Considerando que a parede de referência apresentava uma carga de 1820 kN/m correspondente à formação de fendas de 0.3 mm de espessura, observa-se uma

diminuição de 78.6% para a parede com duas janelas; de 66.1% para a parede com uma janela e uma porta e de 73.2% para a parede com duas portas.

No que diz respeito à localização das fendas, Figura 4.28b, verificou-se novamente que estas se situavam junto às aberturas e nas zonas contínuas adjacentes da parede. Isto deveu-se ao facto de o caminho da carga contornar as aberturas da parede, gerando zonas com elevadas de tração, originando, consequentemente, o aparecimento de fendas largas. A fendilhação mais crítica ocorreu junto às regiões onde se formam os pilares fictícios. Embora funcionem à compressão, geram zonas com tensões de tração grandes nas zonas adjacentes, provocando o aparecimento de fendas relativamente largas. Por último, analisa-se de forma mais detalhada o caminho da carga nas três paredes diferentes na Figura 4.28c.

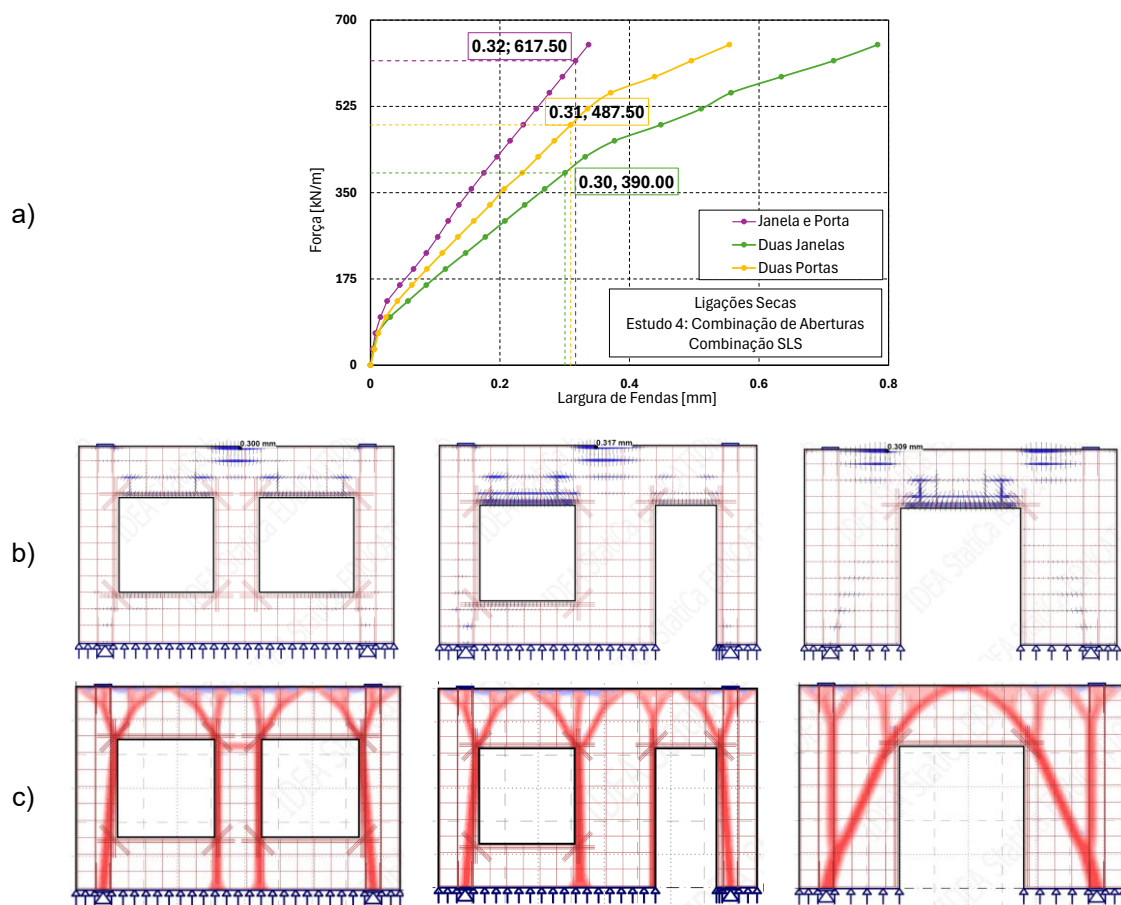


Figura 4.28 – a) Análise de carga que provoca fendas com 0.3 mm de largura em paredes com combinações de aberturas; b) localização das fendas; c) otimização topológica, (duas janelas, janela e porta, e duas portas)

Nos casos da parede com duas janelas e da parede com uma janela e uma porta, o caminho das cargas assemelhou-se ao das paredes com as aberturas isoladas, comportando-se com dois pilares fictícios que ligam o extremo superior com o inferior. Já na parede com duas portas centradas, o mecanismo resistente foi diferente, funcionando como um arco em compressão, semelhante observado no Estudo 3 com a janela alongada. Verificou-se novamente regiões que não recebem carga encaminhada, como zona intermédia entre as aberturas nas paredes com

janelas ou a área imediatamente acima das portas. Estas podem ser aligeiradas, reduzindo o peso próprio da parede e provavelmente o custo da construção.

Este estudo evidencia a importância não só da tipologia da abertura, mas também da sua localização e proximidade a outras aberturas. Embora pudesse parecer que dividir a parede em duas aberturas em vez de uma única abertura maior não afetaria significativamente a resistência estrutural, a análise revelou uma variação no percurso das cargas. Este desvio originou o tal mecanismo de arco já identificado, aproveitando de forma mais eficiente o espaço disponível, mas resultando em menor resistência à rotura (636 kN/m face a 675 kN/m e 900 kN/m).

4.3. Considerações Finais

Do ponto de vista prático, os resultados obtidos nas diferentes análises permitiram perceber a importância do tipo de abertura, a sua posição e o tipo de ligação a considerar, para além da dimensão da parede, no comportamento da parede. Todas estas características foram determinantes para obter respostas estruturais globais diferentes em cada parede analisada. Sintetizando e comparando os resultados obtidos das paredes com aberturas centradas, identificam-se algumas tendências no comportamento das mesmas, resultantes da variação dos parâmetros analisados. Agrupando todas as curvas correspondentes à carga aplicada em função do rácio de utilização de cada material, aço e betão, obtém-se a Figura 4.29.

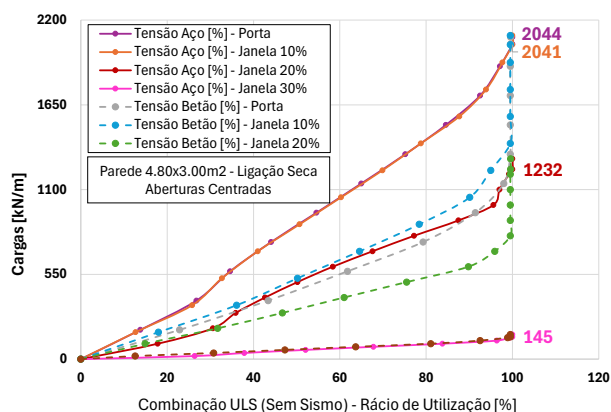


Figura 4.29 - Análise comparativa global (ELU) para paredes com aberturas centradas.

Foi possível observar que os rácios de utilização do betão e do aço apresentaram evoluções distintas em cada situação. Comparando a parede com porta centrada e as paredes com aberturas de 10% e 20% com os restantes casos, constatou-se que o betão atingiu mais rapidamente a sua capacidade resistente limite. Contudo, esse valor não alcançou os 100%, e foi o aço que condicionou e limitou a carga de rotura, como nos restantes casos. No caso da parede com 30% de abertura, o contributo dos dois materiais encontrou-se mais equilibrado, registando-se uma evolução semelhante na taxa de aproveitamento da capacidade resistente dos materiais. A capacidade resistente voltou a ser condicionada pelo aço.

Relativamente à área das aberturas, a porta apresenta 1.93 m², enquanto as janelas correspondem a 10%, 20% e 30% da área total da parede, o que equivale a 1.44 m², 2.88 m² e

4.32 m², respetivamente. Verificou-se que a resistência da parede não dependeu exclusivamente da dimensão da abertura, sendo também condicionada pela localização da abertura, como mencionados nos subcapítulos anterior. Por esse motivo, observou-se que uma parede com uma porta, embora possua uma abertura maior do que a janela com 10% da área, tem uma capacidade resistente superior.

Relativamente à análise da fendilhação da parede (largura das fendas) nas condições de serviço, definiu-se uma análise global destes casos na Figura 4.30. Na Figura 4.30a, apresentam-se as paredes com janelas em excentricidades intermédias, e na Figura 4.30b, paredes com as aberturas com as excentricidades máximas (porta ou janela), ou seja, a 0.10 m do varão interior da ligação seca da parede. É importante salientar que esta análise contempla apenas as excentricidades na direção horizontal, isto é, as janelas quadradas, e não janelas alongadas cujas excentricidades foram analisadas em altura.

Concluiu-se novamente que, quanto maior for a área de abertura, menor é a carga necessária para que as fendas ultrapassem 0.3 mm, como seria expetável. No caso da Figura 4.30a (parede com uma excentricidade intermédia), observou-se que a janela com 10% de abertura apresentou uma carga de 1706 kN/m, provocando uma largura de fendas de 0.314 mm. Observou-se também que, para a parede com 30% de abertura, a carga correspondente a 0.3 mm foi de 74 kN/m. Comparando os resultados em termos percentuais, verifica-se que a parede com 20% de abertura com excentricidade intermédia apresentou uma redução significativa de 58.1% na carga correspondente à formação de fendas de 0.3 mm, face à parede com 10% de abertura. Já a parede com 30% de abertura evidenciou uma queda muito acentuada de 95.6%.

Já no caso da Figura 4.30b, em que as aberturas se encontram numa excentricidade máxima, a maior carga que provocou fendas de 0.3 mm foi de 1479 kN/m correspondente à parede com a porta. Em contraste, a menor carga registada foi de 63 kN/m correspondente à parede com 30% de abertura, representando uma redução de 95.7%. De forma geral, observa-se que a parede com 30% de abertura reduz drasticamente a sua carga relativamente à parede com 10% de abertura, comportamento igualmente visível nas paredes com 30% de abertura intermédia. Além disso, a parede com a porta apresentou uma diminuição de 34.1%, enquanto a parede com 20% de abertura registou uma redução de 63.7%.

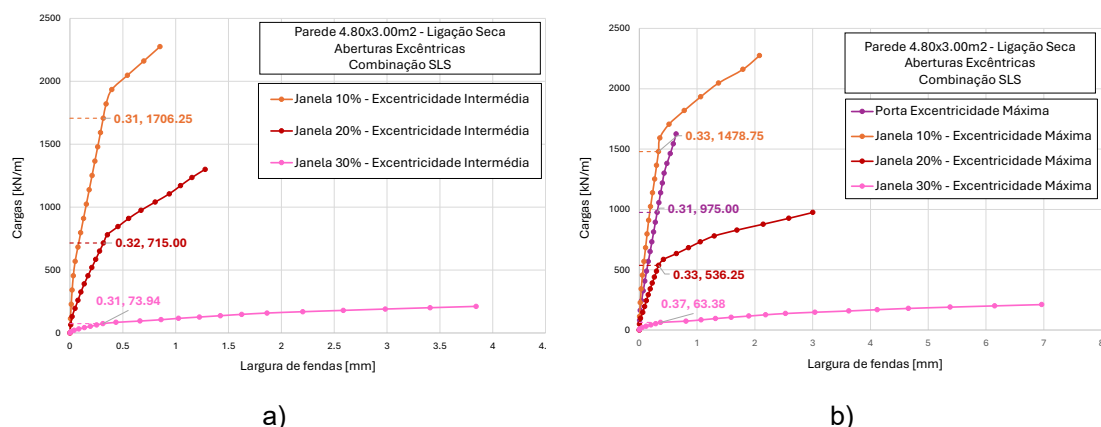
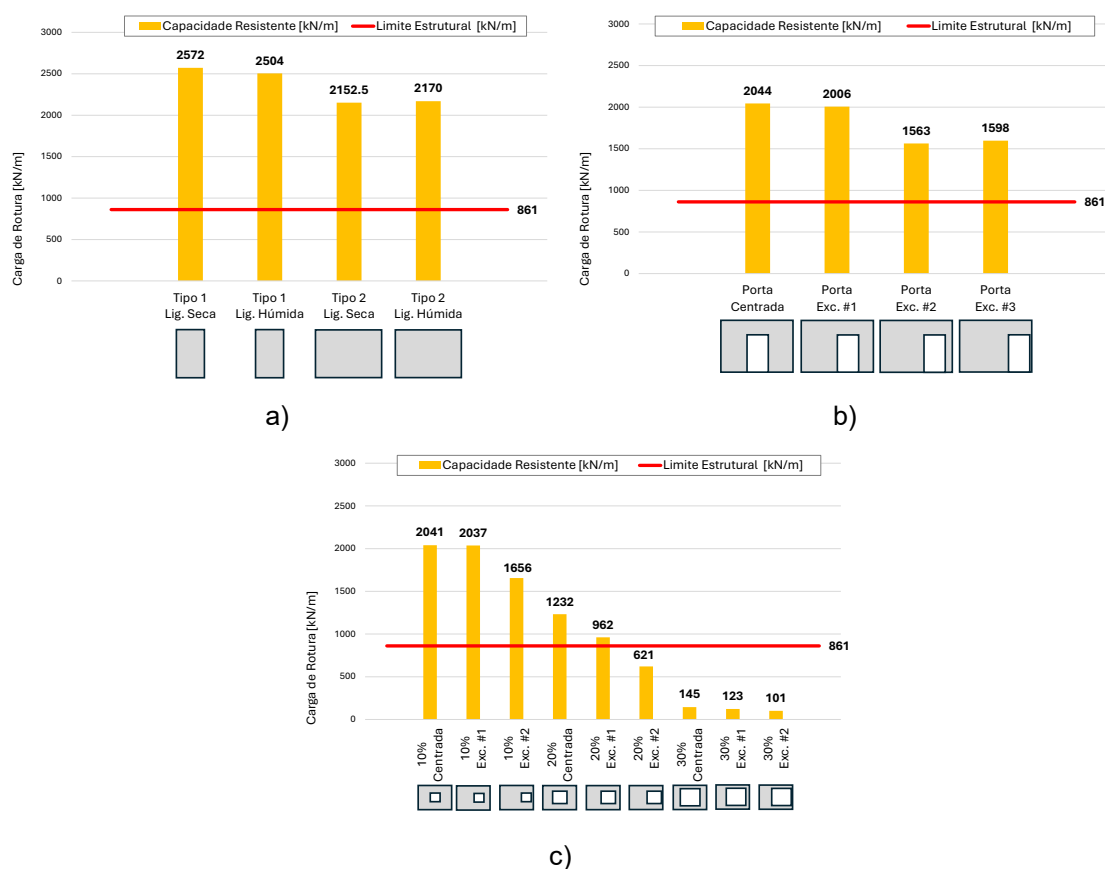


Figura 4.30 – Análise de carga que provoca fendas com 0.3 mm de largura em paredes com excentricidades: a) janelas quadradas com excentricidades intermédias e b) janelas e portas com excentricidades máximas.

De maneira a sintetizar a informação e obter uma visão global do comportamento das paredes com diversas configurações de aberturas, apresentam-se os resultados agrupados na Figura 4.31 por estudo, abertura e excentricidade. As barras a amarelo representam os resultados relativamente à carga de rotura (capacidade resistente) e a linha horizontal a vermelho representa 40% da resistência de uma parede Tipo 2 (sem aberturas com 4.80x3.00 m²) com ligações secas. Esse valor foi de 861 kN/m e foi definido como o valor a partir do qual as paredes têm resistência suficientemente grande para serem consideradas como estruturalmente resistentes (como referido no subcapítulo 3.4.5). Observa-se que, entre todos os valores registados, a parede com menor carga de rotura é a parede com a janela alongada a 0.60 m do extremo superior (Excentricidade #1) apresentando uma diferença de 91% em relação à carga de referência. Por outro lado, a parede com maior carga de rotura corresponde à parede Tipo 1 com ligações secas do Estudo 1, com uma diferença de aproximadamente 199% relativamente à carga de referência. Em contraste, a parede cujo valor se aproxima mais da carga de referência de 861 kN/m é a parede com janela e porta do Estudo 4, cuja carga de rotura é de 900 kN/m, ou seja, 4.5% superior à referência.



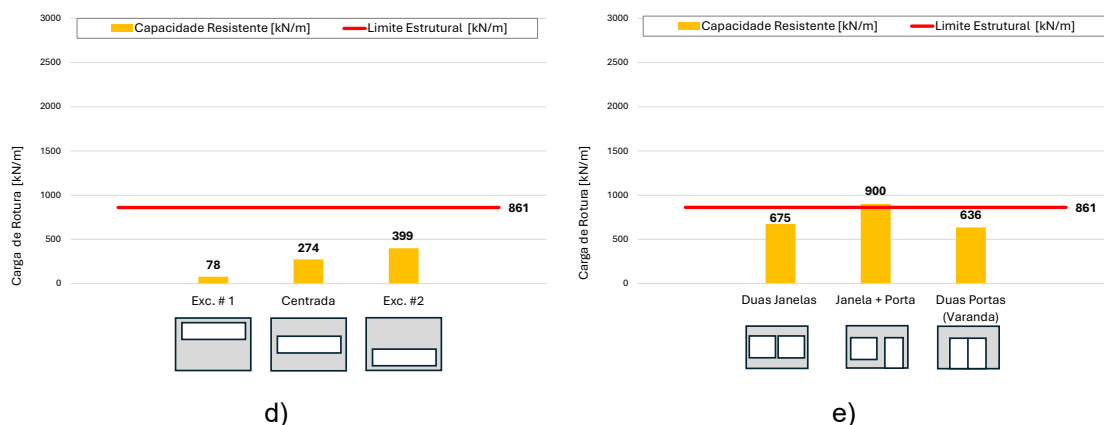
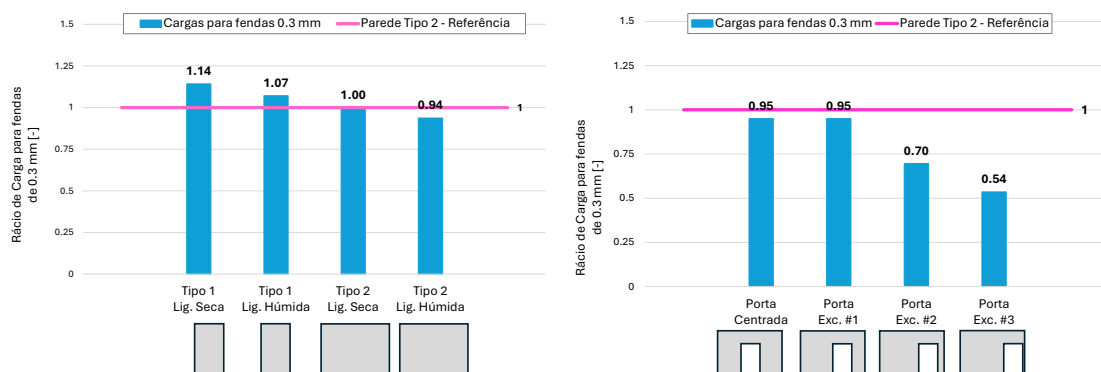


Figura 4.31 – Comparação entre as cargas de rotura, em ELU: a) Estudo 1 - paredes sem aberturas; b) Estudo 2 - paredes com portas e excentricidades; c) Estudo 3 - paredes com janelas quadradas; d) paredes com janelas alongadas excêntricas em altura; e) Estudo 4 – Paredes com combinação de aberturas.

Através dos resultados apresentados, é possível propor, de forma preliminar e tendo por base apenas o presente estudo, que as paredes que podem ser consideradas como paredes estruturais na construção são as seguintes:

- Todas as paredes cujas aberturas são portas;
- Paredes com 10% de abertura para todas as excentricidades avaliadas;
- Paredes com 20% de aberturas centradas e com uma excentricidade de 0.54 m relativamente ao centro da parede (Excentricidade #1);
- Paredes do Estudo 4, que combinam janelas com aberturas de 20% de janela e uma porta.

Do ponto de vista da carga correspondente a fendas de 0.3 mm, realizaram-se as seguintes comparações da Figura 4.32, novamente classificadas por tipo de estudo, abertura e excentricidade. Por um lado, as barras a azul representam os resultados relativamente às paredes a analisar; por outro, a linha a rosa horizontal representa, a carga correspondente a fendas de 0.3 mm de uma parede Tipo 2 com ligações secas. Os gráficos são apresentados de forma adimensional, sendo o rácio calculado pela divisão da carga registada em cada parede pela carga de referência de 1820 kN/m da parede-tipo, de forma a obter um rácio igual a 1.



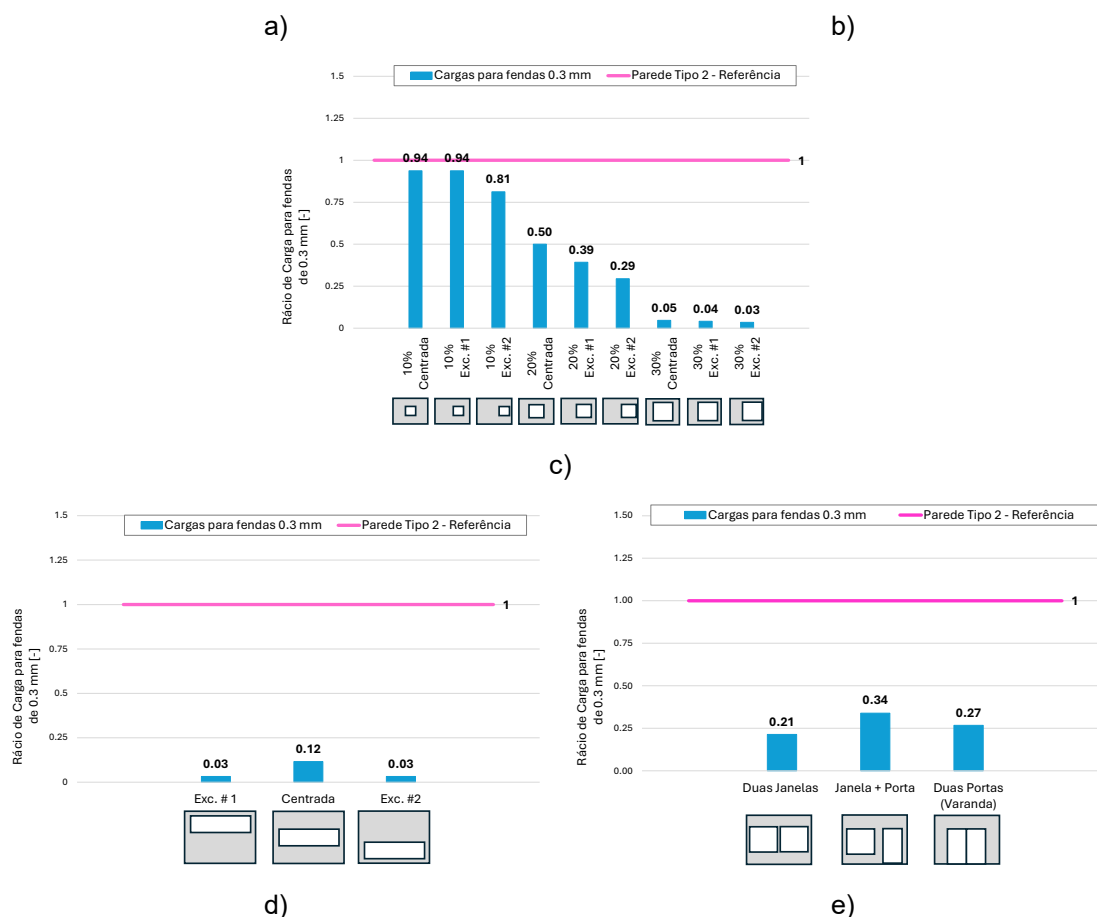


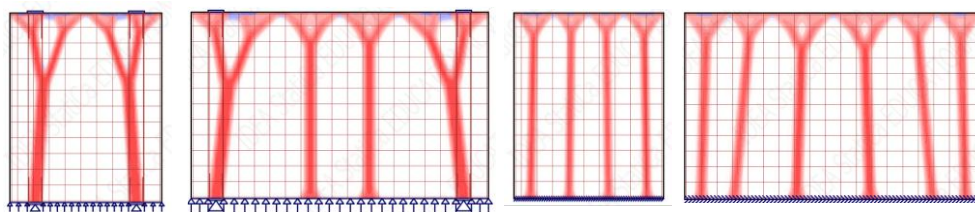
Figura 4.32 – Comparação entre as cargas correspondentes a 0.3 mm de fendas, em SLS: a) Estudo 1 - paredes sem aberturas; b) Estudo 2 - paredes com portas e excentricidades; c) Estudo 3 - paredes com janelas quadradas; d) paredes com janelas alongadas excêntricas em altura; e) Estudo 4 – Paredes com combinação de aberturas.

Observa-se que a parede com maior carga correspondente a 0.3 mm de fendas é a parede Tipo 1 com ligações secas do Estudo 1, cujo valor ultrapassa o valor de referência, concretamente, um 14.3% superior. Relativamente à menor carga para fendas de 0.3 mm, destacam-se a parede com 30% de abertura a 0.10 m do varão interior da ligação seca (Excentricidade #2) e as paredes com janelas alongadas a 0.60 m de cada extremo superior e inferior, (Excentricidade #1 e #2), com rácios de 0.03, correspondendo a diferenças de aproximadamente 97% inferiores à referência. Em contraste, a carga para fendas de 0.3 mm que se aproxima mais do valor de referência corresponde às paredes com uma porta centrada e com uma porta a 0.46 m do centro da parede (Excentricidade #1), com um rácio de 0.95, ou seja, 5% inferior à referência. De todos os valores obtidos, destacam-se as paredes com cargas para fendas de 0.3 mm significativamente inferiores ao valor de referência. É o caso das paredes com 30% de abertura e das paredes com janelas alongadas, mesmo com a adição de reforços, dificilmente poderiam ser consideradas como elementos resistentes.

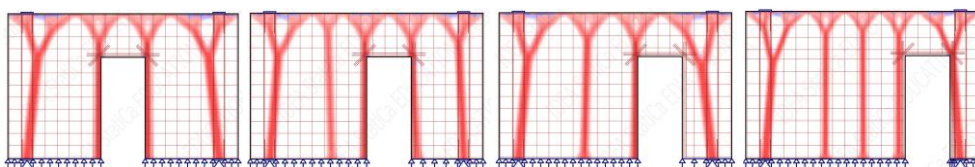
Ao aplicar estas análises às paredes do Caso de Estudo do edifício com 4 andares apresentado no subcapítulo 3.1, verifica-se que há algumas paredes que não atingem uma carga de 544 kN/m em ELU e a carga de 351 kN/m em condições de serviço. Há, portanto, paredes que não

cumprem os critérios necessários para neste caso serem consideradas estruturais e assim contribuir para a resistência do edifício. Tanto em condições de serviço como em condições últimas, as paredes que não alcançam os valores analíticos calculados correspondem a todas as paredes com 30% de abertura e com janelas alongadas, pertencentes ao Estudo 3.

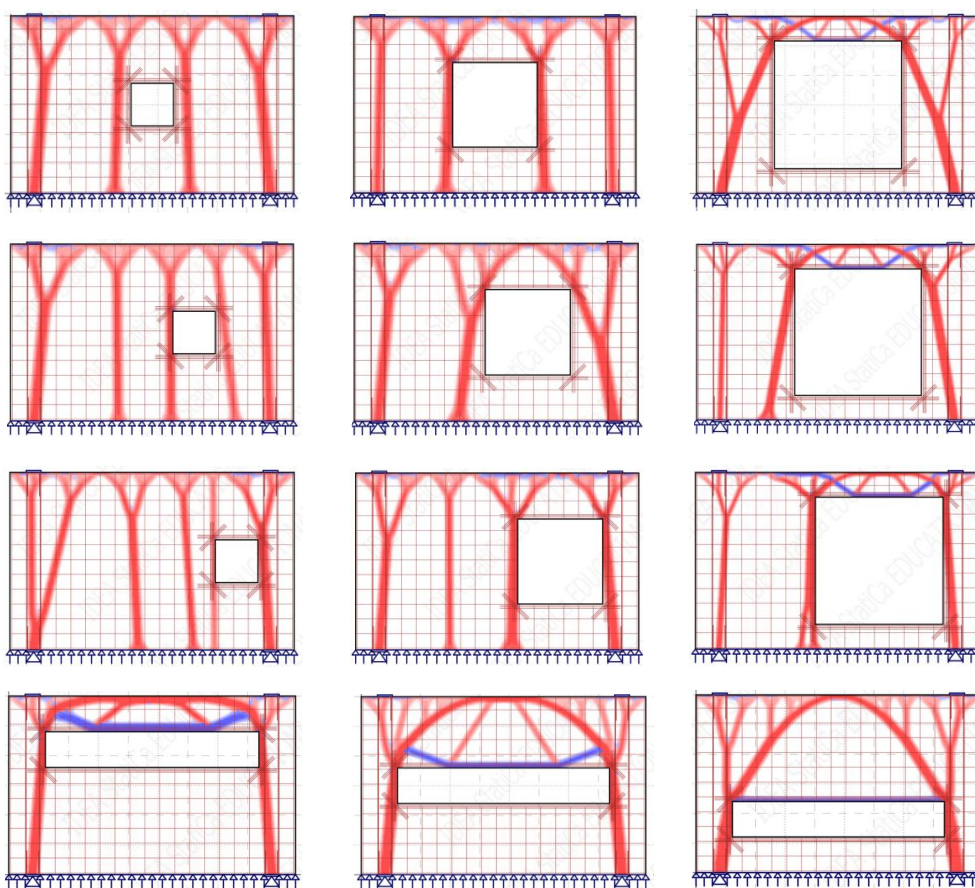
Relativamente à otimização topológica, a análise global dos resultados encontra-se representada na Figura 4.33. Verificou-se que o comportamento de cada parede e a forma como a carga se distribui, variou em função do tipo de ligação, dimensão do elemento e tipologia de abertura, sendo a redistribuição de tensões avaliada pelo método dos campos de tensões compatíveis (CSFM). Esta análise permitiu identificar que, em determinadas situações, a capacidade resistente máxima dos materiais não chegou a ser totalmente utilizada, criando zonas onde o material quase nem foi explorado. Tais resultados demonstram o potencial desta ferramenta, já que sugere novas investigações futuras, como a definição de zonas aligeiradas, que podem reduzir consideravelmente o custo de produção (redução de betão e aço) e reduzir o impacto ambiental deste tipo de elementos estruturais (também pelo fato de haver menos consumo de betão, menor peso deste tipo de estruturas), sem comprometer a eficiência estrutural.



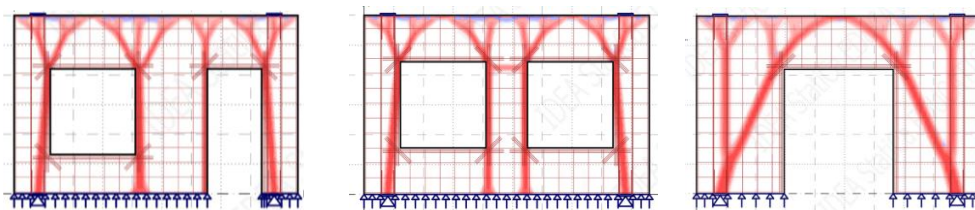
a)



b)



c)



d)

Figura 4.33 -Otimização Topológica de todas as paredes analisadas, *IDEA StatiCa Detail*: a) Estudo 1; b) Estudo 2; c) Estudo 3 e d) Estudo 4.

5. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

5.1. Conclusões e considerações finais

A presente dissertação teve como principal objetivo caracterizar o comportamento e capacidade de carga de paredes de betão prefabricadas com a mesma taxa de armadura, submetidas a cargas axiais verticais, considerando a influência do tipo de ligação, tipologias de aberturas singulares (e disposição geométrica) e tipologias de aberturas combinadas. O estudo realizado no âmbito desta dissertação aborda uma tipologia de paredes representativas de um edifício habitacional modular desenvolvido no âmbito do projeto da R2UTechnologies | Modular Systems.

5.2. Efeito do Tipo de Ligação

O Estudo 1 foi definido para compreender os efeitos do tipo de ligação no desempenho das paredes. A análise dos valores obtidos permite verificar que a diferença entre ligações secas e húmidas, nos dois tipos de parede avaliados, é relativamente pequena. A parede Tipo 1 com ligações secas resiste 2.7% mais carga que a mesma parede com ligações húmidas; enquanto a parede Tipo 2 com ligações húmidas resiste 0.80% mais que as ligações secas. Como era expectável, de forma geral, as paredes com ligações húmidas apresentaram cargas de rotura ligeiramente superiores às das paredes com ligações secas. Relativamente à fendilhação, as paredes com ligações húmidas exibiram fendas com menor largura, embora a zona crítica se mantenha a mesma e esteja localizada no topo das paredes. Estes resultados indicam que o tipo de ligação tem um impacto reduzido no comportamento da parede, uma vez que tanto a carga de rotura como a largura das fendas são muito semelhantes e a zona crítica permanece inalterada. A largura das fendas pode ser diminuída através da colocação de armaduras de reforço na parte superior da parede.

5.3. Efeito da Dimensão da Parede

No que concerne aos efeitos resultantes da variação das dimensões da parede, importa referir novamente o Estudo 1, por se tratar do único que considera paredes com diferentes dimensões.

A comparação dos resultados obtidos evidencia que, tanto para ligações secas como húmidas, a parede de maiores dimensões (Tipo 2) apresenta uma carga de rotura ligeiramente inferior à parede de menores dimensões (Tipo 1). Ou seja, para ligações secas, a parede Tipo 1 apresenta uma carga de rotura 19.5% maior que a parede Tipo 2; de forma semelhante, para ligações húmidas, a parede Tipo 1 apresenta uma carga superior em 15.4%, na análise aos ELU. Tal observação sugere que, nas paredes com menor área útil, a distribuição das ações é mais eficiente, os esforços são transmitidos de forma mais direta para os apoios. Ao nível do comportamento nas condições de serviço verifica-se que a parede Tipo 1 suporta cargas mais elevadas para fendas de 0.3 mm, apresentando valores superiores em aproximadamente 14.3%, tanto para as ligações secas como as húmidas, quando comparada com a parede Tipo 2. Este comportamento reforça a conclusão de que, nas paredes Tipo 2, a distribuição dos esforços se

torna mais complexa e a trajetória de tensões menos previsível, resultando numa maior propensão à fendilhação.

5.4. Efeito do Tamanho de Aberturas

A análise desenvolvida nos Estudos 2 e 3 teve como objetivo compreender de que forma a presença e as características das aberturas influenciam o comportamento das paredes. Intuitivamente, talvez se conclua que, quanto menor a dimensão da abertura, maior seria a capacidade resistente das paredes. No entanto, os resultados obtidos através do programa *IDEA StatiCa Detail* demonstram que essa relação não é sempre verdadeira, evidenciando que a posição da abertura exerce um papel determinante no comportamento global da parede. Verificou-se, por exemplo, que a parede com a menor abertura analisada, correspondente à janela quadrada com 10% de área aberta, não apresentou a maior capacidade resistente. Comparando a parede com a abertura centrada de 10% com a parede com uma porta igualmente centrada, observa-se que, apesar desta última possuir uma área de abertura 34.2% superior (1.932 m² face a 1.44 m² da janela), a carga de rotura da parede com 10% de abertura é apenas 0.19% inferior à da parede com a porta, indicando que a resistência de ambas é praticamente a mesma. Este resultado reforça a conclusão de que não é apenas a dimensão da abertura que influencia o desempenho estrutural, mas a sua geometria e posição também têm um papel muito importante, pois alteram de forma significativa a trajetória das tensões e isso afeta, consequentemente, o comportamento global da parede.

Os resultados relativos ao comportamento nas condições de serviço seguem a tendência observada na análise aos ELU. A largura das fendas não depende exclusivamente da dimensão das aberturas, mas também do seu posicionamento na parede, pois isso influencia a distribuição das tensões de tração. Ao comparar os resultados das paredes com as aberturas excêntricas segundo o eixo horizontal, constata-se que a parede que apresenta a maior carga que provoca fendas com 0.3 mm corresponde àquela com uma porta deslocada 0.46 m do centro (Excentricidade #1). De modo semelhante, ao analisar os resultados das paredes com as aberturas com diferentes posições segundo o eixo vertical, isto é, as janelas alongadas consideradas no Estudo 3, verifica-se que o comportamento é semelhante. Neste caso, como a área de abertura se mantém constante, tanto a capacidade resistente como a carga que provoca fendas com 0.3 mm dependem exclusivamente da localização vertical da janela. Conclui-se, assim, que a carga correspondente à largura limite de fendas (0,3 mm) é fortemente condicionada pela localização das tensões de tração na parede, sendo tanto menor quanto mais próxima estiver a abertura de um dos extremos do elemento. Relativamente à localização das fendas, as figuras apresentadas ao longo da dissertação mostram que as aberturas maiores se concentram, de forma recorrente, nos extremos superiores da parede e nas zonas laterais das aberturas.

5.5. Efeito de Aberturas Combinadas

A análise das aberturas combinadas numa mesma parede, correspondente ao Estudo 4, reforçou a ideia de que a área das aberturas não tem uma relação direta com a capacidade resistente das paredes. Os casos avaliados apresentam percentagens globais de abertura semelhantes, mas a capacidade resistente variou bastante. Com efeito, entre as diferentes configurações analisadas, desde a parede com duas janelas (menor área útil), passando pela parede com uma porta e uma janela (área útil intermédia), até à parede com duas portas (maior área útil), observou-se que a maior capacidade resistente foi obtida na parede que apresenta uma porta e uma janela, com uma carga de 33% superior à parede com duas janelas e de 41% superior em relação à parede com duas portas. Estes resultados mostram que a carga de rotura não depende apenas da dimensão total das aberturas, mas é também fortemente influenciada pela sua posição e distribuição ao longo da parede.

No que respeita ao comportamento em serviço, conclui-se que a carga que origina fendas com 0.3 mm não depende de forma significativa da localização ou da disposição das aberturas. Observa-se que as paredes com múltiplas aberturas, nomeadamente duas, limitam a fendilhação e a carga que provoca fendas com 0.3 mm de forma muito semelhante, resultando em comportamentos bastante próximos entre si.

5.6. Efeito de Aberturas no Desempenho Estrutural Global

Relativamente às paredes que podem ser consideradas como estruturais, através dos ELU, conclui-se que nem todas cumprem os requisitos para tal. Com base no critério adotado, correspondente a 40% da carga de rotura de uma parede-tipo com ligações secas, podem ser consideradas estruturais: todas as paredes com portas; todas as paredes com 10% de abertura para todas as excentricidades avaliadas; as paredes com 20% de aberturas centradas e com uma excentricidade de 0.54 m em relação ao centro da parede (Excentricidade #1); e as paredes do Estudo 4, que combinam janelas (20% de abertura) com uma porta. Por outro lado, ao aplicar os resultados obtidos no *IDEA StatiCa Detail* ao Caso de Estudo apresentado no subcapítulo 3.1, correspondente às paredes do piso do térreo do edifício, as conclusões diferem ligeiramente. Neste contexto, todas as paredes com portas, as paredes com aberturas de 10% e 20%, bem aquelas que combinam diferentes tipos de aberturas (Estudo 4), têm resistência superior ao valor exigido e podem ser consideradas paredes estruturais. Por outras palavras, pelo primeiro critério, 60.4% das paredes podem ser consideradas estruturais, enquanto no segundo critério, aproximadamente 70.4% se qualificam como estruturais, tornando este segundo critério no menos conservador.

5.7. Desenvolvimentos futuros

Com base nos resultados apresentados nesta dissertação e nas respetivas conclusões, verifica-se que existem alguns aspetos que necessitam de estudo adicional, de forma a contribuir para um melhor entendimento e desenvolvimento das paredes prefabricadas. Seguidamente,

apresentam-se algumas propostas consideradas relevantes para investigações futuras, focadas no âmbito deste trabalho:

- Por limitação do *software* em uso, não foi possível simular a ligação seca usando um modelo mais realista, onde existe uma abertura específica na parede para a montagem e desmontagem da mesma. Assim, considera-se essencial a realização de estudos complementares usando outras ferramentas numéricas, que permitam validar os resultados obtidos. A realização de ensaios experimentais também seriam úteis para validar os modelos numéricos.
- Realizar um estudo considerando o efeito da ação sísmica usando o programa *IDEA StatiCa Detail* ou outro programa. Realizar também um estudo experimental para complementar a análise numérica.
- Estudar a possibilidade de aligeirar a parede de betão e outras distribuições de armadura considerando as otimizações topológicas propostas para cada parede. Alternativamente estudar outros tipos de soluções de paredes (e.g. *sandwich* ou paredes duplas).

Referências Bibliográficas

- [1] G. Marreneca, «Impacto das aberturas no dimensionamento de paredes autoportantes prefabricadas de betão armado», Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2024. Acedido: 21 de Maio de 2025. [Em linha]. Disponível em: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/departamentos/decivil/dissertacao/2535628432474168>
- [2] «IDEA StatiCa Detail versão 25.0.1.0960». Acedido: 16 de Outubro de 2025. [Em linha]. Disponível em: <https://www.ideastatica.com/>
- [3] Comité Europeu de Normalização, «Eurocódigo 1-Ações em estruturas Parte 1-1: Ações gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios», Dez. 2009. [Em linha]. Disponível em: www.ipq.pt
- [4] Comité Europeu de Normalização, «Eurocódigo 2. Projeto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios», Março de 2010. Acedido: 21 de Maio de 2025. [Em linha]. Disponível em: www.ipq.pt
- [5] Comité Europeu de Normalização, «Eurocódigo 8. Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios», Março de 2010. [Em linha]. Disponível em: www.ipq.pt
- [6] fib, *Seismic design of precast concrete building structures : state-of-art report - FIB Bull.27*, vol. 7.3. International Federation for Structural Concrete, 2004. [Em linha]. Disponível em: fib.epfl.ch
- [7] fib, *Structural connections for precast concrete buildings : guide to good practice - FIB Bull43*, vol. 6.2. International Federation for Structural Concrete, 2008. Acedido: 24 de Abril de 2025. [Em linha]. Disponível em: www.fib-international.org
- [8] fib, *Precast insulated sandwich panels : state-of-the-art report. FIB - Bull84*, vol. 6.11. International Federation for Structural Concrete, 2017. [Em linha]. Disponível em: www.fib-international.org
- [9] fib, *Planning and design handbook on precast building structures: manual-textbook - FIB Bull.74*, vol. 6.12. International Federation for Structural Concrete, 2014. [Em linha]. Disponível em: www.fib-international.org
- [10] R. Martins, R. do Carmo, H. Costa, e E. Júlio, «A review on Precast Structural Concrete Walls and Connections», SAGE Publications Inc., Out. 2023. doi: 10.1177/13694332231191073.
- [11] Q. Tomás, «Concepção e Projeto de um Edifício Habitacional com Estrutura Pré-fabricado», Thesis, Universidade Nova de Lisboa Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, 2010. Acedido: 3 de Março de 2025. [Em linha]. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10362/3367>

- [12] S. Li, N. Lam, e H. H. Tsang, «Lateral stability design and modelling of high-rise fully modular buildings with superelastic tendon restrained rocking isolation», *Journal of Building Engineering*, vol. 99, Abr. 2025, doi: 10.1016/j.jobbe.2024.111589.
- [13] M. Zohourian, A. Pamidimukkala, S. Kermanshachi, e D. Almaskati, «Modular Construction: A Comprehensive Review», *Buildings*, vol. 15, n. 12, Jun. 2025, doi: 10.3390/buildings15122020.
- [14] J. Hong, G. Q. Shen, C. Mao, Z. Li, e K. Li, «Life-cycle energy analysis of prefabricated building components: An input-output-based hybrid model», *J Clean Prod*, vol. 112, pp. 2198–2207, Jan. 2016, doi: 10.1016/j.jclepro.2015.10.030.
- [15] D. A. Steinhardt e K. Manley, «Exploring the beliefs of Australian prefabricated house builders», *Construction Economics and Building*, vol. 16, n. 2, pp. 27–41, 2016, doi: 10.5130/AJCEB.v16i2.4741.
- [16] C. Pearson e N. Delatte, «Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes», pp. 172–177, Mai. 2005, doi: DOI:10.1061/(ASCE)0887-3828(2005)19:2(172).
- [17] I. Johnsamuel e S. Ravichandran, «Precast Design», Garney Construction and RWTH Aachen University, 2012. doi: 10.13140/RG.2.2.31903.10405.
- [18] H. Beton, «Precast cells for Zaanstad penitentiary», vol. 10/2014, Germany, Outubro de 2014. Acedido: 13 de Outubro de 2025. [Em linha]. Disponível em: https://www.bft-international.com/en/artikel/bft_Precast_cells_for_Zaanstad_penitentiary-2165475.html
- [19] W. Seng, H. Kim Huat, M. Leow Geok Mui, T. Teng Hooi, C. Keat Chuan, e T. Chong Lin, «Case Study: The Use of Concrete Prefabricated Prefinished Volumetric Construction for Two Blocks of 40-Storey Residential Flats (The Clement Canopy) in Singapore», *Engineering and Applied Sciences*, vol. 6, n. 6, p. 111, Nov. 2021, doi: 10.11648/j.eas.20210606.12.
- [20] Keegan Precast, «Precast Twin Wall». Acedido: 14 de Outubro de 2025. [Em linha]. Disponível em: <https://www.keeganprecast.com/product/twin-wall/>
- [21] F. Silva e R. Lameiras, «Experimental Analysis of the Mechanical Behavior of Shear Connectors for Precast Sandwich Wall Panels When Subjected to the Push-Out Tests», *Buildings*, vol. 14, n. 10, Out. 2024, doi: 10.3390/buildings14103246.
- [22] Great Magtech Electric, «Precast Concrete Wall Systems». Acedido: 14 de Outubro de 2025. [Em linha]. Disponível em: <https://www.precastconcretemagnet.com/info/streamlining-your-project-with-precast-concret-82181613.html>
- [23] P. E. Amin Einea, D. C. Salmon, G. J. Fogarasi, T. D. Culp, e M. K. Tadros, «State-of-the-Art of Precast Concrete Sandwich Panels», *PCI Journal*, vol. 36, n. 6, pp. 78–98, Nov. 1991, doi: <https://doi.org/10.15554/pcij.11011991.78.98>.

- [24] M. P. Azevedo, «Estudo do comportamento de painéis sandwich com conectores em GFRP. Ensaio à escala real.», Escola de Engenharia - Universidade do Minho, Minho, 2013. Acedido: 21 de Maio de 2025. [Em linha]. Disponível em: <http://hdl.handle.net/1822/30952>
- [25] S. Singhal, A. Chourasia, S. Chellappa, e J. Parashar, «Precast reinforced concrete shear walls: State of the art review», *Structural Concrete*, vol. 20, n. 3, pp. 886–898, Jun. 2019, doi: 10.1002/suco.201800129.
- [26] H. Zhang, H. Li, X. Chen, e C. Li, «Experimental investigation on the hysteretic behavior of precast concrete walls with energy-dissipated dry connections», *Structural Concrete*, vol. 21, n. 6, pp. 2836–2853, Dez. 2020, doi: 10.1002/suco.202000311.
- [27] «Elematic - Connections to last». Acedido: 21 de Maio de 2025. [Em linha]. Disponível em: <https://www.elematic.com/concrete-issues/connections-to-last/>
- [28] W. Guo, Z. Zhai, Z. Yu, F. Chen, Y. Gong, e T. Tan, «Experimental and Numerical Analysis of the Bolt Connections in a Low-Rise Precast Wall Panel Structure System», *Advances in Civil Engineering*, vol. 2019, pp. 1–22, Mar. 2019, doi: 10.1155/2019/7594132.
- [29] E. Brunesi e R. Nascimbene, «Experimental and numerical investigation of the seismic response of precast wall connections», *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, n. 12, pp. 5511–5550, Dez. 2017, doi: 10.1007/s10518-017-0166-y.
- [30] E. Gonzalez Albarran, «Construção com Elementos Pré-fabricados em Betão Armado -Adaptação de uma Solução Estrutural “in situ” a uma Solução Pré-fabricada», Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [31] T. O. Tang e R. K. L. Su, «Shear and Flexural Stiffnesses of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Loading», 2014. doi: 10.2174/1874836801408010104.
- [32] C. Todut, D. Dan, e V. Stoian, «Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force», *Eng Struct*, vol. 80, pp. 323–338, Dez. 2014, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.019.
- [33] A. Pavese e D. A. Bournas, «Experimental assessment of the seismic performance of a prefabricated concrete structural wall system», *Eng Struct*, vol. 33, n. 6, pp. 2049–2062, Jun. 2011, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.02.043.
- [34] J. Y. Wang, M. Sakashita, S. Kono, H. Tanaka, e W. J. Lou, «Behavior of reinforced concrete structural walls with various opening locations: Experiments and macro model», *Journal of Zhejiang University: Science A*, vol. 11, n. 3, pp. 202–211, Mar. 2010, doi: 10.1631/jzus.A0900400.
- [35] D. Caupers, «Seleção e Avaliação de Modelos de Campos de Tensões: Modelos de Vigas Parede Contínuas», Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 2020. Acedido: 21 de Maio de 2025. [Em linha].

Disponível em:

<https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/cursos/mec/dissertacao/1691203502344101>

- [36] J. Eduardo Dias Ferreira, «Seleção de modelos de Escoras eTirantes em estruturas de betão», Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2010. [Em linha]. Disponível em: <http://www.fe.up.pt>
- [37] «Construsoft - IDEA StatiCa Detail». Acedido: 21 de Maio de 2025. [Em linha]. Disponível em: <https://www.construsoft.com/pt/bim-software/idea-statica/Detail>
- [38] «IDEA StatiCa Detail: The All-In-One Solution for Your Needs». Acedido: 21 de Maio de 2025. [Em linha]. Disponível em: <https://ideastatica.uk/idea-statica-detail-the-all-in-one-solution-for-your-needs/>
- [39] «IDEA StatiCa Detail – Structural design of concrete discontinuities». Acedido: 21 de Maio de 2025. [Em linha]. Disponível em: <https://www.ideastatica.com/support-center/theoretical-background-for-idea-statica-detail#limit-states-and-crack-width-calculation>
- [40] W. Kaufmann *et al.*, *Compatible stress field design of structural concrete : principles and variation*. Zurich: ETH Zurich, 2020.