

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS-PAREDE DE
CONCRETO ARMADO COM DESCONTINUIDADES
GEOMÉTRICAS REFORÇADAS COM FIBRA DE CARBONO
COM A TÉCNICA HÍBRIDA NSM-EBR**

IZABEL CASTRO DE ABREU NETA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS-PAREDE DE
CONCRETO ARMADO COM DESCONTINUIDADES
GEOMÉTRICAS REFORÇADAS COM FIBRA DE
CARBONO COM A TÉCNICA HÍBRIDA NSM-EBR**

IZABEL CASTRO DE ABREU NETA

ORIENTADOR: ANTONIO CARLOS DE OLIVEIRA MIRANDA

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: 2024

BRASÍLIA/DF: FEVEREIRO – 2024

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS-PAREDE DE
CONCRETO ARMADO COM DESCONTINUIDADES
GEOMÉTRICAS REFORÇADAS COM FIBRA DE
CARBONO COM A TÉCNICA HÍBRIDA NSM-EBR**

IZABEL CASTRO DE ABREU NETA

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTORA EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Antonio Carlos de Oliveira Miranda, DS.c (UnB)
(Orientador)

Prof. Rodrigo de Melo Lameiras, DS.c (UnB)
(Examinador Interno)

Luiz Carlos de Almeida, DS.c (UNICAMP)
(Examinador Externo)

Prof^a Gláucia Maria Dalfré, DS.c (UFSCar)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 16 DE FEVEREIRO DE 2024

FICHA CATALOGRÁFICA

ABREU NETA, IZABEL CASTRO DE	
Análise Experimental de Vigas-parede de Concreto Armado com Descontinuidades Geométricas Reforçadas com Fibra de Carbono com a Técnica Híbrida NSM-EBR. [Distrito Federal] 2024.	
xxiv, 249 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutora, Estruturas e Construção Civil, 2024).	
Tese de doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Vigas-Parede	2. Fibra de Carbono
3. Descontinuidades geométricas	4. Técnica Híbrida
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Doutora)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABREU NETA, I. C. (2024). Análise Experimental de Vigas-parede de Concreto Armado com Descontinuidades Geométricas Reforçadas com Fibra de Carbono com a Técnica Híbrida NSM-EBR. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.TD-11A/23, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 249 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Izabel Castro de Abreu Neta

TÍTULO: Análise Experimental de Vigas-parede de Concreto Armado com Descontinuidades Geométricas Reforçadas com Fibra de Carbono com a Técnica Híbrida NSM-EBR.

GRAU: Doutora ANO: 2024

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa tese de doutorado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Izabel Castro de Abreu Neta
Rua 13 de Julho, 1302, Alto da Colina.
72.500-000 - Porto Nacional - TO- Brasil
e-mail: izabel.castroa@gmail.com

Dedico este trabalho a Deus, por me dar força e perseverança, à minha mãe Maria Aparecida, ao meu pai Antonio, bem como aos meus irmãos Antonio Nilberto, Fabrício e Jackson, por todo amor, carinho, confiança e motivação. Amo vocês.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus pelo dom da vida, razão do meu viver, e por estar sempre presente em todos os meus caminhos.

Aos meus queridos pais, Antonio Rodrigues de Castro e Maria Aparecida dos Santos, por todo amor, carinho, apoio e dedicação que sempre demonstraram em relação a mim. Vocês são meus maiores incentivadores, este trabalho foi realizado pensando em vocês. Amo vocês incondicionalmente!

Ao Professor Antonio Carlos de Oliveira Miranda, pela orientação, confiança e pela grandiosa oportunidade a mim conferida de trabalhar como sua orientanda. Serei eternamente grata, principalmente por ter me motivado nos momentos em que pensei em desistir dessa caminhada. Você foi essencial. Sempre estarei em dívida. Muito obrigado.

Ao Professor Rodrigo de Melo Lameiras, pela orientação, por toda a colaboração, sempre disposto a ajudar e compartilhar seu conhecimento permitindo a conclusão deste trabalho. Obrigada por toda a ajuda durante a realização dos ensaios. Serei eternamente Grata. Obrigada!

Ao amigo Nataniel Wontoon, por ter me ajudado na realização e montagem dos ensaios experimentais desta pesquisa. Você é um irmão. Sempre estarei em dívida. Obrigada por tudo. Desejo-lhe muito sucesso em seu doutorado e na vida meu amigo.

Aos professores do programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília pelos ensinamentos transmitidos.

À Universidade de Brasília pela oportunidade de realização deste trabalho.

Gostaria de expressar a minha eterna gratidão ao Magno Ernesto Cavalcante por sua valiosa colaboração ao longo deste projeto. Sua ajuda no laboratório, auxílio nos ensaios, sempre me acompanhando também nas compras dos materiais a serem usados na pesquisa, foram fundamentais para o sucesso desta pesquisa. Além disso, quero destacar sua generosidade em oferecer sua ajuda sem esperar nada em troca. Serei eternamente grata. Muito obrigado por tudo que fez por mim, e reconheço que estarei sempre em dívida com você.

À minha amiga Lays por estar sempre disponível para ajudar, pelos momentos de diversão e pela companhia constante. Obrigada por tudo, sua amizade é extremamente valiosa para mim!

Aos amigos: Augusto Pippi, Romario Pereira, Yuri Sotero, Iago Freitas, Matheus, Jefferson, Calebe, Késsio, Manoel Mangabeira pelos momentos de descontração, constante motivação e incentivo durante o doutorado.

Agradeço a empresa MC-Bauchemie, em nome do engenheiro civil Pedro Guimaraes Muniz, por viabilizar esta pesquisa fornecendo o material compósito utilizado para o reforço. Obrigada! Sempre estarei em dívida. Serei eternamente grata!

Ao CNPq, pelo suporte financeiro durante o período do Doutorado.

“A vitória é metade conquistada quando se desenvolve o hábito de estabelecer metas e alcançá-las. Mesmo a mais entediante rotina torna-se suportável quando se marcha convencido que toda tarefa, não importando sua dimensão lhe traz cada vez mais perto de conquistar seus sonhos.”

RESUMO

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS-PAREDE DE CONCRETO ARMADO COM DESCONTINUIDADES GEOMÉTRICAS REFORÇADAS COM FIBRA DE CARBONO COM A TÉCNICA HÍBRIDA NSM-EBR

Autor: Izabel Castro de Abreu Neta

Orientador: Antonio Carlos de Oliveira Miranda

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, Fevereiro de 2024.

O objetivo deste trabalho é conduzir ensaios experimentais em vigas-parede de concreto armado, explorando descontinuidades geométricas não existentes na literatura, com o propósito de provocar comportamentos não lineares sob esforços mecânicos, produzindo assim resultados desafiadores para os programas computacionais de análise estrutural do concreto. Essas descontinuidades geométricas são aberturas em formato de losango, não alinhadas e não simétricas geometricamente, junto com entalhes na parte inferior das vigas de modo provocar descontinuidade nos tirantes e interromper a formação de bielas de compressão. Além disso, uma série de vigas-paredes foram reforçadas com Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC), utilizando a técnica híbrida NSM-EBR, com o objetivo de inserir mais parâmetros para análises futuras em programas computacionais. Essa técnica de reforço, consiste na colagem e inserção de laminados em aberturas executadas na camada de cobrimento do concreto, sem que atinja a armadura já existente para evitar maiores danos à estrutura, posteriormente, ocorre a colagem de mantas de FRP sobre a superfície com ranhuras (aplicação externa do FRP). O estudo também incluiu mudanças na ancoragem das armaduras principais de flexão. Dessa forma, as principais variáveis consideradas no estudo foram: descontinuidades geométricas, a presença ou ausência de armadura na alma, o detalhamento da ancoragem das armaduras principais de flexão, a presença ou ausência de reforço. Para atingir os objetivos, foram produzidas e ensaiadas 26 vigas-parede em três série de ensaio: série 1 são vigas-parede de referência, não tendo sido reforçadas; a série 2 é composta de vigas-parede sem reforço, mas com a mudança da ancoragem das armaduras principais de flexão; e a série 3 é composta por vigas-parede sem reforço e vigas-parede reforçadas à flexão e a flexão/cisalhamento com fibra de carbono. Todas as vigas foram monitoradas por imagens das fissurações, medições de deslocamentos por LVDT's e de deformações do concreto, aço e no sistema de reforço com extensômetros. Esses resultados são comparados entre as séries ensaiadas a fim de produzir um relatório detalhado dos diferentes comportamentos das vigas-paredes. Por fim, ensaios experimentais da primeira e segunda série de ensaios foram testados numericamente pelo programa Amaru, um software ainda em desenvolvimento no Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília. Os resultados numéricos preliminares conseguiram reproduzir as fissurações não lineares dos resultados experimentais. A replicação numérica da terceira série de ensaio ainda permanece com um desafio para pesquisas futuras.

Palavras-Chave: Vigas-parede; Descontinuidades Geométricas; CFRP; Técnica híbrida NSM-EBR; Numérica.

ABSTRACT

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE DEEP BEAMS WITH GEOMETRIC DISCONTINUITIES STRENGTHENED WITH CARBON FIBER WITH THE NSM-EBR HYBRID TECHNIQUE

Author: Izabel Castro de Abreu Neta

Supervisor: Antonio Carlos de Oliveira Miranda

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, February of 2024

The objective of this work is to conduct experimental tests on reinforced concrete deep beams, exploring geometric discontinuities that do not exist in the literature, with the purpose of causing non-linear behavior under mechanical stress, thus producing challenging results for computational concrete structural analysis programs. These geometric discontinuities are diamond-shaped openings, not aligned and not geometrically symmetrical, together with notches in the lower part of the deep beams, in order to cause discontinuity in the ties and interrupt the formation of compression struts. Furthermore, a series of deep beams, were strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP), using the NSM-EBR hybrid technique, with the aim of inserting more parameters for future analysis in computer programs. This strengthening technique consists of gluing and inserting laminates into openings made in the concrete covering layer, without reaching the existing reinforcement to avoid further damage to the structure. Afterwards, FRP sheets are glued onto the surface with groove (external FRP application). The study also included changes in the anchorage of the main flexural reinforcement. Therefore, the main variables considered in the study were: geometric discontinuities, the presence or absence of reinforcement in the web, the anchoring detail of the main flexural reinforcements, the presence or absence of strengthening. To achieve the objectives, 26 deep beams were produced and tested in three test series: series 1 are reference deep beams, having not been reinforced; series 2 is composed of deep beams without reinforcement, but with a change in the anchorage of the main flexural reinforcement; and series 3 is composed of unstrengthened deep beams and deep beams strengthened in bending and bending/shear with carbon fiber. All deep beams were monitored by images of cracks, measurements of displacements by LVDTs and deformations of the concrete, steel and strengthening system with strain gauges. These results are compared between the tested series in order to produce a detailed report of the different behaviors of the deep beams. Finally, experimental tests from the first and second series of tests were numerically tested using the Amaru program, a software still under development in the Postgraduate Program in Structures and Civil Construction at the University of Brasília. The preliminary numerical results were able to reproduce the nonlinear cracking of the experimental results. The numerical replication of the third test series still remains a challenge for future research.

Keywords: Deep beams; Geometric discontinuities; CFRP; NSM-EBR hybrid technique; Numerical.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	MOTIVAÇÃO	5
1.2	OBJETIVOS	6
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	6
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE VIGAS-PAREDE	8
2.2	MECANISMOS DE RUPTURA DE VIGAS-PAREDE	10
2.3	ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE VIGAS-PAREDE COM ABERTURA SEM REFORÇO	13
2.4	MATERIAIS COMPÓSITOS	18
2.5	TÉCNICAS DE REFORÇO USANDO MATERIAIS COMPÓSITOS DE FRP	20
2.5.1	<i>Externally Bonded Reinforcement (EBR)</i>	21
2.5.2	<i>Near Surface Mounted (NSM)</i>	22
2.5.3	<i>Externally Bonded Reinforcement on Grooves (EBROG) e Externally Bonded Reinforcement in Grooves (EBRIG)</i>	25
2.6	ESTUDOS DE REFORÇO COM FRP EM VIGAS-PAREDE COM ABERTURA	26
2.6.1	El-Maaddawy e Sherif (2009)	27
2.6.2	Heiza <i>et al.</i> (2012)	29
2.6.3	Hawileh, El-Maaddawy e Naser (2012)	31
2.6.4	Abduljalil (2014)	32
2.6.5	Lu <i>et al.</i> (2015)	35
2.6.6	Al-Bayati <i>et al.</i> (2018)	35
2.6.7	Arabzadeh e Karimizadeh (2019)	37
2.6.8	Abed e Al-Sulayfani (2023)	39
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	42
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	42
3.2	CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS-PAREDE ENSAIDAS	42
3.3	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	44
3.3.1	Série 1 e Série 3	44
3.3.2	Série 2	45
3.4	DETALHAMENTO DO REFORÇO	47
3.5	MATERIAIS	50
3.5.1	Concreto	50
3.5.2	Aço	51
3.5.3	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP)</i>	51
3.5.4	Resinas	53
3.6	FABRICAÇÃO DAS VIGAS-PAREDE	55
3.6.1	Formas	55
3.6.2	Concretagem	56
3.7	PROCEDIMENTOS DE APLICAÇÃO DO REFORÇO	57
3.7.1	Corte do reforço	57
3.7.2	Preparação das vigas-parede para receber o reforço	58
3.7.3	Instalação do reforço	60
3.8	INSTRUMENTAÇÃO	62
3.8.1	Armaduras	62
3.8.2	Concreto	63
3.8.3	Reforço	64

3.8.4	Medição dos deslocamentos	64
3.8.5	Marcação das fissuras	65
3.9	PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	66
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	68
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	68
4.1.1	Propriedades mecânicas do concreto	68
4.1.2	Propriedades mecânicas do aço	69
4.1.3	Propriedades mecânicas do CFRP	69
4.1.4	Propriedades mecânicas das resinas	70
4.2	FORÇA DE FISSURAÇÃO, FORÇA DE RUPTURA E MODOS DE RUÍNA DAS VIGAS-PAREDE ENSAIADAS	71
4.2.1	Série 1	73
4.2.2	Série 2	76
4.2.3	Série 3	80
4.2.4	Comparação Série 1 x Série 2	82
4.2.5	Comparação Série 1 x Série 3	84
4.3	FISSURAÇÃO DO CONCRETO	85
4.3.1	Série 1	85
4.3.2	Série 2	90
4.3.3	Série 3	96
4.3.4	Comparação Série 1 x Série 2	105
4.3.5	Comparação Série 1 x Série 3	107
4.4	DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO	108
4.4.1	Série 1	109
4.4.2	Série 2	112
4.4.3	Série 3	114
4.4.4	Comparação Série 1 x Série 2	117
4.4.5	Comparação Série 1 x Série 3	120
4.5	DEFORMAÇÕES NO REFORÇO	123
4.6	DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	127
4.6.1	Deformações específicas normais no concreto - Roseta	127
4.6.2	Deformações específicas nos cantos das aberturas (losangos)	139
4.7	DESLOCAMENTOS	147
4.7.1	Deslocamentos verticais	147
4.7.2	Deslocamentos das Aberturas	161
5	ANÁLISE NUMÉRICA	170
5.1	SOFTWARES DE ANÁLISE NUMÉRICA	170
5.1.1	Programa 2D_CONCRETE_NL.f90	170
5.1.2	Programa Micro-Truss Analyzer (MTA)	172
5.1.3	Programa Amaru	176
5.2	ANÁLISE PELO AMARU	177
5.2.1	Modelagem do aço	177
5.2.2	Modelagem do concreto	178
5.2.3	Geração da malha de elementos finitos	188
5.2.4	Procedimento de Simulação	190
5.2.5	Procedimento de solução de equações	191
5.2.6	Análise dos Resultados	192
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	208
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	208
6.1.1	Resultados experimentais	208

6.1.2	Resultados numéricos	211
6.1.3	Sugestões para trabalhos futuros	211
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	212

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resultados Experimentais (VIEIRA, 2018)	15
Tabela 2.2 – Comparação entre os resultados experimentais x FE (HAWILEH, EL-MAADDAWY E NASER, 2012).....	32
Tabela 2.3 – Características e identificação das vigas-parede (ABDULJALIL, 2014)	33
Tabela 3.1 – Características das vigas-parede estudadas	44
Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do concreto	68
Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do aço	69
Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas dos CFRP (fabricante).....	69
Tabela 4.4 – Propriedades mecânicas dos sistemas de reforço (ensaios).....	70
Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas das resinas	70
Tabela 4.6 – Força de fissuração, força de ruptura e modos de ruptura	72
Tabela 4.7 – Acréscimo na capacidade resistente das vigas-parede com o sistema de ancoragem modificado	83
Tabela 4.8 – Acréscimo na capacidade resistente das vigas-parede reforçadas.....	84
Tabela 4.9 – Deformações das armaduras de flexão	109
Tabela 4.10 – Deformações máximas registradas no reforço.....	123
Tabela 4.11 – Deslocamentos verticais	147
Tabela 4.12 – Deslocamentos das aberturas	162

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Vigas-parede em edificações: (a) Viga-parede com geometria convencional; (b) Viga parede com geometria não convencional (VIEIRA, 2018)	9
Figura 2.2 – Ruptura por flexão em vigas-parede biapoiadas	11
Figura 2.3 – Ruptura por compressão diagonal	12
Figura 2.4 – Ruptura por tração diagonal	12
Figura 2.5 – Ruptura local próximo dos apoios e dos pontos de aplicação de carga.	12
Figura 2.6 – Detalhamento das armaduras dos modelos: (a) VP1; (b) VP2; (c) VP3; (d) VP4 (VIEIRA, 2018).	15
Figura 2.7 – Modos de ruptura (VIEIRA, 2018).	16
Figura 2.8 – Fases constituintes dos materiais compósitos de FRP (AZEVEDO, 2011)	18
Figura 2.9 – Reforço à flexão de vigas com FRP por EBR (CHASTRE, 2014)	22
Figura 2.10 – Reforço à força cortante por EBR (ACI 440.2R , 2017).	22
Figura 2.11 – Barras e laminados de FRP na técnica NSM (ACI 440.2R , 2017).	23
Figura 2.12 – Reforço de pilares com laminados de CFRP por NSM (ABREU NETA, 2017)	24
Figura 2.13 – Reforço com laminados de CFRP (Disponível em: aslanfrp.com/Aslan500/Aslan_500_Application_Photos.html . Acesso em: 16 de Agosto 2019)	24
Figura 2.14 – Aplicação de barras de CFRP na vertical (De Lorenzis <i>et al.</i> , 2001).	24
Figura 2.15 – Vigas reforçadas com CFRP - NSM (DIAS e BARROS, 2005)	25
Figura 2.16 – Técnica EBROG (MOSTOFINEJAD, SHAMELI E HOSSEINI, 2014).	25
Figura 2.17 – Aplicação reforço por meio da técnica EBROG (MOSTOFINEJAD e MAHMOUDABADI, 2010)	26
Figura 2.18 – Técnica EBRIG (MOSTOFINEJAD, SHAMELI E HOSSEINI, 2014).	26
Figura 2.19 – Detalhes armaduras das vigas-parede, dimensões em mm (EL-MAADDAWY e SHERIF, 2009).	27
Figura 2.20 – Detalhamento das aberturas: (a) grupo A, (b) grupo B, (c) grupo C (unidades em mm) (EL-MAADDAWY E SHERIF, 2009)	28
Figura 2.21 – Configuração reforço (dimensões mm) (El-Maaddawy e Sherif, 2009)	28
Figura 2.22 – Geometria, carregamento e armaduras da viga-parede (HEIZA <i>et al.</i> , 2012)	30
Figura 2.23 – Sistema de reforço NSM para cisalhamento (HEIZA <i>et al.</i> , 2012).	30
Figura 2.24 – Reforço ao cisalhamento EBR (HEIZA <i>et al.</i> , 2012).	30
Figura 2.25 – Geometria, carregamento e dimensões das aberturas das vigas-parede (mm) (ABDULJALIL, 2014).	33
Figura 2.26 – Detalhamento do reforço das vigas-parede (ABDULJALIL, 2014).	34
Figura 2.27 – Vigas-parede: (a) Reforço na horizontal (b) Reforço na vertical (LU <i>et al.</i> , 2015)	35
Figura 2.28 – Geometria e armaduras da viga-parede (Al-Bayati <i>et al.</i> , 2018)	36
Figura 2.29 – Esquemas de reforço (Al-Bayati <i>et al.</i> , 2018)	36
Figura 2.30 – Detalhamento da geometria e das armaduras (ARABZADEH e KARIMIZADEH, 2019)	38
Figura 2.31 – Configuração do reforço de FRP (ARABZADEH e KARIMIZADEH, 2019)	38
Figura 2.32 – Detalhes armaduras das vigas-parede, dimensões em mm (Abed e Al-Sulayfani, 2023).	39
Figura 2.33 – Configurações das vigas-parede dos Grupos A, B e C (Abed e Al-Sulayfani, 2023)	40
Figura 3.1 – Identificação das geometrias	42

Figura 3.2 – Geometrias das vigas-parede (dimensões em mm)	43
Figura 3.3 – Nomenclatura das vigas-parede ensaiadas	43
Figura 3.4 – Detalhamento das armaduras de DB1-H1-U e DB3-H1-S-FS (dimensões mm)	44
Figura 3.5 – Detalhamento das armaduras de DB1-W-H1-U, DB3-W-H1-U, DB3-W-H1-S-F (dimensões mm)	45
Figura 3.6 – Detalhamento das armaduras DB1-H2-U, DB3-H2-U e DB3-H2-S-FS (dimensões mm)	45
Figura 3.7 – Detalhamento das armaduras DB1-W-H2-U, DB3-W-H2-U e DB3-W-H2-S-F (dimensões mm)	45
Figura 3.8 – Detalhamento das armaduras DB2-H1-U-A (dimensões mm)	46
Figura 3.9 – Detalhamento das armaduras DB2-W-H1-U-A (dimensões mm)	46
Figura 3.10 – Detalhamento das armaduras DB2-H2-U-A (dimensões mm)	46
Figura 3.11 – Detalhamento das armaduras DB2-W-H2-U-A (dimensões mm)	46
Figura 3.12 – Detalhamento do reforço a flexão - DB-H1 (dimensões em mm)	48
Figura 3.13 – Detalhamento do reforço flexão/Cisalhamento - DB-H1 (dimensões em mm)	48
Figura 3.14 – Detalhamento do reforço a flexão - DB-H2 (dimensões em mm)	49
Figura 3.15 – Detalhamento do reforço flexão/Cisalhamento - DB-H2 (dimensões em mm)	49
Figura 3.16 – Ensaio de caracterização do concreto	50
Figura 3.17 – Ensaio de caracterização do aço: a) Máquina EMIC, modelo DL30000N. b) Fixação da barra na máquina de ensaios	51
Figura 3.18 – Detalhamento dos corpos de prova da manta de CFRP (dimensões mm)	52
Figura 3.19 – Detalhamento dos corpos de prova do laminado de CFRP (dimensões mm).	52
Figura 3.20 – Preparação dos corpos de prova dos laminados de CFRP	53
Figura 3.21 – Ensaio de caracterização dos sistemas compósitos	53
Figura 3.22 – Resinas: (a) moldagem; (b) corpos de prova para ensaio de tração.	54
Figura 3.23 – Ensaio de caracterização das resinas	55
Figura 3.24 – Formas das vigas-parede	55
Figura 3.25 – Armaduras posicionadas nas formas	56
Figura 3.26 – Concreto usinado	56
Figura 3.27 – Abatimento (Slump)	56
Figura 3.28 – Lançamento e vibração do concreto	57
Figura 3.29 – Superfícies regularizadas	57
Figura 3.30 – Procedimentos de cura	57
Figura 3.31 – Corte da lâmina	58
Figura 3.32 – Manta	58
Figura 3.33 – Preparação da superfície do substrato do concreto	59
Figura 3.34 – Execução das aberturas na camada de cobrimento do concreto	59
Figura 3.35 – Aspecto final dos cortes nas faces das vigas-parede	59
Figura 3.36 – Procedimentos de aplicação do reforço da técnica NSM	60
Figura 3.37 – Procedimentos de aplicação do reforço da técnica EBR	61
Figura 3.38 – Posição dos extensômetros na armadura longitudinal	62
Figura 3.39 – Posição dos extensômetros na armadura longitudinal da Série 2 (Vista frontal)	62
Figura 3.40 – Posição dos extensômetros no concreto das vigas-parede sem reforço	63
Figura 3.41 – Posição dos extensômetros no concreto das vigas-parede reforçadas a flexão	63

Figura 3.42 – Posição dos extensômetros no concreto das vigas-parede reforçadas a flexão/cisalhamento	64
Figura 3.43 – Posição dos extensômetros elétricos no reforço	64
Figura 3.44 – Posicionamento dos LVDT's – DB-H1	65
Figura 3.45 – Posicionamento dos LVDT's – DB-H2	65
Figura 3.46 – Sistema de ensaio	66
Figura 3.47 – Detalhes dos apoios	67
Figura 3.48 – Sistema de aquisição de dados	67
Figura 4.1 – Comparação entre forças de ruptura média para as vigas-parede da Série 1	73
Figura 4.2 – Comparação entre as forças de fissuração e as forças de ruptura das vigas-parede com uma abertura	74
Figura 4.3 – Comparação entre as forças de fissuração e as forças de ruptura das vigas-parede com duas aberturas	74
Figura 4.4 – Modo de ruptura DB1-H1-U-1	75
Figura 4.5 – Modo de ruptura DB1-H1-U-2	75
Figura 4.6 – Modo ruptura DB1-W-H1-U-1	75
Figura 4.7 – Modo ruptura DB1-W-H1-U-2	75
Figura 4.8 – Modo de ruptura DB1-H2-U-1	76
Figura 4.9 – Modo de ruptura DB1-H2-U-2	76
Figura 4.10 – Modo ruptura DB1-W-H2-U-1	76
Figura 4.11 – Modo ruptura DB1-W-H2-U-2	76
Figura 4.12 – Comparação entre forças de ruptura média para as vigas-parede da Série 2	76
Figura 4.13 – Comparação entre forças de fissuração e forças de ruptura para vigas-parede com uma abertura.	77
Figura 4.14 – Comparação entre forças de fissuração e forças de ruptura para vigas-parede com duas aberturas	77
Figura 4.15 – Modo de ruptura DB2-H1-U-A-1	79
Figura 4.16 – Modo de ruptura DB2-H1-U-A-2	79
Figura 4.17 – Modo ruptura DB2-W-H1-U-A-1	79
Figura 4.18 – Modo ruptura DB2-W-H1-U-A-2	79
Figura 4.19 – Modo de ruptura DB2-H2-U-A-1	79
Figura 4.20 – Modo de ruptura DB2-H2-U-A-2	79
Figura 4.21 – Modo ruptura DB2-W-H2-U-A-1	79
Figura 4.22 – Modo ruptura DB2-W-H2-U-A-2	79
Figura 4.23 – Modo ruptura DB3-W-H1-U-1	81
Figura 4.24 – Modo ruptura DB3-H2-U-1	81
Figura 4.25 – Modo ruptura DB3-W-H2-U-1	81
Figura 4.26 – Modo de ruptura DB3-H1-S-FS-1	81
Figura 4.27 – Modo de ruptura DB3-H1-S-FS-2	81
Figura 4.28 – Modo ruptura DB3-W-H1-S-F-1	82
Figura 4.29 – Modo ruptura DB3-W-H1-S-F-2	82
Figura 4.30 – Modo ruptura DB3-H2-S-FS-1	82
Figura 4.31 – Modo ruptura DB3-W-H2-S-F-1	82
Figura 4.32 – Modo ruptura DB3-W-H2-S-F-2	82
Figura 4.33 – Mapa de fissuração DB1-H1-U-1 (força indicada em kN)	86
Figura 4.34 – Mapa de fissuração DB1-H1-U-2 (força indicada em kN)	86
Figura 4.35 – Mapa de fissuração DB1-W-H1-U-1 (força indicada em kN)	87
Figura 4.36 – Mapa de fissuração DB1-W-H1-U-2 (força indicada em kN)	87
Figura 4.37 – Mapa de fissuração DB1-H2-U-1 (força indicada em kN)	89
Figura 4.38 – Mapa de fissuração DB1-H2-U-2 (força indicada em kN)	89

Figura 4.39 – Mapa de fissuração DB1-W-H2-U-1 (força indicada em kN)	90
Figura 4.40 – Mapa de fissuração DB1-W-H2-U-2 (força indicada em kN)	90
Figura 4.41 – Mapa de fissuração DB2-H1-U-A-1 (força indicada em kN)	91
Figura 4.42 – Mapa de fissuração DB2-H1-U-A-2 (força indicada em kN)	92
Figura 4.43 – Mapa de fissuração DB2-W-H1-U-A-1 (força indicada em kN)	93
Figura 4.44 – Mapa de fissuração DB2-W-H1-U-A-2 (força indicada em kN)	93
Figura 4.45 – Mapa de fissuração DB2-H2-U-A-1 (força indicada em kN)	94
Figura 4.46 – Mapa de fissuração DB2-H2-U-A-2 (força indicada em kN)	95
Figura 4.47 – Mapa de fissuração DB2-W-H2-U-A-1 (força indicada em kN)	96
Figura 4.48 – Mapa de fissuração DB2-W-H2-U-A-2 (força indicada em kN)	96
Figura 4.49 – Mapa de fissuração DB3-W-H1-U-1 (força indicada em kN)	97
Figura 4.50 – Mapa de fissuração DB3-H2-U-1 (força indicada em kN)	98
Figura 4.51 – Mapa de fissuração DB3-W-H2-U-1 (força indicada em kN)	99
Figura 4.52 – Mapa de fissuração DB3-H1-S1 (força indicada em kN)	100
Figura 4.53 – Mapa de fissuração DB3-H1-S2 (força indicada em kN)	100
Figura 4.54 – Mapa de fissuração DB3-W-H1-S-F-1 (força indicada em kN)	101
Figura 4.55 – Mapa de fissuração DB3-W-H1-S-F-2 (força indicada em kN)	102
Figura 4.56 – Mapa de fissuração DB3-H2-S-FS-1 (força indicada em kN)	103
Figura 4.57 – Mapa de fissuração DB3-W-H2-S-F-1 (força indicada em kN)	104
Figura 4.58 – Mapa de fissuração DB3-W-H2-S-F-2 (força indicada em kN)	104
Figura 4.59 – Deformações armaduras de flexão DB1-H1-U-1	110
Figura 4.60 – Deformações armaduras de flexão DB1-H1-U-2	110
Figura 4.61 – Deformações armaduras de flexão DB1-W-H1-U-1	111
Figura 4.62 – Deformações armaduras de flexão DB1-W-H1-U-2	111
Figura 4.63 – Deformações armaduras de flexão DB1-H2-U-1	111
Figura 4.64 – Deformações armaduras de flexão DB1-H2-U-2	111
Figura 4.65 – Deformações armaduras de flexão DB1-W-H2-U-1	111
Figura 4.66 – Deformações armaduras de flexão DB1-W-H2-U-2	111
Figura 4.67 – Deformações armaduras de flexão DB2-H1-U-A-1	112
Figura 4.68 – Deformações armaduras de flexão DB2-H1-U-A-2	112
Figura 4.69 – Deformações armaduras de flexão DB2-W-H1-U-A-1	113
Figura 4.70 – Deformações armaduras de flexão DB2-W-H1-U-A-2	113
Figura 4.71 – Deformações armaduras de flexão DB2-H2-U-A-1	113
Figura 4.72 – Deformações armaduras de flexão DB2-H2-U-A-2	113
Figura 4.73 – Deformações armaduras de flexão DB2-W-H2-U-A-1	113
Figura 4.74 – Deformações armaduras de flexão DB2-W-H2-U-A-2	113
Figura 4.75 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H1-U-1	115
Figura 4.76 – Deformações armaduras de flexão DB3-H2-U-1	115
Figura 4.77 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H2-U-1	115
Figura 4.78 – Deformações armaduras de flexão DB3-H1-S-FS-1	116
Figura 4.79 – Deformações armaduras de flexão DB3-H1-S-FS-2	116
Figura 4.80 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H1-S-F-1	116
Figura 4.81 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H1-S-F-2	116
Figura 4.82 – Deformações armaduras de flexão DB3-H2-S-FS-1	116
Figura 4.83 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H2-S-F-1	117
Figura 4.84 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H2-S-F-1	117
Figura 4.85 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma	118
Figura 4.86 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma	118

Figura 4.87 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com duas abertura e sem armadura na alma	119
Figura 4.88 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com duas abertura e sem armadura na alma	119
Figura 4.89 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma	121
Figura 4.90 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma	122
Figura 4.91 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma	122
Figura 4.92 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma	122
Figura 4.93 – Deformações no reforço DB3-H1-S-FS-1	124
Figura 4.94 – Deformações no reforço DB3-H1-S-FS-2	124
Figura 4.95 – Deformações no reforço DB3-W-H1-S-F-1	124
Figura 4.96 – Deformações no reforço DB3-W-H1-S-F-2	125
Figura 4.97 – Deformações no reforço DB3-H2-S-FS-1	125
Figura 4.98 – Deformação no reforço DB3-W-H2-S-F-1	125
Figura 4.99 – Deformações no reforço DB3-W-H2-S-F-2	126
Figura 4.100 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-H1-U-1	127
Figura 4.101 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-H1-U-2	128
Figura 4.102 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-W-H1-U-1	128
Figura 4.103 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-W-H1-U-2	128
Figura 4.104 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-H2-U-1	129
Figura 4.105 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-H2-U-2	129
Figura 4.106 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-W-H2-U-1	129
Figura 4.107 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-W-H2-U-2	130
Figura 4.108 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-H1-U-A-1	131
Figura 4.109 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-H1-U-A-2	131
Figura 4.110 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-W-H1-U-A-1	131
Figura 4.111 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-W-H1-U-A-2	132
Figura 4.112 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-H2-U-A-1	132
Figura 4.113 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB-H2-U-A-2	132
Figura 4.114 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-W-H2-U-A-1	133
Figura 4.115 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-W-H2-U-A-2	133
Figura 4.116 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H1-U-1	134
Figura 4.117 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-H2-U-1	134
Figura 4.118 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H2-U-1	135
Figura 4.119 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-H1-S-FS-1	135
Figura 4.120 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-H1-S-FS-2	135
Figura 4.121 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H1-S-F-1	136
Figura 4.122 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H1-S-F-2	136
Figura 4.123 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-H2-S-FS-1	136
Figura 4.124 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H2-S-F-1	137
Figura 4.125 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H2-S-F-2	137
Figura 4.126 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-H1-U-1	141
Figura 4.127 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-H1-U-2	141

Figura 4.128 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-W-H1-U-1	141
Figura 4.129 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-W-H1-U-2	141
Figura 4.130 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-H2-U-1	141
Figura 4.131 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-H2-U-2	141
Figura 4.132 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-W-H2-U-1	142
Figura 4.133 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-W-H2-U-2	142
Figura 4.134 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-H1-U-A-1	142
Figura 4.135 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-H1-U-A-2	142
Figura 4.136 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-W-H1-U-A-1	143
Figura 4.137 – Deformações específicas no	143
Figura 4.138 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-H2-U-A-1	143
Figura 4.139 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-H2-U-A-2	143
Figura 4.140 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-W-H2-U-A-1	143
Figura 4.141 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-W-H2-U-A-2	143
Figura 4.142 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H1-U-1	145
Figura 4.143 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-H2-U-1	145
Figura 4.144 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H2-U-1	145
Figura 4.145 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H1-S-F-1	145
Figura 4.146 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H1-S-F-2	145
Figura 4.147 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-H2-S-FS-1	146
Figura 4.148 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H2-S-F-1	146
Figura 4.149 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H2-S-F-2	146
Figura 4.150 – Deslocamentos verticais DB1-H1-U-1	149
Figura 4.151 – Deslocamentos verticais DB1-H1-U-2	149
Figura 4.152 – Deslocamentos verticais DB1-W-H1-U-1	149
Figura 4.153 – Deslocamentos verticais DB1-W-H1-U-2	150
Figura 4.154 – Deslocamentos verticais DB1-H2-U-1	150
Figura 4.155 – Deslocamentos verticais DB1-H2-U-2	150
Figura 4.156 – Deslocamentos verticais DB1-W-H2-U-1	151

Figura 4.157 – Deslocamentos verticais DB1-W-H2-U-2	151
Figura 4.158 – Deslocamentos verticais DB2-H1-U-A-1	152
Figura 4.159 – Deslocamentos verticais DB2-H1-U-A-2	152
Figura 4.160 – Deslocamentos verticais DB2-W-H1-U-A-1	152
Figura 4.161 – Deslocamentos verticais DB2-W-H1-U-A-2	153
Figura 4.162 – Deslocamentos verticais DB2-H2-U-A-1	153
Figura 4.163 – Deslocamentos verticais DB2-H2-U-A-2	153
Figura 4.164 – Deslocamentos verticais DB2-W-H2-U-A-1	154
Figura 4.165 – Deslocamentos verticais DB2-W-H2-U-A-2	154
Figura 4.166 – Deslocamentos verticais DB3-W-H1-U-1	155
Figura 4.167 – Deslocamentos verticais DB3-H2-U-1	155
Figura 4.168 – Deslocamentos verticais DB3-W-H2-U-1	156
Figura 4.169 – Deslocamentos verticais DB3-H1-S-FS-1	156
Figura 4.170 – Deslocamentos verticais DB3-H1-S-FS-2	156
Figura 4.171 – Deslocamentos verticais DB3-W-H1-S-F-1	157
Figura 4.172 – Deslocamentos verticais DB3-W-H1-S-F-2	157
Figura 4.173 – Deslocamentos verticais DB3-H2-S-FS-1	157
Figura 4.174 – Deslocamentos verticais DB3-W-H2-S-F-1	158
Figura 4.175 – Deslocamentos verticais DB3-W-H2-S-F-2	158
Figura 4.176 – Comparação curvas força-deslocamento das vigas-parede: a) Vigas-parede com uma abertura e sem armadura de alma; b) Vigas-parede com uma abertura e com armadura de alma; c) Vigas-parede prova com duas abertura e sem armadura de alma; d) Vigas-parede com duas abertura e com armadura de alma.	159
Figura 4.177 – Comparação curvas força-deslocamento das vigas-parede: a) Vigas-parede com uma abertura e sem armadura de alma; b) Vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma; c) Vigas-parede com duas abertura e sem armadura de alma; d) Vigas-parede com duas abertura e com armadura de alma.	160
Figura 4.178 – Deslocamento abertura DB1-H1-U	163
Figura 4.179 – Deslocamento abertura DB1-W-H1-U	163
Figura 4.180 – Deslocamento abertura DB1-H2-U	163
Figura 4.181 – Deslocamento abertura DB1-W-H2-U	163
Figura 4.182 – Deslocamento abertura DB2-H1-U-A	165
Figura 4.183 – Deslocamento abertura DB2-W-H1-U-A	165
Figura 4.184 – Deslocamento abertura DB2-H2-U-A	165
Figura 4.185 – Deslocamento abertura DB2-W-H2-U-A	165
Figura 4.186 – Deslocamento abertura DB3-W-H1-U-1	166
Figura 4.187 – Deslocamento abertura DB3-H2-U-1	166
Figura 4.188 – Deslocamento abertura DB3-W-H2-U-1	166
Figura 4.189 – Deslocamento abertura DB3-H1-S-FS	167
Figura 4.190 – Deslocamento abertura DB3-W-H1-S-F	167
Figura 4.191 – Deslocamento abertura DB3-H2-S-FS	167
Figura 4.192 – Deslocamento abertura DB3-W-H2-S-F	167
Figura 5.1 – Viga A1 (Fernandes, 2010).	171
Figura 5.2 – Malha de A1 (Fernandes, 2010).	171
Figura 5.3 – Geração de Micro Treliças (Vieira, 2018) .	172
Figura 5.4 – Comparação dos padrões de fissuração VP1: (a) MTA e (b) Experimental (Vieira, 2018)	174
Figura 5.5 – Comparação dos padrões de fissuração VP2: (a) MTA e (b) Experimental (Vieira, 2018)	174

Figura 5.6 – Comparação dos padrões de fissuração VP3: (a) MTA e (b) Experimental (Vieira, 2018)	175
Figura 5.7 – Comparação dos padrões de fissuração VP4: (a) MTA e (b) Experimental (Vieira, 2018)	175
Figura 5.8 – Elemento coesivo (interface) de quatro nós: a) coordenada global e referência local dada por vetores n e t ; b) sistema paramétrico de coordenadas (Adaptado de DURAND E SILVA, 2019).	179
Figura 5.9 – Numeração global (representada em preto) e local (indicada em vermelho) referente à interface dos nós do elemento.	180
Figura 5.10 – Geração de malha com elementos de interface: a) inicial; b) elementos separados; c) elementos de interface são criados conectando bordas correspondentes (DURAND e SILVA, 2019)	181
Figura 5.11 – Função de rendimento (linha sólida) e função de potencial plástico (linha tracejada) (DURAND e SILVA, 2019)	182
Figura 5.12 – Curva de amolecimento do concreto: a) Bilinear, b) Exponencial (DURAND e SILVA, 2019)	183
Figura 5.13 – Progresso da função de rendimento: a) localização inicial ($u_p = 0$); b) localização intermediária ($0 < u_p < u_c$); c) localização final ($u_p \geq u_c$) (DURAND e SILVA, 2019).	183
Figura 5.14 – Relação tensão-deslizamento da aderência (Adaptado CEB-FIB 2010, 2013)	187
Figura 5.15 – Procedimentos de geração de malha para análise de uma viga	189
Figura 5.16 – Interação entre elementos de barras e elementos coesivos: (a) malha sem deformação; (b) malha com deformação	190
Figura 5.17 – Processo de simulação numérica (Adaptado de Vieira, 2022)	191
Figura 5.18 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB1-H1-U	192
Figura 5.19 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB1-W-H1-U	193
Figura 5.20– Malhas de elementos finitos utilizadas para DB1-H2-U	193
Figura 5.21– Malhas de elementos finitos utilizadas para DB1-W-H2-U	194
Figura 5.22 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB2-H1-U-A	194
Figura 5.23 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB2-W-H1-U-A	195
Figura 5.24 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB2-H2-U-A	195
Figura 5.25 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB2-W-H2-U-A	196
Figura 5.26 – Curvas força-deslocamento para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura	197
Figura 5.27 – Curvas força-deslocamento para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas	197
Figura 5.28 – Curvas força-deslocamento para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura	197
Figura 5.29 – Curvas força-deslocamento para as vigas-parede da Série 2	198
Figura 5.30 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura e sem armadura na alma	198
Figura 5.31 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura e com armadura na alma	199
Figura 5.32 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas e sem armadura na alma	199
Figura 5.33 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas e com armadura na alm	200
Figura 5.34 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura e sem armadura na alma	200

Figura 5.35 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura e com armadura na alma	201
Figura 5.36 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e sem armadura na alma	201
Figura 5.37 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e com armadura na alma	202
Figura 5.38 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura e sem armadura na alma	203
Figura 5.39 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura e com armadura na alma	204
Figura 5.40 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas e sem armadura na alma	204
Figura 5.41 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas e com armadura na alma	205
Figura 5.42 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura e sem armadura na alma	205
Figura 5.43 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura e com armadura na alma	206
Figura 5.44 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e sem armadura na alma	206
Figura 5.45 – Malha deformada exibindo as tensões principais as vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e com armadura na alma	207

LISTA DE ABREVIACOES

ABNT -	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI -	American Concrete Institute
AFRP -	Aramid Fiber Reinforced Polymer
CFRP-	Carbon Fiber Reinforced Polymer
EBR -	Externally Bonded Reinforcement
EBRIG -	Externally Bonded Reinforcement in Grooves
EBROG -	Externally Bonded Reinforcement on Grooves
LVDT -	Transdutores de Deslocamento Variável Linear
MBT -	Modelo de Bielas e Tirantes
MEF -	Método dos Elementos Finitos
MMT -	Modelo de Micro Treliça
NSM -	Near Surface Mounted
PAN -	Poliacrilonitril
PRFA -	Polímero Reforçado com Fibras de Aramida
PRFC -	Polímero Reforçado com Fibras de Carbono
PRFV -	Polímero Reforçado com Fibras de Vidro
UnB -	Universidade de Brasília

1 INTRODUÇÃO

Vigas-parede de concreto armado são elementos estruturais projetados para suportar e transferir cargas dentro de um sistema estrutural. A característica principal que define esse tipo de viga é sua elevada altura em relação ao vão. Segundo a ABNT NBR 6118 (2023), as vigas-parede são distintas das vigas esbeltas devido à sua relação entre vão e altura, que é inferior a 2 para vigas biapoiadas e inferior a 3 para vigas contínuas. Para o ACI 318 (2019), uma viga é considerada como viga-parede se atender a uma das seguintes condições: (1) relação entre vão livre e altura $(l/h) \leq 4$, (2) relação entre vão cisalhamento e altura $(a/h) \leq 2$. No Canadá, o código CSA-A23.3 (2004) estabelece que vigas-parede são caracterizadas por terem um vão de cisalhamento que é inferior ao dobro da sua altura. As vigas-parede são usualmente utilizadas em fachadas de edifícios altos, estruturas offshore, reservatórios como caixas d'água, fundações, tetos de transição para suportar cargas de pilares e ainda como elementos de contenção em subsolos (MANSUR, 1998; YANG, EUN, CHUNG, 2006; EL-MAADDAWY e EL-ARISS, 2012; MOHAMED, 2015).

O atendimento às exigências do projeto de instalações pode levar, muitas vezes, a aberturas na alma das vigas-parede, tais aberturas são feitas frequentemente para acomodar serviços como dutos de ventilação, ar-condicionado, abastecimento de água, eletricidade e telefone. Essas aberturas podem causar a redução da capacidade resistente dessas vigas se comparadas com os mesmos elementos maciços, ainda mais se a abertura interromper a biela de concreto. Além disso, devido a redução da área da seção transversal nas regiões das aberturas, as tensões são redirecionadas, e se concentram nos cantos das aberturas, causando a redução drástica da capacidade resistente da viga, deslocamentos e fissuras (KONG E SHARP, 1973; MANSUR E ALWIS, 1984; SHANMUGAM E SWADDIWUDHIPONG, 1988; YANG, EUN, CHUNG, 2006; TAN E HU, 2007; ANDERMATT E LUBELL, 2013; CHIN E DOH, 2015).

A execução de aberturas e reentrâncias em vigas-parede de concreto armado, caracteriza-as como geometrias não convencionais, as quais diversas questões e discussões foram abordadas em relação ao seu desempenho, pois o comportamento estrutural é significativamente afetado pelas zonas de descontinuidades geométricas, as quais introduzem perturbações no campo de deformações do elemento, levando a apresentar-se como um problema de complexidade maior.

As regiões que apresentam zonas de descontinuidades são chamadas de regiões D e são caracterizadas por distribuições de deformações não lineares. Já as regiões onde a hipótese de Bernoulli é válida são conhecidas como regiões B e apresentam distribuição de deformação linear (SCHLAICH *et al.*,1987).

Diversos estudos têm sido realizados para avaliar o comportamento e o efeito de aberturas na alma vigas-parede de concreto armado (KONG E SHARP, 1977; RAY, 1991; MANSUR 1998; MANSUR, TAN E WEI, 1999; ASHOUR E RISHI 2000; TAN, MANSUR E WEI, 2001; YANG, EUN E CHUNG, 2006; TAN E HU, 2007; YANG e ASHOUR, 2008; YOO *et al.*, 2011; CAMPIONE E MINAFÒ, 2012; SAHOO, FLORES E CHAO, 2012; YAHYA, 2014; CHIN E DOH, 2015; TSENG, HWANG E LU, 2017; VIERA, 2018; JASIM, ALLAWI E OUKAILI, 2019; HASSAN E ALI, 2019; ABDEL-KAREEM E EL-AZAB, 2019; KUMARI E NAYAK, 2021).

Mansur (1998), Mansur, Tan e Wei (1999) e Yang, Eun e Chung (2006), verificaram que aberturas em vigas-parede de concreto armado influenciam no fluxo normal de tensões, levando a redução da capacidade de força cortante e rigidez, surgimentos de fissuras diagonais precoces, as quais são causadas por elevadas concentrações de tensões no cantos das aberturas, além de deslocamentos excessivos. A redução da capacidade de força cortante depende do grau de interrupção do caminho natural da carga, que é a linha que conecta os pontos de carga e apoio. Essa redução é mais expressiva quando a abertura interrompe completamente o caminho natural de carga (Mansur e Alwis, 1984; El-Maaddawy e Sherif, 2009). Alterações na capacidade resistente de vigas-parede representam um grave risco de segurança. Sendo necessário, recorrer a técnicas de reforço estrutural de modo a restaurar a capacidade resistente e contra balancear a redução de força.

Os Polímeros Reforçados com Fibras (PRF), em inglês *Fiber Reinforced Polymers* (FRP), têm se mostrado uma opção vantajosa para serem usados nesses casos para reforço. Fato que pode atribuído, especialmente, a sua facilidade de execução, elevada resistência-peso, boa resistência à corrosão, elevado módulo de elasticidade e alta resistência mecânica. A norma americana ACI 440.2R (ACI, 2017) apresenta duas técnicas de reforço distintas a serem usadas com aplicação de FRP: EBR e NSM.

A técnica EBR (*Externally Bonded Reinforcement*) consiste na colagem externa de mantas, tecidos ou laminados de FRP na superfície do concreto. Vários grupos de pesquisas em todo

o mundo têm investigado o comportamento de estruturas reforçadas com os FRP colados externamente (Juvandes *et al.*, 1996; Nanni *et al.*, 1999; Hassan e Rizkalla, 2001; El-Mihilmy e Tedesco, 2000; Smith e Teng, 2002; Meier, 2003; Barros e Fortes, 2005; Barros, Dias e Lima, 2007; Carneiro, 2006; Lenwari e Thepchatrri, 2009; Rasheed *et al.*, 2010; Kim e Shin, 2010; Godat e Chaallal, 2013; Silva, 2014; Kim *et al.*, 2014; Mofidi e Chaallal, 2014; Hussain e Pimanmas, 2016; Rojas, 2017; Osman *et al.*, 2017; Mashrei, Makki e Sultan, 2019; Torabian *et al.*, 2020; Pessi, 2022; Perera *et al.*, 2023; Liu *et al.*, 2023). Foi verificado nestes estudos, que esta técnica é uma solução eficaz para aumentar a capacidade resistente e rigidez dos elementos estruturais reforçados. Entretanto, esses trabalhos demonstraram a alta probabilidade de o reforço de FRP aplicado externamente descolarem do substrato do concreto, levando a uma ruptura prematura.

A técnica NSM (*Near Surface Mounted*) consiste na colagem de barras ou laminados em aberturas executadas no cobrimento do concreto. Um dos seus objetivos é evitar a ruptura prematura que normalmente ocorre em elementos estruturais reforçados com EBR, o deslocamento do FRP. Os modos de ruptura prematuro estão diretamente associados à perda de aderência entre o material de reforço e o substrato de concreto. Estudos realizados por Rizzo e De Lorenzis (2009) investigaram o efeito da técnica de reforço NSM e EBR no reforço ao cisalhamento de vigas de concreto. Os autores verificaram que a técnica EBR aumentou a capacidade de carga ao cisalhamento das vigas em torno de 16%, enquanto a técnica NSM aumentou de 22% a 44%. Estudos realizados também por Blaschko e Zilch (1999), El-Hacha e Rizkalla (2004), Barros *et al.* (2005), Carvalho (2010), Silva (2013), Kim, Hmidan e Yazdani (2015), Khalifa (2016), Triantafyllou, Rousakis e Karabinis (2017) evidenciaram que a técnica NSM apresenta maior eficácia quando comparada a EBR.

Uma nova metodologia de reforço para estruturas de concreto armado conhecida como GM (*Grooving Method*) vem sendo usada. Esse método é considerado uma evolução da técnica EBR. Essa nova metodologia é dividida em duas técnicas distintas: EBROG (*Externally Bonded Reinforcement On Grooves*) e EBRIG (*Externally Bonded Reinforcement In Grooves*).

A técnica EBROG é uma combinação da técnica NSM com EBR. Consiste na execução de ranhuras na camada de cobrimento do concreto do elemento estrutural a ser reforçado as quais são posteriormente preenchidas com resina epóxi e uma fina camada de resina também

é aplicada na superfície do concreto, sendo o reforço aplicado sobre a superfície com ranhuras (aplicação externa do FRP).

A técnica EBRIG consiste na execução de ranhuras na camada de cobrimento do concreto, posteriormente, colagem simultânea e inserção de mantas de FRP na superfície do elemento e nas ranhuras executadas no concreto de cobrimento, utilizando adesivo estrutural.

Estudos realizados por Mostofinejad e Mahmoudabadi (2010), Mostofinejad, Shameli e Hosseini (2012), Mostofinejad e Shameli (2013), Mostofinejad e Moghaddas (2014), Teerani, Mostofinejad e Hosseini (2019) e Sabzi *et al.* (2020) demonstraram que as vigas reforçadas pela técnica EBROG apresentaram maior capacidade de carga e ductilidade quando comparadas àquelas reforçadas com a técnica EBR. A técnica EBROG permitiu que as vigas absorvessem mais energia, evitando o modo de ruptura prematura (descolamento do FRP). Além disso, nos estudos realizados por Arabzadeh e Karimizadeh (2019) de vigas-parede reforçadas com as técnicas EBROG e EBR, foi verificado que em comparação as vigas-parede não reforçadas, teve um aumento na capacidade resistente de 68% utilizando a técnica EBROG e de 36% para EBR.

Mostofinejad e Shameli (2013) mostraram um aumento considerável nos limites últimos das vigas reforçadas com as técnicas EBROG e EBRIG em comparação com aquelas reforçadas com a técnica EBR. Verificou-se também que a técnica EBRIG teve um desempenho tão bom quanto a EBROG para uma camada de FRP, e permitiu forças de falha e deslocamentos mais elevados em comparação com a técnica EBROG quando foram utilizadas múltiplas camadas de FRP. Estudos realizados por Mashrei, Makkie e Sultan (2019) também evidenciaram uma melhor eficiência das técnicas EBROG e EBRIG quando comparada a técnica EBR

Na literatura, há vários estudos de vigas-parede com descontinuidades geométricas reforçadas com a técnica EBR (El -Maaddawy e Sherif, 2009; Hawileh, Maaddawy e Naser, 2012; Kumar, 2012; Abduljalil, 2014; Lu *et al.*, 2015; Osman *et al.*, 2017; Al-Bayati, Bassman e Murooj, 2018; Jasim, Tahnat e Halahla, 2020; Allawi, Oukaili e Jasim, 2021; Abed e Al-Sulayfani, 2023). Além disso, a maioria desses estudos envolve a análise de vigas-parede com aberturas circulares, quadradas e retangulares. Poucas pesquisas foram realizadas em vigas-parede de concreto armado com descontinuidades geométricas reforçadas com a técnica NSM. Além do mais, existe uma escassez de pesquisas relacionadas

ao reforço de vigas-parede com descontinuidades geométricas reforçadas com a técnica EBROG e EBRIG.

Este trabalho tem como objetivo avaliar experimentalmente o comportamento de vigas-parede com descontinuidades geométricas como entalhes e aberturas em formato de losango, não alinhados e não simétricos geometricamente, e reforçadas com CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) utilizando a técnica híbrida NSM-EBR (EBRIG). Além disso, o programa experimental também apresenta estudos adicionais com a mudança da ancoragem das armaduras principais de flexão.

Estudos numéricos também foram realizados para avaliar o comportamento estrutural das vigas-parede da primeira e segunda série de ensaios experimentais, e verificar se as ferramentas numéricas são suficientes para representar as complexidades apresentadas.

1.1 MOTIVAÇÃO

A literatura existente sobre o reforço de vigas-parede de concreto armado com descontinuidades geométricas utilizando materiais compósitos de CFRP é predominantemente focada na técnica EBR, que envolve a aplicação externa do CFRP. No entanto, há uma escassez de estudos experimentais que abordem o reforço de vigas-parede com descontinuidades geométricas utilizando a técnica híbrida NSM-EBR com CFRP. Portanto, há uma necessidade de realizar mais pesquisas experimentais nessa área a fim de obter uma compreensão aprofundada da técnica híbrida NSM-EBR. Esses estudos podem contribuir para o desenvolvimento de diretrizes futuras relacionadas aos procedimentos de reforço com a técnica híbrida NSM-EBR em estruturas de concreto utilizando materiais compósitos. Além disso, o aumento do banco de dados experimental nessa área de pesquisa é fundamental para avançar o conhecimento e promover o uso efetivo da técnica híbrida NSM-EBR.

O comportamento de Vigas-parede de Concreto Armado vem sendo investigado na Universidade de Brasília desde 1998 (JANDIM, 1998; PANTOJA, 2003; FERNANDES, 2010; NEPOMUCENO, 2012; VIEIRA, 2013 e VIEIRA, 2018). Cabe ressaltar que este estudo dá continuidade ao estudo de Vieira (2018).

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral realizar um estudo experimental de vigas-paredes de concreto armado com descontinuidades geométricas reforçadas com CFRP utilizando a técnica híbrida NSM-EBR. Os objetivos específicos são:

- a) Avaliar o comportamento de vigas-parede de concreto armado com descontinuidades geométricas reforçadas a flexão com CFRP, de modo a verificar novos comportamentos em estruturas com geometrias complexas.
- b) Avaliar vigas-parede de concreto armado com descontinuidades geométricas e deficientes em cisalhamento, reforçadas a flexão/cisalhamento com CFRP com a técnica híbrida NSM-EBR, quanto a capacidade de carga, fissurações e modos de ruptura.
- c) Estudar a eficácia da técnica híbrida NSM-EBR na melhoria da capacidade resistente em vigas-parede com descontinuidades geométricas e deficientes em cisalhamento.
- d) Realizar estudos adicionais com a mudança da ancoragem das armaduras principais de flexão das vigas-parede de referência (sem aplicação de reforço), para verificar sua influência quanto a capacidade de carga, fissurações e modos de ruptura.
- e) Realizar estudos numéricos para avaliar o comportamento estrutural das vigas-parede da primeira e segunda série de ensaios experimentais, de modo a verificar se as ferramentas numéricas são suficientes para representar as complexidades apresentadas.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em seis capítulos, incluindo esta introdução. O capítulo 2 é uma breve revisão da literatura sobre mecanismos de ruptura de vigas-parede, materiais compósitos, técnicas de reforço usando materiais compósitos e pesquisas experimentais realizadas sobre vigas-parede de concreto armado com aberturas reforçadas com CFRP.

O capítulo 3 apresenta o programa experimental desenvolvido na Universidade de Brasília.

No capítulo 4 são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios quanto às deformações no concreto, deformações no CFRP, deformações nas armaduras de flexão, deslocamentos verticais, deslocamentos das aberturas, fissuração, forças últimas e os modos de ruptura. Concomitantemente, são apresentadas as propriedades mecânicas dos materiais utilizados para a confecção das vigas-parede.

No capítulo 5 são descritos programas de análises numéricas e pesquisas que utilizaram esses programas. Além disso, são descritos os resultados de uma análise numérica realizada utilizando o programa Amaru. Foram realizadas análises com as vigas-parede da primeira e segunda série de ensaios. Foram feitas análises não-lineares e os resultados foram comparados com os resultados experimentais.

Por fim, o Capítulo 6 traz as conclusões do trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras. Na sequência são apresentadas as Referências Bibliográficas e os anexos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE VIGAS-PAREDE

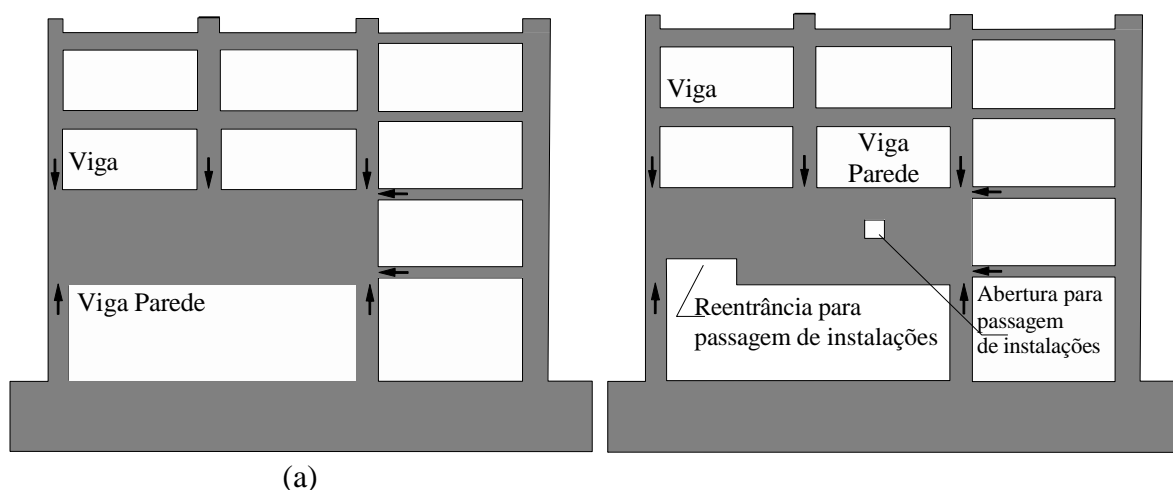
Para o dimensionamento de elementos estruturais admite-se a aplicabilidade da hipótese da teoria de flexão de Navier-Bernoulli. Todavia, em alguns casos essa hipótese não é válida. Tais elementos são chamados de especiais pois apresentam regiões chamadas “descontínuas”, as quais não apresentam uma distribuição de tensões e deformações com comportamento linear quando submetidas a perturbações. Dentes gerber, vigas-parede, vigas com aberturas, blocos de fundação e sapatas são exemplificações de elementos descontínuos. Estas discontinuidades podem ser de natureza estática, geométrica ou por uma combinação das duas, como alterações repentinas na geometria dos elementos, vigas com aberturas, pontos de aplicação de cargas concentradas, apoios discretos, entre outras.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2023) vigas-parede são definidas como estruturas planas verticais apoiadas de modo descontínuo cuja relação $l/h \leq 2$. São elementos especiais e se caracterizam por apresentarem um comportamento que não respeita a hipótese de Bernoulli, a qual diz que as seções planas permanecem planas após as deformações. Devendo ser calculadas e dimensionadas por modelos planos elásticos lineares e não lineares, baseados em métodos numéricos como o dos elementos finitos e por meio do Modelo de Bielas e Tirantes (MBT).

O ACI 318 (2019) estabelece que uma viga-parede é um membro carregado em uma face e apoiado na face oposta, permitindo o desenvolvimento de esforços de compressão entre o carregamento e os apoios. Além disso, a razão entre o vão livre e a altura da viga-parede deve ser inferior a quatro. A existência de carga concentrada atuando a uma distância do apoio de duas vezes, ou menos, a altura da viga-parede, a região entre o ponto de atuação da carga e o apoio deve ser considerada como viga-parede. Para o dimensionamento, recomenda-se a utilização de ferramentas de análise não-linear ou que estes elementos sejam dimensionados por meio do MBT.

Elementos estruturais como vigas-parede de concreto armado que apresentam aberturas ou reentrâncias em sua geometria são elementos de geometrias não convencionais, conforme apresentado na Figura 2.1. A presença destas discontinuidades geométricas reduz a rigidez do elemento, principalmente ao cisalhamento, induzindo perturbações no campo de

deformações, levando a apresentar-se como um problema com uma complexidade maior para as análises de seu comportamento estrutural.



(a)

Figura 2.1 – Vigas-parede em edificações: (a) Viga-parede com geometria convencional; (b) Viga-parede com geometria não convencional (VIEIRA, 2018)

À medida que ocorrem alterações geométricas em vigas-parede, há também um aumento na complexidade da elaboração de modelos que representem o comportamento estrutural desses elementos. Vieira (2018) sugeriu uma métrica para mensurar a complexidade de uma geometria, conforme apresentado na Equação 2.1

$$CG = nd - nad + nas \quad (2.1)$$

onde:

CG é a complexidade da geometria;

nd é o número de descontinuidades apresentada na viga-parede;

nad é o número de descontinuidades alinhadas com a geometria;

nas é o número de descontinuidades não-simétricas.

Segundo Vieira (2018) o número de descontinuidades alinhadas com a geometria foi colocado como subtração porque esse alinhamento facilita tanto na modelagem em modelos numéricos como na geração de malha pelo MEF. A existência de descontinuidades assimétricas aumenta a dificuldade na hora de elaborar projetos utilizando tanto MBT como por formulações analíticas. Cabe ressaltar que a equação proposta não contempla a complexidade do arranjo da armadura.

A análise de vigas-parede de concreto armado é um problema complexo e a presença de aberturas na alma agrava a situação. Cabe ressaltar que muitas normas de dimensionamento de elementos estruturais, ainda apresentam poucas orientações de projetos de vigas-parede, especialmente quando tais elementos apresentam aberturas. A ABNT NBR 6118 (2023) e o ACI 318 (2019) recomendam que vigas-parede sejam dimensionadas por meio de ferramentas de análise não linear, modelos elásticos ou por meio de Modelos de Biela e Tirante (MBT). Além de que, quanto maior for o grau de complexidade geométrica, maiores serão as dificuldades de avaliar o comportamento de vigas-paredes.

2.2 MECANISMOS DE RUPTURA DE VIGAS-PAREDE

O conhecimento e a compreensão de como os modos de ruína acontecem em vigas-parede é de suma importância para a elaboração de formulações adequadas para serem utilizadas em seu dimensionamento.

Estudos realizados por Leonhardt (1968), Guimarães (1980) e Zhang e Tan (2007) demonstraram que as vigas-parede apresentaram modos de ruína por flexão e força cortante. Tan *et al.* (1997a), Michael e Oguzhan (2008) e Carlos *et al.* (2006) observaram os seguintes modos de ruína em seus experimentos: ruína por cisalhamento, ruína por flexão e ruína por ancoragem. Já Mohammad *et al.* (2011) verificou que as vigas-parede estudadas apresentaram falhas por cisalhamento, por flexão, ruptura local e ruptura por um modo misto flexão-cisalhamento.

Modos de falha por flexão e cisalhamento são os dois principais modos de falha de vigas-parede de concreto armado. A ruína por flexão é geralmente preferida em relação à ruína por cisalhamento uma vez que a primeira é dúctil, enquanto a segunda é frágil. Além disso, uma falha dúctil permite redistribuição de tensão e os ocupantes de uma edificação terão “aviso” (deslocamentos, aberturas de fissuras), enquanto uma ruína frágil é súbita e, portanto, catastrófica.

A ruína por flexão é caracterizada pelo escoamento da armadura longitudinal de flexão. Próximo ao escoamento da armadura de tração são iniciadas fissuras quase verticais no meio do vão da viga-parede, região essa a qual está o momento fletor de maior intensidade. Com

intensidades de carregamentos maiores, as fissuras aumentam por toda altura da viga-parede (Figura 2.2).

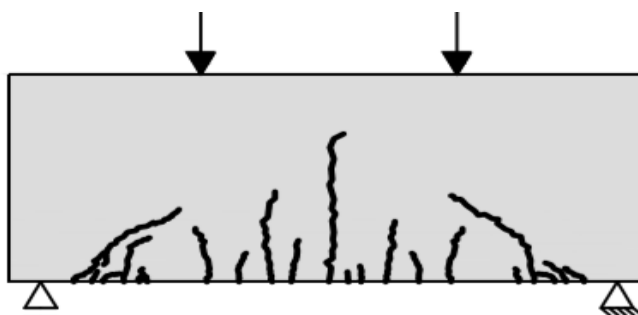


Figura 2.2 – Ruptura por flexão em vigas-parede biapoiadas

A ruína de vigas-parede por força cortante ocorre por uma associação de esforços cortantes e de flexão, e é de natureza frágil. Além disso, é sobretudo dependente do local e da distribuição dos esforços aplicados. Em vigas-parede que apresentam esforços aplicados na face superior o início da ruína se dá pela presença de uma fissura diagonal presente em ambos os vãos de cisalhamento, perto dos apoios. Se a carga aplicada for concentrada ela se manifesta no sentido do ponto de aplicação do carregamento, no entanto se for distribuída a $1/3$ do vão a começar do apoio.

As vigas-parede biapoiadas podem apresentar dois modos de ruptura causadas pelo cisalhamento:

- ruptura por compressão diagonal: logo após o surgimento da primeira fissura de cisalhamento localizada entre o apoio e ponto de aplicação da carga, aparecem novas fendas paralelas a primeira, criando uma biela comprimida que é esmagada (Figura 2.3).
- ruptura por tração diagonal: ocorre logo após o aparecimento da fissura diagonal, sem causar esmagamento do concreto. Aumentando-se a carga aplicada, aumentam-se também os esforços de compressão na biela, resultando na tração indireta transversalmente ao campo de compressão (Figura 2.4).

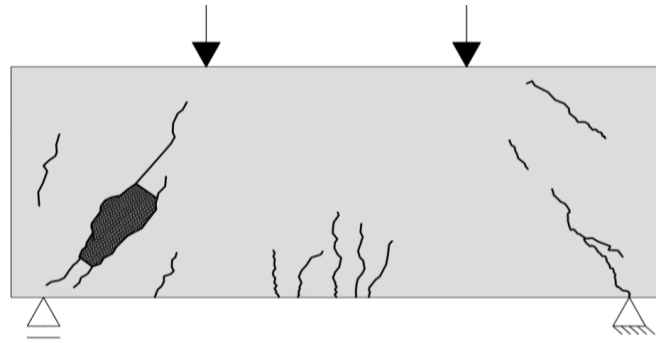


Figura 2.3 – Ruptura por compressão diagonal

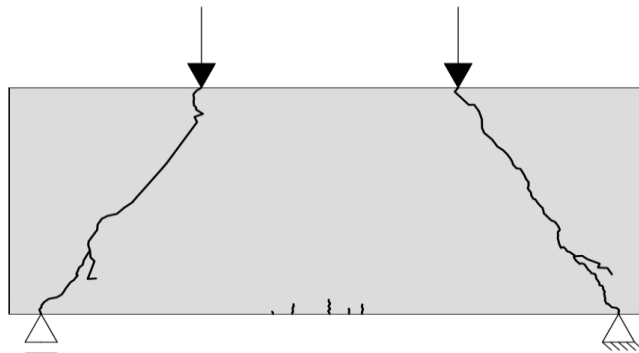


Figura 2.4 – Ruptura por tração diagonal

A ruína por falha da ancoragem das barras do tirante acontece na parte inferior da vigaparede nas extremidades da armadura principal quando o comprimento de desenvolvimento ou o comprimento de ancoragem é insuficiente ou quando não há nenhuma ancoragem mecânica.

Já a ruptura local ocorre com o esmagamento do concreto sobre o apoio ou sob os pontos de cargas concentradas devido a um sistema de tensões de compressão sobre os apoios e locais de aplicação das cargas, antes que a capacidade resistente da viga tenha sido alcançada levando ao esmagamento do concreto nestas áreas (MELO, 1984).

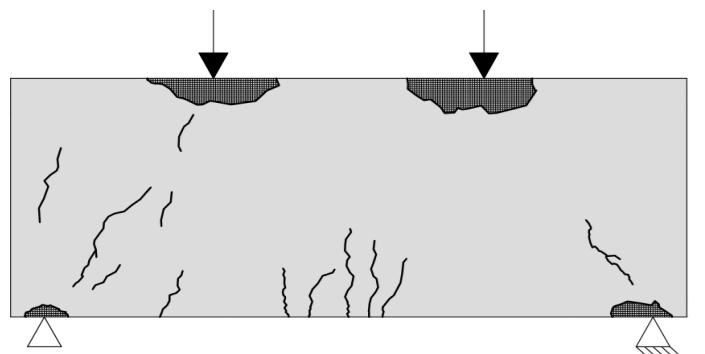


Figura 2.5 – Ruptura local próximo dos apoios e dos pontos de aplicação de carga.

A ruína por flexão-cisalhamento se dá pelo escoamento da armadura de flexão seguido pelo esmagamento do concreto na zona comprimida. A resistência última ao cisalhamento é alcançada antes que haja o total esmagamento do concreto.

2.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS SOBRE VIGAS-PAREDE COM ABERTURA SEM REFORÇO

No projeto de vigas-parede de concreto armado, às vezes é necessário executar aberturas na alma para serviços ou acesso. Kong e Sharp (1977) foram os primeiros pesquisadores a apresentarem estudos sobre vigas-parede com aberturas na alma, com base em uma série de métodos empíricos. Kong e Sharp (1978) publicaram uma equação empírica para prever a resistência ao cisalhamento de vigas-parede com aberturas. A partir dos estudos realizados por Kong e Sharp (1977), Kong e Sharp (1978), outros pesquisadores apresentaram abordagens semelhantes.

Ashour e Rishi (2000) investigaram o tamanho, a localização e o impacto da armadura na alma em 16 corpos de prova contínuos de vigas-parede com aberturas retangulares. Os autores consideraram especificamente as aberturas dentro do vão de cisalhamento interno e dentro do vão de cisalhamento externo. Eles observaram que as aberturas na alma nos vãos de cisalhamento interno causaram mais redução na capacidade da viga-parede do que aquelas em vãos de cisalhamento externos. Eles também notaram que a armadura de alma vertical teve mais influência na capacidade da viga-parede do que a armadura de alma horizontal.

Campione e Minafò (2012) realizaram estudos com objetivo de avaliar experimentalmente e analiticamente a influência de aberturas circulares em vinte vigas-parede de concreto armado com baixa relação entre o vão de cisalhamento e a altura. As vigas-parede tinham várias configurações de abertura e configurações de armadura. A análise comparativa dos resultados experimentais mostrou que: o efeito da abertura depende de sua posição na viga-parede; o benefício da presença de reforço depende de seu arranjo. O modelo analítico foi comparado com a previsão numérica com o programa computacional ATENA e com resultados experimentais. Os resultados obtidos com a abordagem proposta estão de acordo com os valores experimentais e análise de elementos finitos, esta abordagem é muito simples e também é adequada para vigas-parede sem aberturas, entretanto, há limites de aplicabilidade.

Yahya (2014) conduziu um estudo para investigar os efeitos de aberturas quadradas em vigas-parede de concreto com diferentes tamanhos de aberturas. As aberturas foram localizadas na parte superior do vão de cisalhamento. Foram moldadas seis vigas-parede com dimensões idênticas (100 mm×500 mm) e comprimento total de 1200 mm. Foi observado o desenvolvimento de fissuras diagonais de cisalhamento nos cantos das aberturas, devido à concentração de tensões nas bordas. O surgimento das fissuras aumentou conforme o tamanho das aberturas aumentava. A presença das aberturas nas vigas-parede resultou em uma redução significativa na capacidade resistente das mesmas. Comparado com vigas-parede sem abertura essa redução variou entre 43% e 82%. O tamanho das aberturas desempenhou um papel crucial nesse estudo, onde aberturas maiores apresentaram um padrão de trincas mais severo.

Chin a Doh (2015) conduziram um estudo para investigar o comportamento de vigas-parede de concreto armado com aberturas. As aberturas foram posicionadas simetricamente nos vãos de cisalhamento, próximas ao apoio no ponto médio da viga-parede. Foram consideradas aberturas circulares e quadradas, com tamanhos variados. As aberturas circulares tinham diâmetros de $\varnothing 150$ mm, $\varnothing 200$ mm e $\varnothing 250$ mm, enquanto as aberturas quadradas tinham dimensões de 150×150 mm, 200×200 mm e 250×250 mm. Todas as vigas-parede possuíam uma seção transversal de 100 mm × 500 mm e um comprimento total de 1200 mm. Os ensaios foram realizados submetendo as vigas-parede a flexão em quatro pontos até a ruptura. Os resultados indicaram que as aberturas circulares com diâmetros de 150 mm, 200 mm e 250 mm reduziram a capacidade resistente da viga-parede para uma faixa de 30% a 35% da capacidade resistente da viga-parede de referência. Por outro lado, a inclusão de aberturas quadradas com dimensões de 150×150 mm, 200×200 mm e 250×250 mm resultou em uma perda significativa de capacidade resistente da viga-parede, aproximadamente 40% a 80% em comparação a viga-parede de referência.

Vieira (2018) conduziu estudos experimentais e numéricos em vigas-paredes com descontinuidades geométricas. O estudo numérico foi realizado por meio de duas abordagens. A primeira abordagem envolveu o desenvolvimento de um método chamado Modelo de Micro Treliça Adaptativo (MMTA). A segunda abordagem consistiu em uma modelagem contínua utilizando o programa computacional Abaqus. Na Figura 2.6 são apresentados os modelos de vigas-parede do estudo.

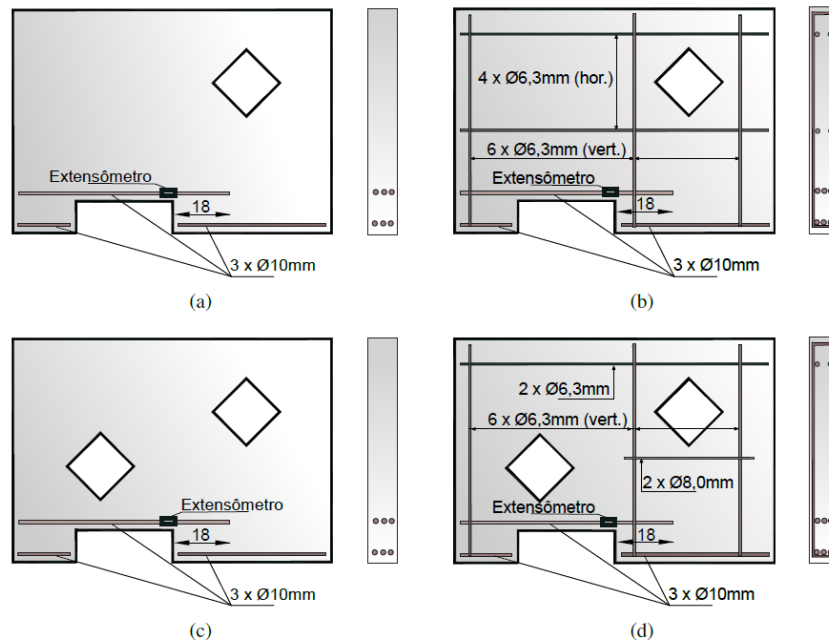


Figura 2.6 – Detalhamento das armaduras dos modelos: (a)VP1; (b) VP2; (c) VP3; (d)VP4 (VIEIRA, 2018).

Os resultados das forças de ruptura e de fissuração obtidas dos ensaios de VIEIRA (2018) estão resumidos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Resultados Experimentais (VIEIRA, 2018)

Viga-parede	Força de fissuração (kN)	Força de ruptura (kN)
VP1	181	184
VP2	200	370
VP3	136	214
VP4	130	218

Vieira (2018) observou dois modos de falha: ruptura mista de cisalhamento e flexão, e ruptura por cisalhamento, como ilustrado na Figura 2.7. O efeito do cisalhamento foi evidente com o surgimento de fissuras diagonais conectando o ponto de aplicação da carga aos apoios. A flexão foi evidente com o aparecimento de fissuras verticais próximas à reentrância, onde a armadura principal não foi eficaz. As vigas-parede sem armaduras na alma (VP1 e VP3) apresentaram uma ruptura frágil, enquanto as vigas-parede com armadura na alma (VP2 e VP4) exibiram um comportamento dúctil.

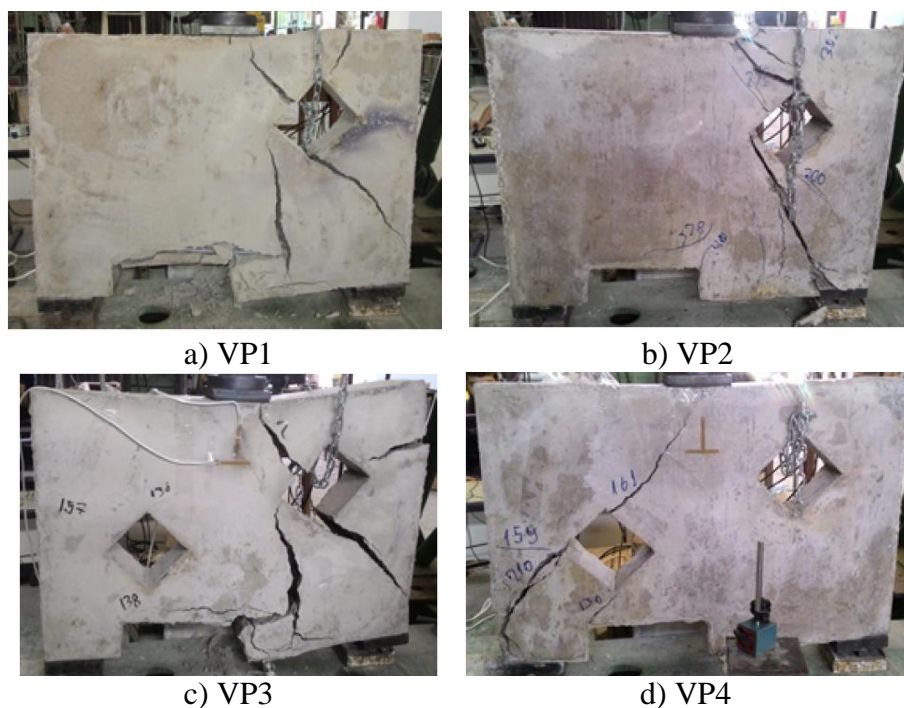


Figura 2.7 – Modos de ruptura (VIEIRA, 2018).

Os resultados numéricos apresentados por Vieira (2018) demonstraram que o MMTA foi capaz de representar o comportamento das vigas-parede. As respostas geradas com a modelagem contínua utilizando o programa Abaqus não alcançaram a acurácia obtida com as simulações via MMTA, quando comparadas com os resultados experimentais.

Jasim, Allawi e Oukaili (2019) conduziram estudos experimentais e numéricos para investigar o impacto do tamanho e da disposição das aberturas na alma na capacidade resistente e na utilidade de vigas-parede de concreto armado. Foram testadas cinco vigas-parede de concreto armado em escala real, simplesmente apoiadas, com duas grandes aberturas na alma criadas em regiões de cisalhamento. A relação entre vão de cisalhamento e a altura total foi de 1,1. As aberturas quadradas foram posicionadas de forma simétrica em relação à seção média do vão, no ponto médio ou nos limites internos do vão de cisalhamento. Foram consideradas duas dimensões laterais diferentes para as aberturas quadradas, principalmente 200 mm e 230 mm.

Os resultados da capacidade resistente apresentados por Jasim, Allawi, and Oukaili (2019), demonstraram que a capacidade de cisalhamento da viga-parede é governada pelo tamanho e pela localização das aberturas na alma. Os resultados experimentais indicaram uma redução na capacidade resistente de até 66%. Para a simulação e análise, foi utilizado o programa computacional de elementos finitos ABAQUS. As análises numéricas forneceram

estimativas não conservadoras para a capacidade de carga da viga-parede, na faixa de 5% a 21%. No entanto, a dispersão máxima das previsões do método de elementos finitos para a primeira diagonal e a primeira carga de fissuração por flexão não excedeu 17%. Além disso, na carga de serviço, os valores numéricos de deslocamento no meio do vão foram maiores do que os valores experimentais em 9% a 18%.

Abdel-Kareem e El-Azab (2019) conduziram estudos experimentais e analíticos para investigar a influência de armaduras inclinadas localizadas acima e abaixo de aberturas de alma com diferentes formas em vigas-parede de concreto armado. Foram testadas vinte vigas-parede de concreto armado com as mesmas dimensões geométricas gerais, submetidas a uma carga de topo em dois pontos. As variáveis de teste incluíram a quantidade de armadura inclinada, a forma da abertura (circular, quadrada, retangular e retangular com arestas arredondadas) e a relação entre vão e altura de cisalhamento.

Conforme apresentado por Abdel-Kareem e El-Azab (2019) a relação entre a quantidade de armadura inclinada e o tamanho da abertura foi expressa como fator efetivo de armadura inclinada. À medida que esse fator aumentou o comportamento das vigas-parede testadas melhorou, resultando em redução da largura das fissuras e seu desenvolvimento, além de aumento da carga última. A taxa de melhoria da carga última com o aumento da armadura inclinada efetiva foi maior em vigas-parede com aberturas retangulares com arestas arredondadas em comparação com arestas vivas. Vigas-parede com aberturas quadradas, circulares ou retangulares com arestas arredondadas e uma taxa efetiva de armadura inclinada acima de 0,085 e 0,091 para relação vão/altura de cisalhamento de 1,0 e 0,6, respectivamente, apresentaram maior carga última do que as vigas-parede sem aberturas correspondentes. Além disso, o efeito da armadura inclinada em melhorar o comportamento das vigas-parede com abertura aumentou à medida que a relação entre vão e altura de cisalhamento diminuiu. A carga final das vigas-parede testadas foi estimada usando a análise de limite superior da teoria da plasticidade e comparada com os resultados dos testes experimentais. Os resultados mostraram uma concordância consistente entre as previsões e os resultados experimentais.

Em um estudo realizado por Yousef, Tahwia e Al-Enezi (2023), foram conduzidos experimentos e simulações numéricas em vigas-parede contínuas com concreto reforçado com fibra de alto desempenho que possuíam aberturas. O programa de testes incluiu sete vigas-parede contínuas com aberturas, juntamente com uma viga-parede sem abertura

similar. Foram analisadas variáveis como a proporção de reforço transversal e a posição, altura e largura das aberturas. Os resultados obtidos demonstraram que o modo de falha das vigas-parede contínuas com concreto reforçado com fibra de alto desempenho depende principalmente da posição e tamanho das aberturas no vão de cisalhamento. Verificou-se que aberturas localizadas na alma das vigas-parede, representando 20% da altura da viga-parede, reduziram a carga de falha em uma faixa de 31,6% a 43,0% em comparação com as vigas-parede de referência semelhantes, porém sem aberturas. Quando comparadas vigas-parede com a mesma altura e posição de abertura, constatou-se que o aumento da largura da abertura em cerca de 75% em relação à largura da abertura de uma viga-parede semelhante resultou em uma redução de aproximadamente 27,8% na carga de falha. O modelo numérico 3D proposto obteve sucesso na previsão da carga de falha e no desempenho das vigas-parede contínuas.

2.4 MATERIAIS COMPÓSITOS

O avanço das tecnologias proporcionaram o surgimento de novos materiais para o reforço e reabilitação das estruturas. Após vários estudos, conjugando-se diversos materiais, desenvolveram-se novos materiais compósitos. Dentre estes materiais, destacam-se os polímeros reforçados com fibras ou FRP (*Fiber Reinforced Polymer*). O surgimento dos materiais compósitos viabilizou importantes conquistas tecnológicas em diversas áreas da engenharia como aeroespacial, aeronáutica, petroquímica, naval, automobilística e a construção civil.

Os materiais compósitos de FRP são formados por duas fases: a fase contínua (matriz) responsável por manter as fibras na posição pretendida e protegê-las dos agentes ambientais e a fase dispersa (resistente) constituída por fibras (Figura 2.8). São materiais anisotrópicos que apresentam comportamento elástico linear até a ruptura.

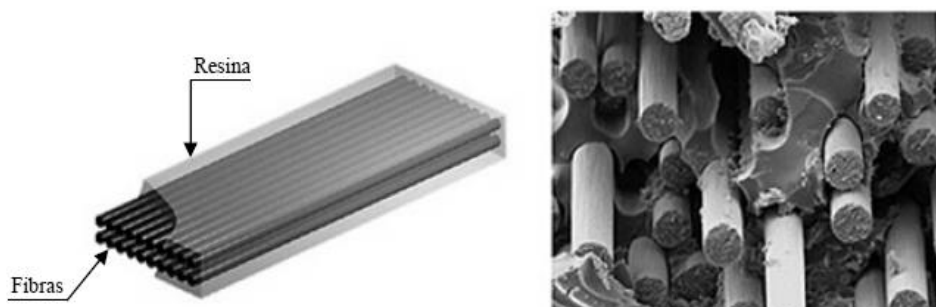


Figura 2.8 – Fases constituintes dos materiais compósitos de FRP (AZEVEDO, 2011)

Conforme Silva Filho (2005), no material compósito a matriz tem como função principal a de manter a disposição das fibras, agindo como o meio através do qual as solicitações externas são transmitidas e distribuídas para as fibras. Sua função secundária é de proteção mecânica e ambiental, além de proporcionar resistência lateral contra espalhamento da fibra submetida a carregamento de compressão. Esses materiais estão disponíveis comercialmente em diversas formas, como tecidos unidirecionais e bidirecionais, laminados unidirecionais, perfis e barras.

As fibras dos materiais compósitos são as principais responsáveis por sua resistência à tração. Apresentam comportamento mecânico semelhante ao de vergalhões de aço em estruturas de concreto armado, onde o concreto é o primeiro a ser solicitado quando a estrutura recebe carregamento, em seguida as armaduras compostas por barras de aço e por último as fibras dos compósitos.

Apesar da utilização dos polímeros reforçados com fibras ter se mostrada prática e eficiente, as seguintes desvantagens ainda podem ser citadas: são sistemas desprotegidos de cargas de impacto (colados externamente); apresentam perda de desempenho a elevadas temperaturas; apresentam ruptura precoce pelo descolamento do reforço ou pelo destacamento do concreto de cobertura, em estruturas reforçadas à flexão, entre outros.

No mercado, existe uma grande variedade de fibras, entretanto, as mais usadas comercialmente para o reforço e/ou recuperação estrutural são as de carbono, vidro e aramida. Essas fibras constituem, respectivamente, os compósitos CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*), GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*) e AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*). Visto que o assunto desenvolvido neste trabalho diz respeito ao reforço com fibras de carbono, apenas estas serão apresentadas com maior detalhe.

Os CFRP surgiram como materiais promissores alternativos de reforço para a modernização da infraestrutura em concreto armado deficiente, substituindo a utilização de materiais tradicionais para reforço (concreto, chapas de aço), e estão sendo cada vez mais utilizados para o reforço e reabilitação de elementos estruturais. Sendo atribuível à sua elevada resistência-peso, elevada resistência à corrosão, facilidade de aplicação, alta resistência mecânica, baixo fator de relaxação, elevada resistência a ataques químicos (ABREU NETA, 2017).

De acordo com Machado (2010), o processo de produção das fibra de carbono é resultante da carbonização com temperatura entre 1000 °C e 1500 °C de fibras orgânicas como o poliacrilonitril (PAN), fibras de rayon ou com base no alcatrão derivado do petróleo ou do carvão. Logo após a carbonização, “os átomos de carbono se apresentam perfeitamente alinhados ao longo da fibra precursora, conferindo extraordinária resistência mecânica ao produto final”.

O módulo de elasticidade e a resistência a tração das fibras de carbono podem variar significativamente controlando-se a temperatura no processo de fabricação. Nesse contexto, quanto maior for a temperatura em que o processo de produção das fibras de carbono for executado maior será o seu módulo de elasticidade. Conforme aumenta-se o módulo de elasticidade ocorre uma redução na resistência a tração e na deformação de ruptura (CARRAZEDO, 2002).

2.5 TÉCNICAS DE REFORÇO USANDO MATERIAIS COMPÓSITOS DE FRP

No contexto do reforço estrutural, as primeiras aplicações em engenharia civil com materiais compósitos de FRP iniciaram a cerca de duas décadas, quando pesquisadores mostraram que ligar materiais de FRP ao lado tracionado dos elementos estruturais de concreto como reforço, é uma solução eficaz para aumentar sua capacidade de carga e rigidez.

Cabe destacar, que a capacidade da estrutura de reforçada é sempre limitada pela estrutura original. Dessa forma, é fundamental que se faça uma análise aprofundada da estrutura de forma que sejam utilizadas técnicas de reforço com FRP de forma eficiente e segura.

O reforço de estruturas de concreto armado com a aplicação de materiais compósitos de CFRP tem sido realizado através das técnicas de reforço denominada na literatura internacional por *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) e *Near Surface Mounted* (NSM). A técnica NSM surgiu como uma alternativa a técnica EBR. Um de seus objetivos é o de impedir a ruptura prematura que tipicamente ocorre em elementos estruturais reforçados com EBR (o descolamento do FRP). Entretanto, mais recentemente surgiram as técnicas *Externally Bonded Reinforcement on Grooves* (EBROG) e *Externally Bonded Reinforcement in Grooves* (EBRIG). Em todas as técnicas de reforço, a ligação do FRP ao concreto é efetuada com recurso a um adesivo epóxi.

2.5.1 Externally Bonded Reinforcement (EBR)

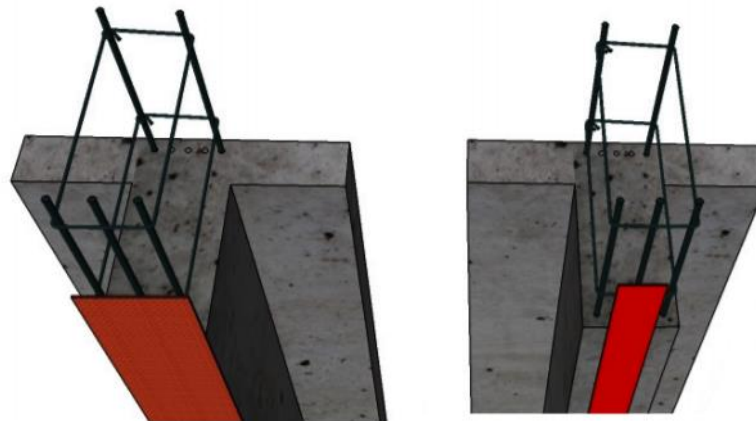
Está técnica, consiste na colagem do reforço com FRP nas faces externas dos elementos estruturais a serem reforçados. Os compósitos de FRP usados para o reforço com a utilização da colagem externa à estruturas são os laminados, mantas ou tecidos.

Para que os elementos estruturais de concreto reforçados com FRP apresentem um correto comportamento, é necessário que tenha sido realizada adequadamente a preparação das superfícies do concreto. Se isto não ocorrer, poderá acarretar em uma diminuição da aderência entre o reforço e a superfície do concreto, levando ao destacamento ou descolamento prematuro do reforço (ACI 440.2R , 2017).

Garcez (2007) destaca que na técnica EBR tem-se a necessidade de tomar alguns cuidados específicos em relação ao preparo da superfície que irá receber o reforço, devendo esta ser desgastada para que a nata de cimento superficial seja retirada e, além disso, deve estar limpa para garantir a aderência do compósito à superfície de concreto. Se eventualmente existirem irregularidades na superfície do concreto, reparações deveram ser executadas antes da aplicação do reforço. Dessa forma, será possível evitar concentrações de tensões em pontos localizados que venha a prejudicar a ação do compósito, podendo ser arrancado do elemento estrutural reforçado. Substratos de concreto que estejam com sinais de deterioração, presença de trincas, fissuração ou apontem que a armadura interna esteja corroída não podem receber compósitos de fibras. Sendo fundamental a restauração do substrato antes que o reforço seja instalado.

A técnica EBR apresenta como desvantagem o fato do reforço estar colado externamente, estando assim vulnerável aos agentes de degradação do ambiente e/ou a possíveis eventos acidentais (incêndios, temperaturas elevadas, radiação ultravioleta, impactos, explosões, entre outros).

Esta técnica pode ser utilizada para o reforço ao esforço cortante (cisalhamento) de vigas, reforço à flexão de vigas, vigas-parede, lajes e pilares, e reforço ao confinamento de pilares (encamisamento total ou parcial). No reforço à flexão dos elementos estruturais de concreto armado, os FRP devem ser colocados de modo a combater as tensões normais de tração, conforme observado na Figura 2.9.

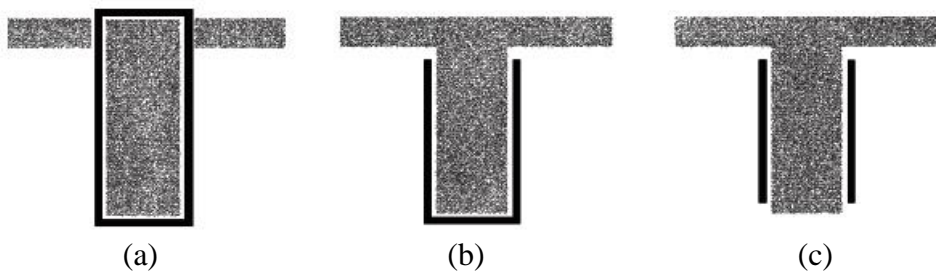


a) Tecido de FRP

b) Laminado de FRP

Figura 2.9 – Reforço à flexão de vigas com FRP por EBR (CHASTRE, 2014)

Para se reforçar um elemento estrutural ao esforço cortante, o reforço deve ser aplicado transversalmente na peça, com o objetivo de reforçar de forma análoga aos estribos de aço, os montantes tracionados, idealizados pelo mecanismo da treliça de Morsh. O reforço ao cisalhamento pode ser realizado de três formas possíveis: por meio do envolvimento total (Figura 2.10(a)); envolvimento em forma de “U” (Figura 2.10(b)) ou aplicação apenas nas duas laterais (Figura 2.10(c)).



(a)

(b)

(c)

Figura 2.10 – Reforço à força cortante por EBR (ACI 440.2R , 2017).

2.5.2 *Near Surface Mounted (NSM)*

Como alternativa a técnica EBR surgiu a técnica *Near Surface Mounted (NSM)*, consiste na colagem do reforço em aberturas executadas na camada de cobrimento do concreto, sem que atinja a armadura já existente para evitar maiores danos à estrutura (Figura 2.11). Esta técnica garante uma extensão da vida útil do reforço, uma vez que o reforço fica menos vulnerável a fatores ambientais exteriores e menos propensos a danos decorrentes de atos de vandalismo. Além disso, o reforço fica quase imperceptível, preservando assim a estética original do elemento reforçado.

Nesta técnica, o reforço é empregado em forma de laminados e de barras lisas ou nervuradas. Na Figura 2.11 é mostrado as dimensões mínimas das aberturas conforme a norma americana ACI 440.2R (ACI, 2017), onde a_b é a menor dimensão do laminado, b_b é a maior dimensão do laminado, e d_b é o diâmetro da barra.

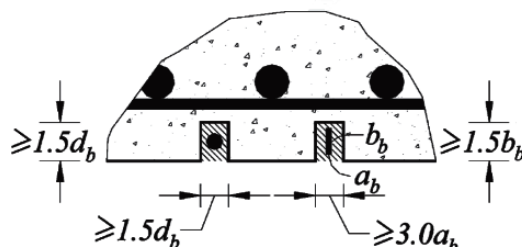


Figura 2.11 – Barras e laminados de FRP na técnica NSM (ACI 440.2R , 2017).

Um dos objetivos da técnica NSM é o de impedir a ruptura prematura que tipicamente ocorre em elementos estruturais reforçados com a técnica EBR (o descolamento do FRP). Os modos de ruptura prematuros estão diretamente associados à perda de aderência entre o material de reforço e o substrato do concreto.

A técnica NSM com FRP é baseada em: execução da abertura na face do elemento a ser reforçada, limpeza da abertura com a injeção de ar comprimido, corte do FRP nas dimensões a serem utilizadas, limpeza do FRP, produção do adesivo epóxi conforme recomendações do fabricante, preenchimento da abertura com o adesivo epóxi, aplicação do adesivo nas faces do FRP, introdução do FRP na abertura e por último a remoção do adesivo em excesso (DIAS, 2008).

A técnica NSM apresenta diversas vantagens em relação ao método EBR, como uma maior eficiência de aderência e uma melhor proteção do reforço de FRP. Além disso, estudos experimentais demonstraram que as tiras de FRP mostraram uma eficiência de aderência superior quando comparadas a outras formas de seção (como barras redondas e barras quadradas), devido à maior relação perímetro-área da seção transversal que elas proporcionam.

A técnica NSM pode ser utilizada para o reforço à flexão de vigas, vigas-parede, lajes e pilares, reforço ao cisalhamento de vigas, vigas-parede, etc. Para aumentar a capacidade de resistência a flexão dos elementos estruturais, o reforço deverá ser aplicado nas faces

tracionadas. Na Figura 2.12 e Figura 2.13 são apresentadas aplicações da técnica NSM no reforço a flexão de estruturas.

Na Figura 2.14 e Figura 2.15 são apresentadas aplicações da técnica NSM no reforço ao cisalhamento de vigas com diferentes configurações de inclinações.



Figura 2.12 – Reforço de pilares com laminados de CFRP por NSM (ABREU NETA, 2017)



Figura 2.13 – Reforço com laminados de CFRP (Disponível em: aslanfrp.com/Aslan500/Aslan_500_Application_Photos.html. Acesso em: 16 de Agosto 2019)



Figura 2.14 – Aplicação de barras de CFRP na vertical (De Lorenzis *et al.*, 2001).

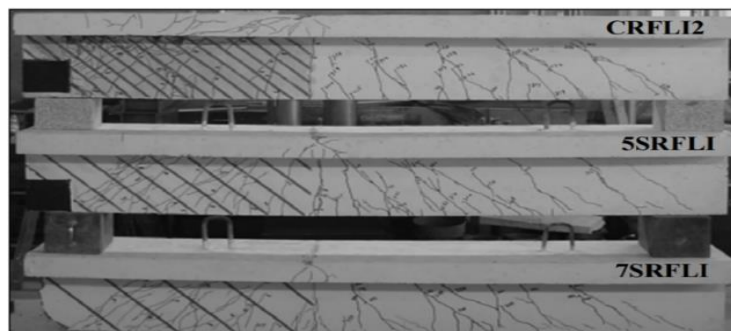


Figura 2.15 – Vigas reforçadas com CFRP - NSM (DIAS e BARROS, 2005)

2.5.3 *Externally Bonded Reinforcement on Grooves (EBROG) e Externally Bonded Reinforcement in Grooves (EBRIG)*

Estudos realizados na Universidade de Tecnologia do Isfahan no Irã por Mostofinejad e Mahmoudabadi (2010) de vigas reforçadas a flexão com CFRP, apresentaram uma nova alternativa de técnica de reforço para evitar a ruptura prematura do CFRP (o descolamento). Os pesquisadores propuseram uma nova técnica de reforço chamada de *Externally Bonded Reinforcement on Grooves (EBROG)*. Esta técnica consiste na execução de aberturas na camada de cobertura do concreto, posteriormente as aberturas são preenchidas com resina epóxi e uma fina camada de resina também é aplicada na superfície do concreto, sendo o reforço aplicado sobre a superfície com aberturas (aplicação externa do FRP), conforme mostrado na Figura 2.16 e Figura 2.17. Os resultados mostraram que a presença das aberturas longitudinais com largura e profundidade adequadas utilizando a técnica EBROG levaram as vigas a apresentarem maiores capacidade resistente em comparação àquelas pela técnica EBR. Além de poder eliminar completamente o problema de descolamento do reforço. Estudos realizados por Mostofinejad, Shameli e Hosseini (2012), Mostofinejad e Shameli (2013), Mostofinejad e Moghaddas (2014), Teerani, Mostofinejad e Hosseini (2019), e Sabzi *et al.*, (2020) também demonstraram uma melhor eficiência da técnica EBROG quando comparada a EBR.

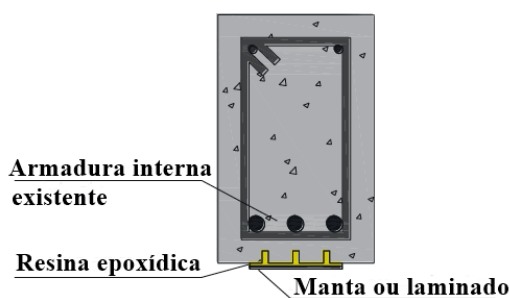


Figura 2.16 – Técnica EBROG (MOSTOFINEJAD, SHAMELI E HOSSEINI, 2014).



(a) Aplicação da resina nas aberturas

(b) Aplicação do CFRP

Figura 2.17 – Aplicação reforço por meio da técnica EBROG (MOSTOFINEJAD e MAHMOUDABADI, 2010)

Mostofinejad e Shameli (2013) apresentaram uma técnica de reforço chamada de Externally Bonded Reinforcement in Grooves (EBRIG), consiste na combinação das técnicas EBR e NSM. Consiste na colagem e inserção simultânea de mantas de FRP na superfície do elemento e dentro das aberturas previamente realizados (Figura 2.18). Os autores avaliaram o comportamento de vigas reforçadas a flexão com as técnicas EBR, NSM, EBROG e EBRIG. Eles verificaram que usando a técnica EBRIG as vigas apresentaram ao final dos ensaios forças últimas superiores de até 180%, 50% e 30% em comparação com aquelas reforçadas com as técnicas EBR, NSM e EBROG, respectivamente. Estudos realizados por Mostofinejad, Shameli e Hosseini (2014) e Mashrei, Makkie e Sultan (2019) também evidenciaram uma melhor eficiência das técnicas EBROG e EBRIG quando comparada a técnica EBR.

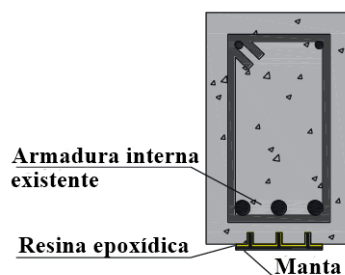


Figura 2.18 – Técnica EBRIG (MOSTOFINEJAD, SHAMELI E HOSSEINI, 2014).

2.6 ESTUDOS DE REFORÇO COM FRP EM VIGAS-PAREDE COM ABERTURA

As pesquisas sobre o reforço de vigas-parede com materiais compósitos de FRP abordaram tanto elementos com abertura quanto sem abertura. No entanto, neste estudo, serão abordados apenas os estudos relacionados ao reforço de vigas-parede com abertura utilizando CFRP.

2.6.1 El-Maaddawy e Sherif (2009)

El-Maaddawy e Sherif (2009) avaliaram experimentalmente o comportamento de vigas-parede com aberturas e reforçadas externamente ao cisalhamento com mantas de CFRP. Foram ensaiadas 13 vigas-parede sob flexão em quatro pontos, com concreto de resistência média à compressão de 21 MPa.

Na pesquisa foram avaliados os parâmetros de tamanho da abertura, localização e a presença do reforço. A Figura 2.19 apresenta o detalhamento das armaduras das vigas-parede. O programa experimental foi dividido em três grupos (A, B e C), com base no local da abertura e tamanho das aberturas ($a = 150, 200$ e 250 mm), conforme apresentado na Figura 2.20.

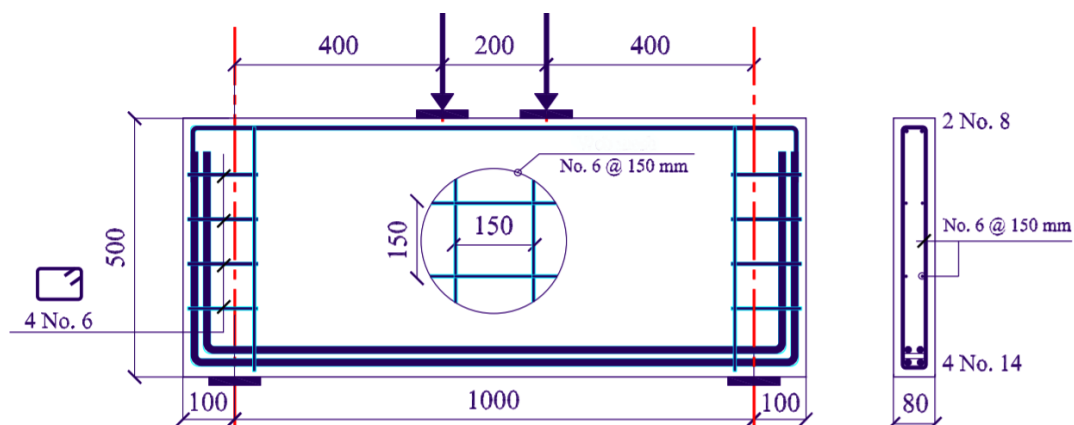


Figura 2.19 – Detalhes armaduras das vigas-parede, dimensões em mm (EL-MAADDAWY e SHERIF, 2009).

Para o reforço, mantas de CFRP longitudinais foram coladas no concreto acima e abaixo de cada abertura com as fibras orientadas na direção paralela ao eixo longitudinal da viga-parede. Mantas de CFRP com fibras orientadas na direção vertical também foram enroladas em torno dos vãos acima e abaixo de cada abertura. O vão inferior abaixo da abertura foi completamente embrulhado com o reforço tendo uma sobreposição de 60 mm. Além disso, reforço em forma de U foi aplicado em torno do vão superior acima da abertura deixando uma distância de 25 mm na parte superior da viga-parede. Utilizou-se também mantas verticais adjacentes a cada face vertical das aberturas com fibras orientadas na direção perpendicular ao eixo longitudinal de forma a restringir o crescimento de fissuras diagonais que pudessem se originar nos cantos das aberturas e proporcionar ancoragem para as mantas longitudinais acima e abaixo das aberturas. As configurações do reforço usado são apresentadas na Figura 2.21.

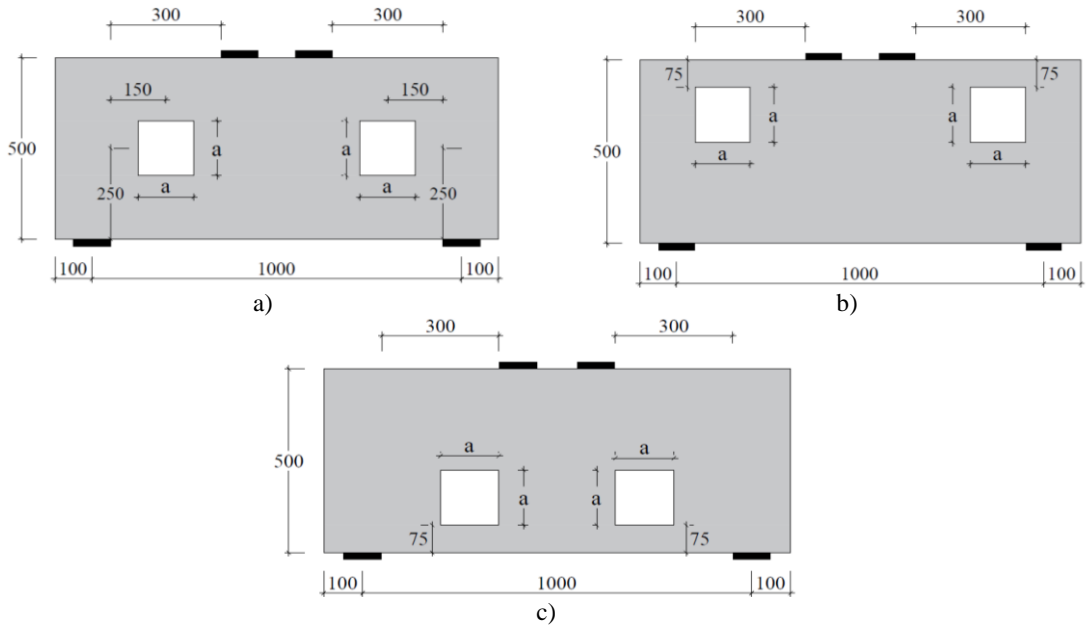


Figura 2.20 – Detalhamento das aberturas: (a) grupo A, (b) grupo B, (c) grupo C (unidades em mm) (EL-MAADDAWY E SHERIF, 2009)

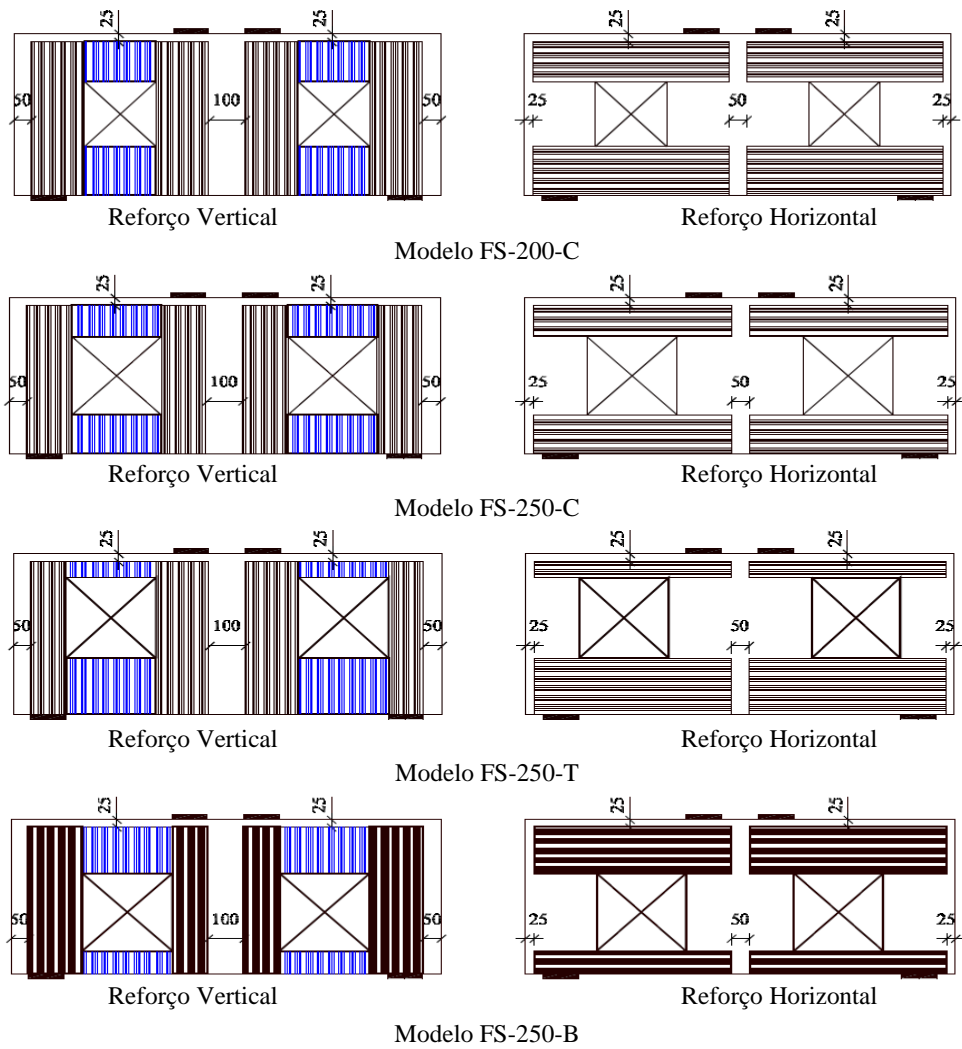


Figura 2.21 – Configuração reforço (dimensões mm) (El-Maaddawy e Sherif, 2009)

Os resultados experimentais mostraram que o tamanho e a localização da abertura apresentaram grande efeito na carga de fissuração. Para o grupo (B) e (C) a carga de fissuração foi em média 47% maior que as do grupo (A), isso ocorreu devido ao menor grau de interrupção do caminho natural da força pela abertura.

O comportamento estrutural das vigas-parede de concreto armado com aberturas foi dependente principalmente do grau de interrupção do caminho natural da força. O uso do CFRP fez com que a capacidade resistente aumentasse de 35 a 72% nas vigas-parede reforçadas. Para as vigas-parede que a abertura estava localizada no ponto médio do vão de cisalhamento, esse aumento ficou na faixa de 66 -71%. Para as vigas-parede, onde a abertura estava localizada no topo, onde a maior parte da força cortante era suportada pelo banzo inferior e estava totalmente envolvido com CFRP, o ganho na capacidade resistente foi máximo (72%), já as vigas-parede com aberturas inferiores, onde a maior parte da força de cisalhamento foi suportada pelo banzo superior que tinha uma folha de CFRP em forma de U, o ganho de capacidade resistente foi de 35%. Além disso, para as vigas-parede reforçadas foram verificados modos de ruína por ruptura do reforço e por destacamento da superfície do concreto.

2.6.2 Heiza *et al.* (2012)

Heiza *et al.* (2012) realizaram estudo experimental-numérico sobre o reforço de vigas-parede de concreto autoadensável com aberturas com as técnicas EBR e NSM. O programa experimental foi composto por 16 vigas-parede reforçadas com diferentes materiais. As vigas-parede foram ensaiadas sob flexão em quatro pontos, com concreto de resistência à compressão de 40 MPa. O objetivo da pesquisa era avaliar e comparar a capacidade e a eficiência de materiais tradicionais como barras e placas de aço, bem como materiais compósitos avançados de GFRP e CFRP para o reforço ao cisalhamento de vigas-parede de concreto autoadensável com uma abertura central. Foram utilizados barras de aço com diâmetro de 6 mm, e placas de aço com espessura de 1 mm e 3 mm. Para o reforço com GFRP foram usadas hastes entrelaçadas com diâmetro de 6 mm, e uma camada de tecido bidirecional (400 mm × 300 mm × 1,2 mm). Para o reforço com CFRP foram usadas lâminas (400 mm × 10 mm × 1,2 mm) e uma camada de manta unidirecional (400 mm × 300 mm × 1.2 mm). Na Figura 2.22 é apresentada a descrição da geometria, carregamento e armaduras

da viga-parede. Nas Figura 2.23 e Figura 2.24 são apresentados as configurações de reforço ao cisalhamento aplicado internamente e externamente, respectivamente.

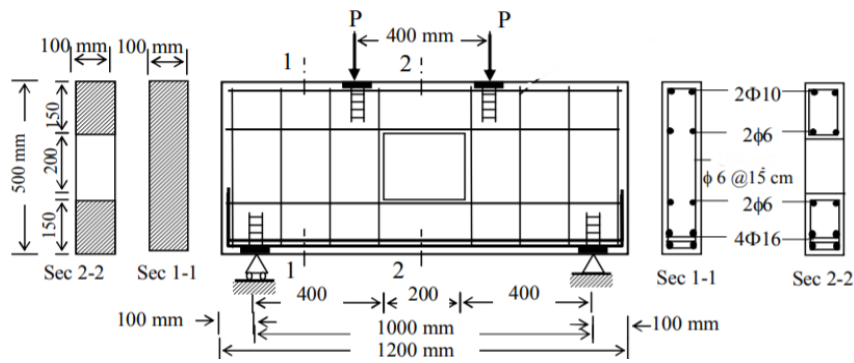


Figura 2.22 – Geometria, carregamento e armaduras da viga-parede (HEIZA *et al.*,2012)

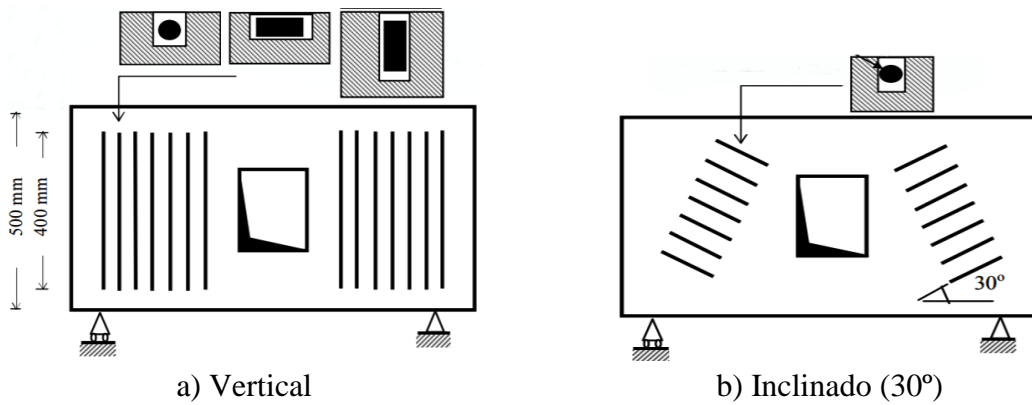


Figura 2.23 – Sistema de reforço NSM para cisalhamento (HEIZA *et al.*,2012).

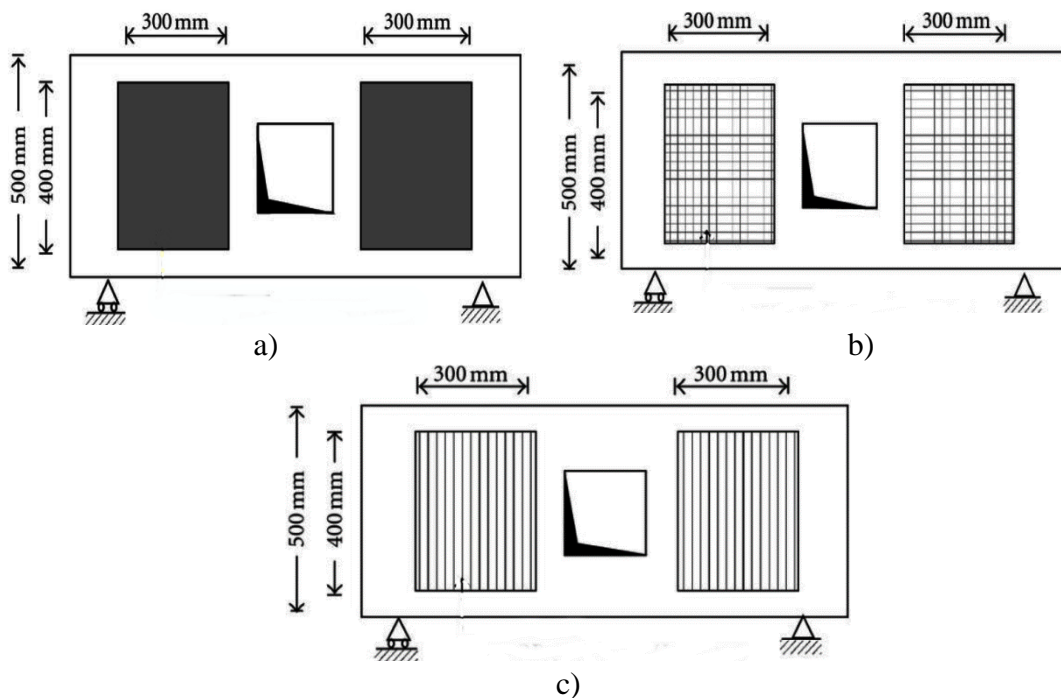


Figura 2.24 – Reforço ao cisalhamento EBR (HEIZA *et al.*, 2012).

Nesta pesquisa as vigas-parede foram modeladas no estado plano de tensão - 2D com elementos finitos isoparamétricos em camadas degeneradas, com oito nós e cinco graus de liberdade em cada nó. O método das Camadas subdivide a seção do elemento em camadas sobrepostas de concreto, armadura de aço e reforço utilizando-se leis constitutivas não lineares para os materiais em cada camada.

Os resultados demonstraram que o reforço ao cisalhamento na vertical usando barras de aço ou lâminas de CFRP na direção transversal à face apresentaram melhores resultados de deslocamento e forças de ruína, do que quando usados na direção paralela. O reforço ao cisalhamento usando a técnica NSM apresentou melhor capacidade de força quando comparado a técnica EBR, quando utilizado o mesmo material. O uso do reforço NSM na vertical conferiu uma maior capacidade resistente, quando comparado ao seu uso inclinado, o que pode ser atribuído ao aumento da área reforçada.

O modelo de elemento finito sugerido para o reforço ao cisalhamento apresentou um bom desempenho ao representar o problema e o programa de computador desenvolvido pode ser aplicado para estudar diferentes casos de reforço que não estão incluídos no programa experimental.

2.6.3 Hawileh, El-Maaddawy e Naser (2012)

Hawileh, El-Maaddawy e Naser (2012) realizaram estudos numéricos de modo a validar e verificar os resultados experimentais obtidos por El-Maaddawy e Sherif (2009). Doze modelos 3D não lineares de elementos finitos (FE) para vigas-parede de concreto armado com aberturas e reforçadas com CFRP aplicado externamente foram desenvolvidos neste estudo usando o programa ANSYS 11.0. Para os modelos em FE foram usados elementos sólidos para concreto, elementos de casca com várias camadas para CFRP e elementos de ligação para as armaduras de aço para a simulação dos modelos físicos. Além disso, elementos especiais de interface foram implementados nos modelos FE para simular o comportamento da ligação interfacial entre o concreto e os compósitos CFRP. Na Tabela 2.2 são apresentadas as comparações entre os resultados experimentais e os obtidos pelos modelos numéricos.

a

Tabela 2.2 – Comparação entre os resultados experimentais x FE (HAWILEH, EL-MAADDAWY E NASER, 2012)

Modelos	Carga última (kN)		Diferença Percentual	Deslocamento máx. (mm)		Diferença Percentual
	Exp.	FE	[(FE/Exp.)-1] (%)	Exp.	FE	[(FE/Exp.)-1] (%)
NS-200-C	163,0	160,0	-1,8	4,1	4,15	1,2
NS-250-C	110,1	106,6	-3,2	5,7	6,1	7,0
FS-200-C	270,5	270,0	-0,2	5,2	5,7	9,6
FS-250-C	182,0	186,0	2,2	5,4	5,1	-5,6
NS-150-T	260,2	256,7	-1,3	2,4	2,2	-8,3
NS-200-T	220,0	219,1	-0,4	3,2	3,5	9,4
NS-250-T	127,6	127,0	-0,5	3,8	3,9	2,6
FS-250-T	219,4	219,3	0,0	6,3	6,8	7,9
NS-150-B	291,4	289,9	-0,5	3,0	2,7	-10
NS-200-B	210,7	210,7	0,0	3,1	3,12	0,6
NS-250-B	137,9	137,5	-0,3	4,1	4,6	12,2
FS-250-B	186,6	185,5	-0,6	5,7	6,5	14

Os resultados mostraram que as cargas de ruína previstas estavam dentro da faixa de erro de 3,2% e as capacidades de deslocamentos previstas estavam dentro da faixa de erro de 14%. As curvas força-deslocamento demonstraram que existe uma excelente correlação entre os resultados numéricos e os experimentais em todos os estágios de carregamento até a ruptura.

Além disso, os autores verificaram que os padrões de fissuração das vigas-parede observadas experimentalmente na ruína e os previstos numericamente apresentaram uma boa correspondência. A localização e direção das tensões principais de compressão são consistentes com o padrão de fissura experimental. As tensões de compressão foram máximas nos cantos da abertura.

A modelagem FE também pode servir como uma plataforma numérica para predição de desempenho de vigas-parede de concreto armado com aberturas reforçadas ao cisalhamento usando compósitos CFRP.

2.6.4 Abduljalil (2014)

Abduljalil (2014) conduziu um estudo experimental para verificar o aumento da capacidade resistente de vigas-parede de concreto armado com aberturas e reforçadas externamente com CFRP. O estudo experimental avaliou um total de oito vigas-parede de concreto armado. Os parâmetros incluíram o efeito da orientação das fibras (90 ° ou 45 ° em relação ao eixo longitudinal), o efeito da utilização do CFRP no sentido longitudinal com CFRP no sentido

vertical e a ancoragem do CFRP no sentido vertical. Na Figura 2.25 é apresentado o detalhamento das vigas-parede estudadas.

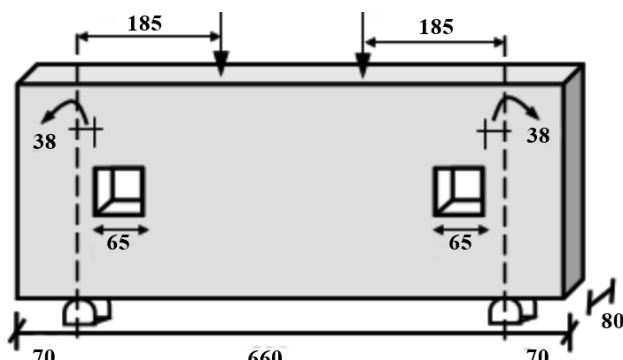


Figura 2.25 – Geometria, carregamento e dimensões das aberturas das vigas-parede (mm) (ABDULJALIL, 2014).

As armaduras longitudinais eram compostas por duas barras com diâmetro de 16 mm e a transversal composta de estribos de 6 mm de diâmetro, espaçados a cada 10 cm. A Tabela 2.3 mostra as características, identificações e resistências a compressão das vigas-parede ensaiadas.

Os modelos foram reforçados com CFRP com 40 mm de largura e espaçados a cada 100 mm, com diferentes configurações de reforço. O detalhamento do reforço aplicado é apresentado na Figura 2.26.

Tabela 2.3 – Características e identificação das vigas-parede (ABDULJALIL, 2014)

Viga-parede	Presença Abertura	Descrição do Reforço	Ancoragem	Resistência à compressão (MPa)
B1	-	-	-	30
B2	sim	sem reforço	-	31
B3	sim	CFRP a 90°	-	28
B4	sim	CFRP a 90° e CFRP longitudinal	-	30
B5	sim	CFRP a 45°	-	32
B6	sim	CFRP a 45° e CFRP longitudinal	-	30
B7	sim	CFRP a 90° e CFRP longitudinal	Ancoragem com CFRP 90°	28
B8	sim	CFRP a 45° e CFRP longitudinal	Ancoragem com CFRP 90°	30

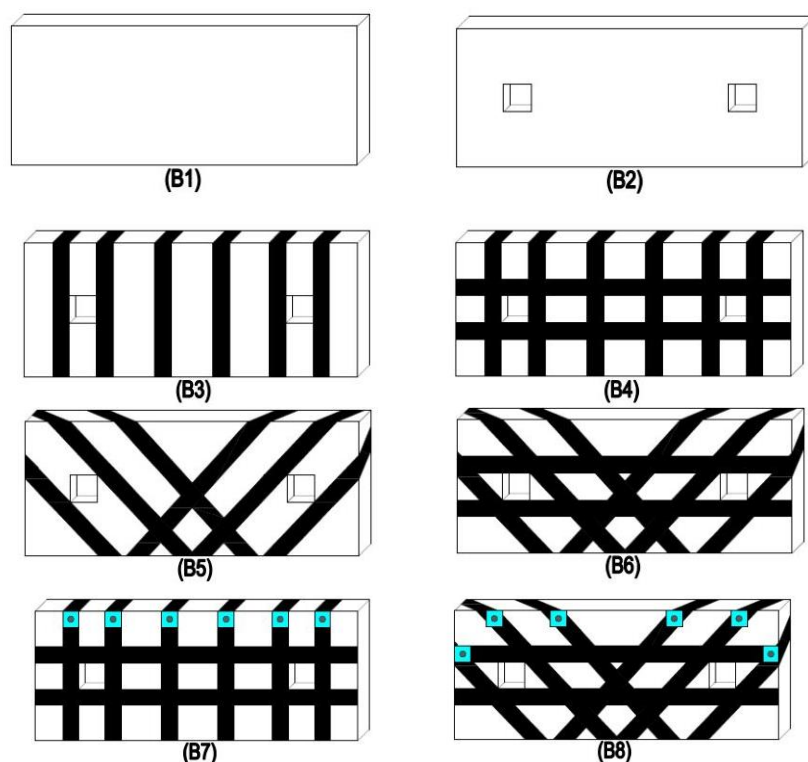


Figura 2.26 – Detalhamento do reforço das vigas-parede (ABDULJALIL, 2014).

Os resultados experimentais demonstraram que o CFRP ligado externamente pode aumentar significativamente a capacidade resistente. O uso do reforço também limitou a abertura de fissuras causadas pelo cisalhamento e aumentou a rigidez das vigas-parede com abertura. As vigas-parede com abertura reforçadas com CFRP a 45° exibiram maior carga de fissuração e carga máxima em comparação com CFRP a 90°. Além disso, o esquema de reforço com CFRP a 45° com CFRP aplicado longitudinalmente é mais eficiente na melhoria da capacidade resistente de vigas-parede com abertura do que CFRP a 90° com CFRP aplicado longitudinalmente.

Foi verificado que as ancoragem com parafusos no reforço de CFRP a 90° ou 45° aumentou a capacidade resistente das vigas-parede em 25,6% para o esquema CFRP a 90° e 10,3% para o esquema reforço com CFRP a 45°. Como nenhuma falha foi observada no sistema de ancoragem sua capacidade real não pode ser determinada.

Para as vigas-parede reforçadas foram verificados modos de ruína por esmagamento do concreto entre as lâminas do reforço e ruptura do reforço.

2.6.5 Lu *et al.* (2015)

Lu *et al.* (2015) estudaram o efeito do reforço com CFRP na resistência ao cisalhamento de vigas-parede de concreto armado de alta resistência com aberturas na alma. O estudo foi realizado em 18 vigas-parede de concreto armado com altura de 300 mm, comprimento de 500 mm e espessura de 100 mm. Doze vigas-parede foram envolvidas externamente com quatro camadas de CFRP, seis delas foram reforçadas no sentido horizontal e as outras seis no sentido vertical (Figura 2.27) e seis vigas-parede foram usadas de referência (sem aplicação reforço). Os parâmetros considerados no estudo foram a configuração do reforço, tamanho das aberturas (68×68 mm e 40×60mm) e a localização das aberturas.

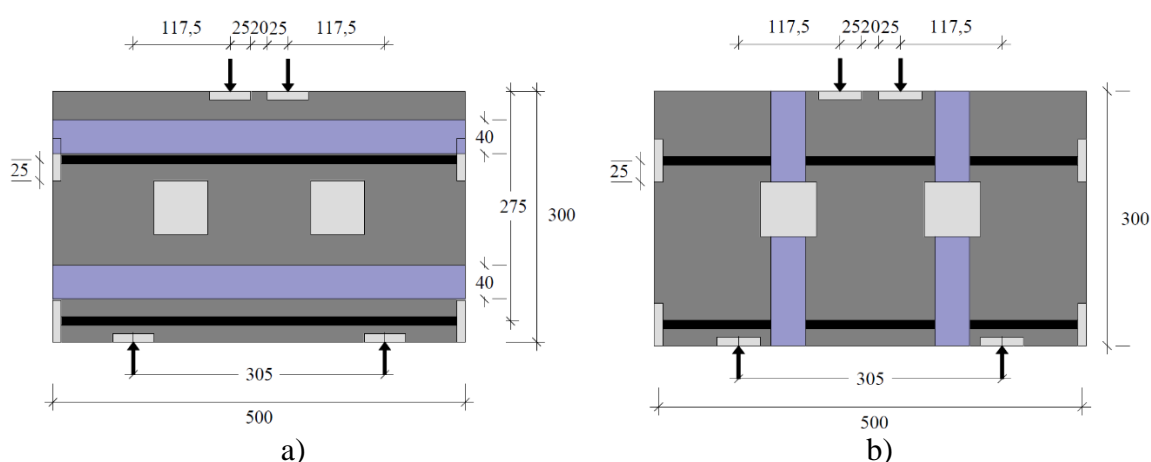


Figura 2.27 – Vigas-parede: (a) Reforço na horizontal (b) Reforço na vertical (LU *et al.*, 2015)

Os resultados demonstraram que o aumento na capacidade resistente das vigas-parede com aberturas de 60×40 mm foram cerca de 16% maiores que aquelas com aberturas de 68x68 mm. Para as vigas-parede com aberturas de 60×40 mm, verificou-se que quanto mais baixa forem as localizações das aberturas maiores são as capacidades resistente. Além disso, foi verificado que as resistências ao cisalhamento das vigas-parede com reforço na vertical aumentaram cerca de 10%. Já as vigas-parede com reforço na horizontal só aumentaram cerca de 6%. Os modos de ruína observados para as vigas-parede com e sem reforço foram por cisalhamento e por flexão.

2.6.6 Al-Bayati *et al.* (2018)

Al-Bayati *et al.* (2018) investigaram o comportamento de vigas-parede de concreto autoadensável com aberturas circulares reforçadas nos vãos de cisalhamento utilizando diferentes arranjos com CFRP colado externamente. O objetivo do estudo foi avaliar o efeito

do esquema de reforço nessas vigas-parede. Seis vigas-parede simplesmente apoiadas foram construídas e submetidas a ensaios de flexão em dois pontos até a ruptura. As vigas-parede tinham geometria, resistência à compressão, vão de cisalhamento em relação à altura, armaduras principais de tração e armadura na alma idênticos (Figura 2.27).

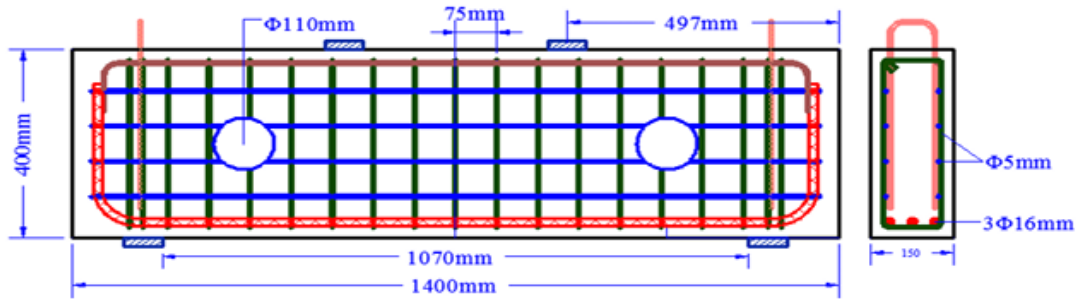


Figura 2.28 – Geometria e armaduras da viga-parede (Al-Bayati *et al.*, 2018)

Quatro padrões de reforço de CFRP ao redor da abertura no vão de cisalhamento foram adotados: perpendiculares ao eixo longitudinal da barra, inclinados ao eixo longitudinal, perpendiculares e paralelos ao eixo longitudinal, e uma chapa que cobria toda a superfície de concreto próxima à abertura (Figura 2.29).

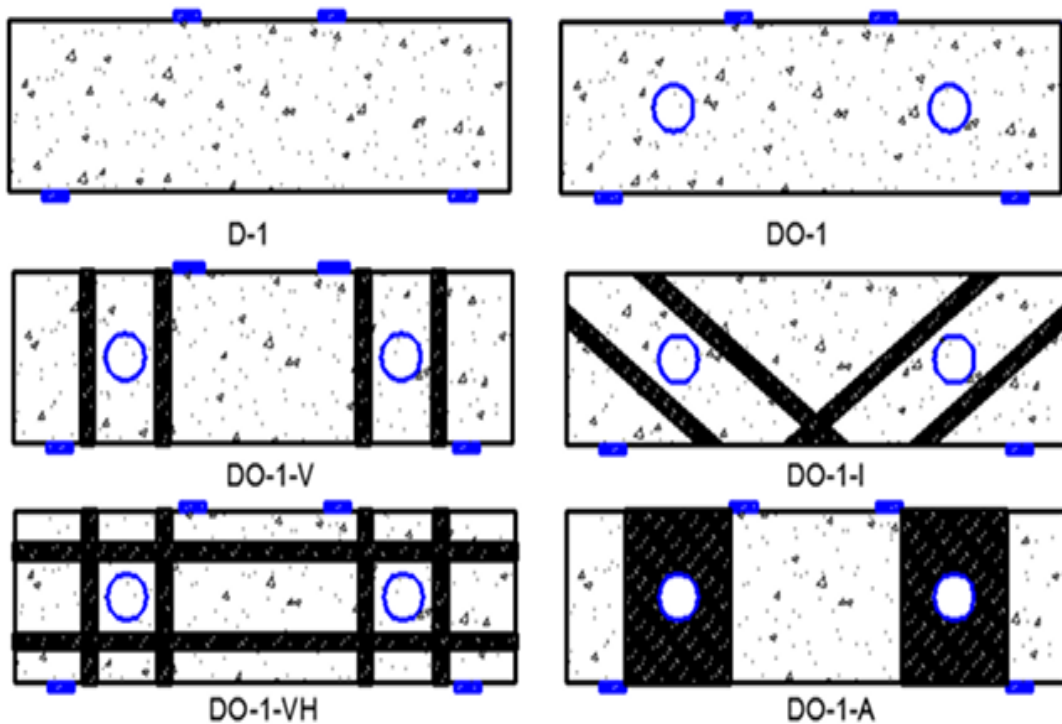


Figura 2.29 – Esquemas de reforço (Al-Bayati *et al.*, 2018)

Os resultados dos ensaios indicaram que a presença das aberturas circulares no centro do caminho de força reduziu a rigidez e a capacidade resistente em cerca de 50% em comparação com a viga-parede de referência. Além disso, verificou-se que o reforço externo com CFRP pode aumentar significativamente a carga última e a rigidez das vigas-parede com aberturas. A carga de ruptura das amostras reforçadas com CFRP foi aumentada em 10,5% a 47% em comparação com a viga-parede de referência com aberturas. Essa melhoria ficou dependente do padrão de reforço adotado.

O autores observaram que o uso do CFRP no sentido inclinado demonstrou ser mais efetivo na melhoria da rigidez e resistência ao cisalhamento das vigas-parede de concreto armado autoadensável do que o CFRP aplicado verticalmente. Verificaram também que a combinação do CFRP no sentido longitudinal da viga-parede, seguida do CFRP no sentido vertical, resultou em um aumento adicional na carga última de 19% em comparação com o caso DO-1-V.

Esses resultados indicam a eficácia do reforço com CFRP na melhoria da capacidade de carga e rigidez das vigas-parede com aberturas circulares, destacando a importância do esquema de reforço escolhido para obter os melhores resultados.

2.6.7 Arabzadeh e Karimizadeh (2019)

Arabzadeh e Karimizadeh (2019) estudaram o comportamento de 10 vigas-parede com seção transversal de 100 mm×500 mm e comprimento de 1200 mm reforçadas com CFRP e submetidas a flexão de três pontos. Uma viga-parede não apresentava aberturas, e os outros modelos apresentavam uma ou duas aberturas circulares com diâmetro de 200 mm, colocadas ambas de forma simétrica e assimétrica. O detalhamento das vigas-parede estudadas é apresentado na Figura 2.30.

Para o reforço das vigas-parede foram utilizados as técnicas EBR (Figura 2.31- c - d - e) e a técnica EBROG (Figura 2.31- f - g - h), em três configurações diferentes. Para o reforço das vigas-parede foram utilizados tecidos de CFRP, os quais foram cortados em larguras menores. A largura do CFRP usado foi de 5 cm, exceto para o aplicado no sentido vertical que terminou nas aberturas, estes envolveram as aberturas e apresentavam largura de 8 cm. O comprimento de sobreposição das regiões envolvidas é de 10 cm, sendo que nessas regiões o reforço confinou a parte superior e inferior das aberturas.

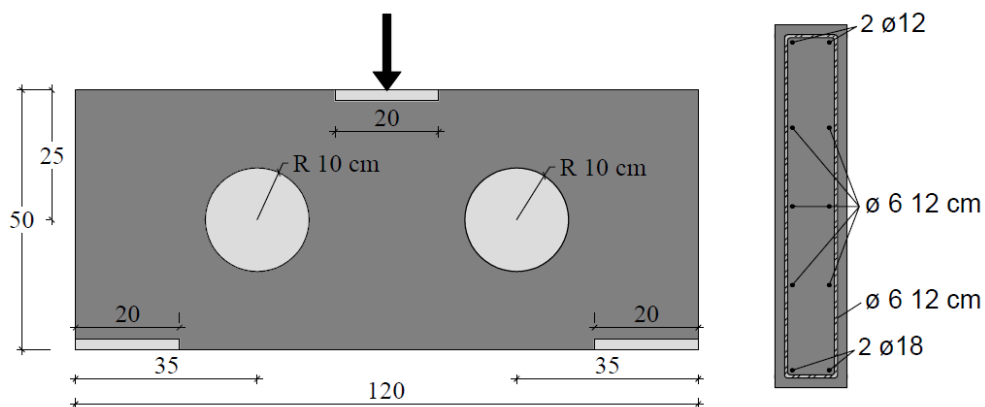


Figura 2.30 – Detalhamento da geometria e das armaduras (ARABZADEH e KARIMIZADEH, 2019)

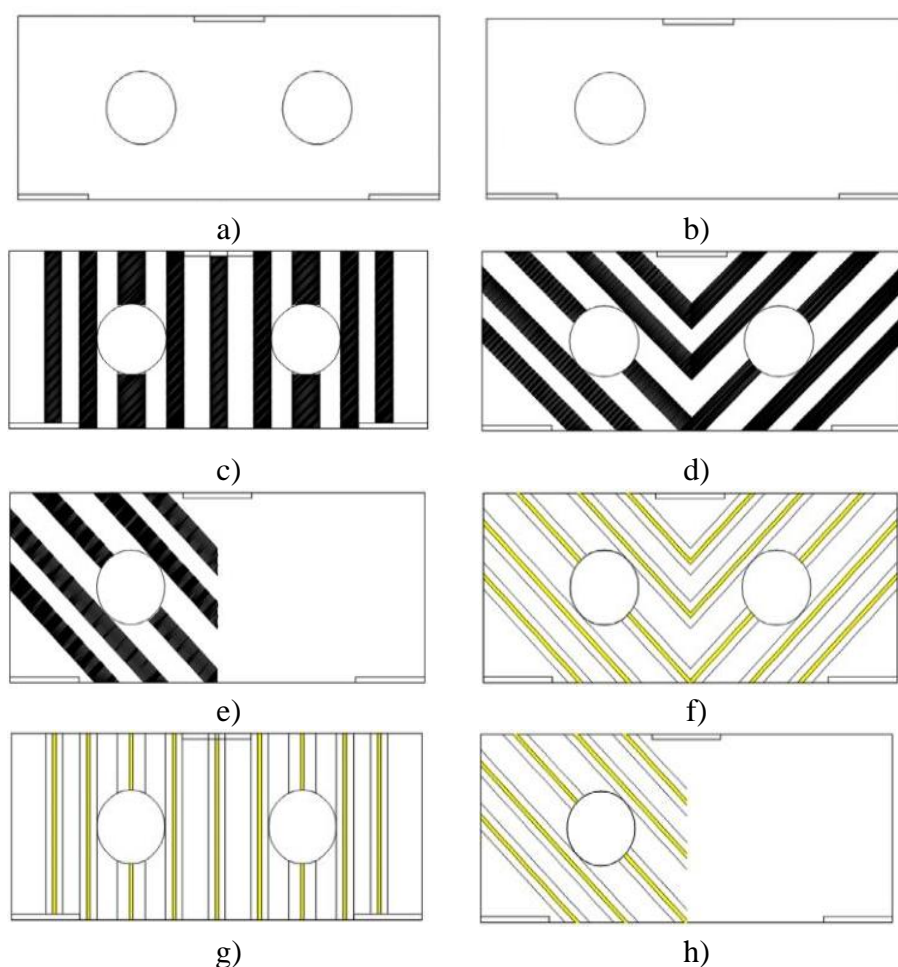


Figura 2.31 – Configuração do reforço de FRP (ARABZADEH e KARIMIZADEH, 2019)

Foi verificado que a maioria dos CFRP aplicados por meio técnica EBR apresentaram o fenômeno de descolamento. Para as vigas-parede reforçadas pela técnica EBROG o modo de ruína dominante foi a ruptura do reforço, com a falha na vertical juntamente com as ranhuras que passavam pela abertura. Nas vigas-parede reforçadas por EBR o modo de ruína

ocorreu com o aparecimento de fissuras diagonais iniciadas a partir dos apoios em direção a ponto de aplicação de carga. A mudança do modo de ruína da diagonal para vertical demonstra a alta propensão da viga-parede na absorção de energia e no aumento da capacidade resistente.

Entre as orientações de aplicação do reforço, a orientação vertical foi a que apresentou menor efeito e a orientação inclinada teve o maior efeito. A execução das ranhuras preenchidas com resina epóxi em ambos os tipos de orientação fez com que o desempenho do reforço com CFRP aumentasse. O uso de reforço no sentido vertical sem considerar um mecanismo para evitar o descolamento prematuro não é um sistema de reforço econômico.

Em comparação com os modelos não reforçados, o aumento da capacidade de carga, oriundo da orientação inclinada, foi de 68% utilizando a técnica EBROG e de 36% para EBR.

2.6.8 Abed e Al-Sulayfani (2023)

Abed e Al-Sulayfani (2023) realizaram um estudo experimental e analítico para avaliar o efeito de aberturas na alma vigas-parede de concreto armado no vão de cisalhamento e reforçadas com CFRP para melhorar a resistência ao cisalhamento. O estudo é composto por 13 vigas-parede com dimensões de 120, 750 e 1800 mm. As formas das aberturas na alma são quadradas e circulares com diâmetro de 230, 300 e 370 mm. Suas localizações estão no centro, superior e inferior do vão de cisalhamento. Três ângulos de envolvimento 0° , 45° e 90° foram usados para reforçar as vigas-parede com aberturas circulares. O detalhamento das armaduras das vigas-parede é apresentado na Figura 2.32. As vigas-parede foram divididos em três grupos para este estudo (A, B e C). A Figura 2.33 ilustra as diferentes configurações das vigas-parede dos Grupos A, B e C.

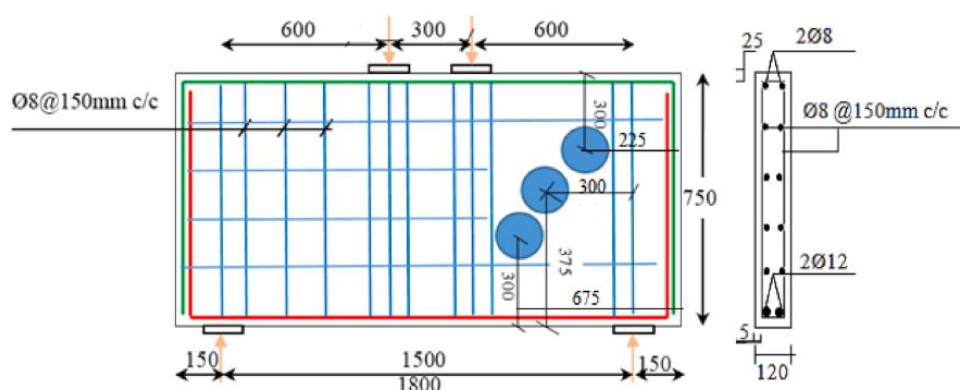
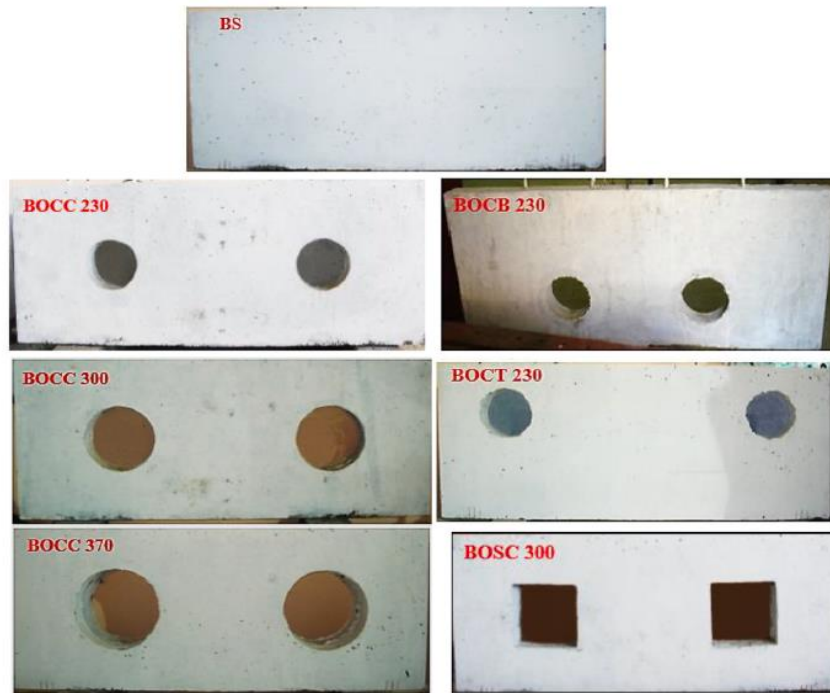
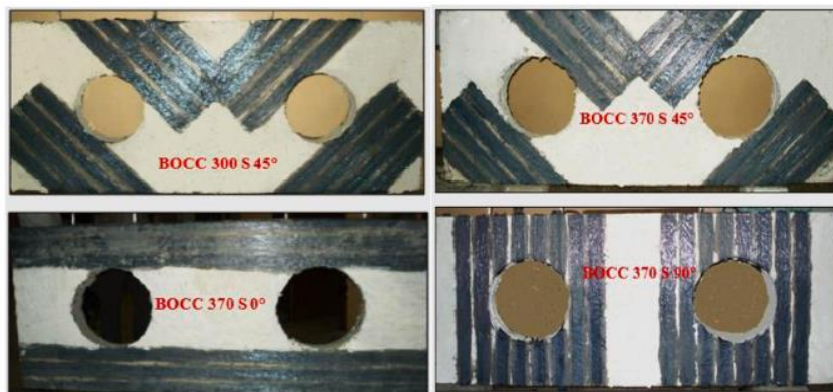


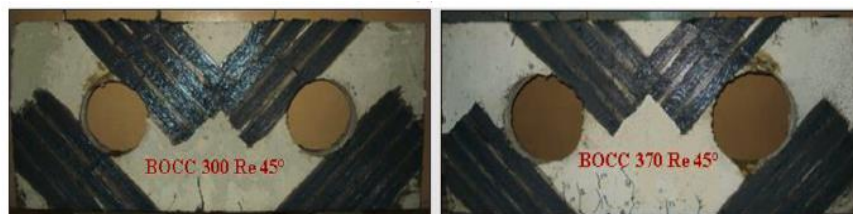
Figura 2.32 – Detalhes armaduras das vigas-parede, dimensões em mm (Abed e Al-Sulayfani, 2023).



a)



b)



c)

Figura 2.33 – Configurações das vigas-parede dos Grupos A, B e C (Abed e Al-Sulayfani, 2023)

O Grupo A consiste em sete vigas-parede sem reforço. Uma dessas é a viga-parede de referência (sem abertura), enquanto as demais apresentam aberturas de diferentes tamanhos, localizações e formas. Três vigas-parede possuem aberturas circulares no centro do vão de cisalhamento com diâmetros de 230 mm, 300 mm e 370 mm, respectivamente. Duas vigas-

parede possuem aberturas circulares de 230 mm localizadas na parte superior e inferior do vão de cisalhamento, sem interrupção pelo caminho de carga. Por fim, uma viga-parede possui uma abertura quadrada de 300 mm x 300 mm no centro do vão de cisalhamento.

No Grupo B e C as vigas-parede foram reforçadas com CFRP com largura de 30 mm e vão livre de 30 mm. O comprimento do CFRP variou de acordo com os ângulos de inclinação. O Grupo B consiste em quatro vigas-parede com aberturas circulares no centro do vão de cisalhamento. Uma dessas vigas-parede apresenta uma abertura circular de 300 mm de diâmetro e é reforçada com o CFRP inclinado a 45°. As outras três vigas-parede do Grupo B possuem aberturas circulares de 370 mm de diâmetro, cada uma reforçada com o CFRP inclinado a 0°, 45° e 90°, respectivamente. No Grupo C, há duas vigas-parede danificadas que foram reparadas com o CFRP inclinado a 45°.

Os autores verificaram que a resistência ao cisalhamento das viga-parede de concreto armado diminuiu na faixa de 22 a 74%, dependendo do diâmetro, localização e forma das aberturas. O reforço com CFRP resultou em melhorias na resistência ao cisalhamento, rigidez e tenacidade, registrando ganhos na faixa de 17% a 48%, 0,7% a 17% e 0,4% a 20%, respectivamente. As porcentagens anteriores dependiam do tamanho das aberturas e da orientação do CFRP nas vigas-parede com aberturas circulares.

Os autores observaram que o ângulo de inclinação de 45° resultou em um aumento máximo de 48% na resistência ao cisalhamento, enquanto um ângulo de inclinação de 0° não proporcionou ganhos significativos.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente capítulo apresenta o programa experimental desenvolvido no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, de vigas-parede de concreto armado com descontinuidades geométricas e reforçadas à flexão e à flexão/força cortante com fibra de carbono. As vigas-parede foram submetidas ao ensaio de flexão em três pontos.

O programa experimental é composto por 26 vigas-parede de concreto armado e foi dividido em três séries de ensaio. A primeira série é composta por vigas-parede de referência (sem reforço), a segunda por vigas-parede de referência com a mudança da ancoragem das armaduras principais de flexão e a terceira por vigas-parede reforçadas e de referência. As vigas-parede foram reforçadas com a combinação das técnicas de reforço NSM e EBR.

As variáveis consideradas no estudo foram a presença de armadura na alma ou não, a geometria das vigas-parede, o detalhamento da ancoragem das armaduras principais de flexão e a presença ou não de reforço. Demais parâmetros de ensaio como resistência à compressão do concreto, seção transversal, posição dos extensômetros tanto no aço, no concreto e reforço foram mantidos constantes na medida do possível.

Os modelos de vigas-parede estudadas nesta pesquisa são baseados nos estudos realizados por Vieira (2018), no programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília.

3.2 CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS-PAREDE ENSAIDAS

O programa experimental é composto por vigas-parede que apresentam duas geometrias, com seções transversais de 140×700mm e comprimento de 1000 mm. A nomenclatura das geometrias é apresentado na Figura 3.1. DB significa viga-parede (*Deep Beam*), o H significa abertura (*Hole*), o caractere numérico representa a quantidade de aberturas na alma.



Figura 3.1 – Identificação das geometrias

DB-H1 apresenta um entalhe na parte inferior do modelo de modo a provocar uma descontinuidade no tirante e uma abertura assimétrica do lado direito em formato de losango, de modo a interromper o caminho natural de carga que é o caminho que liga o apoio ao ponto de aplicação de carga, conforme é apresentado na Figura 3.2(a). A Geometria DB-H2 apresenta o mesmo conceito usado na primeira, com a adição de uma abertura do lado esquerdo, também em formato de losango de modo a interromper o caminho de carga desse lado e dificultando ainda mais a introdução de uma biela de compressão, conforme apresentado na Figura 3.2(b).

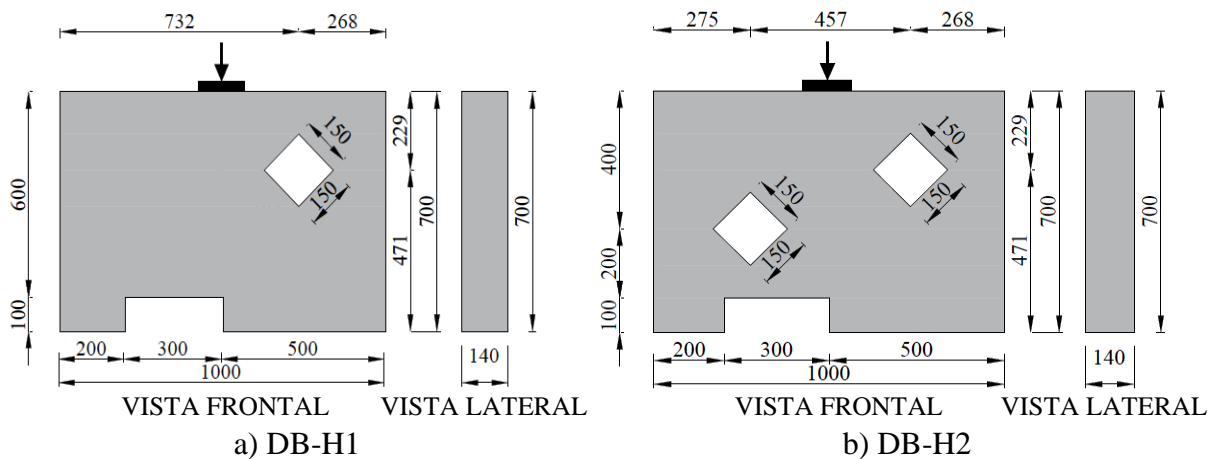


Figura 3.2 – Geometrias das vigas-parede (dimensões em mm)

A Tabela 3.1 apresenta as características das vigas-parede estudadas. A nomenclatura das vigas-parede é composta por letras e caracteres numéricos conforme apresentado na Figura 3.3.

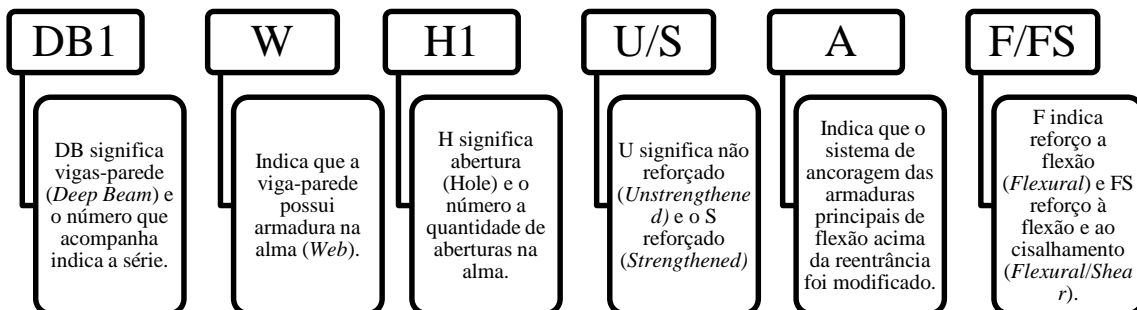


Figura 3.3 – Nomenclatura das vigas-parede ensaiadas

Com o objetivo de garantir a confiabilidade dos resultados e minimizar possíveis erros experimentais, cada ensaio foi realizado em duas vigas-parede idênticas, com exceção dos ensaios de DB3-W-H1-U, DB3-H2-U, DB3-W-H2-U e DB3-H2-S-F.

O programa experimental foi dividido em três séries. As vigas-parede da Série 1 são vigas-parede de referência, não tendo sido reforçadas. A série 2 é composta de vigas-parede sem reforço, mas com a mudança da ancoragem das armaduras de flexão acima do entalhe. A série 3 foi composta por vigas-parede sem reforço e vigas-parede reforçadas à flexão e a flexão/força cortante com fibra de carbono.

Tabela 3.1 – Características das vigas-parede estudadas

Série	Viga-parede	Quantidade	Reforço	Técnica de Reforço	Descrição do Reforço
1	DB1-H1-U	2	-	-	-
	DB1-W-H1-U	2	-	-	-
	DB1-H2-U	2	-	-	-
	DB1-W-H2-U	2	-	-	-
2	DB2-H1-U-A	2	-	-	-
	DB2-W-H1-U-A	2	-	-	-
	DB2-H2-U-A	2	-	-	-
	DB2-W-H2-U-A	2	-	-	-
3	DB3-W-H1-U	1	-	-	-
	DB3-H2-U	1	-	-	-
	DB3-W-H2-U	1	-	-	-
	DB3-H1-S-FS	2	Flexão e Cisalhamento	NSM + EBR	NSM: 2 laminados (lâminas) de CFRP - MC-CarbonFiber Lamella (1,2 mm x 10 mm) EBR: 1 camada da manta CFRP - MC-CarbonFiber Sheets (0,166 mm x 50 mm)
	DB3-W-H1-S-F	2	Flexão		
	DB3-H2-S-FS	1	Flexão e Cisalhamento		
	DB3-W-H2-S-F	2	Flexão		

3.3 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

3.3.1 Série 1 e Série 3

As armaduras das vigas-parede da Série 1 e Série 3 seguiram o mesmo padrão dos modelos ensaiados por Vieira (2018). Para garantir a proteção das armaduras, em todos os modelos foi usado um cobrimento de 2,5 cm. Da Figura 3.4 a Figura 3.7 é apresentado o detalhamento das armaduras da Série 1 e Série 3.

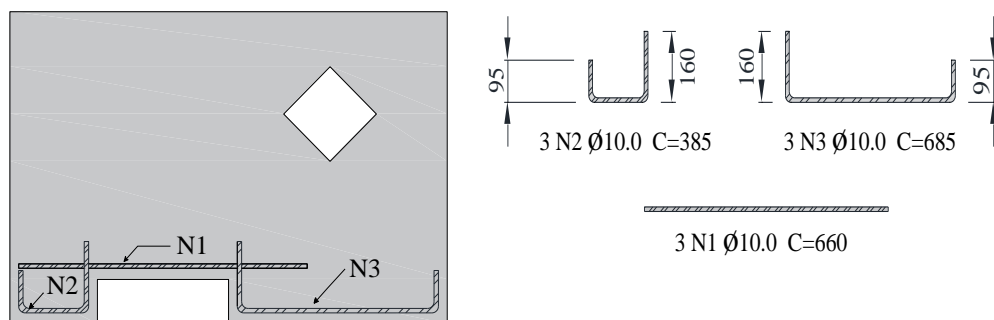


Figura 3.4 – Detalhamento das armaduras de DB1-H1-U e DB3-H1-S-FS (dimensões mm)

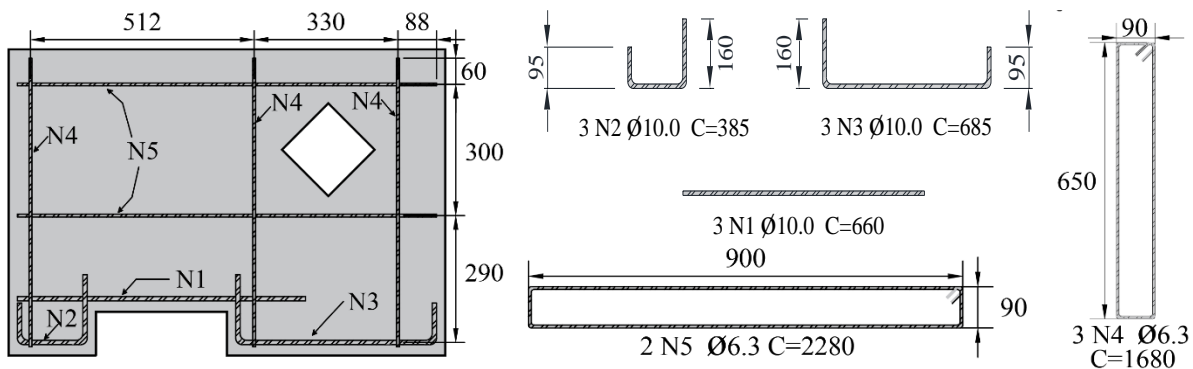


Figura 3.5 – Detalhamento das armaduras de DB1-W-H1-U, DB3-W-H1-U, DB3-W-H1-S-F (dimensões mm)

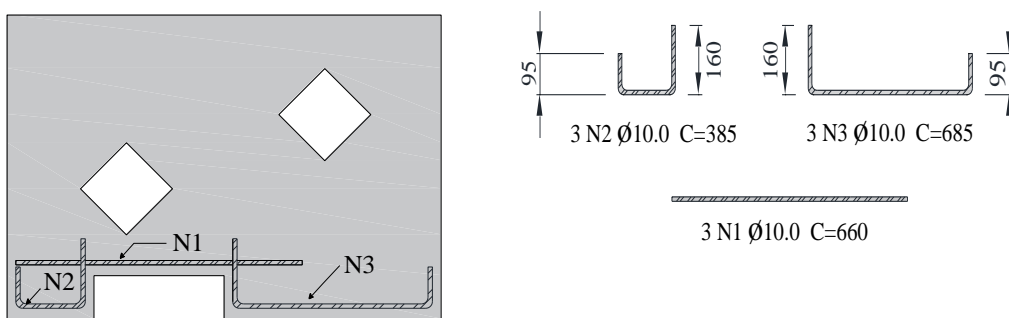


Figura 3.6 – Detalhamento das armaduras DB1-H2-U, DB3-H2-U e DB3-H2-S-FS (dimensões mm)

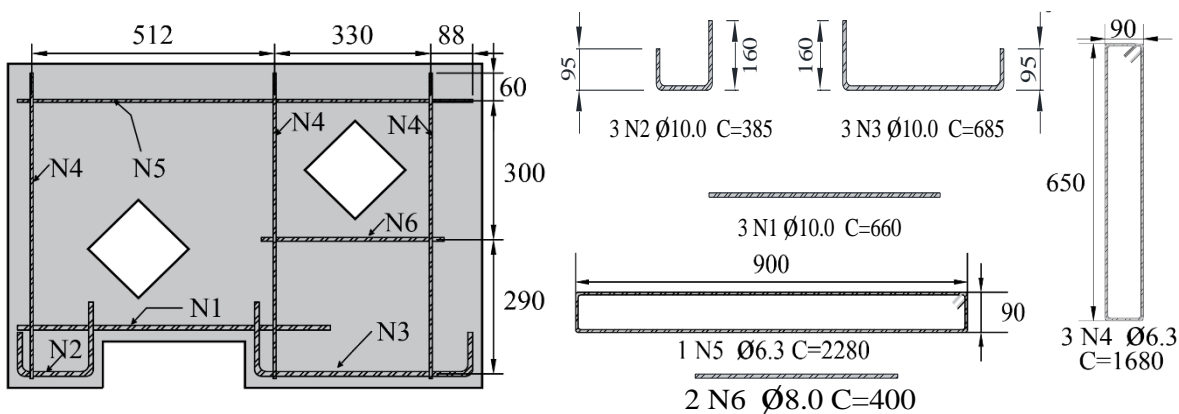


Figura 3.7 – Detalhamento das armaduras DB1-W-H2-U, DB3-W-H2-U e DB3-W-H2-S-F (dimensões mm)

3.3.2 Série 2

Da Figura 3.8 a Figura 3.11 são apresentados os detalhamentos das armaduras da Série 2, com a adição da ancoragem das armaduras de flexão acima do entalhe.

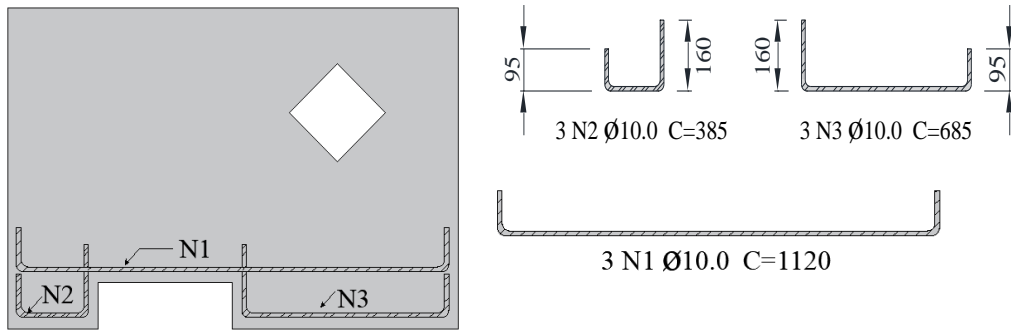


Figura 3.8 – Detalhamento das armaduras DB2-H1-U-A (dimensões mm)

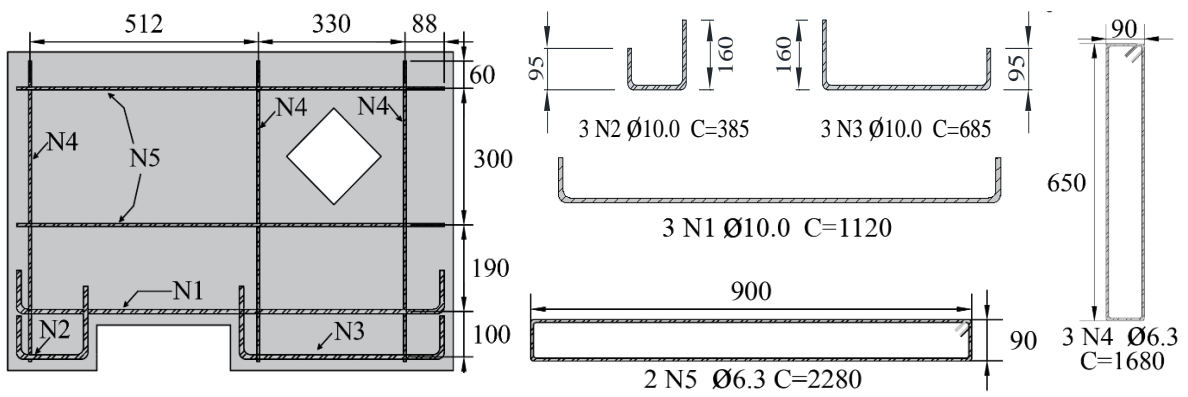


Figura 3.9 – Detalhamento das armaduras DB2-W-H1-U-A (dimensões mm)

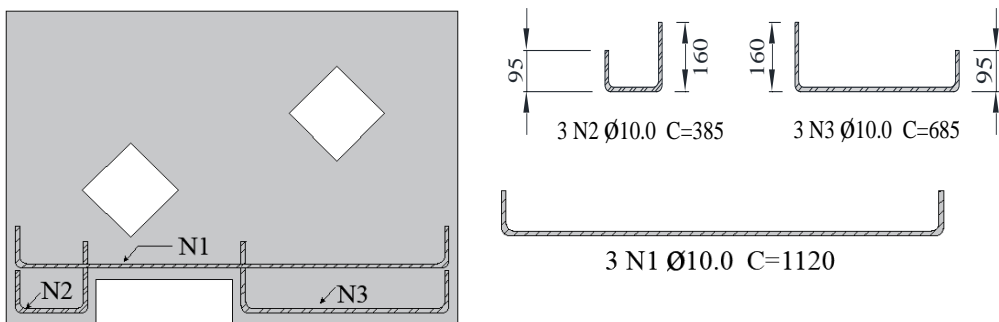


Figura 3.10 – Detalhamento das armaduras DB2-H2-U-A (dimensões mm)

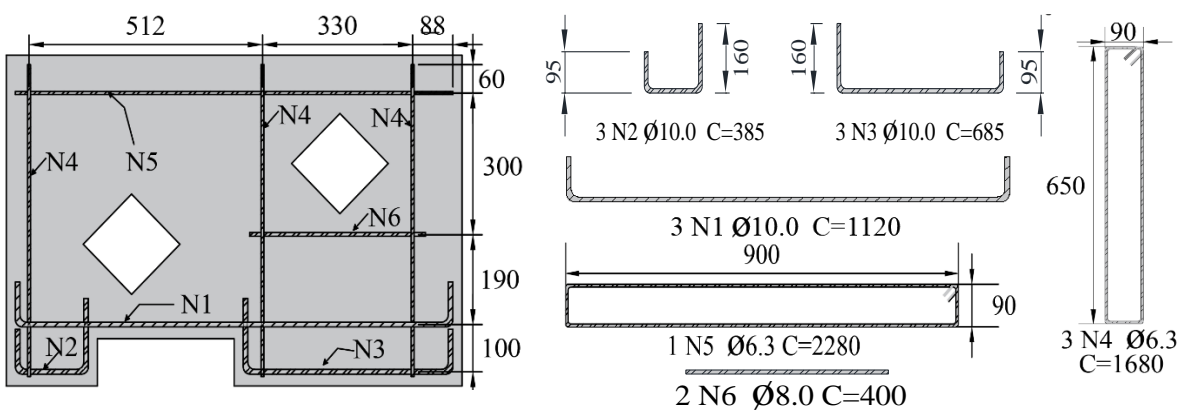


Figura 3.11 – Detalhamento das armaduras DB2-W-H2-U-A (dimensões mm)

3.4 DETALHAMENTO DO REFORÇO

Neste estudo foram utilizados dois tipos de compósitos e a combinação de duas técnicas de reforço (técnica híbrida). Uma das técnicas é a NSM e a outra técnica é denominada EBR. As vigas-parede foram reforçadas à flexão e à flexão/força cortante.

A escolha do reforço usado na pesquisa foi baseada nos estudos realizados por Arabzadeh e Karimizadeh (2019) e a partir da análise do comportamento das vigas-parede não reforçadas.

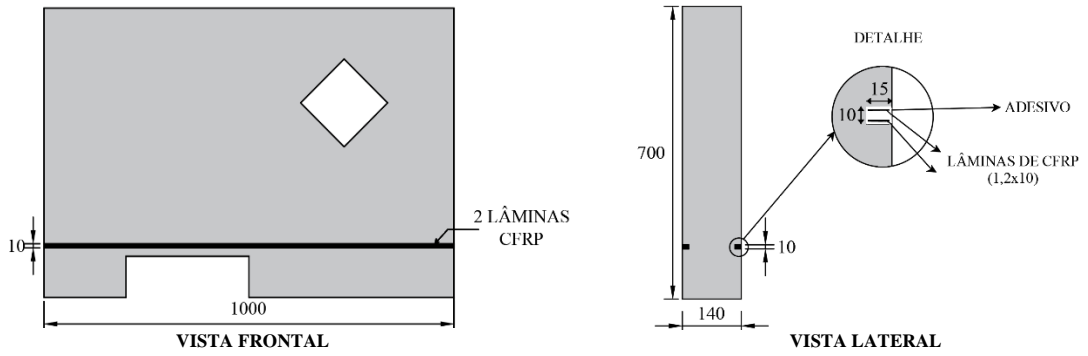
Os tipos de materiais e a técnica de reforço respectiva que foram usadas na pesquisa estão relacionados a seguir:

- a) para a técnica NSM foram usadas lâminas de fibra de carbono coladas em aberturas executadas na camada de cobrimento de concreto.
- b) para a técnica EBR utilizou-se a manta unidirecional de fibra de carbono colada na superfície do concreto.

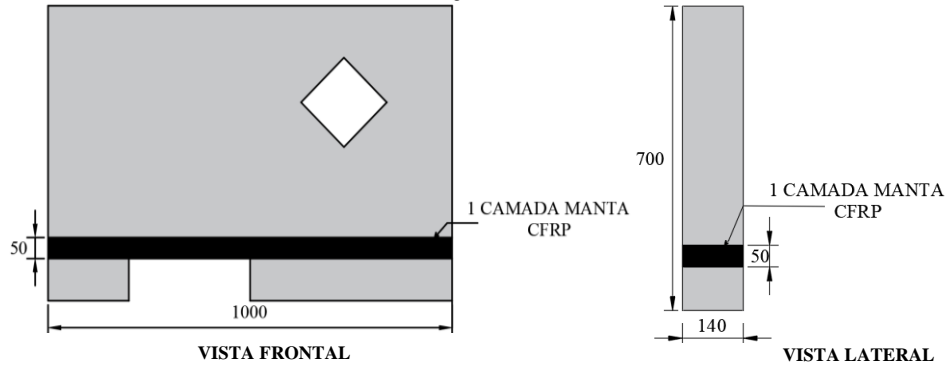
Para o reforço com a técnica NSM foram executados entalhes nas faces a serem reforçadas (frente e fundo), para o encaixe das lâminas, com 10 mm de largura por 15 mm de profundidade. Em cada entalhe foram inseridos duas lâminas de CFRP com espessura de 1,2 mm e largura de 10 mm. As dimensões das aberturas utilizadas neste estudo seguiram as recomendações do ACI 440.2R (2017).

Para a técnica EBR foi aplicada a manta unidirecional com largura de 50mm e espessura de 0,166 mm. Nos locais de aplicação do reforço a flexão, a manta aplicada envolveu todas as faces das vigas-parede com uma sobreposição de 100mm.

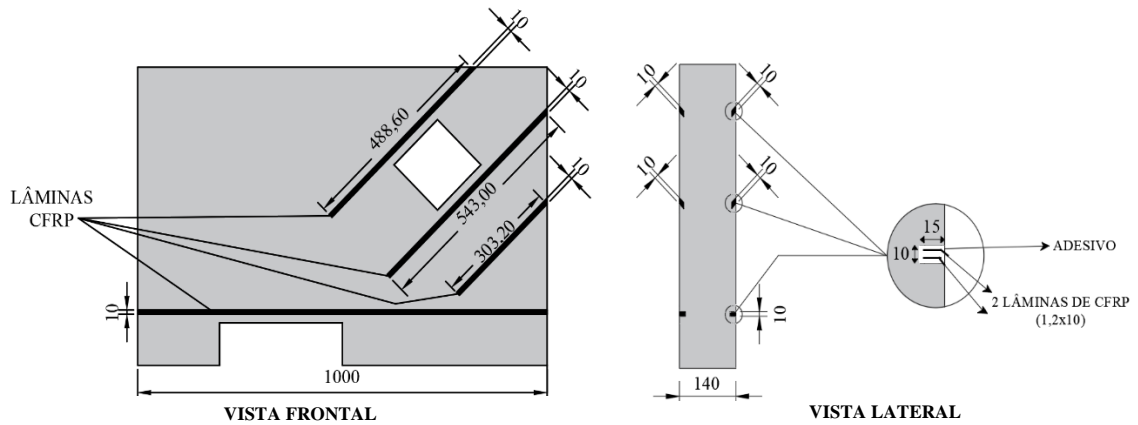
Para as vigas-parede reforçadas ao cisalhamento, o reforço foi aplicado a 45° em relação ao plano horizontal. Da Figura 3.12 a Figura 3.15 são apresentados os detalhes dos reforços que foram executados nas vigas-parede.



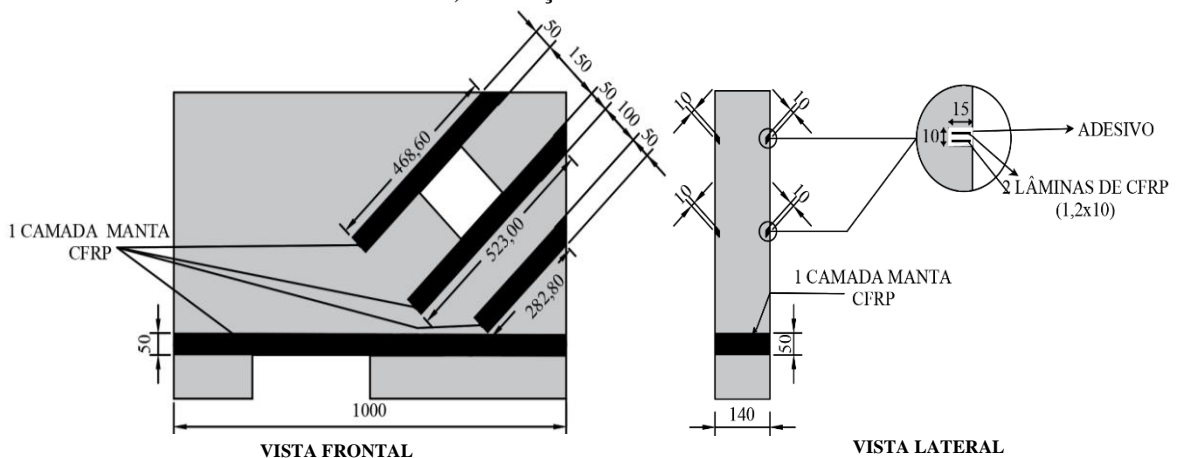
a) Reforço técnica NSM



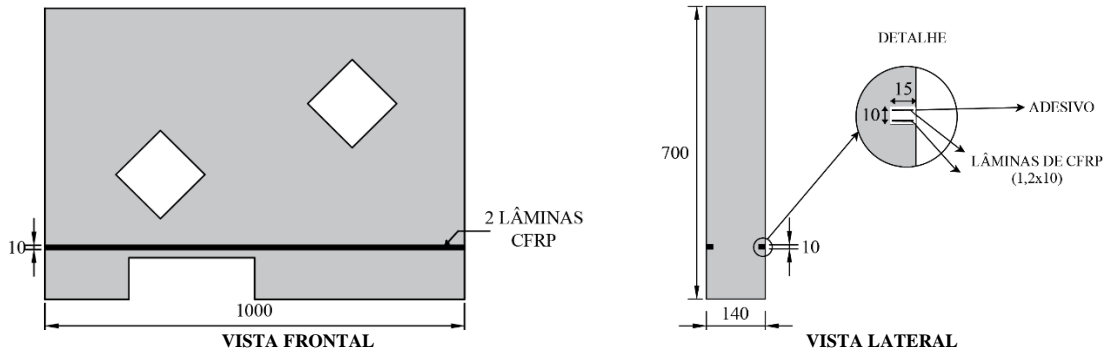
b) Aspecto final após a combinação das duas técnicas de reforço (NSM + EBR)
 Figura 3.12 – Detalhamento do reforço a flexão - DB-H1 (dimensões em mm)



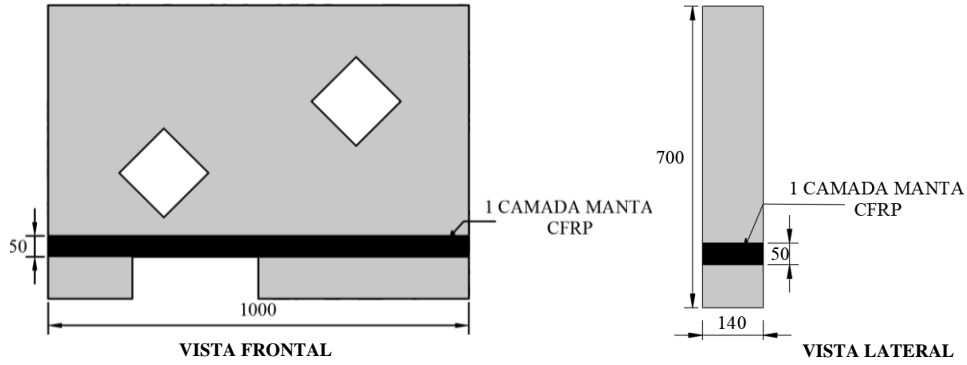
a) Reforço técnica NSM



b) Aspecto final após a combinação das duas técnicas de reforço (NSM + EBR)
 Figura 3.13 – Detalhamento do reforço flexão/Cisalhamento - DB-H1 (dimensões em mm)

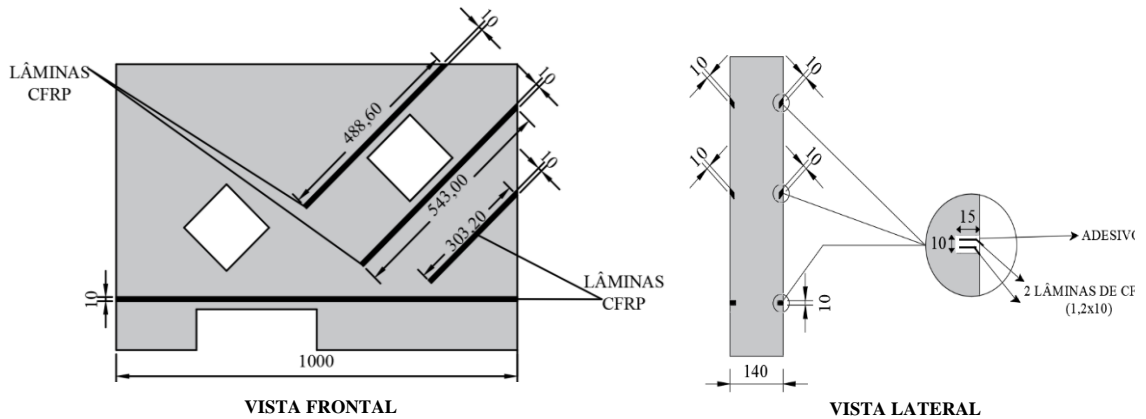


a) Reforço técnica NSM

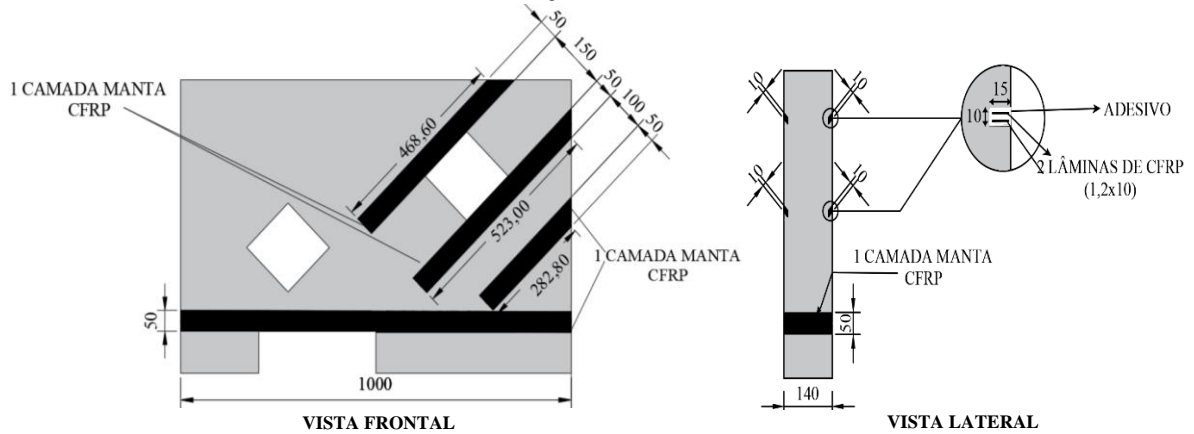


b) Aspecto final após a combinação das duas técnicas de reforço (NSM + EBR)

Figura 3.14 – Detalhamento do reforço a flexão - DB-H2 (dimensões em mm)



a) Reforço técnica NSM



b) Aspecto final após a combinação das duas técnicas de reforço (NSM + EBR)

Figura 3.15 – Detalhamento do reforço flexão/Cisalhamento - DB-H2 (dimensões em mm)

3.5 MATERIAIS

3.5.1 Concreto

A confecção das vigas-parede desta pesquisa foi dividida em três séries. Cada série possui data de fabricação distinta.

O concreto utilizado nessa pesquisa foi fornecido pela empresa CONCRECON CONCRETO. Para as três séries solicitou-se ao fabricante as mesmas especificações: $f_{ck} = 40$ MPa, abatimento de 12 ± 2 cm e agregado de pedra britada nº 0.

Para cada viga-parede foram moldados corpos de prova cilíndricos de concreto com dimensões $100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ para os ensaios de caracterização, sendo três corpos de prova para o ensaio de compressão, três corpos de prova para o ensaio de tração por compressão diametral e três para o ensaio de módulo de elasticidade do concreto. Cada valor das propriedades mecânicas foi tomado pela média do ensaio de três corpos de prova.

Os procedimentos de moldagem e cura dos corpos de prova, ensaios de compressão, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade secante do concreto, foram utilizadas as normas ABNT NBR 5738:2015, ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 7222:2011 e ABNT NBR 8522:2008, respectivamente.

A Figura 3.16 ilustra os ensaios de caracterização do concreto, realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília - LEM UnB.



a) Compressão

b) Tração

c) Módulo de Elasticidade

Figura 3.16 – Ensaio de caracterização do concreto

Os resultados dos ensaios de caracterização do concreto são apresentados no Capítulo 4.

3.5.2 Aço

Para as armaduras das vigas-parede, utilizou-se aço do tipo CA-50. Foram utilizadas barras de diâmetro 6,3 mm, 8,0 mm e 10,0 mm. Para os ensaios de caracterização do aço, foram retiradas três amostras para cada diâmetro, e todos os ensaios foram realizados segundo as orientações da ABNT NBR 6892 (2013). Para a determinação das propriedades mecânicas, foram tomadas as médias dos resultados dos três corpos de prova de cada série.

Os corpos de prova de aço tinham um comprimento total igual 600 mm. Todos os ensaios foram realizados na prensa EMIC modelo DL 30000N do Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília. A Figura 3.17 apresenta detalhes do sistema de ensaio utilizado. Os resultados dos ensaios de caracterização do aço são apresentados no Capítulo 4.

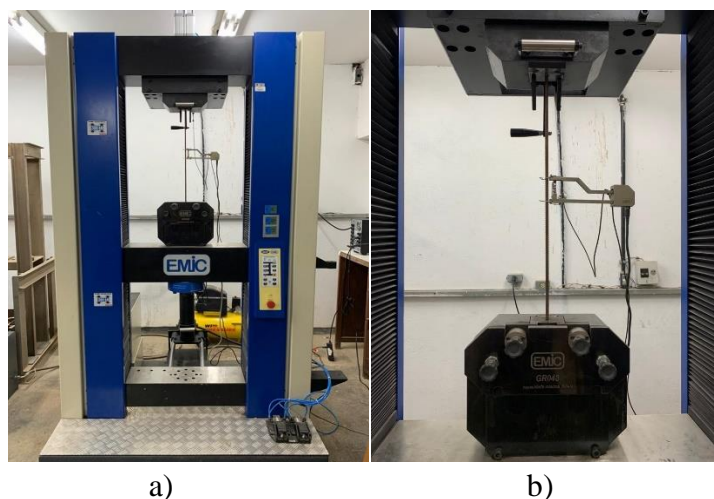


Figura 3.17 – Ensaio de caracterização do aço: a) Máquina EMIC, modelo DL30000N. b) Fixação da barra na máquina de ensaios

3.5.3 Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP)

Para o reforço das vigas-parede do programa experimental utilizou-se a combinação de duas técnicas e dois sistemas compósitos. Para o reforço externo utilizou-se a manta de fibra de carbono, já para o reforço interno utilizou-se as laminados de fibra de carbono. Os ensaios de caracterização dos sistemas compósitos usados na pesquisa, foram realizados no Laboratório de Mecânica da Universidade de Brasília e os resultados são apresentados no Capítulo 4.

Para cada tipo de sistema compósito foram ensaiados três corpos de prova. Embora a norma D3039 (ASTM, 2000) recomende outras geometrias para os corpos de prova, nesta pesquisa, para os ensaios de caracterização da manta foram usados corpos de prova conforme as dimensões recomendadas por Santos (2014) e são apresentadas na Figura 3.18. Os corpos de prova foram fabricados com tiras da manta e em suas extremidades foram coladas chapas metálicas (Figura 3.18).

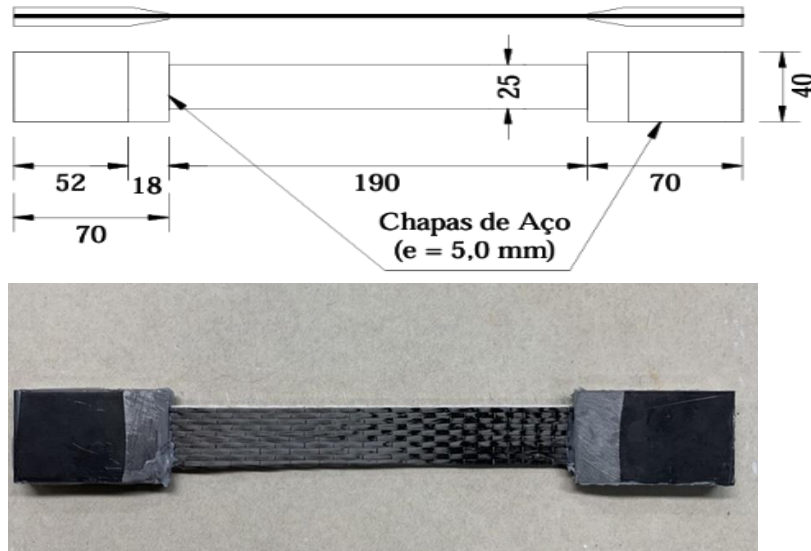


Figura 3.18 – Detalhamento dos corpos de prova da manta de CFRP (dimensões mm)

As dimensões dos corpos de prova das lâminas de CFRP são apresentadas na Figura 3.19. Para que os ensaios de tração pudessem ser realizados, nas extremidades de cada corpo de prova, foram coladas duas tiras do próprio laminado com resina epóxi (Figura 3.19 e Figura 3.20). Esse procedimento foi realizado para que as garras da prensa de ensaio conseguissem fixar os corpos de prova e tracioná-los até romper.

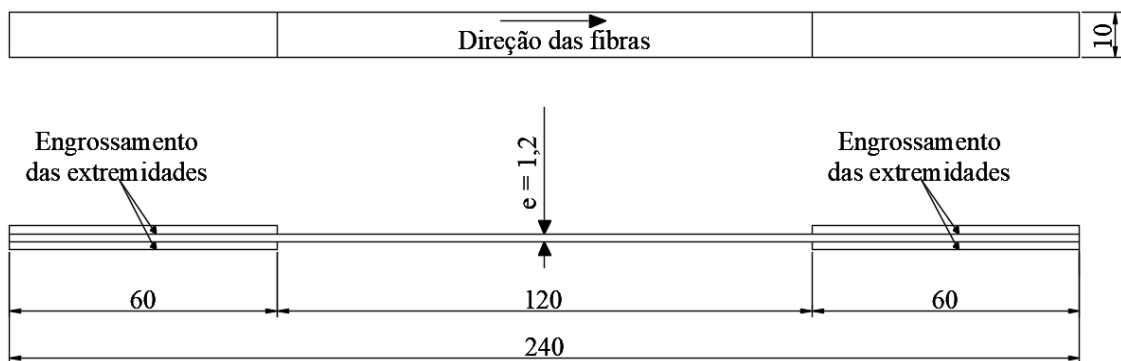


Figura 3.19 – Detalhamento dos corpos de prova do laminado de CFRP (dimensões mm).

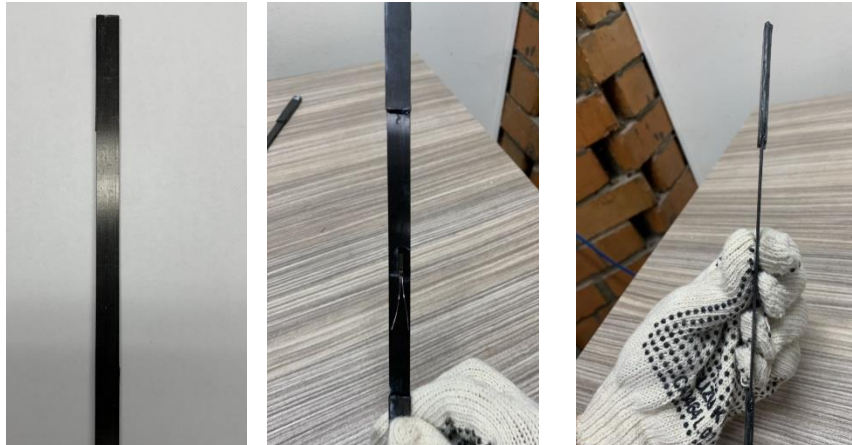


Figura 3.20 – Preparação dos corpos de prova dos laminados de CFRP

Os testes de tração foram executados na máquina MTS LandMark, com capacidade de carga de 85 kN. A máquina possui controle de controle de deslocamento e pressão nas garras responsáveis por segurar os corpos de prova. Para atender às orientações normativas, todos os ensaios foram realizados a uma velocidade de deslocamento de 2mm/min. As deformações foram registradas através do extensômetro MTS, posicionado no centro dos corpos de prova (conforme ilustrado na Figura 3.21).

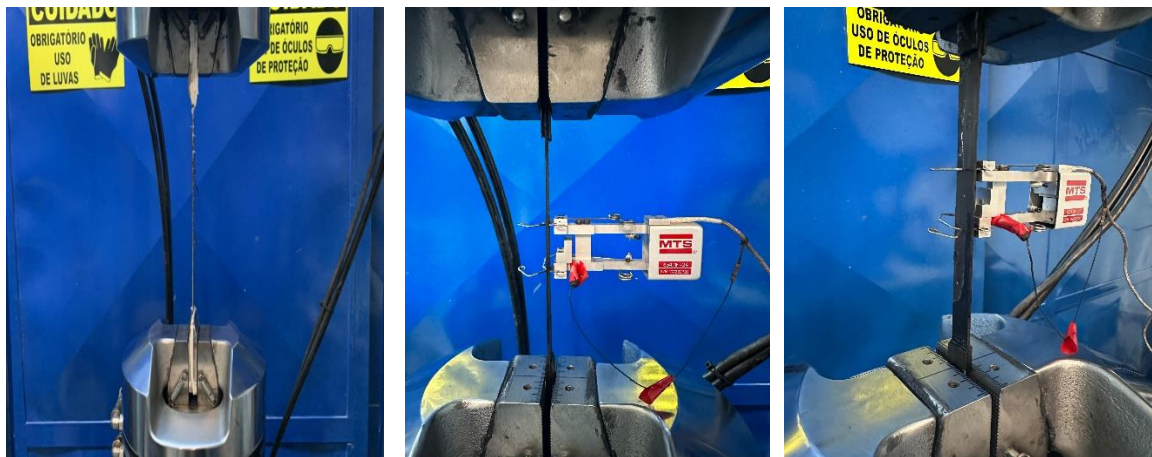


Figura 3.21 – Ensaios de caracterização dos sistemas compósitos

3.5.4 Resinas

Neste trabalho foram utilizados três diferentes tipos de resinas, as quais serão chamadas de A, B e C. Para a aplicação do reforço interno utilizou-se o adesivo A. Já para a aplicação do reforço externo utilizou-se o adesivo epóxi B e a resina de laminação C.

Para realizar os ensaios de caracterização foram confeccionados corpos de prova com 18,00mm de largura nas extremidades, 12,50mm de largura na região central, 165mm de

comprimento e 3mm de espessura. Essas dimensões estão em conformidade com as especificações do espécime Tipo I descritas na norma D638 (ASTM, 2014). A representação visual desse processo de moldagem e os exemplares resultantes pode ser observada na Figura 3.22.

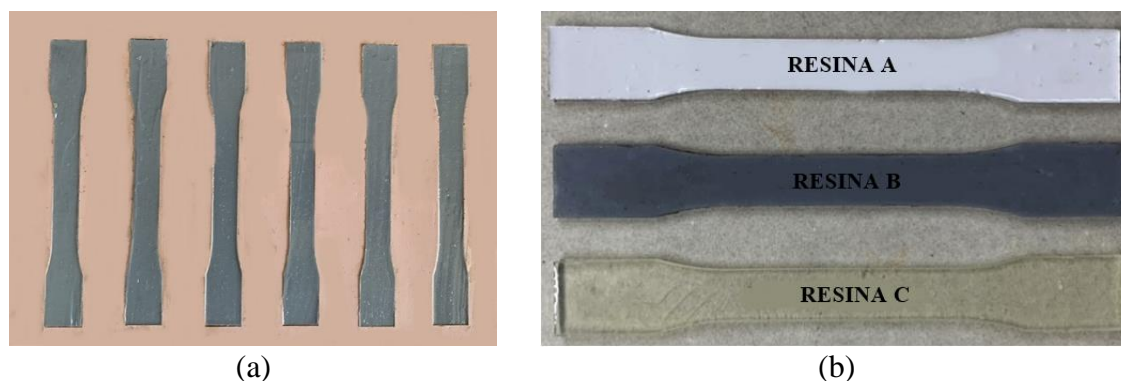


Figura 3.22 – Resinas: (a) moldagem; (b) corpos de prova para ensaio de tração.

Quanto ao processo, a moldagem foi realizada com auxílio de uma forma de silicone e seguindo o modo de preparação do fabricante. Todas as resinas são compostas de duas partes, a parte F e a parte G. O adesivo A foi obtido na proporção em mistura de 2:1, ou seja, duas partes do componente F e uma parte do componente G. No caso do adesivo epóxi B a proporção de mistura foi de 3:1, ou seja, três partes do componente F para uma parte do componente G. Já a resina de laminação C foi obtida na proporção de 2,5(F):1(G).

Após a etapa de moldagem foi aguardado o tempo de cura antes de remover os corpos de prova dos moldes. Os corpos de prova foram adequadamente preparados para serem testados à tração, visando a obtenção das propriedades de tensão das resinas, em conformidade com as diretrizes estabelecidas pela norma D638 (ASTM, 2014).

Todos os ensaios de tração foram realizados no Laboratório de Mecânica da Universidade de Brasília e os resultados são apresentados no Capítulo 4. Os testes foram realizados com o objetivo de determinar a resistência à tração, módulo de elasticidade. Para a determinação das propriedades mecânicas, foram tomadas as médias dos resultados dos corpos de prova.

Os testes foram executados por meio da máquina MTS LandMark, equipada com uma célula de carga de capacidade de 5kN. A referida máquina dispunha de controles de deslocamento e pressão nas garras responsáveis por segurar os corpos de prova. Para atender às orientações normativas, os ensaios foram conduzidos a uma velocidade de deslocamento de 2mm/min.

As deformações foram registradas por meio do extensômetro MTS posicionado no centro dos corpos de prova (conforme ilustrado na Figura 3.23).

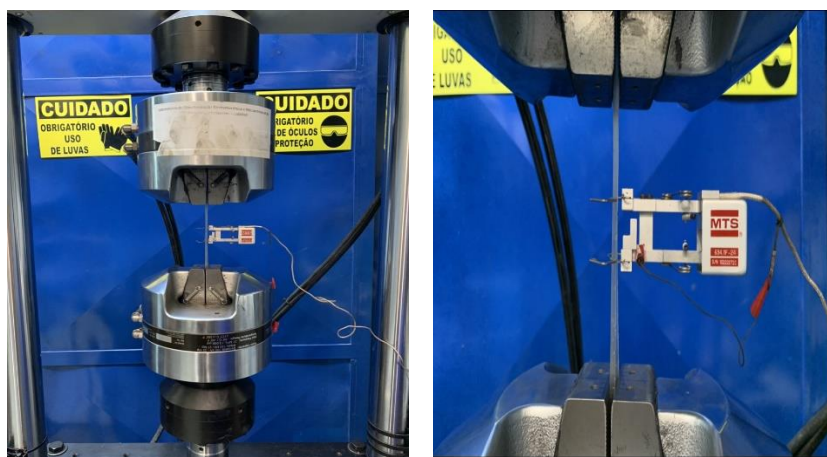


Figura 3.23 – Ensaio de caracterização das resinas

3.6 FABRICAÇÃO DAS VIGAS-PAREDE

3.6.1 Formas

Para a moldagem das vigas-parede foram utilizadas formas de madeirite plastificado com espessura de 17 mm e interconectadas entre si com pregos em aço galvanizado. A Figura 3.24 apresenta as formas empregadas para a moldagem das vigas-parede.

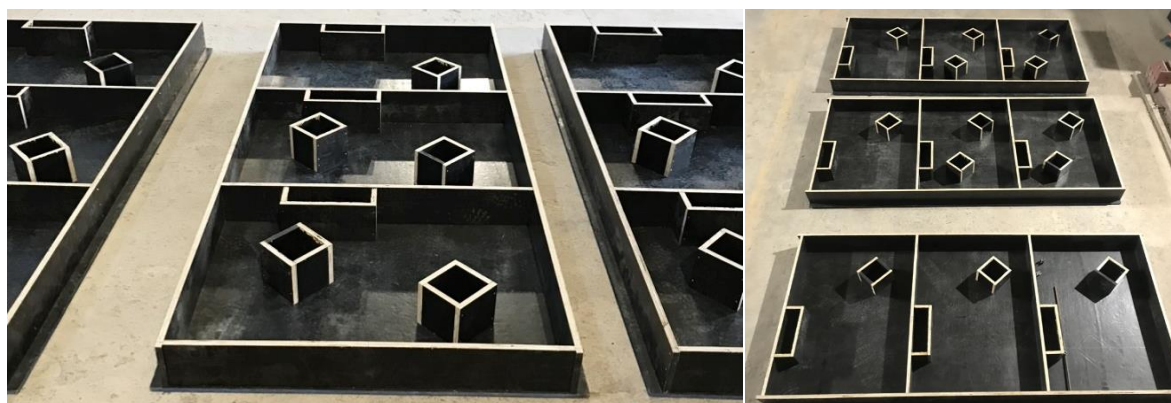


Figura 3.24 – Formas das vigas-parede

Após a preparação das formas, as mesmas foram limpas, e todas as frestas foram preenchidas com silicone, de modo a se evitar perda de concreto pelas frestas. Para facilitar a desforma e evitar a aderência entre o concreto e as formas, utilizou-se desmoldante. Para garantir o cobrimento das armaduras, foram utilizados espaçadores de 25 mm do tipo “cadeirinha”. Em seguida, as armaduras foram posicionadas nas formas (Figura 3.25).



Figura 3.25 – Armaduras posicionadas nas formas

3.6.2 Concretagem

A concretagem das vigas-parede foi realizada em três séries. Em todas as séries, antes do início da concretagem, foi realizado o ensaio de abatimento do cone, e seguiu as recomendações da ABNT NBR NM 67 (1998) - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, apresentando o resultado de 12 ± 2 cm todas as séries. Da Figura 3.26 a Figura 3.29, são apresentados às fases do processo de concretagem das vigas-parede.



Figura 3.26 – Concreto usinado



Figura 3.27 – Abatimento (Slump)



Figura 3.28 – Lançamento e vibração do concreto Figura 3.29 – Superfícies regularizadas

Após a concretagem, as vigas-parede e corpos de prova foram submetidos ao procedimento de cura. Estes foram cobertos com panos e molhados de 4 a 5 vezes por dia durante uma semana e posteriormente foram cobertos por uma lona, minimizando a evaporação da água, conforme apresentado na Figura 3.30.



Figura 3.30 – Procedimentos de cura

3.7 PROCEDIMENTOS DE APLICAÇÃO DO REFORÇO

3.7.1 Corte do reforço

Para o reforço das vigas-parede utilizando a técnica NSM foram usados laminados (lâminas) de CFRP com espessura de 1,2 mm e largura de 10 mm. O laminado foi enviada em um rolo com largura de 50 mm e espessura 1,2 mm. Para que fosse usada no reforço das vigas-parede os laminados foram cortados nos tamanhos desejados (Figura 3.31).



Figura 3.31 – Corte da lâmina

A manta usada no reforço externo (técnica EBR) também teve que ser cortada nas dimensões desejadas. Para a sua aplicação no reforço das vigas-parede foram cortadas com largura de 50 mm (Figura 3.32).

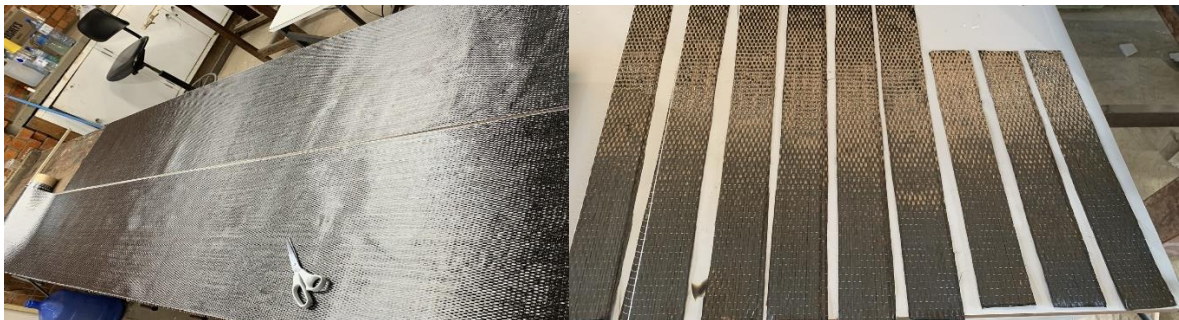


Figura 3.32 – Manta

3.7.2 Preparação das vigas-parede para receber o reforço

Como as vigas-parede do estudo foram reforçadas com a combinação de duas técnicas, inicialmente, a superfície das vigas-parede foi preparada. Para isso, nos locais onde o reforço externo seria aplicado, utilizou-se uma lixadeira com disco diamantado para deixar a superfície lisa (Figura 3.33). Os cantos das arestas das vigas-parede onde o reforço externo seria aplicado, foram arredondados. Tal processo tem o propósito de evitar a concentração de tensões no reforço nessas regiões.



Figura 3.33 – Preparação da superfície do substrato do concreto

Em seguida, foram executados os cortes dos entalhes na camada de cobertura de concreto para o alojamento do reforço interno. Foram executadas aberturas com espessura de 10 mm por 15 mm de profundidade nas faces a serem reforçadas. Para isso, foi utilizada uma máquina de corte com disco diamantado com via úmida e seca, com dois cortes paralelos, posteriori, utilizou-se uma talhadeira para a retirada do concreto do interior das aberturas (Figura 3.34). A Figura 3.35 mostra o aspecto final dos cortes realizados nas vigas-parede, para o reforço com a técnica NSM.



Figura 3.34 – Execução das aberturas na camada de cobertura do concreto



Figura 3.35 – Aspecto final dos cortes nas faces das vigas-parede

3.7.3 Instalação do reforço

Para a aplicação do reforço na camada de cobertura do concreto, inicialmente, as aberturas foram limpas com o auxílio de uma espátula e jateamento de ar. Após a limpeza das aberturas, o adesivo estrutural A (bicomponente), formado pelo componente F (base) e pelo endurecedor componente G cuja função é garantir a aderência dos laminados no substrato de concreto, foi preparado conforme as instruções do fabricante.

Após o adesivo ter sido preparado, as aberturas foram preenchidas pouco mais da metade de sua profundidade. Aplicou-se também uma fina camada do adesivo nas lâminas de fibra de carbono. Em seguida, as lâminas foram dispostas sobre as aberturas e suavemente inseridas nas aberturas, de forma que o adesivo fluísse pelas laterais. Logo depois, mais uma camada do adesivo foi aplicada de forma a completar o preenchimento da abertura. Para finalizar, com o auxílio de uma espátula de borracha, o acabamento final do reforço era realizado com a remoção do adesivo em excesso. Na Figura 3.36 é apresentado os procedimentos e materiais usados na execução do reforço pela técnica NSM.

Todos os procedimentos de aplicação do reforço foram realizados nas duas faces a serem reforçadas. Ao finalizar a aplicação do reforço em uma das faces, e secagem do adesivo, a outra face era disposta virada para cima, e executava-se a instalação do reforço.

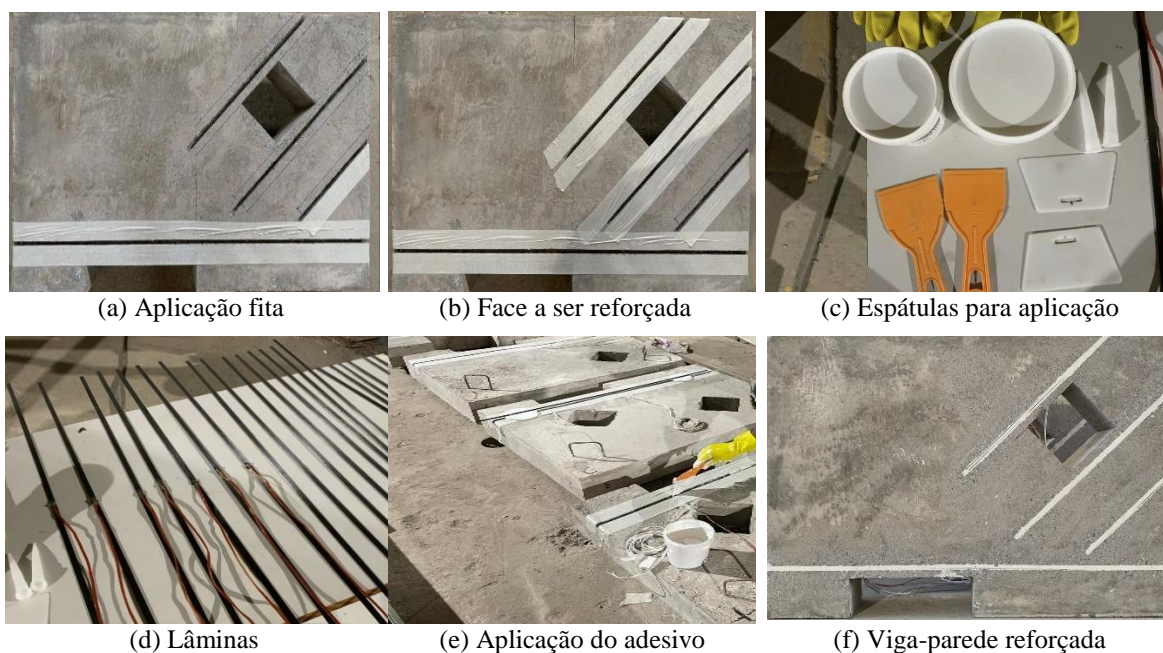
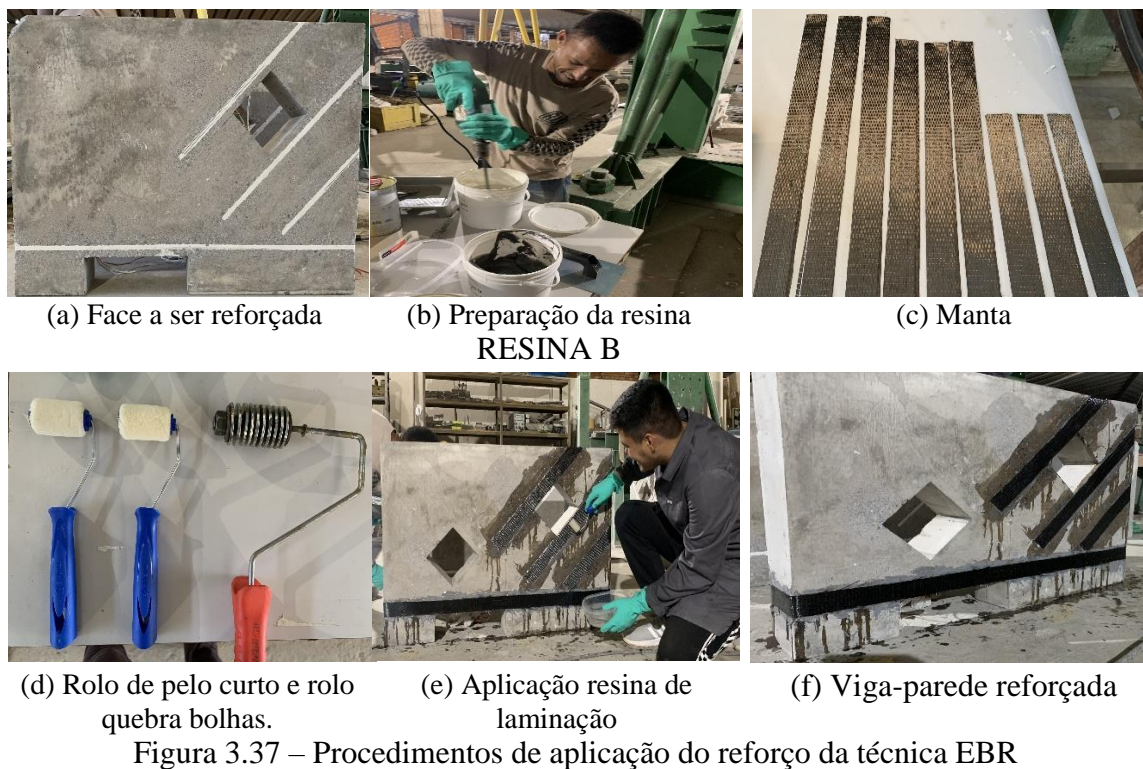


Figura 3.36 – Procedimentos de aplicação do reforço da técnica NSM

Após a conclusão da aplicação do reforço na camada de cobertura do concreto, e secagem do adesivo, a superfície das vigas-parede foram limpas com jateamento de ar, de modo que ficassem isentas de impurezas. Após a limpeza da superfície, seguia-se para a aplicação do reforço externo sobre o reforço interno. Como já dito na seção 3.4, para o reforço externo usado nesta pesquisa, foi utilizado tiras da manta de fibra de carbono. O sistema é composto por três componentes básicos: a manta, adesivo epóxi B e a resina de laminação C. Todas as resinas são constituídas de duas partes, a parte F e a parte G.

A função da resina B é fazer a ancoragem da manta de fibra carbono na superfície à ser reforçada. O adesivo B foi preparado conforme o manual do fabricante, e foi aplicado no substrato com o uso de uma desempenadeira metálica. Após a aplicação do adesivo na superfície, as tiras da manta de fibra de carbono foram pressionadas contra o adesivo ainda no estado fresco utilizando um rolo com discos metálicos, tomando-se o cuidado para que as tiras ficassem bem esticadas. Em seguida, utilizando um rolo de pelo curto, as tiras foram empregnadas com a resina de laminação C. A manta foi ancorada por uma sobreposição de 100 mm. Na Figura 3.37 é apresentado os procedimentos e materiais usados na execução do reforço pela técnica EBR.

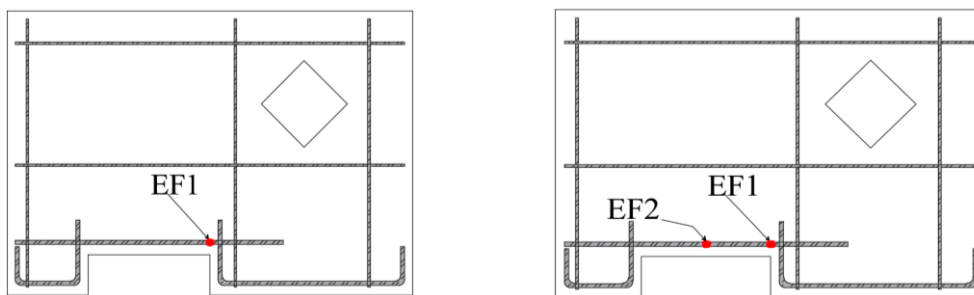


3.8 INSTRUMENTAÇÃO

De forma a acompanhar o comportamento das vigas-parede, durante toda a etapa de aplicação de carga, foram monitoradas as deformações específicas nos reforços, nas armaduras de flexão e no concreto, bem como o acompanhamento do surgimento de fissuras e deslocamentos em diversos pontos das vigas-parede.

3.8.1 Armaduras

As leituras de deformações das armaduras longitudinais das vigas-parede foram obtidas através da utilização de extensômetros elétricos unidirecionais de resistência 120Ω , da marca Kyowa, do tipo KGF-5-120-C1-11, com dimensões de $9,4 \times 2,8$ mm. Para medir as deformações das armaduras de flexão das vigas-parede, em cada ponto de medição, foram posicionados dois extensômetros elétricos diametralmente opostos em uma das barras centrais da armadura de flexão. A Figura 3.38 e Figura 3.39 apresentam as localizações dos extensômetros elétricos colados nas armaduras de flexão.



a) Vista frontal da Série 1

b) Vista frontal Série 3

Figura 3.38 – Posição dos extensômetros na armadura longitudinal

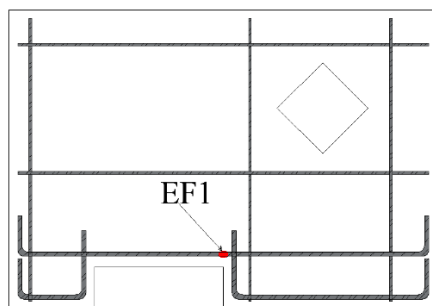


Figura 3.39 – Posição dos extensômetros na armadura longitudinal da Série 2 (Vista frontal)

Antes da aplicação dos extensômetros, as superfícies das armaduras foram preparadas para recebê-los. O procedimento consistiu basicamente na preparação da superfície (limagem e

lixamento), colagem dos extensômetros (limpeza, colagem e fixação dos cabos) e pôr fim a sua proteção, por meio da aplicação de adesivo epóxi, silicone e fita isolante de auto fusão.

3.8.2 Concreto

As deformações específicas no concreto foram obtidas com extensômetros posicionados conforme apresentado da Figura 3.40 a Figura 3.42. Foram utilizados extensômetros da marca Kyowa modelo KC-70-120-A1-11. A distância vertical da parte superior das vigas-parede até o centro dos extensômetros da roseta é 120mm, em relação a distância horizontal o centro dos extensômetros que está na região central das vigas-parede. Cabe destacar que na face traseira des algumas vigas-parede, também foram colocados extensômetros no mesmos pontos da face frontal, para comparação dos resultados. Sendo estes extensômetros colocados na vertical, horizontal ou diagonal (EC7). Para os extensômetros posicionados próximos as aberturas, a distância do centro dos extensômetros ao canto das aberturas é de 15 mm.

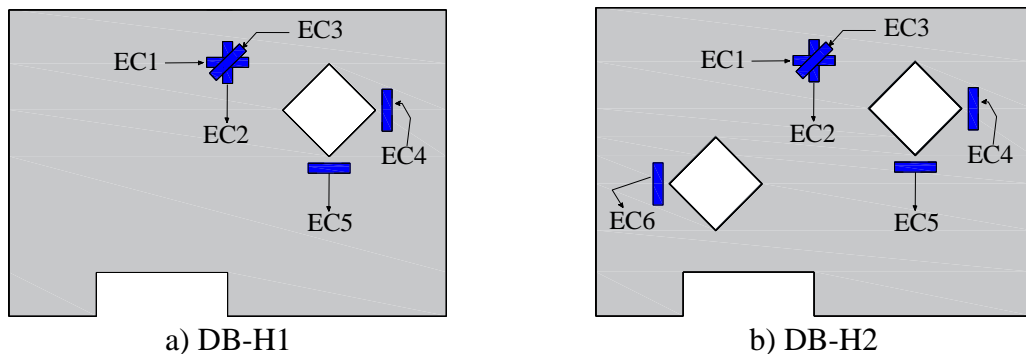


Figura 3.40 – Posição dos extensômetros no concreto das vigas-parede sem reforço

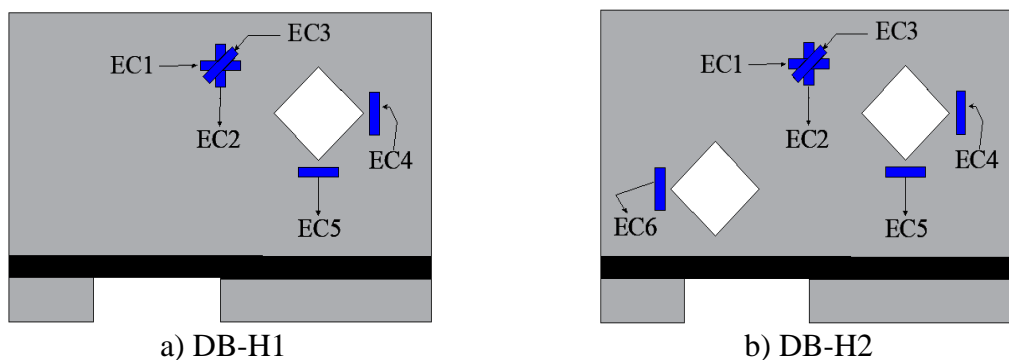


Figura 3.41 – Posição dos extensômetros no concreto das vigas-parede reforçadas a flexão

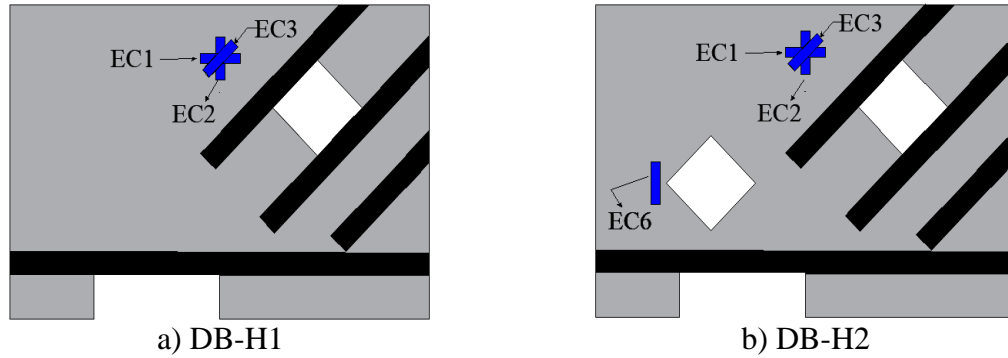


Figura 3.42 – Posição dos extensômetros no concreto das vigas-parede reforçadas a flexão/cisalhamento

3.8.3 Reforço

As deformações específicas dos compósitos foram monitoradas utilizando extensômetros elétricos de resistência (EER) 120Ω, da marca Kyowa, do tipo KGF-5-120-C1-11. A Figura 3.41 apresenta a posição dos extensômetros instalados no sistema de reforço. Apenas uma das lâminas inseridas dentro dos entalhes na técnica NSM foi instrumentada.

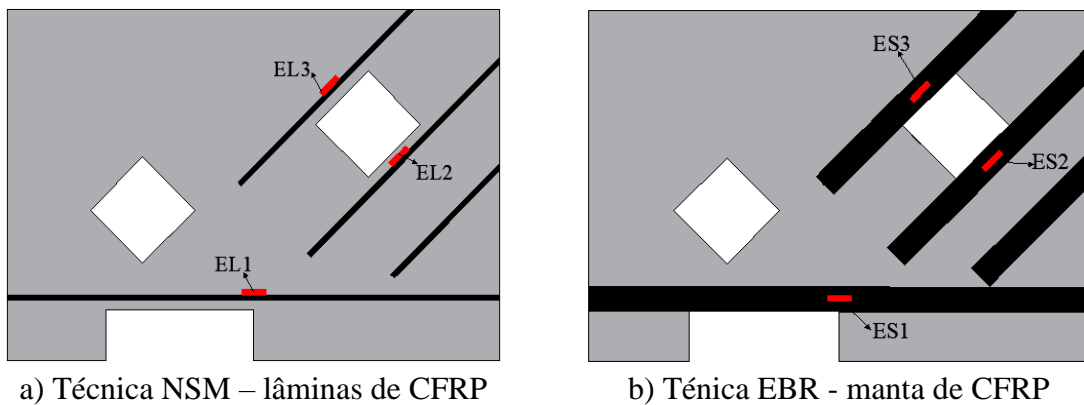
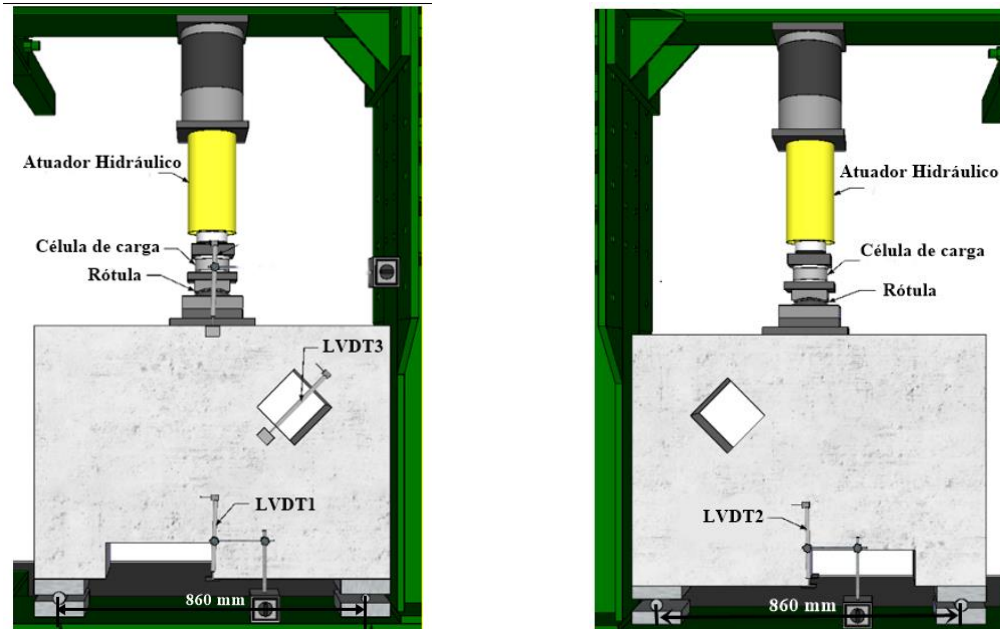


Figura 3.43 – Posição dos extensômetros elétricos no reforço

3.8.4 Medição dos deslocamentos

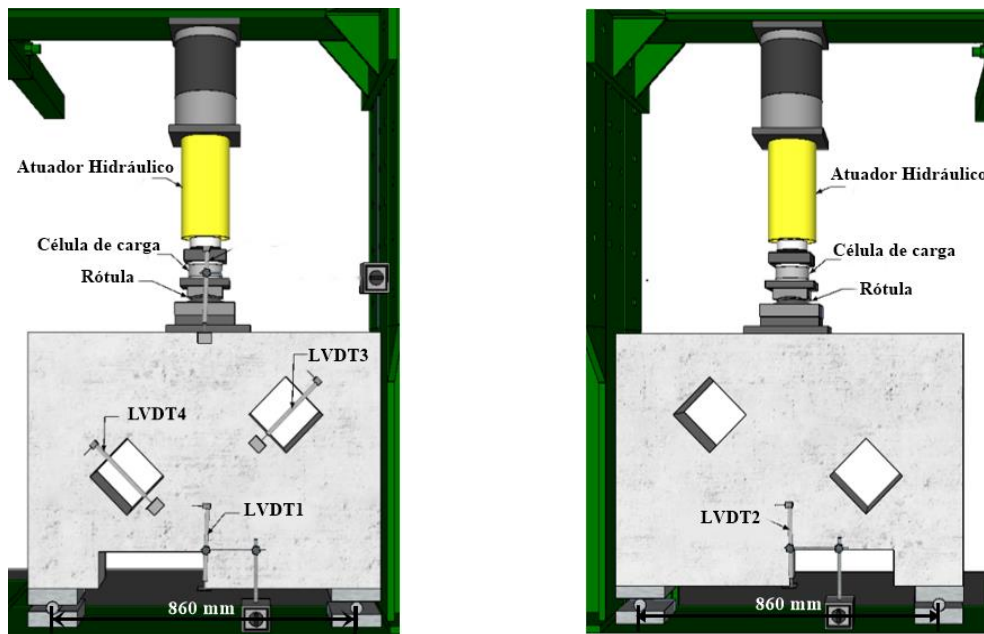
Os deslocamentos das aberturas em formato de losango e os deslocamentos verticais foram medidos com LVDT's (*Linear Variable Differential Transformers*) da marca HBM. Os LVDT's permitiram o registro das leituras dos deslocamentos, diretamente no sistema de aquisição de dados. Na Figura 3.44 e Figura 3.45 são apresentados detalhes do posicionamento dos LVDT's.



a) Frente

b) Fundo

Figura 3.44 – Posicionamento dos LVDT's – DB-H1



a) Frente

b) Fundo

Figura 3.45 – Posicionamento dos LVDT's – DB-H2

3.8.5 Marcação das fissuras

Durante a realização dos ensaios, acompanhou-se a manifestação das fissuras, observando-se visualmente com o auxílio de uma lanterna a sua distribuição. As fissuras foram marcadas e especificada a carga que deu origem àquela fissura.

3.9 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Todos os ensaios foram realizados no pórtico de reação existente no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. O sistema de ensaio utilizado é apresentado Figura 3.46. O transporte, içamento e posicionamentos das vigas-parede no pórtico de ensaio, foi realizado com o auxílio de uma ponte rolante com capacidade de 50 kN. Em todas as vigas-parede, foram colocados ganchos nas extremidades de modo a facilitar o seu transporte, içamento e posicionamento sobre os dois aparelhos de apoio colocados no pórtico, além disso, após o seu posicionamento, foram colocadas correntes de segurança passando pelos ganchos, de modo a se evitar eventuais acidentes durante os ensaios.

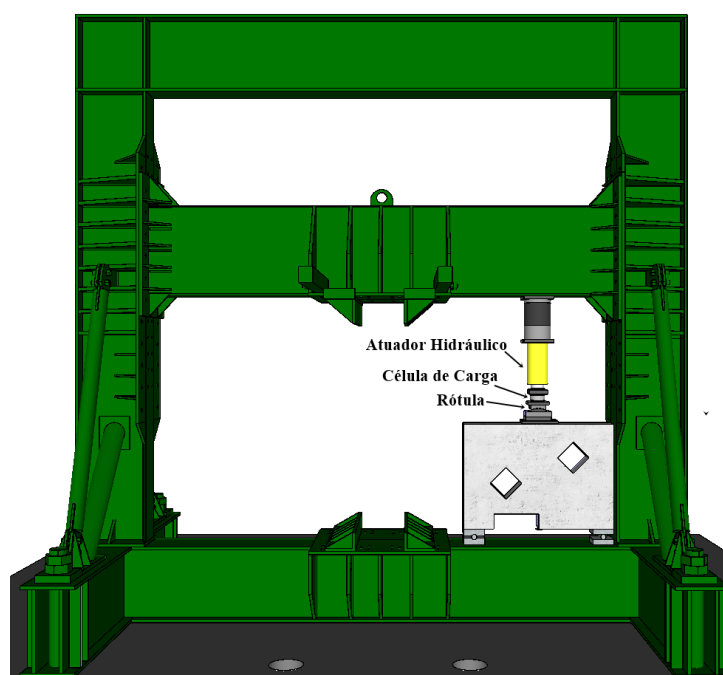


Figura 3.46 – Sistema de ensaio

Neste sistema de ensaio, as vigas-parede foram posicionadas no pórtico de reação sobre dois aparelhos de apoio (Figura 3.47), formados por placas de aço de 14×14×4cm e cilindros maciços de aço com diâmetro de 2,54 cm. As vigas-parede foram submetidas ao ensaio de flexão, cujo carregamento foi uma carga aplicada no meio do vão biapoiado. O sistema de aplicação das cargas, é composto por uma célula de carga e um atuador hidráulico que foi instalado em linha com a célula. A carga aplicada foi transmitida as vigas-parede por uma placa de aço com 14×14×4cm e uma rótula, de modo a minimizar possíveis excentricidades.

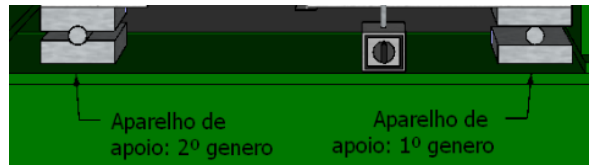


Figura 3.47 – Detalhes dos apoios

As leituras de deformações específicas e deslocamentos foram obtidas por meio do sistema de aquisição de dados *Spider 8*, da HBM (*Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH*). O processamento e armazenamento dos dados obtidos foram realizados pelo software *Catman*. O ensaio foi controlado pela aplicação de força, uma taxa de aproximadamente 10 kN/min, e a frequência de leitura foi de 1 Hz.

A Figura 3.48 mostra o sistema de aquisição de dados utilizado durante os ensaios.



Figura 3.48 – Sistema de aquisição de dados

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nesta seção, são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios de 26 vigas-parede quanto às deformações no concreto, deformações no CFRP, deformações nas armaduras de flexão, deslocamentos verticais, deslocamentos das aberturas, fissuração, forças últimas e os modos de ruptura. Concomitantemente, são apresentadas as propriedades mecânicas dos materiais utilizados para a confecção das vigas-parede. Os resultados experimentais serão apresentados por Série, separando-se o comportamento das vigas-parede. E posterior comparação entre as séries. As vigas-parede da Série 2 não foram comparadas com as vigas-parede da Série 3.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1.1 Propriedades mecânicas do concreto

Os ensaios de caracterização dos materiais foram efetuados no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília utilizando-se corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Foram realizados ensaios de resistência à tração, resistência à compressão e módulo de elasticidade em uma data próxima a execução dos ensaios. A Tabela 4.1 apresenta as propriedades mecânicas do concreto utilizado na pesquisa. Conforme pode ser observado, não houve diferenças significativas entre o traço utilizado nas três séries de ensaios das vigas-parede.

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do concreto

Concretagem	Idade (dias)	Resistência a Compressão		Módulo de Elasticidade		Resistência a tração	
		Média (MPa)	CoV (%)	Média (GPa)	CoV (%)	Média (GPa)	CoV (%)
1ª Série de ensaios	145	47,64	5,69	38,99	3,29	3,70	11,78
2ª Série de ensaios	153	50,81	1,32	39,47	1,95	3,97	1,51
3ª Série de ensaios	200	51,94	0,57	40,76	0,45	4,15	1,08

4.1.2 Propriedades mecânicas do aço

Para a caracterização das propriedades mecânicas do aço foram utilizadas três amostras de cada diâmetro utilizado, com comprimento de aproximadamente 60 cm. As propriedades do aço foram obtidas a partir da média dos resultados de três corpos de prova referentes a cada lote. Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados dos ensaios das barras utilizadas na execução das armaduras longitudinais e transversais das vigas-parede.

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do aço

Série	Ø (mm)	f_{ys}		ϵ_y		E_s	
		Média (MPa)	CoV (%)	Média (‰)	CoV (%)	Média (GPa)	CoV (%)
1	6,3	594	0,36	2,88	1,22	206	1,15
	8,0	614	0,81	3,04	2,49	202	2,33
	10,0	551	0,01	2,87	1,57	192	1,50
2	6,3	649	0,79	3,17	1,16	205	1,94
	8,0	592	1,44	3,02	1,02	196	2,13
	10,0	557	0,72	2,87	1,78	194	1,70
3	6,3	649	0,79	3,17	1,16	205	1,94
	8,0	592	1,44	3,02	1,02	196	2,13
	10,0	556	0,69	2,78	1,33	200	1,99

4.1.3 Propriedades mecânicas do CFRP

A Tabela 4.3 apresenta as propriedades mecânicas dos CFRP fornecidas pelo fabricante.

Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas dos CFRP (fabricante)

Material	Espessura (mm)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Laminado (lâminas)	1,2	≥ 2800	≥ 170
Manta	0,166	≥ 5800	≥ 255

A Tabela 4.4 apresenta as propriedades mecânicas dos CFRP obtidas nos ensaios de caracterização.

Tabela 4.4 – Propriedades mecânicas dos sistemas de reforço (ensaios)

Material	Resistência à tração		Módulo de Elasticidade	
	Média (MPa)	CoV (%)	Média (GPa)	CoV (%)
Laminado (lâminas)	2144	4,70	164	6,60
Manta	4312	2,26	238	5,18

4.1.4 Propriedades mecânicas das resinas

Os resultados das propriedades mecânicas das resinas são apresentados na Tabela 4.5. É importante notar que os números atribuídos a cada tipo de material refletem a média obtida a partir das amostras submetidas aos ensaios.

Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas das resinas

Resina	Resistência à tração		Módulo de Elasticidade	
	Média (MPa)	CoV (%)	Média (GPa)	CoV (%)
Resina A	15,29	14,44	2,20	15,03
Resina B	25,77	7,59	3,28	8,12
Resina C	19,85	7,71	0,84	7,96

Os resultados apresentados mostram que as resinas B e C usadas no reforço externo possuem resistência a tração superior a resina usada no reforço interno (resina A). Já para o módulo de elasticidade, a resina C mostrou ser o material com menor rigidez, dessa forma, apresenta maior capacidade de se deformar elasticamente.

4.2 FORÇA DE FISSURAÇÃO, FORÇA DE RUPTURA E MODOS DE RUÍNA DAS VIGAS-PAREDE ENSAIADAS

A Tabela 4.6 apresenta os primeiros valores visuais de força de fissuração, força de ruptura e modos de ruína das vigas-parede. A força em que as fissuras ocorreram foi determinada por inspeção visual.

Tabela 4.6 – Força de fissuração, força de ruptura e modos de ruptura

Série	Vigas-Parede	P _f (kN)	P _u (kN)	P _u		P _f / P _u (%)	δ _{médio} (mm)	Deformação nas armaduras de flexão				Modos de Ruptura
				Média (kN)	CoV (%)			EF1A	EF1B	EF2A	EF2B	
Série 1	DB1-H1-U-1	159,00	193,68	200,67	3,48	82,09	1,97	1,87	1,99	–	–	Cisalhamento e ancoragem
	DB1-H1-U-2	186,00	207,66			89,57	1,79	1,87	1,86	–	–	
	DB1-W-H1-U-1	160,00	474,90	407,99	16,40	33,69	8,53	6,00*	1,99	–	–	Flexão
	DB1-W-H1-U-2	199,00	341,07			58,34	6,62	2,89	2,46	–	–	
	DB1-H2-U-1	133,00	210,12	233,74	10,11	63,30	1,60	1,45	1,50	–	–	Cisalhamento e ancoragem
	DB1-H2-U-2	133,00	257,37			51,67	2,02	2,46	2,13	–	–	
	DB1-W-H2-U-1	150,00	305,61	307,07	0,47	49,08	5,43	4,75	2,40	–	–	Flexo-cisalhamento
	DB1-W-H2-U-2	117,00	308,52			37,92	6,11	5,36	4,67	–	–	
Série 2	DB2-H1-U-A-1	152,00	358,98	358,27	0,20	42,34	10,92	5,51*	**	–	–	Flexão, cisalhamento e ancoragem
	DB2-H1-U-A-2	162,00	357,56			45,31	15,83	2,40*	6,37*	–	–	
	DB2-W-H1-U-A-1	130,00	475,82	500,50	4,93	27,32	6,99	5,22*	5,51*	–	–	Flexo-cisalhamento
	DB2-W-H1-U-A-2	133,00	525,18			25,32	8,75	7,03*	3,65*	–	–	
	DB2-H2-U-A-1	120,00	323,51	297,38	8,78	37,09	5,09	3,02	3,27	–	–	Cisalhamento
	DB2-H2-U-A-2	114,00	271,26			42,03	3,74	2,89	2,88	–	–	
	DB2-W-H2-U-A-1	124,00	337,11	350,37	3,78	36,78	4,41	2,90	2,87	–	–	Cisalhamento
	DB2-W-H2-U-A-1	118,00	363,62			32,45	4,41	3,24	3,16	–	–	
Série 3	DB3-W-H1-U-1	133,00	405,95	405,95	–	32,76	9,92	3,29	3,93	2,91	**	Flexo-cisalhamento
	DB3-H2-U-1	137,00	219,24	219,24	–	62,49	2,61	1,69	1,81	2,12	0,73	Cisalhamento e ancoragem
	DB3-W-H2-U-1	128,00	312,01	312,01	–	41,02	4,79	5,38	5,25	2,96	2,83	Cisalhamento
	DB3-H1-S-FS-1	195,00	518,64	567,39	8,59	37,60	13,23	3,02	**	2,85	3,13	Flexão, seguida da ruptura do reforço externo.
	DB3-H1-S-FS-2	238,00	616,14			38,63	19,04	2,74	3,06	3,41	**	
	DB3-W-H1-S-F-1	201,00	662,10	602,98	9,80	30,36	10,68	7,05	**	6,53	7,53	Cisalhamento
	DB3-W-H1-S-F-2	161,00	543,86			29,60	5,94	3,42	3,45	3,06	**	
	DB3-H2-S-FS-1	131,00	318,22	318,22	–	41,17	3,51	1,94	2,05	1,95	2,03	Cisalhamento
	DB3-W-H2-S-F-1	139,00	403,30	401,69	0,40	34,47	4,41	2,80	2,62	2,70	2,65	Cisalhamento
	DB3-W-H2-S-F-2	135,00	400,08			33,74	4,19	2,34	2,56	6,45	2,65	

Obs.: P_f = força de fissuração (determinada por inspeção visual); P_u = força de ruptura; δ = deslocamento vertical nas extremidades do meio do vão; EF1 = extensômetros colados no canto reentrante; EF2 = extensômetros colados na região central das armaduras. * = Extensômetro parou de funcionar antes da viga-parede atingir a força de ruptura; ** = Queimado.

A seguir, são apresentadas as análises das forças de fissuração, forças de ruptura e modos de ruptura das vigas-parede ensaiadas.

4.2.1 Série 1

Ao se analisar os resultados da Série 1 apresentados na Tabela 4.6 e Figura 4.1, observa-se que capacidade de força das vigas-parede é afetada significativamente pela existência de armadura na alma. As vigas-parede com armadura na alma apresentaram capacidade resistente superior em comparação com aquelas sem armadura na alma.

Na Figura 4.1 é possível observar também que as vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma apresentaram força de ruptura média superior as vigas-parede correspondentes com apenas uma abertura. Esse comportamento pode ter ocorrido em virtude de algum tipo de falha no momento do adensamento do concreto das vigas-parede com uma abertura e sem armadura, o que levou essas vigas-paredes a apresentarem uma menor capacidade resistente.

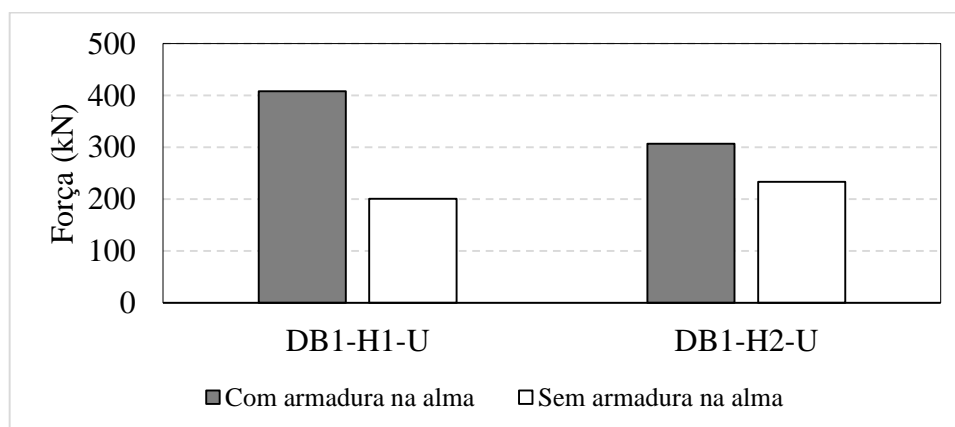


Figura 4.1 – Comparação entre forças de ruptura média para as vigas-parede da Série 1

Em relação às forças de ruptura média das vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2, as vigas-parede DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 com armadura na alma apresentaram um aumento de capacidade resistente médio em torno de 103,31%, em relação as vigas-parede sem armadura na alma. Quanto à comparação das forças de ruptura média das vigas-parede com duas aberturas, as vigas-parede DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2 com armadura na alma apresentaram um aumento na capacidade resistente médio cerca de 31,4% em relação as vigas-parede DB1-H2-U-1 e DB1-H2-U-2 sem armadura na alma.

As vigas-parede com menor capacidade resistente (sem armadura na alma) apresentaram maiores relações entre a força de fissuração e força de ruptura, em relação as vigas-parede com maior capacidade resistente (com armadura na alma), conforme mostrado na Tabela 4.6, na Figura 4.2 e Figura 4.3.

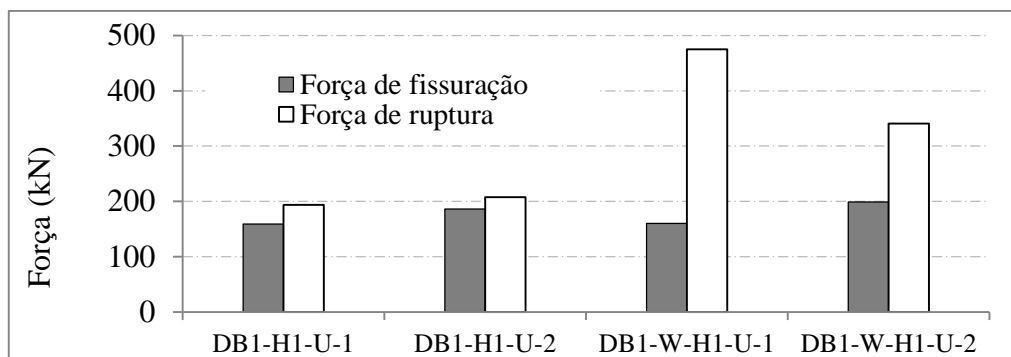


Figura 4.2 – Comparação entre as forças de fissuração e as forças de ruptura das vigas-parede com uma abertura

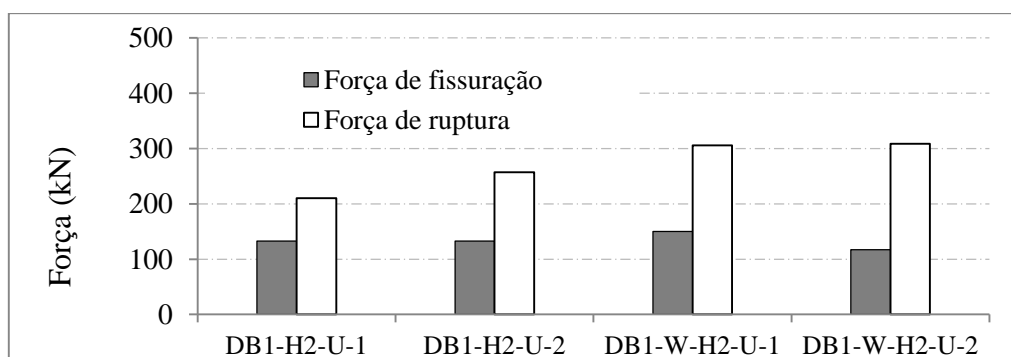


Figura 4.3 – Comparação entre as forças de fissuração e as forças de ruptura das vigas-parede com duas aberturas

As vigas-parede DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 apresentaram diferenças significativas entre as forças de ruptura. Tal comportamento pode ter sido ocasionado devido ao adensamento inadequado na hora da concretagem de DB1-W-H1-U-2, reduzindo o seu desempenho e alterando o seu mecanismo resistente, com isso, apresentou uma menor capacidade resistente.

Os mecanismos de falha das vigas-parede da Série 1 são apresentados da Figura 4.4 a Figura 4.11. O comportamento das vigas-parede sem armadura na alma (DB1-H1-U-1, DB1-H1-U-2, DB1-H2-U-1 e DB1-H2-U-2) foi frágil, apresentaram modo de falha misto, por cisalhamento e por falha na ancoragem. A falha por cisalhamento ficou evidente com o aparecimento de fissuras diagonais que atravessaram as aberturas em direção ao ponto de

apoio e carregamento, e se expandiram em largura. Observou-se também que a ancoragem insuficiente ocasionou o deslizamento das armaduras longitudinais. Apesar de ter sido precedido pelas fissuras diagonais, esta ruptura ocorreu de forma abrupta.

Observa-se também, que apesar da inserção de uma abertura a mais em DB1-H2-U-1 e DB1-H2-U-2, apresentaram mecanismo de falha do lado direito de forma semelhante as vigas-parede somente com uma abertura (DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2).

A ruptura das vigas-parede DB1-W-H1-U-1 (Figura 4.6) e DB1-W-H1-U-2 (Figura 4.7) ocorreu por flexão.

As vigas-parede DB1-W-H2-U-1 (Figura 4.10) e DB1-W-H2-U-2 (Figura 4.11) romperam por flexo-cisalhamento, com escoamento das armaduras principais, sem que acontecesse o esmagamento do concreto na superfície superior devido a flexão, e a formação de fissura crítica de cisalhamento no canto superior da abertura do lado esquerdo em direção ao carregamento se expandiu em largura na ruptura.



Figura 4.4 – Modo de ruptura DB1-H1-U-1



Figura 4.5 – Modo de ruptura DB1-H1-U-2



Figura 4.6 – Modo ruptura DB1-W-H1-U-1



Figura 4.7 – Modo ruptura DB1-W-H1-U-2



Figura 4.8 – Modo de ruptura DB1-H2-U-1



Figura 4.9 – Modo de ruptura DB1-H2-U-2



Figura 4.10 – Modo ruptura DB1-W-H2-U-1



Figura 4.11 – Modo ruptura DB1-W-H2-U-2

4.2.2 Série 2

Como já era esperado, a capacidade de força das vigas-parede é afetada significativamente pela existência de armadura na alma, conforme apresentado na Tabela 4.6 e Figura 4.12 para as vigas-parede da Série 2 (vigas-parede que apresentam mudança da ancoragem das armaduras principais de flexão). As vigas-parede com armadura na alma apresentaram maior capacidade resistente quando comparadas as vigas-parede sem armadura na alma.

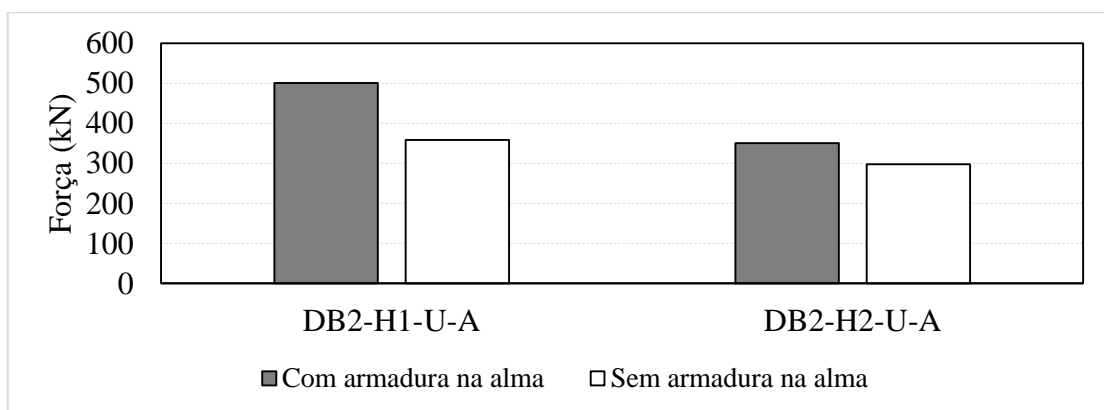


Figura 4.12 – Comparação entre forças de ruptura média para as vigas-parede da Série 2

As vigas-parede DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2 com uma abertura e com armadura na alma apresentaram força de ruptura média com acréscimo na capacidade resistente em torno de 39,70%, em relação a força de ruptura média das vigas-parede sem armadura na alma (DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2).

Em relação às forças de ruptura média das vigas-parede com duas aberturas, as vigas com armadura na alma DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2, apresentaram um aumento de capacidade resistente média em torno de 17,82%, em relação as vigas-parede sem armadura na alma (DB2-H2-U-A-1 e DB2-H2-U-A-2).

Observa-se também que a capacidade de força das vigas-parede com duas aberturas, diminuíram em relação as vigas-parede correspondentes com uma abertura.

As vigas-parede sem armadura na alma apresentaram maiores relações entre a forças de fissuração e forças de ruptura, quando comparado as vigas-parede com armadura na alma, conforme mostrado na Tabela 4.6, na Figura 4.13 e Figura 4.14.

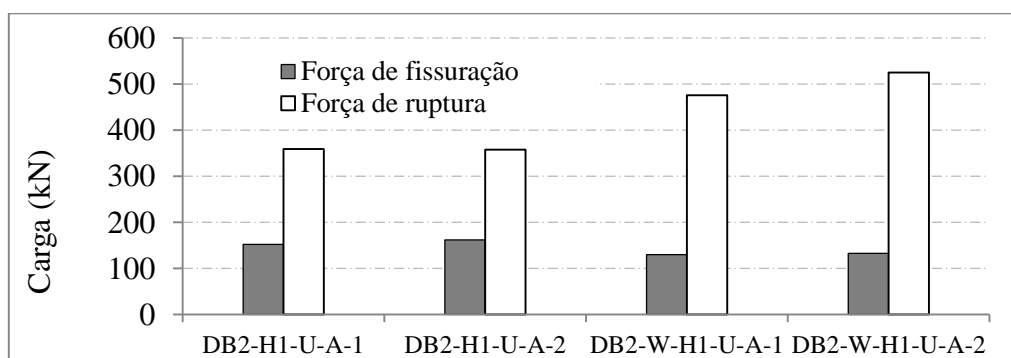


Figura 4.13 – Comparação entre forças de fissuração e forças de ruptura para vigas-parede com uma abertura.

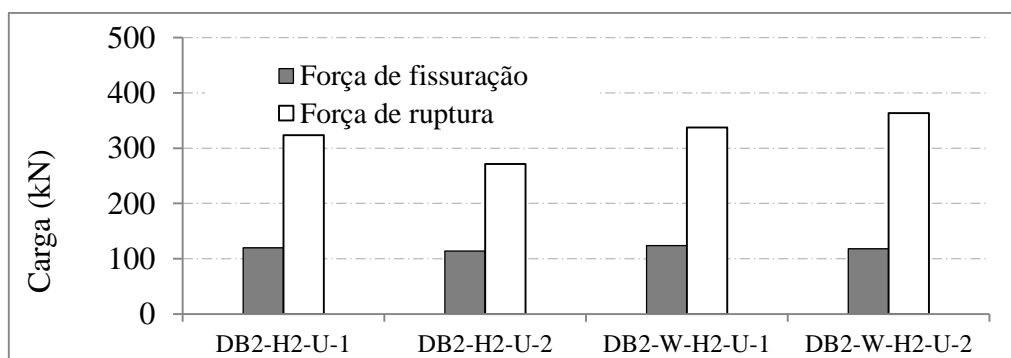


Figura 4.14 – Comparação entre forças de fissuração e forças de ruptura para vigas-parede com duas aberturas

Os mecanismos de falha das vigas-parede da Série 2 são apresentados da Figura 4.15 a Figura 4.22.

As armaduras principais das vigas-parede DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2 iniciaram o escoamento quando a força atingiu cerca de 71,10% (255,26 kN) e 72,21% (258,21 kN), respectivamente, da força última. Entretanto, a ruptura ocorreu quando as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura assimétrica se expandiram em largura, ocasionando o desprendimento do concreto do canto onde a abertura estava localizada do resto da viga-parede. Além das fissuras diagonais que se formaram na abertura do lado direito como um dos fatores que levaram à falha das vigas-parede, a fissura com um caminho horizontal e diagonal acima do entalhe em direção ao lado direito da viga-parede, que se desenvolveu a partir de fissuras de cisalhamento e flexão se expandiram em largura na falha.

As vigas-parede DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2 romperam por flexo-cisalhamento. Ambas apresentaram escoamento da armadura principal, com deformações plásticas excessivas, antes da falha. A ruptura por cisalhamento ocorreu com a compressão diagonal, e as vigas-parede apresentaram esmagamento do concreto próximo a abertura e na região de aplicação de carga.

A ruptura das vigas-parede DB2-H2-U-A-1 e DB2-H2-U-A-2 ocorreu por cisalhamento e foi acompanhada do escoamento das armaduras principais de tração. Em DB2-H2-U-A-1 observa-se o desprendimento do concreto da região acima da abertura do lado esquerdo do resto da viga-parede. Em DB2-H2-U-A-2 as fissuras diagonais nos cantos da abertura do lado esquerdo, se expandiram em largura na falha, além disso, verificou-se o esmagamento do concreto no canto da abertura.

Para as vigas-parede DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-1 a ruptura por cisalhamento foi precedida do escoamento das armaduras principais de tração, sem que ocorresse o esmagamento do concreto na superfície superior. A ruptura por cisalhamento ficou evidente com a expansão em largura e comprimento das fissuras diagonais que surgiram nos cantos da abertura do lado esquerdo em direção ao ponto de apoio e carregamento.



Figura 4.15 – Modo de ruptura DB2-H1-U-A-1



Figura 4.16 – Modo de ruptura DB2-H1-U-A-2



Figura 4.17 – Modo ruptura DB2-W-H1-U-A-1



Figura 4.18 – Modo ruptura DB2-W-H1-U-A-2



Figura 4.19 – Modo de ruptura DB2-H2-U-A-1



Figura 4.20 – Modo de ruptura DB2-H2-U-A-2



Figura 4.21 – Modo ruptura DB2-W-H2-U-A-1

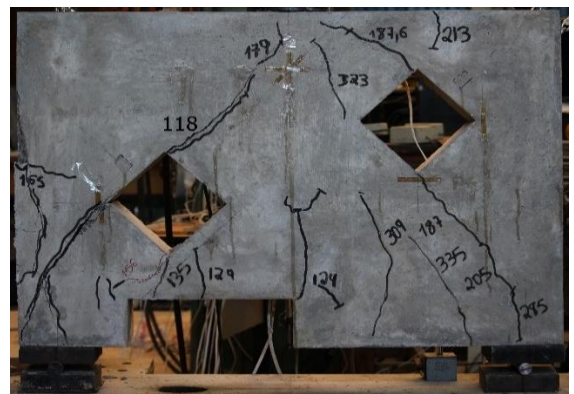


Figura 4.22 – Modo ruptura DB2-W-H2-U-A-2

Para todas as vigas-parede da Série 2, observa-se que a uma parcela de contribuição da flexão na ruptura.

4.2.3 Série 3

Por meio dos resultados apresentados na Tabela 4.6, para as vigas-parede da Série 3, observa-se que as vigas-parede reforçadas com uma abertura e sem armadura na alma DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2 apresentaram diferenças significativas entre as forças de falha. Esse comportamento também foi verificado para as vigas-parede reforçadas com uma abertura e com armadura na alma DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2. Tal comportamento, possivelmente ocorreu devido a falha de adensamento no processo de concretagem de DB3-H1-S-FS-1 e DB3-W-H1-S-F-2, ocasionando a redução no desempenho dessas vigas-parede, e conseqüentemente alterando o seu mecanismo resistente.

Em relação às forças de falha das vigas-parede de referência com duas aberturas, a viga-parede com armadura na alma DB3-W-H2-U-1 apresentou aumento na capacidade resistente de 42,31%, em relação a DB3-H2-U-1 (sem armadura na alma).

A aplicação do reforço possibilitou que as vigas-parede DB3-W-H1-S-F-1, DB3-W-H1-S-F-2, DB3-H2-S-FS-1, DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 atingissem a capacidade resistente com um aumento de 63,10%, 33,97%, 45,15%, 29,26% e 28,23%, respectivamente, em relação as vigas-parede de referência correspondentes.

As vigas-parede de referência com armadura na alma DB3-W-H1-U-1 e DB3-W-H2-U-1 romperam por flexo-cisalhamento e cisalhamento, respectivamente e a viga-parede de referência DB3-H2-U-1 rompeu por cisalhamento e por falha na ancoragem.

A ruptura das vigas-parede com uma abertura, sem armadura na alma e reforçadas a flexão/cisalhamento DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2 ocorreu por flexão na região central, seguida da ruptura do reforço externo (EBR). Além de ter aumentado a capacidade resistente das vigas-parede o reforço melhorou as características de deformação das vigas-parede reforçadas.

As vigas-parede DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2 romperam por cisalhamento, com a compressão diagonal com esmagamento do concreto próximo a abertura, na região do apoio direito e ponto de aplicação de força.

As vigas-parede DB3-H2-S-FS-1, DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 apresentaram ruptura por cisalhamento devido à fissuração diagonal nos cantos da abertura assimétrica do lado esquerdo, que se expandiu em largura na falha.



Figura 4.23 – Modo ruptura DB3-W-H1-U-1

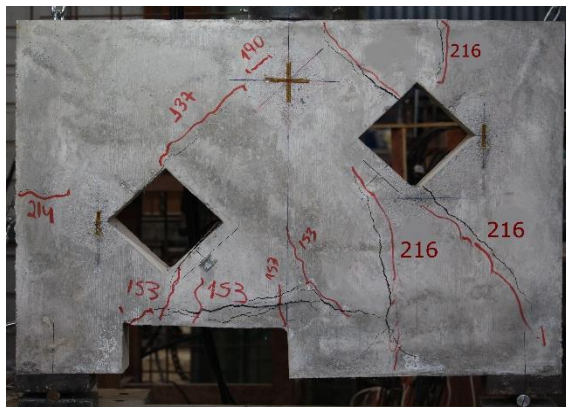


Figura 4.24 – Modo ruptura DB3-H2-U-1



Figura 4.25 – Modo ruptura DB3-W-H2-U-1



Figura 4.26 – Modo de ruptura DB3-H1-S-FS-1



Figura 4.27 – Modo de ruptura DB3-H1-S-FS-2



Figura 4.28 – Modo ruptura DB3-W-H1-S-F-1

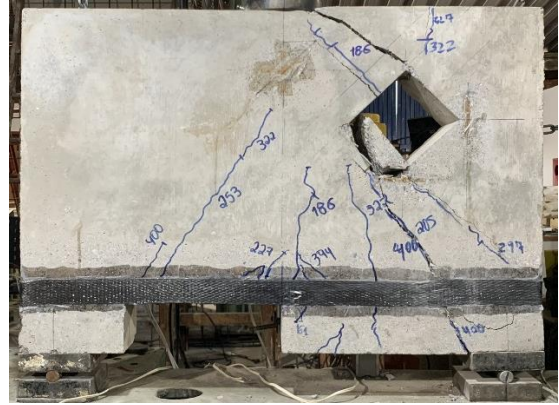


Figura 4.29 – Modo ruptura DB3-W-H1-S-F-2



Figura 4.30 – Modo ruptura DB3-H2-S-FS-1

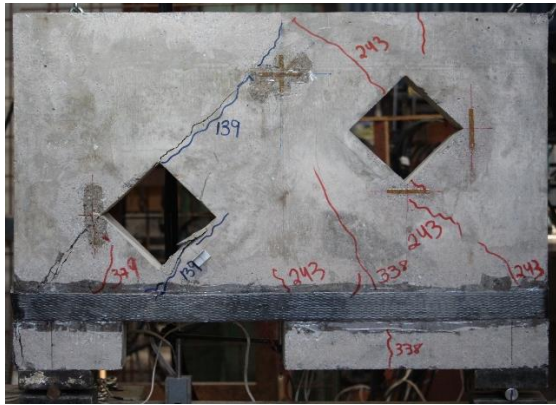


Figura 4.31 – Modo ruptura DB3-W-H2-S-F-1

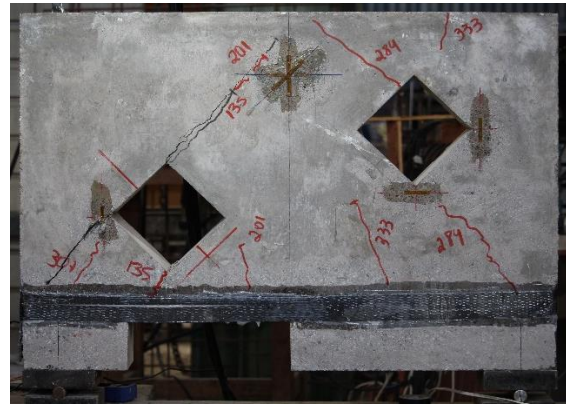


Figura 4.32 – Modo ruptura DB3-W-H2-S-F-2

Em todas as vigas-parede reforçadas não foi verificado quaisquer sinais de descolamento do reforço.

4.2.4 Comparação Série 1 x Série 2

Neste item são apresentadas as comparações entre as forças de fissuração, forças de ruptura e modos de ruptura entre as vigas-parede da Série 1 (item 4.2.1) e Série 2 (item 4.2.2). Analisando-se os resultados apresentados na Tabela 4.6 e Tabela 4.7 é possível observar que a capacidade resistente das vigas-parede da Série 2, com a mudança da ancoragem das armaduras principais de flexão, aumentou em relação as vigas-parede da Série 1. Esse aumento foi mais significativo para as vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma.

Observa-se também que todas as vigas-parede da Série 2 apresentaram menores relações entre as forças de fissuração e as forças de ruptura quando comparado as vigas-parede da Série 1, resultando em uma maior tendência do surgimento das fissuras.

Tabela 4.7 – Acréscimo na capacidade resistente das vigas-parede com o sistema de ancoragem modificado

Série	Vigas-Parede	Incremento da força de ruptura (%)
Série 1	DB1-H1-U-1	-
	DB1-H1-U-2	-
	DB1-W-H1-U-1	-
	DB1-W-H1-U-2	-
	DB1-H2-U-1	-
	DB1-H2-U-2	-
	DB1-W-H2-U-1	-
	DB1-W-H2-U-2	-
Série 2	DB2-H1-U-A-1	78,54
	DB2-H1-U-A-2	78,54
	DB2-W-H1-U-A-1	22,68
	DB2-W-H1-U-A-2	22,68
	DB2-H2-U-A-1	27,23
	DB2-H2-U-A-2	27,23
	DB2-W-H2-U-A-1	14,10
	DB2-W-H2-U-A-2	14,10

Os resultados dos modos de ruptura apresentados na Tabela 4.6 mostraram que as vigas-parede da Série 1 (sem armadura na alma) apresentaram modo de ruptura frágil. Já as vigas-parede correspondentes da Série 2 apresentaram modo de ruptura dúctil. Cabe destacar, que mesmo com a mudança da ancoragem das armaduras principais de flexão, as vigas-parede DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2 apresentaram uma fissura com um caminho horizontal e diagonal acima do entalhe em direção ao lado direito da viga-parede, que se desenvolveu a partir de fissuras de cisalhamento e flexão, e se expandiram em largura na falha, com padrão de fissura de falha por ancoragem.

4.2.5 Comparação Série 1 x Série 3

Neste item são apresentadas as comparações entre as forças de fissuração, forças de ruptura e modos de ruptura entre as vigas-parede da Série 1 (item 4.2.1) e Série 3 (item 4.2.3). Conforme os resultados apresentados na Tabela 4.6 e Tabela 4.8 observa-se que a combinação das técnicas de reforço NSM-EBR usada neste estudo, aumentou substancialmente a capacidade de força final das vigas-parede reforçadas. Esse aumento, foi mais significado para as vigas-parede com uma abertura, sem armadura na alma e reforçadas a flexão/força cortante.

Observa-se também que as vigas-parede reforçadas apresentaram menores relações entre a força de fissuração e força de ruptura, quando comparada as vigas-parede de referência correspondentes, demonstrando uma maior tendência ao surgimento de fissuras.

Além de ter aumentado a capacidade resistente das vigas-parede, o reforço melhorou as características de deformação das vigas-parede reforçadas.

Tabela 4.8 – Acréscimo na capacidade resistente das vigas-parede reforçadas

Série	Vigas-Parede	Incremento da força de ruptura (%)
Série 1	DB1-H1-U-1	-
	DB1-H1-U-2	-
	DB1-W-H1-U-1	-
	DB1-W-H1-U-2	-
	DB1-H2-U-1	-
	DB1-H2-U-2	-
	DB1-W-H2-U-1	-
	DB1-W-H2-U-2	-
Série 3	DB3-W-H1-U-1	-
	DB3-H2-U-1	-
	DB3-W-H2-U-1	-
	DB3-H1-S-FS-1	182,75
	DB3-H1-S-FS-2	182,75
	DB3-W-H1-S-F-1	47,79
	DB3-W-H1-S-F-2	47,79
	DB3-H2-S-FS-1	36,14
DB3-W-H2-S-F-1	30,81	
DB3-W-H2-S-F-2	30,81	

No que diz respeito à eficiência dos esquemas de reforço usados para as vigas-parede, verifica-se ganhos na capacidade resistente entre 30% e 182% em comparação as vigas-parede de referência.

As vigas-parede de referência com uma abertura e sem armadura falharam por cisalhamento e falha de ancoragem, já as vigas-parede correspondentes reforçadas apresentaram ruptura por flexão, seguida da ruptura do reforço externo (EBR).

Para as vigas-parede reforçadas não foi verificado o descolamento do reforço durante as fases de ensaio. Além disso, há um aumento considerável na capacidade resistente das vigas-parede quando se leva em conta as dimensões da seção transversal do reforço aplicado na combinação da técnica NSM (largura de 10 mm e espessura de 1,2 mm) e EBR (largura de 50mm e espessura de 0,166 mm). Entretanto, a técnica NSM, possui limitação na quantidade de tiras de fibra de carbono devido às dimensões da seção transversal a ser reforçada.

4.3 FISSURAÇÃO DO CONCRETO

Durante a realização dos ensaios, foi monitorada a manifestação de fissuras nas vigas-parede. A seguir, é apresentado uma visão dos padrões de fissuração das vigas-parede, mostrando a evolução do surgimento das fissuras com o aumento do carregamento.

4.3.1 Série 1

O mapeamento das fissuras das vigas-parede da Série 1 é apresentado da Figura 4.33 a Figura 4.40. As vigas-parede com armadura na alma, apresentaram maiores deformações plásticas, o que levou a um maior número de fissuras em relação as vigas-parede sem armadura na alma.

Para as vigas-parede com uma abertura assimétrica do lado direito sem armadura na alma (Figura 4.33 e Figura 4.34) e com armadura na alma (Figura 4.35 e Figura 4.36), observa-se um maior número de fissuras do lado direito, seu outro lado apresentou fissuras somente acima do entalhe. Isso pode ser explicado pela presença da abertura. Quando a abertura encontra o caminho natural da carga, ela causa perturbação no fluxo natural da carga, modificando a distribuição de esforços na seção, provocando a concentração de tensões nos cantos das aberturas, e como consequência a formação de fissuras. Além disso, a capacidade resistente do lado sem abertura é maior do que o lado com abertura.

As duas vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma DB1-H1-U-1e DB1-H1-U-2, apresentaram as primeiras fissuras visíveis próximo da falha. Para DB1-H1-U-1 surgiu inicialmente uma fissura no canto superior direito do entalhe a um nível de força de 82,09%

da força última. Em DB1-H1-U-2, surgiu inicialmente fissuras diagonais do lado direito que se iniciaram próximas ao canto superior e no canto inferior da abertura, e uma fissura no canto reentrante, a uma força aplicada de 186,00 kN (89,57% da força final). Logo após o desenvolvimento das primeiras fissuras no canto reentrante de DB1-H1-U-1, foram detectadas fissuras diagonais do lado direito que se iniciaram próximas ao canto superior e no canto inferior da abertura, em direção ao carregamento e apoio. Em ambas vigas-parede, também surgiram fissuras de flexão do lado direito e fissuras inclinadas acima do entalhe. Verificou-se que as fissuras detectadas nas vigas-parede se estenderam gradualmente em comprimento à medida que a força aumentava. Surgiram também fissuras horizontais ao longo do nível das armaduras tracionadas. Esse tipo de fissura acontece devido a falha da ancoragem. Apesar do aparecimento de fissuras, a ruptura das vigas-parede, ocorreu repentinamente, ou seja, foram frágeis. Apresentaram falha mista por cisalhamento e falha de ancoragem.

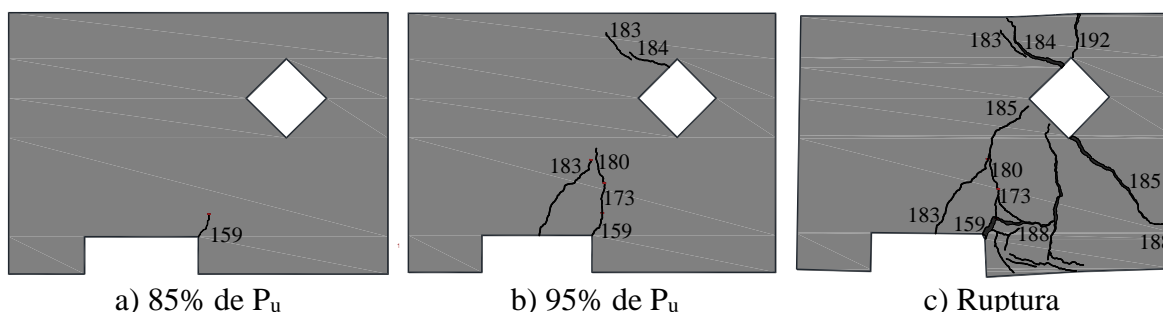


Figura 4.33 – Mapa de fissuração DB1-H1-U-1 (força indicada em kN)

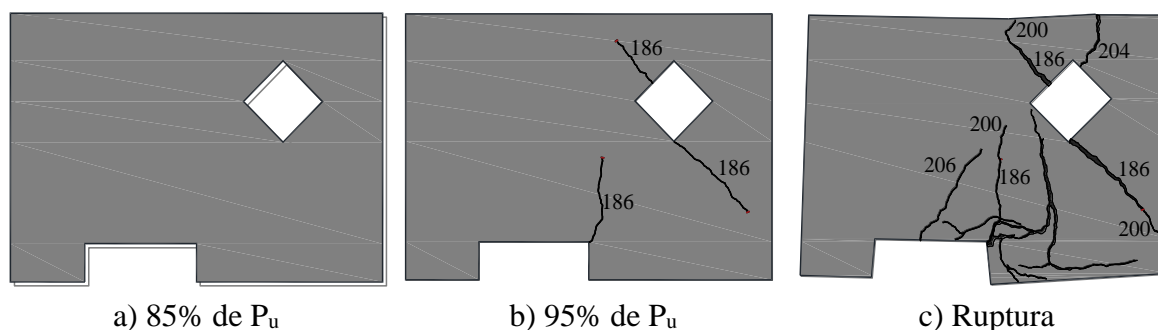


Figura 4.34 – Mapa de fissuração DB1-H1-U-2 (força indicada em kN)

DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 apresentaram as primeiras fissuras visíveis a níveis de força de 33,69% e 58,34%, respectivamente, da força final. Para DB1-W-H1-U-1, a primeira fissura foi no canto reentrante, e em DB1-W-H1-U-2, a primeira fissura foi diagonal, e apareceu no canto inferior da abertura em direção ao ponto do apoio direito, e foi acompanhada de uma fissura no canto reentrante. Em DB1-W-H1-U-1, as primeiras fissuras

digonais que se iniciaram na abertura, surgiram a 43,80% da força final. Em ambas vigas-parede, com o aumento da força aplicada, e redistribuição dos esforços, surgiram fissuras inclinadas e de flexão, ao longo do entalhe e na superfície inferior do lado direito que progrediam em direção a superfície superior. A cada aumento de força, as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura se propagavam tanto na direção do carregamento quanto no ponto de apoio direito. A ruptura de DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 ocorreu pela intensificação das fissuras ao longo da altura. Levando a apresentarem modo de por flexão.

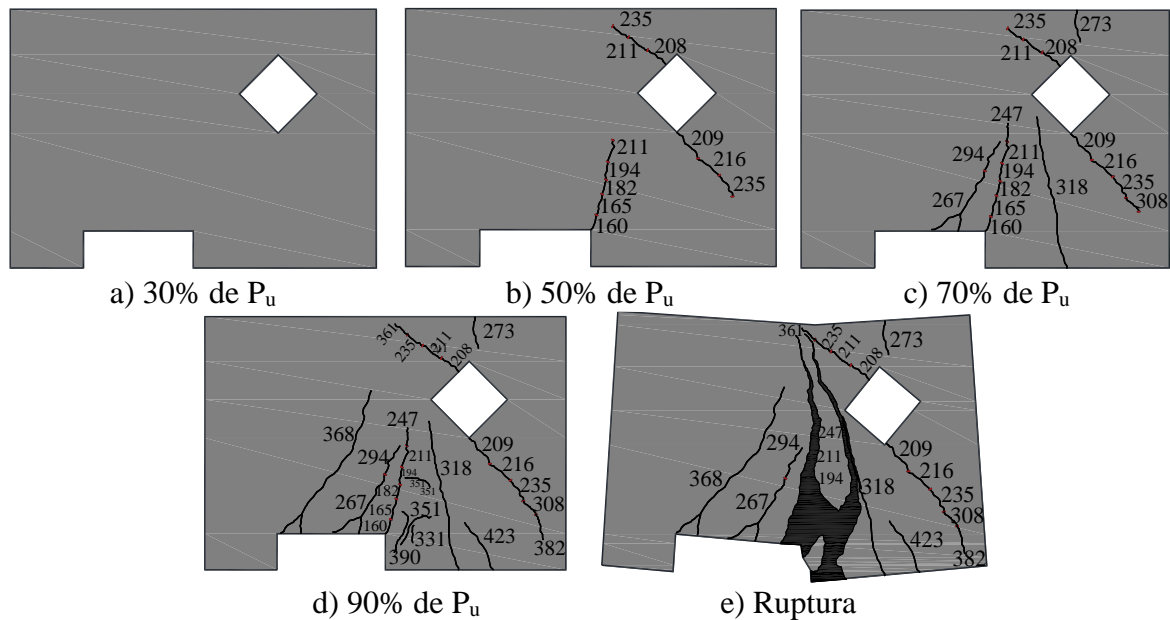


Figura 4.35 – Mapa de fissuração DB1-W-H1-U-1 (força indicada em kN)

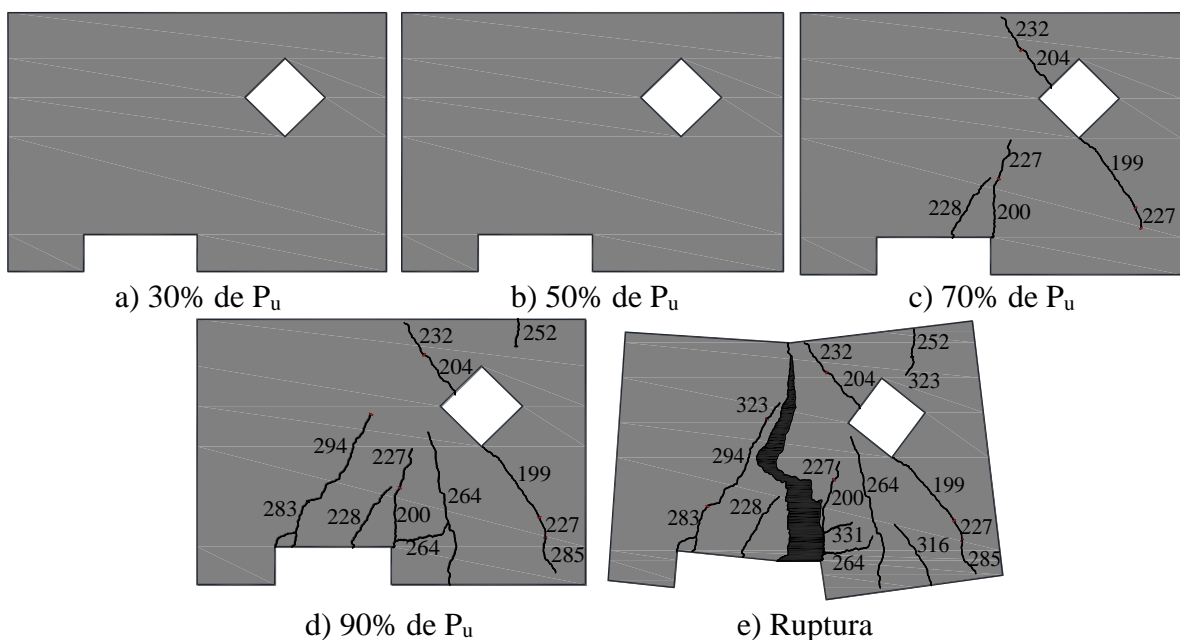


Figura 4.36 – Mapa de fissuração DB1-W-H1-U-2 (força indicada em kN)

Para DB1-H2-U-1, as primeiras fissuras surgiram a 63,30% da força de ruptura (Figura 4.37c), com uma fissura diagonal que se iniciou do lado esquerdo e canto superior da abertura em direção ao ponto de carregamento. Verificou-se também a formação de fissuras de flexão no canto inferior dessa mesma abertura em direção ao entalhe, e na região central do entalhe. Para níveis de força de 96,61% e 98,99% da força última, o efeito do cisalhamento ficou evidente do lado direito ao aparecer fissuras diagonais ligando o ponto de aplicação de força ao apoio direito, e atravessando a abertura.

DB1-H2-U-2 apresentou a primeira fissura a um nível de 51,67% da força de ruptura, com uma fissura de flexão na região central do entalhe, e em seguida, surgiu uma fissura de flexão no canto inferior da abertura do lado esquerdo do espécime em direção ao entalhe, como pode ser observado na Figura 4.38c. Para o nível de força de 55,95% da força de ruptura verificou-se uma fissura diagonal que se iniciou no canto superior da abertura do lado esquerdo em direção ao ponto de carregamento. Além disso, verificou-se que a 64,11% da força de falha surgiu uma fissura no canto superior direito do entalhe, conforme observado nas outras vigas-parede.

Conforme observado na Figura 4.37(e) e Figura 4.38(e), DB1-H2-U-1 e DB1-H2-U-2, respectivamente, apresentaram falha mista de cisalhamento e falha por ancoragem. À medida que a força aumentava, as maiores fissuras diagonais se propagavam em direção ao apoio direito e carregamento, e a largura das fissuras se expandiram até as vigas-parede romperem. Além disso, observou-se que a ancoragem insuficiente, ocasionou o deslizamento das armaduras longitudinais. Isso pode ser verificado com o surgimento de fissuras horizontais do lado direito no nível das armaduras tracionadas. As fissuras horizontais nas extremidades das armaduras de flexão acima do entalhe, se expandiram no momento da falha.

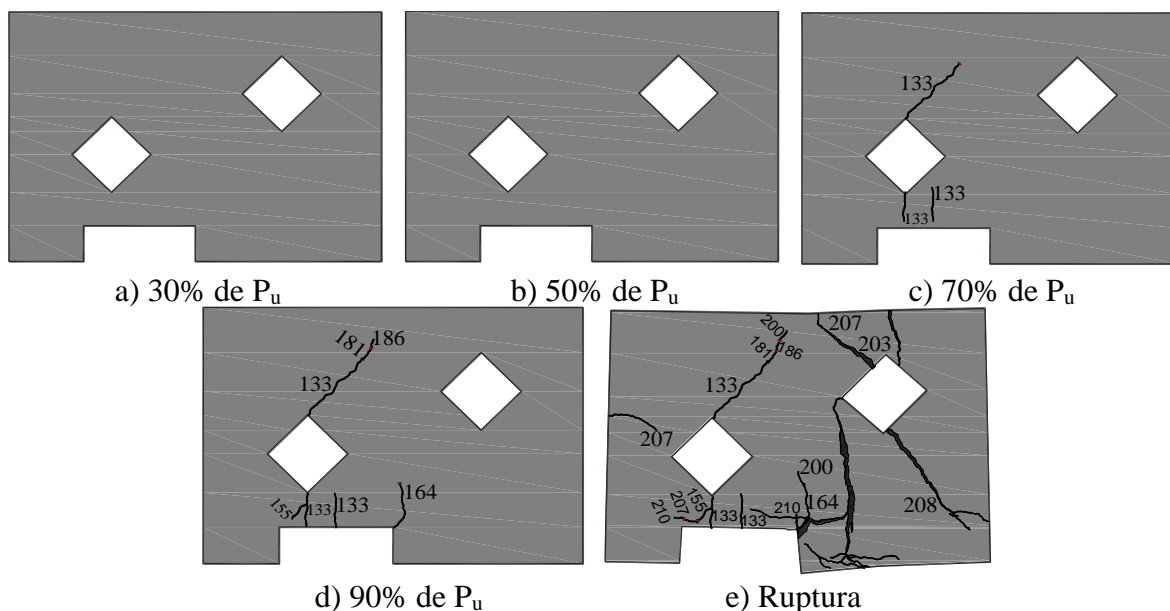


Figura 4.37 – Mapa de fissuração DB1-H2-U-1 (força indicada em kN)

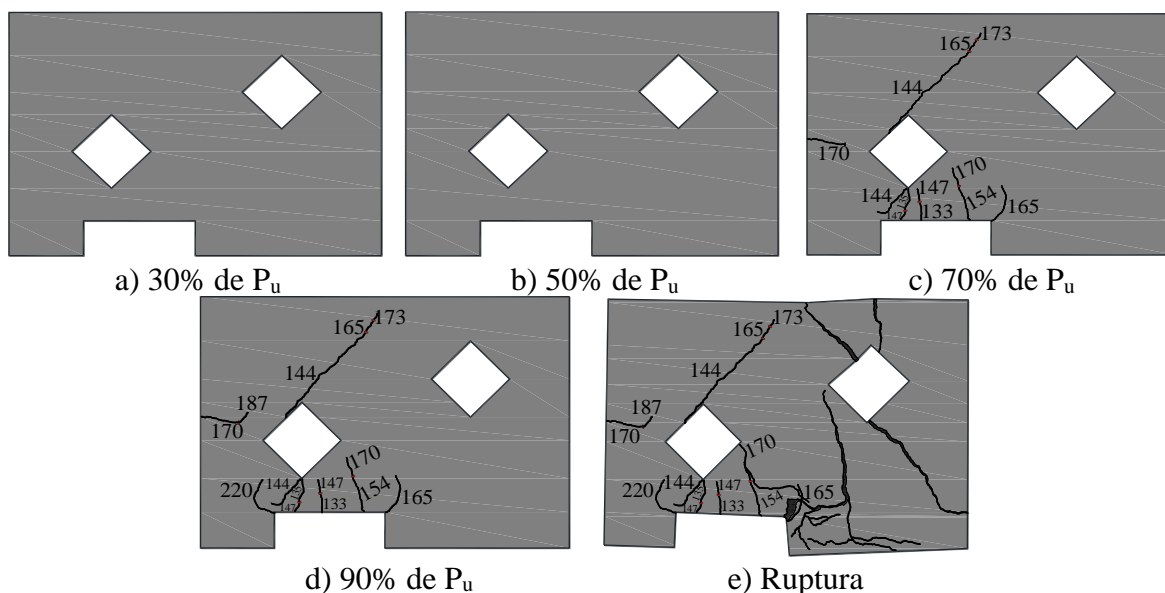


Figura 4.38 – Mapa de fissuração DB1-H2-U-2 (força indicada em kN)

Os padrões de fissuração de DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2 são mostrados na Figura 4.39 e Figura 4.40, respectivamente. As primeiras fissuras visíveis foram diagonais e surgiram no canto inferior da abertura do lado esquerdo, a níveis de força de 49,08% e 37,92%, respectivamente, da força de falha. Em seguida, apareceram fissuras diagonais no canto superior da mesma abertura em direção ao carregamento. Com o aumento da força aplicada surgiram de flexão e cisalhamento acima do entalhe e fissuras no canto do entalhe. As fissuras se concentraram do lado esquerdo até níveis de força de 250 kN para DB1-W-H2-U-1 e 187 kN para DB1-W-H2-U-2. Após atingirem esses níveis de carregamento, com a redistribuição das tensões assimétricas, resultantes das aberturas assimétricas surgiram

fissuras diagonais na abertura do lado direito em direção ao ponto de carregamento e apoio. Sob carga crescente as fissuras do canto reentrante e diagonais do canto superior da abertura do lado esquerdo se expandiram

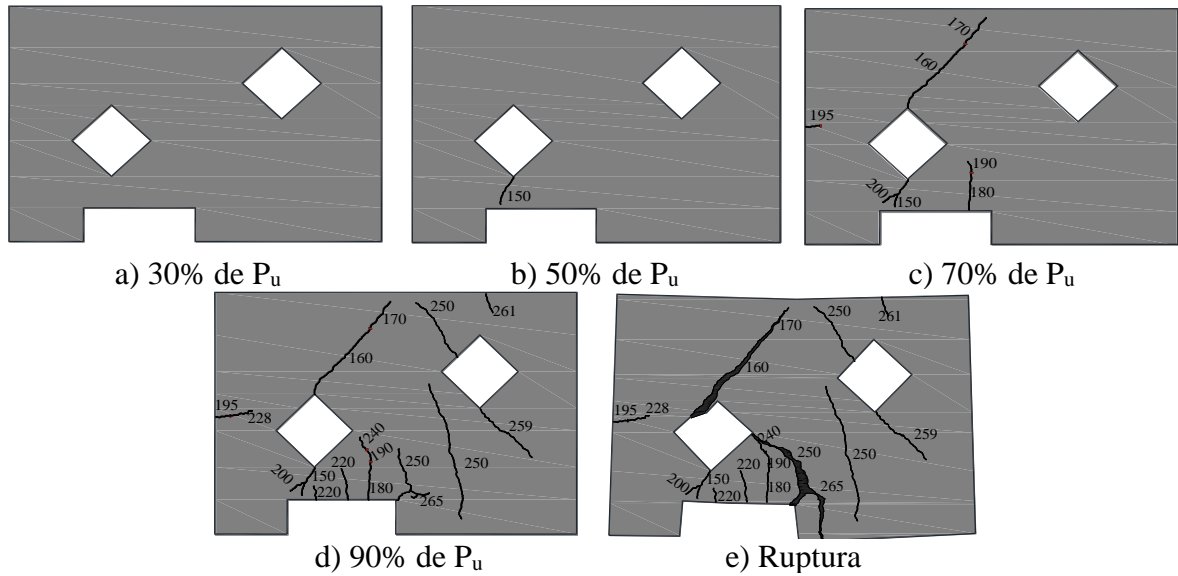


Figura 4.39 – Mapa de fissuração DB1-W-H2-U-1 (força indicada em kN)

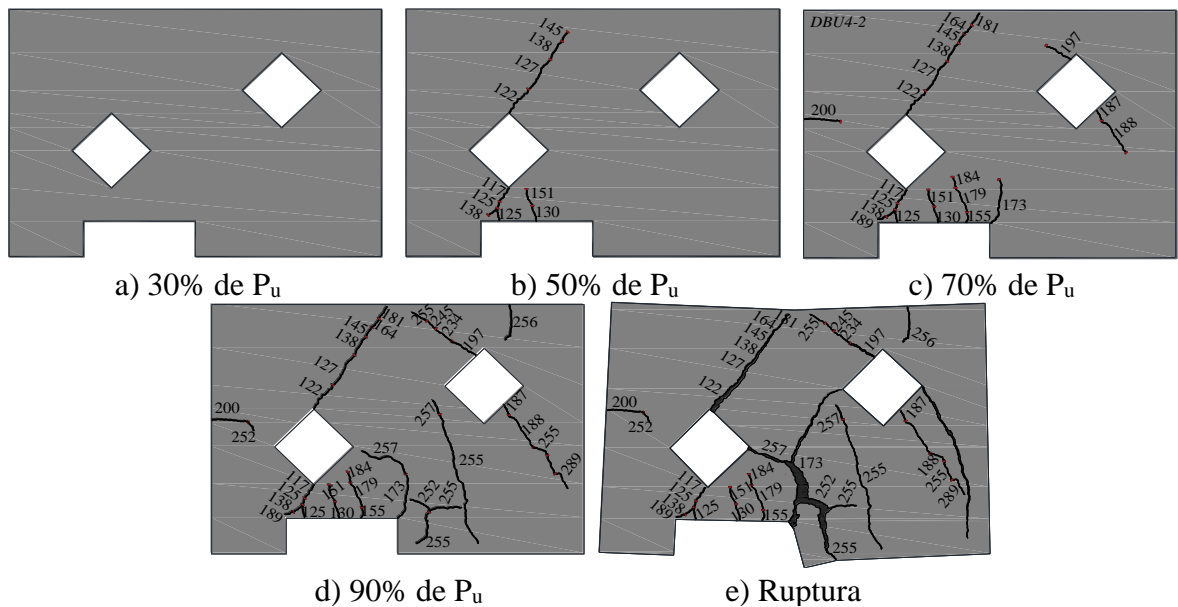


Figura 4.40 – Mapa de fissuração DBU4-2 (força indicada em kN)

4.3.2 Série 2

O mapeamento das fissuras das vigas-parede da Série 2 é apresentado da Figura 4.41 a Figura 4.48. Observa-se para todas as vigas-parede com uma abertura do lado direito, que as fissuras se concentraram do lado direito e acima do entalhe. Isso foi atribuído à capacidade resistente

do lado sem abertura que era muito maior do que a do lado com aberturas. A abertura assimétrica do lado direito interferiu parcialmente no caminho natural das cargas, influenciando no fluxo normal das tensões, causando a concentração de tensões nos cantos das aberturas, como resultado o surgimento de fissuras.

Nas vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma DB2-H1-U-A-1 (Figura 4.41) e DB2-H1-U-A-2 (Figura 4.42) as primeiras fissuras formaram-se a cerca de 42,34% e 45,31% da carga máxima, respectivamente. Essas fissuras surgiram no canto reentrante e foram seguidas de fissuras diagonais que começaram nos cantos ou próximas aos cantos da abertura assimétrica do lado direito. A medida que o carregamento prosseguia apareceram fissuras inclinadas em cima do entalhe e fissuras de flexão na superfície inferior do lado direito. Na ruptura, as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura assimétrica se expandiram em direção ao ponto de aplicação de carga e a uma região acima do apoio direito, ocasionando o desprendimento do concreto do canto onde a abertura estava localizada do resto da viga-parede. Essa mudança na direção da fissura acima do apoio direito provavelmente deve ter sido ocasionado em função dos esforços de compressão atuantes na região, o que levou a viga-parede a romper fora da região do apoio. Além das fissuras diagonais que se formaram na abertura do lado direito como um dos fatores que levaram à falha das vigas-parede, a fissura com um caminho horizontal e diagonal acima do entalhe em direção ao lado direito da viga-parede, que se desenvolveu a partir de fissuras de cisalhamento e flexão se expandiram em largura na falha.

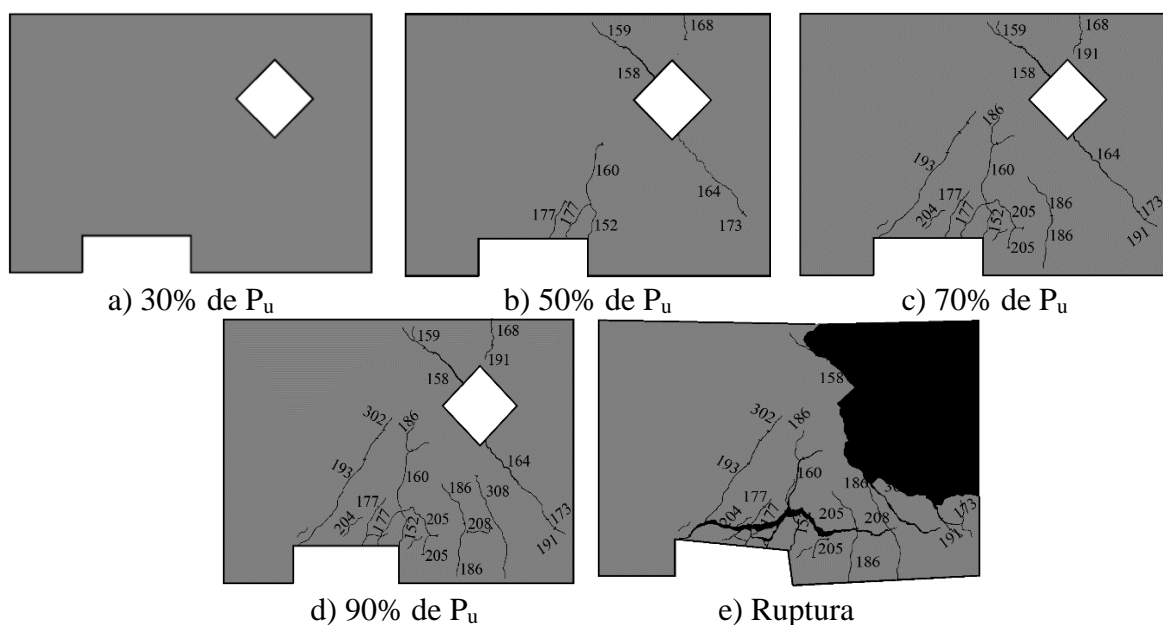


Figura 4.41 – Mapa de fissuração DB2-H1-U-A-1 (força indicada em kN)

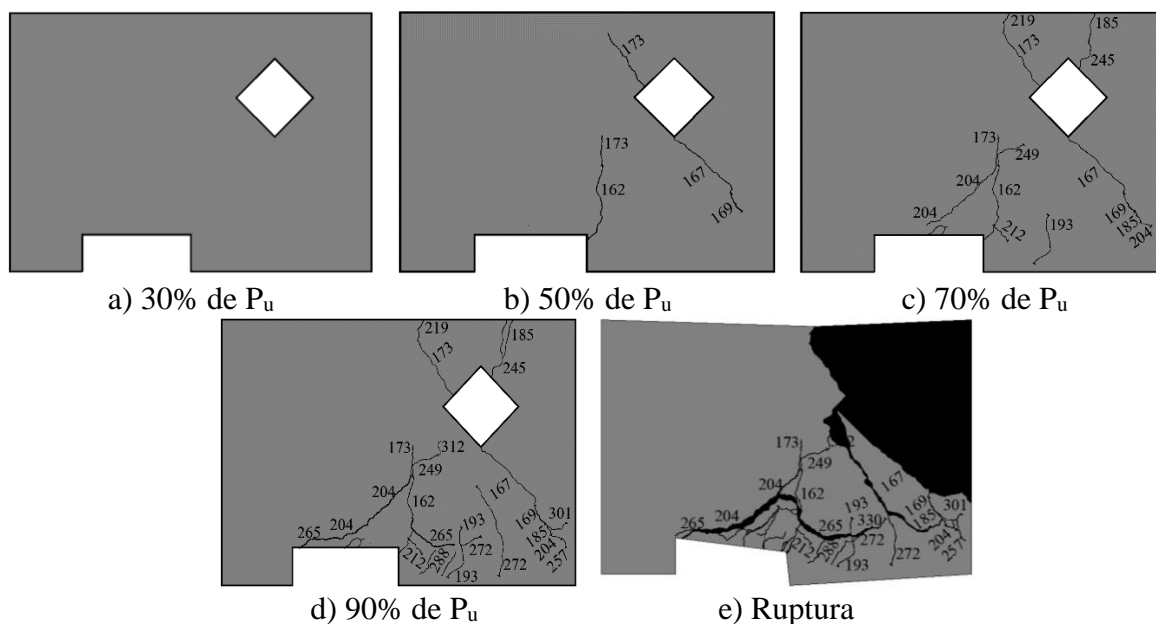


Figura 4.42 – Mapa de fissuração DB2-H1-U-A-2 (força indicada em kN)

Nas vigas-parede com uma abertura e armadura na alma DB2-W-H1-U-A-1 (Figura 4.43) e DB2-H1-U-A-2 (Figura 4.44) as primeiras fissuras formaram-se a cerca de 27,32% e 25,32% da força de falha, respectivamente. Essas fissuras surgiram no canto reentrante, e foram seguidas de fissuras diagonais que começaram nos cantos ou próximas aos cantos da abertura assimétrica do lado direito em direção ao apoio e carregamento. Com o aumento da força aplicada, apareceram fissuras inclinadas em cima do entalhe e fissuras de flexão na superfície inferior do lado direito, que se expandiam em comprimento. Surgiram também fissuras diagonais paralelas as primeiras fissuras diagonais e propagavam-se em direção ao ponto de carregamento e apoio direito. Ao final dos ensaios verificou-se que as vigas-parede falharam por flexo-cisalhamento com o escoamento das armaduras de flexão seguido da compressão diagonal (esmagamento do concreto próximo a abertura e na região de aplicação de força).

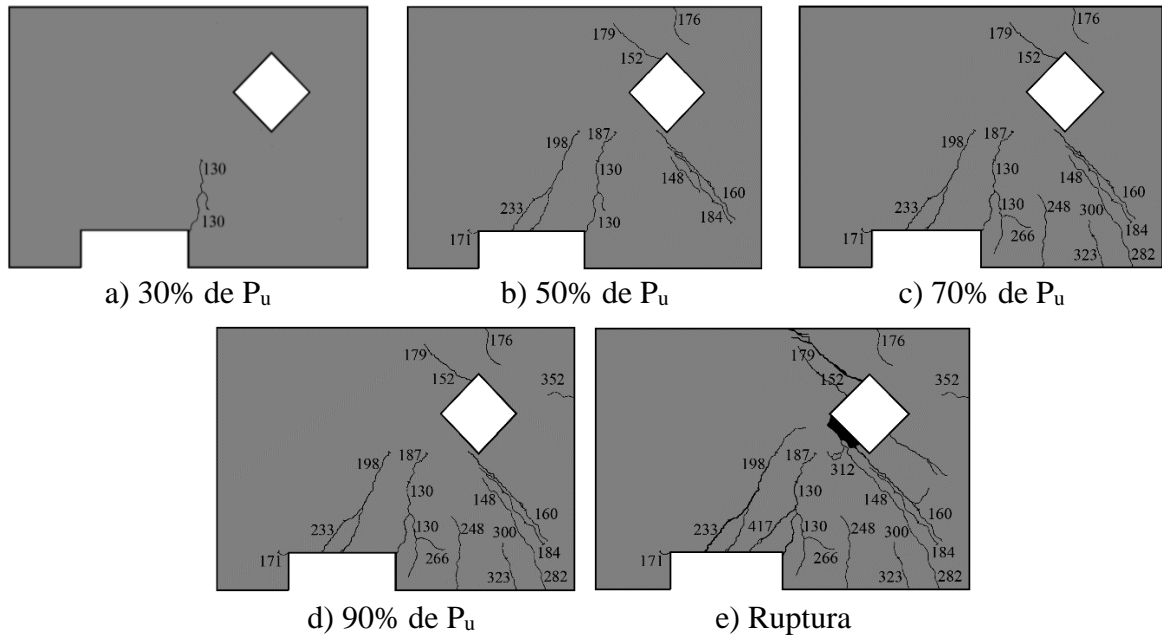


Figura 4.43 – Mapa de fissuração DB2-W-H1-U-A-1 (força indicada em kN)

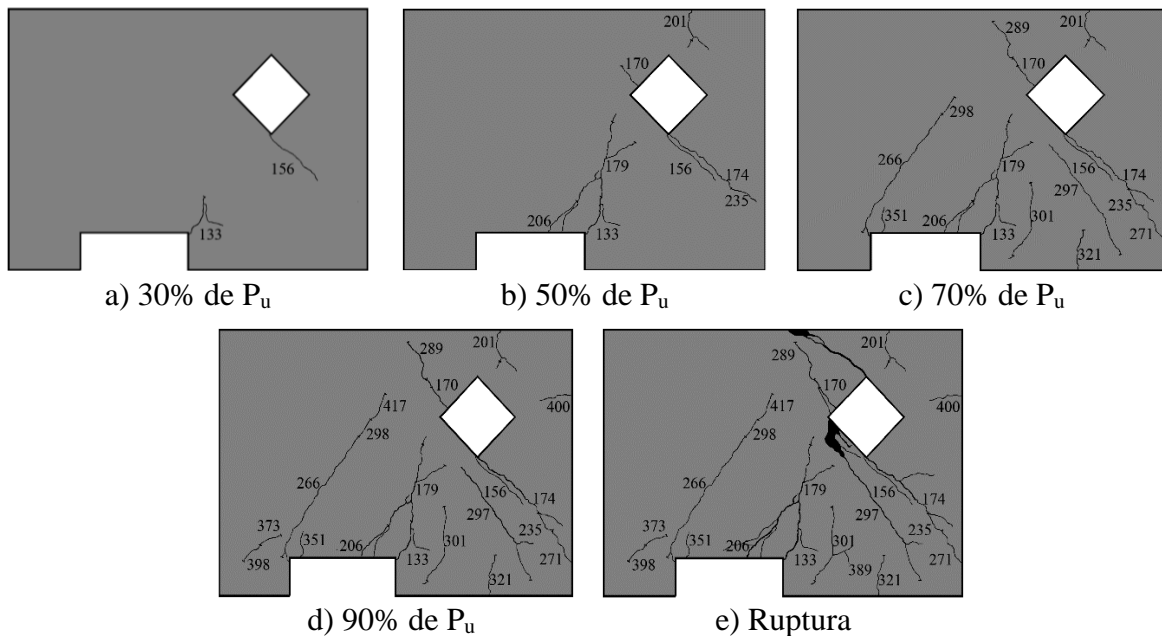


Figura 4.44 – Mapa de fissuração DB2-W-H1-U-A-2 (força indicada em kN)

Para as vigas-parede DB2-H2-U-A-1 e DB2-H2-U-A-2 as primeiras fissuras visíveis surgiram a níveis de força de 37,09% e 42,03% da força de falha, respectivamente. Por meio do mapa de fissuração apresentado na Figura 4.45 (b) observa-se que em DB2-H2-U-A-1 surgiu uma fissura de flexão acima do entalhe em direção a abertura do lado esquerdo e em seguida, apareceu uma fissura de flexão na região central do entalhe, uma fissura de flexão no canto reentrante e uma fissura diagonal no canto superior da abertura em direção ao

carregamento. DB2-H2-U-A-2 (Figura 4.46 c) apresentou uma fissura de flexão acima do entalhe em direção a abertura do lado esquerdo e uma fissura diagonal no canto superior da abertura do lado esquerdo em direção ao carregamento.

Em DB2-H2-U-A-1 e DB2-H2-U-A-2 as fissuras de concentraram do lado esquerdo até níveis de força de 208 kN (64,29% da força de falha) e 160 kN (58,98% da força de falha), respectivamente. Ao atingirem esses carregamentos, surgiram fissuras diagonais que se iniciaram na abertura do lado direito em direção ao ponto de carregamento e apoio. Sob carga crescente, surgiram fissuras de flexão na superfície inferior do lado direito e fissuras diagonais no canto da abertura do lado esquerdo

Na ruptura, observa-se que DB2-H2-U-A-1 apresentou panorama de fissuração com um número maior de fissuras em relação a DB2-H2-U-A-2. Em DB2-H2-U-A-1, observa-se o desprendimento do concreto da região acima da abertura do lado esquerdo do resto da viga-parede. Em DB2-H2-U-A-2 as fissuras diagonais nos cantos da abertura do lado esquerdo, se expandiram em largura na falha, além disso, verificou-se o esmagamento no canto da abertura.

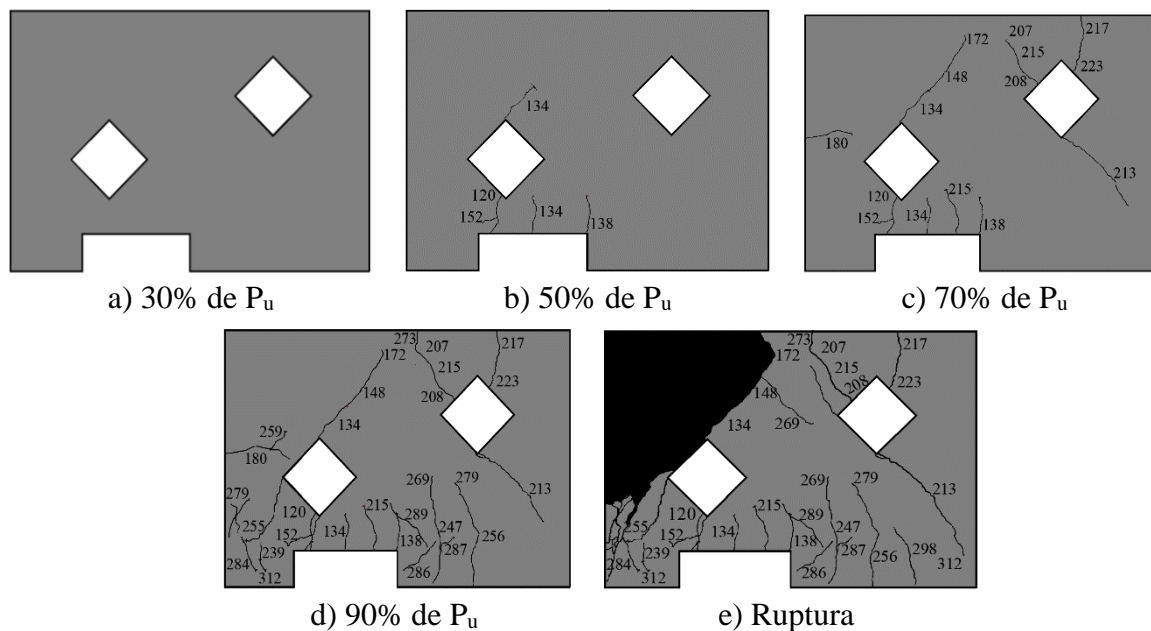


Figura 4.45 – Mapa de fissuração DB2-H2-U-A-1 (força indicada em kN)

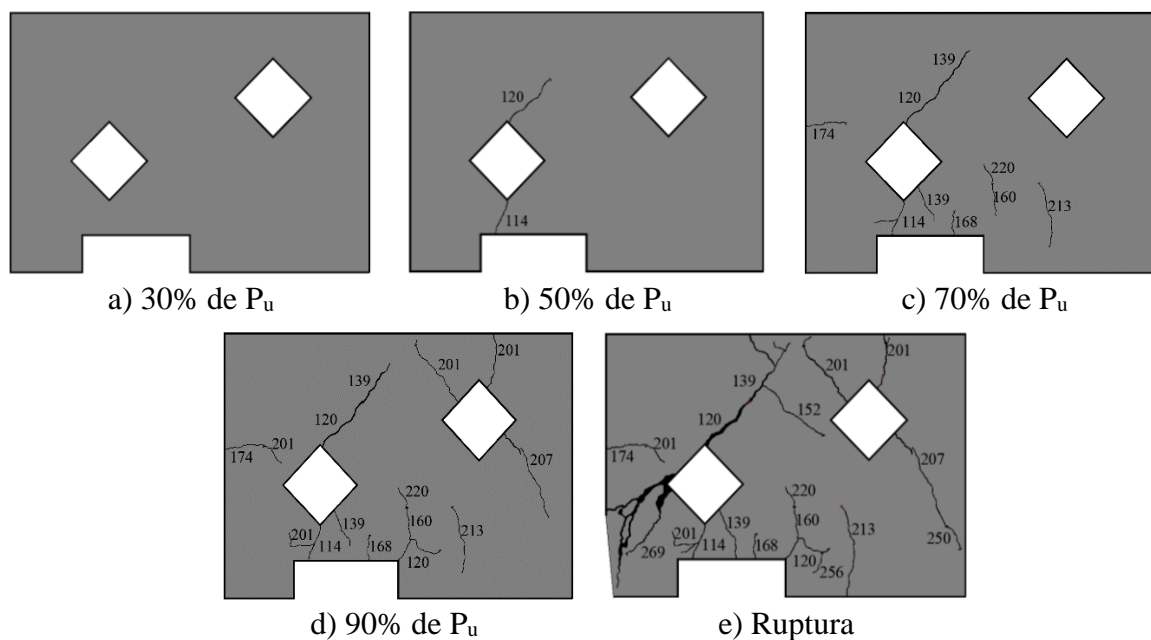


Figura 4.46 – Mapa de fissuração DB2-H2-U-A-2 (força indicada em kN)

Nas vigas-parede DB2-W-H2-U-A-1 (Figura 4.47) e DB2-W-H2-U-A-2 (Figura 4.48) as primeiras fissuras formaram-se a cerca de 36,78% e 32,45% da força máxima, respectivamente. Surgiram fissuras diagonais no canto superior da abertura do lado esquerdo em direção ao carregamento, fissura de flexão acima do entalhe em direção a abertura do lado esquerdo e fissura no canto reentrante de DB2-W-H2-U-A-1. Em DB2-W-H2-U-A-2 a primeira fissura foi diagonal e apareceu no canto superior da abertura do lado esquerdo em direção ao carregamento. Observou-se que as fissuras se concentraram do lado esquerdo até níveis de força de 52,21% da força última para DB2-W-H2-U-A-1, e 51,43% da força última para DB2-W-H2-U-A-2. Ao atingirem esses níveis de carregamento observou-se o aparecimento de fissuras diagonais que iniciaram na abertura do lado direito em direção ao carregamento e apoio. Além disso, observou-se que as fissuras diagonais que surgiram nos cantos da abertura do lado esquerdo se expandiram em largura na falha.

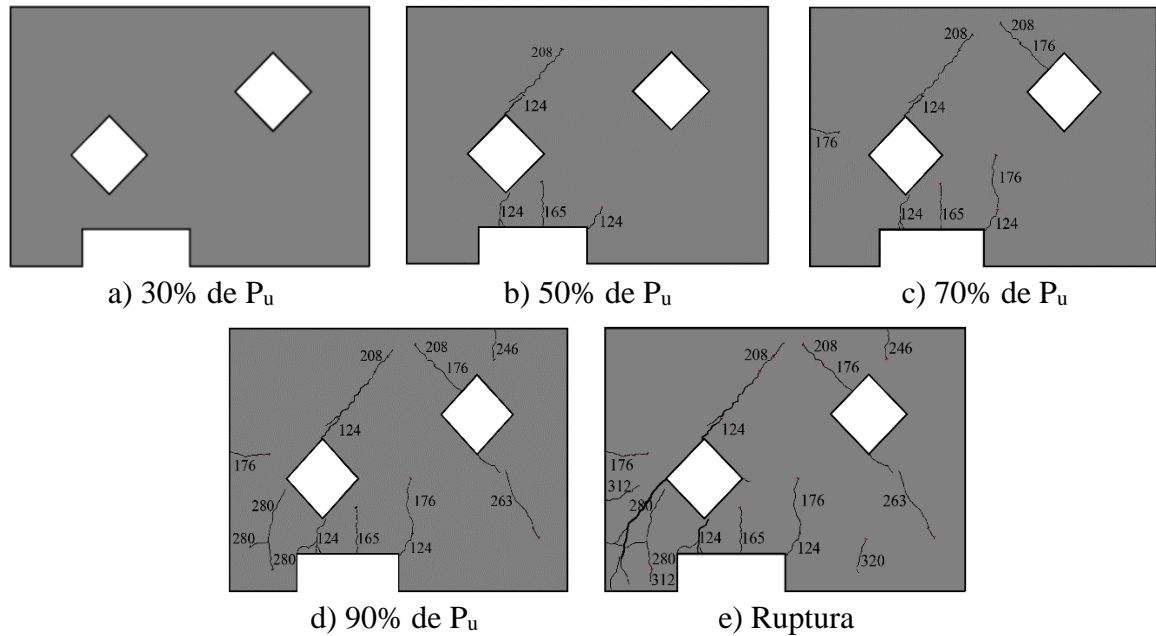


Figura 4.47 – Mapa de fissuração DB2-W-H2-U-A-1 (força indicada em kN)

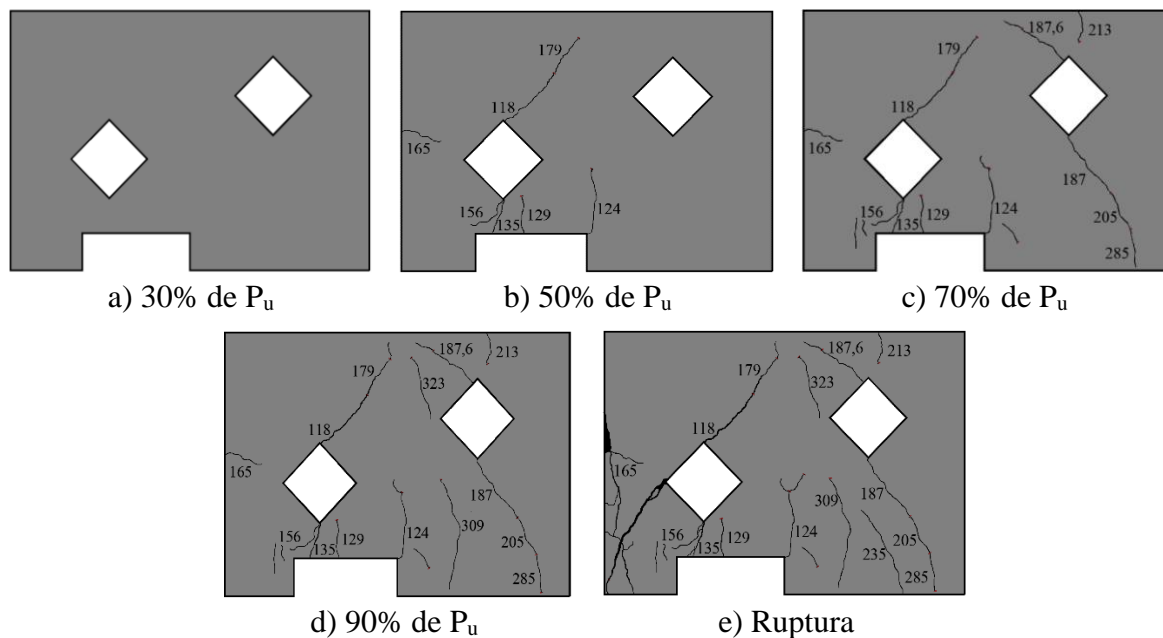


Figura 4.48 – Mapa de fissuração DB2-W-H2-U-A-2 (força indicada em kN)

4.3.3 Série 3

O mapeamento das fissuras das vigas-parede da Série 3 é apresentado da Figura 4.49 a Figura 4.58. Observa-se para todas as vigas-parede de referência e reforçadas, com uma abertura assimétrica do lado direito que o panorama de fissuração verificado na ruína corresponde a um maior número de fissuras do lado direito. Esse comportamento está relacionado com a

presença da abertura assimétrica que interferiu parcialmente no caminho natural das forças, alterando a distribuição dos esforços na seção, ocasionando concentração de tensões nos cantos das aberturas e conseqüentemente a formação de fissuras. A existência do grande número de fissuras do lado direito, representa a propensão de formação da biela nesta parte, no entanto, a existência da abertura fez com que a biela não se formasse na melhor posição.

Para a viga-parede de referência DB3-W-H1-U-1 a primeira fissura visível foi diagonal e surgiu no canto inferior da abertura, a um nível de força de 32,76% da força última. Logo após o desenvolvimento da primeira fissura diagonal foram detectadas fissuras diagonais no canto superior da abertura, fissuras no canto reentrante e uma fissura de flexão na região central do entalhe. À medida que a força aplicada aumentava, as trincas diagonais que atravessaram a abertura se propagaram em direção ao ponto de apoio e carregamento e surgiram também novas fissuras de flexão e cisalhamento. A fissura do canto reentrante, as fissuras de flexão que surgiram do lado direito perto da superfície inferior da viga-parede e as fissuras de flexão-cisalhamento na região acima do entalhe se estenderam em direção à superfície superior da viga-parede.

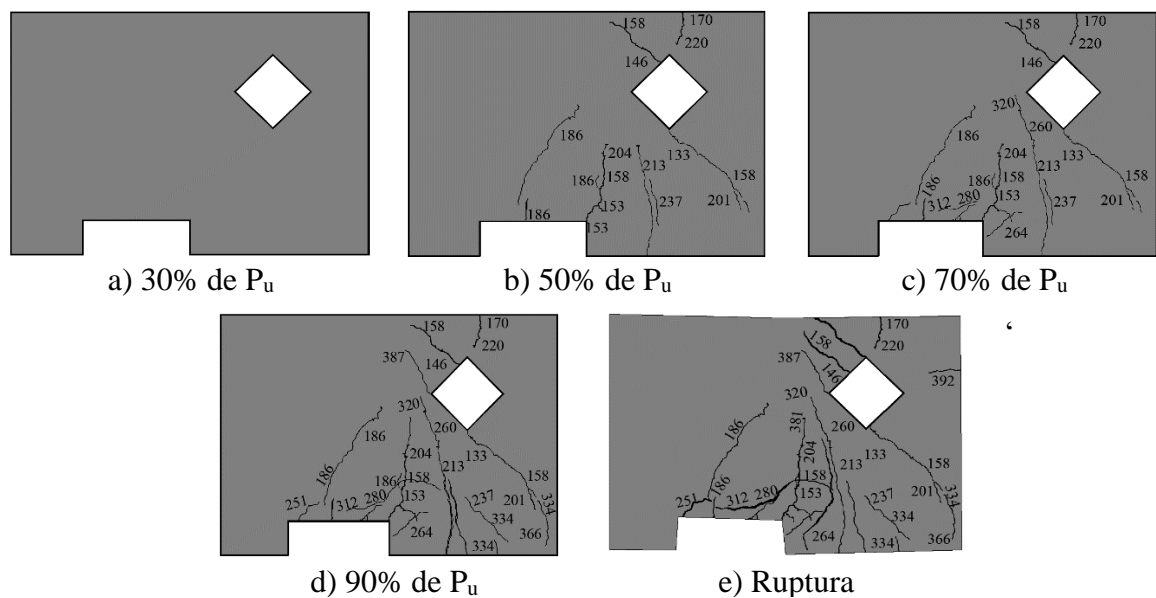


Figura 4.49 – Mapa de fissuração DB3-W-H1-U-1 (força indicada em kN)

Para a viga-parede de referência DB3-H2-U-1 as primeiras fissuras surgiram a 62,49% da força de falha (Figura 4.50c), com uma fissura diagonal que se iniciou do lado esquerdo e canto superior da abertura em direção ao ponto de carregamento, fissuras de flexão no canto inferior dessa mesma abertura em direção ao entalhe e na região superior do entalhe. Na

ruptura (Figura 4.50e) observou-se a formação de fissuras horizontais ao longo da armadura longitudinal acima do entalhe. Esse tipo de fissura acontece quando a armadura principal não está adequadamente ancorada. Observou-se também que o efeito do cisalhamento ficou evidente do lado direito ao aparecer fissuras diagonais ligando o ponto de aplicação de carga ao apoio direito, e atravessando a abertura.

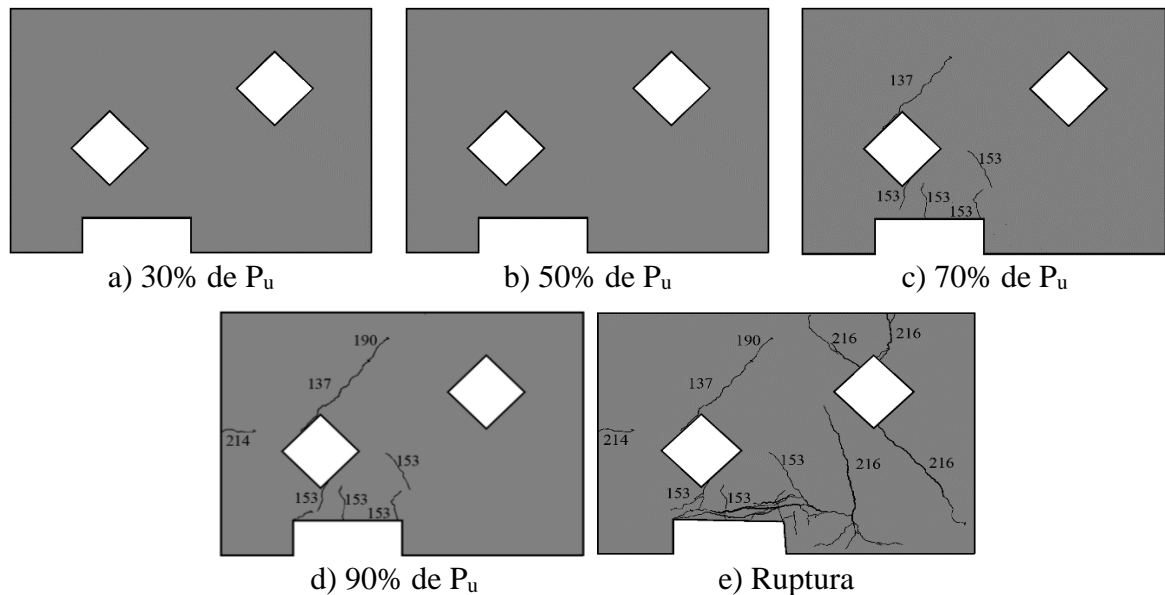


Figura 4.50 – Mapa de fissuração DB3-H2-U-1 (força indicada em kN)

Para a viga-parede de referência DB3-W-H2-U-1 as primeiras fissuras surgiram a 41,02% da força de falha (Figura 4.51), com uma fissura diagonal que se iniciou do lado esquerdo e canto superior da abertura em direção ao ponto de carregamento e uma fissura de flexão na região superior do entalhe. Com o aumento da carga aplicada houve a redistribuição de tensões de tensões assimétricas resultantes das aberturas assimétricas e surgiram fissuras de flexão e cisalhamento do lado direito. O modo de falha verificado foi cisalhamento.

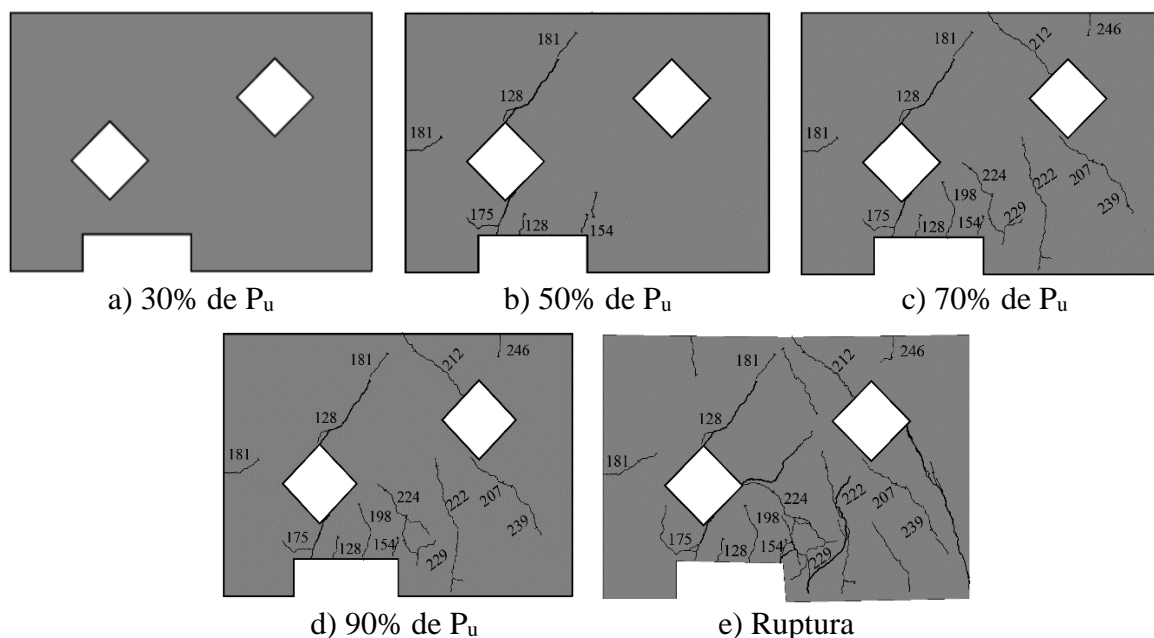


Figura 4.51 – Mapa de fissuração DB3-W-H2-U-1 (força indicada em kN)

Para a viga-parede de referência com duas aberturas observa-se que a presença da armadura na alma de DB3-W-H2-U-1 (Figura 4.51) contribuiu para o aumento da resistência ao cisalhamento quando comparado a DB3-H2-U-1(Figura 4.50) sem armadura na alma. Além de ter sido possível observar um maior número de fissuras em DB3-W-H2-U-1 o que permitiu uma considerável redistribuição dos esforços.

Para as duas vigas-parede com uma abertura, sem armadura na alma e reforçadas a flexão/cisalhamento observa-se que DB3-H1-S-FS-2 apresentou um maior número de fissuras em relação a DB3-H1-S-FS-1. Para DB3-H1-S-FS-1 a primeira trinca visível foi de flexão e apareceu próxima ao canto reentrante a uma carga aplicada de 195 kN (37,6% da carga final). Para DB3-H1-S-FS-2 as primeiras trincas visíveis foram de flexão, próxima ao canto reentrante e diagonais acima do reforço aplicado a 45° acima da aresta da abertura em direção ao ponto de carregamento e abaixo do reforço aplicado a 45° abaixo da aresta da abertura em direção ao apoio direito, ambas a uma carga aplicada de 238 kN (38,63% da força final).

Observa-se para DB3-H1-S-FS-1 que logo após o desenvolvimento das primeiras fissuras próximas ao canto reentrante, apareceram fissuras inclinadas acima do entalhe e uma fissura diagonal acima do reforço aplicado a 45° acima da aresta da abertura em direção ao ponto de carregamento.

Com o aumento da carga aplicada em DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2 surgiram fissuras de flexão e cisalhamento próximas a superior inferior da viga-parede. As fissuras acima do entalhe e próximas ao canto reentrante se propagavam em direção à superfície superior próxima à borda da placa de carregamento. A ruptura de DB3-H1-S-FS-1 (Figura 4.52 e) e DB3-H1-S-FS-2 (Figura 4.53 e) ocorreu por flexão na região central seguida da ruptura do reforço externo (EBR).

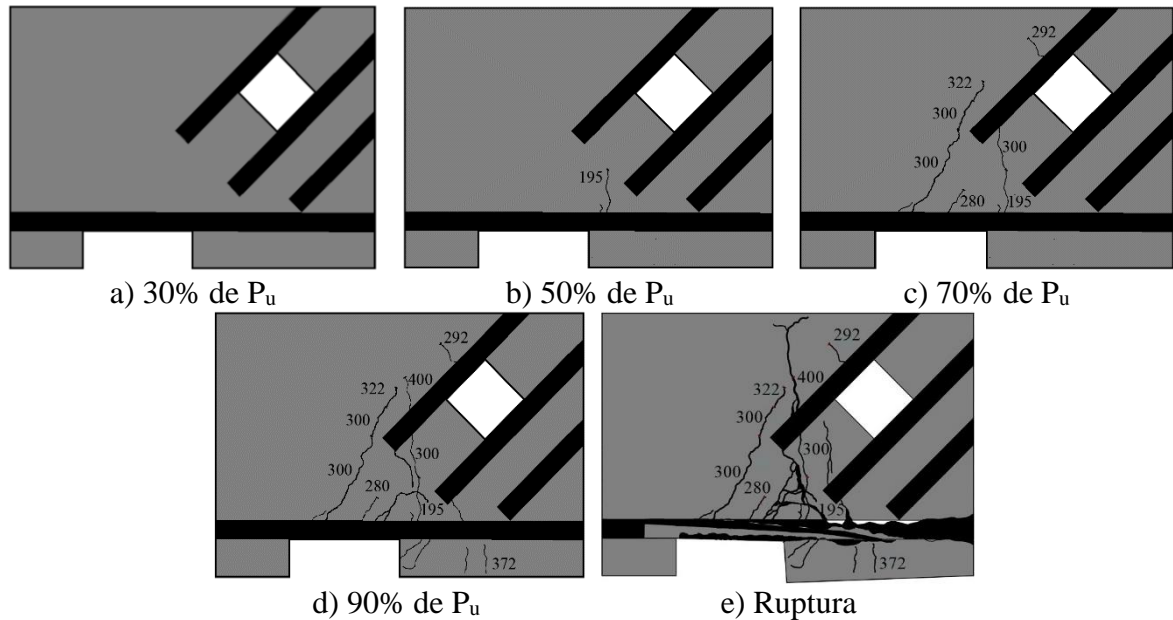


Figura 4.52 – Mapa de fissuração DB3-H1-S1 (força indicada em kN)

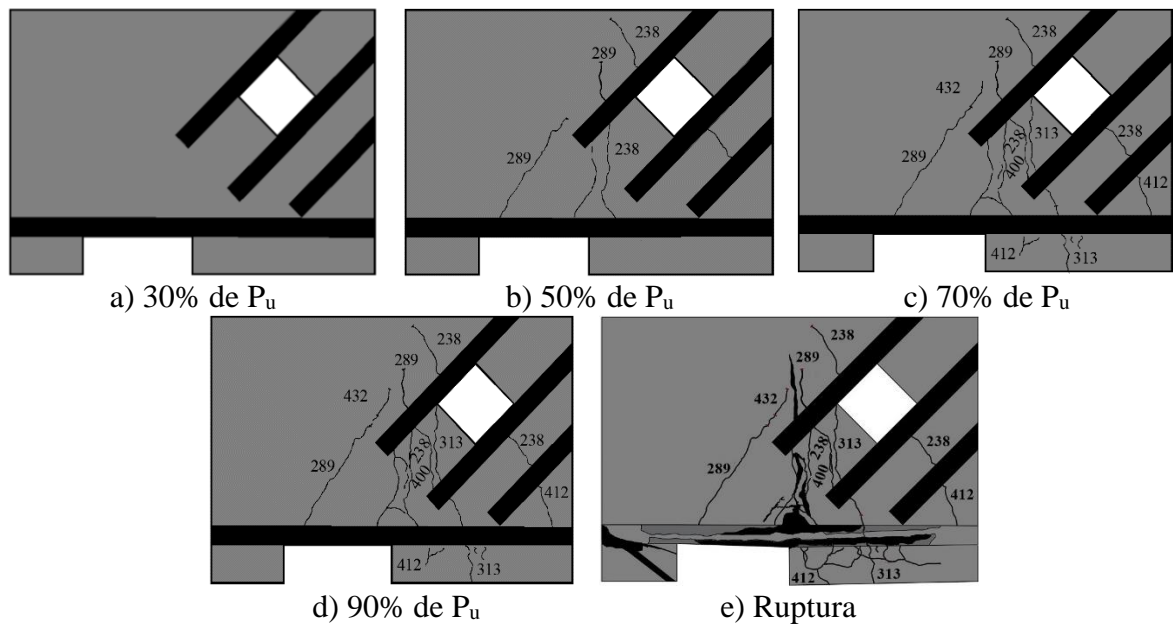


Figura 4.53 – Mapa de fissuração DB3-H1-S2 (força indicada em kN)

As primeiras fissuras nas vigas-parede reforçadas DB3-W-H1-S-F-1(Figura 4.54) e DB3-W-H1-S-F-2 (Figura 4.55) foram observadas a uma carga de cerca de 30,36% e 29,60% da força de ruptura, respectivamente, foram de flexão e apareceram próximas ao canto reentrante. Com o aumento da carga aplicada desenvolveram-se nas duas vigas-parede fissuras inclinadas acima do entalhe e fissuras diagonais do lado direito acima e abaixo da abertura em direção ao ponto carregamento e de apoio, respectivamente. Surgiram também fissuras de flexão do lado direito perto da superfície inferior da viga-parede e acima do reforço, ambas em direção a superfície superior da viga-parede e fissuras do lado direito na superfície superior em direção a abertura. Após a formação das fissuras diagonais surgiram outras fissuras diagonais paralelas e propagavam-se em direção aos pontos de carregamento e apoio direito. Ao final dos ensaios verificou-se que DB3-W-H1-S-F-1 apresentou um maior número de fissuras em relação a DB3-W-H1-S-F-2, isso aconteceu em virtude de DB3-W-H1-S-F-1 ter apresentado carga de ruptura superior a DB3-W-H1-S-F-2. Os modos de falha das vigas-parede foram identificadas como falha por cisalhamento (compressão diagonal com esmagamento do concreto próximo a abertura, na região do apoio direito e ponto de aplicação de carga).

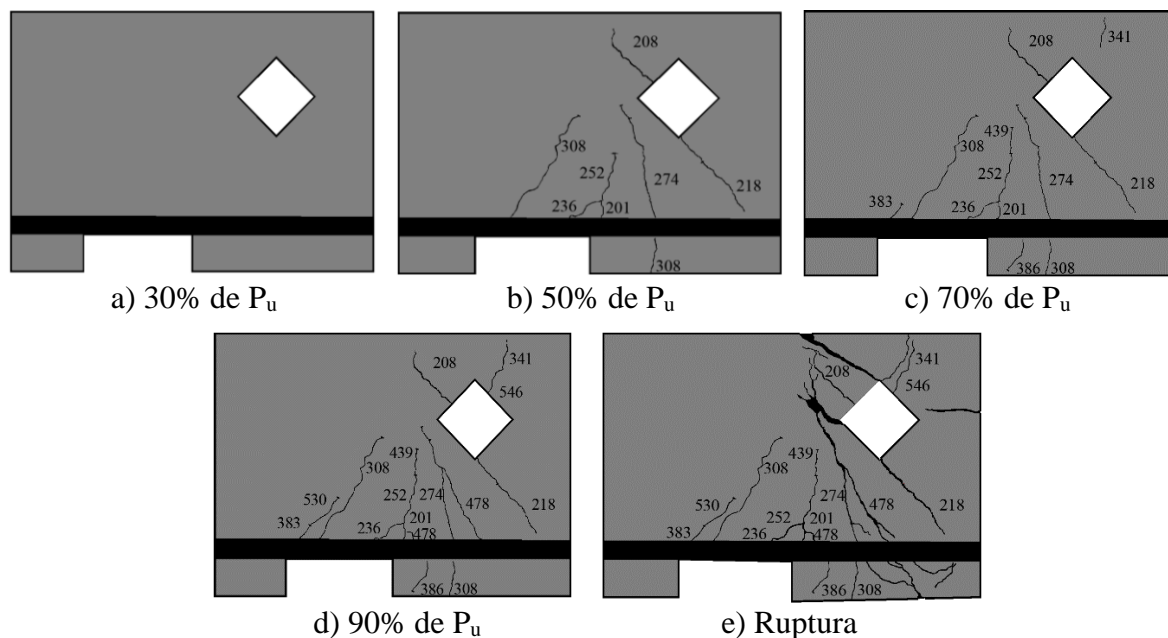


Figura 4.54 – Mapa de fissuração DB3-W-H1-S-F-1 (força indicada em kN)

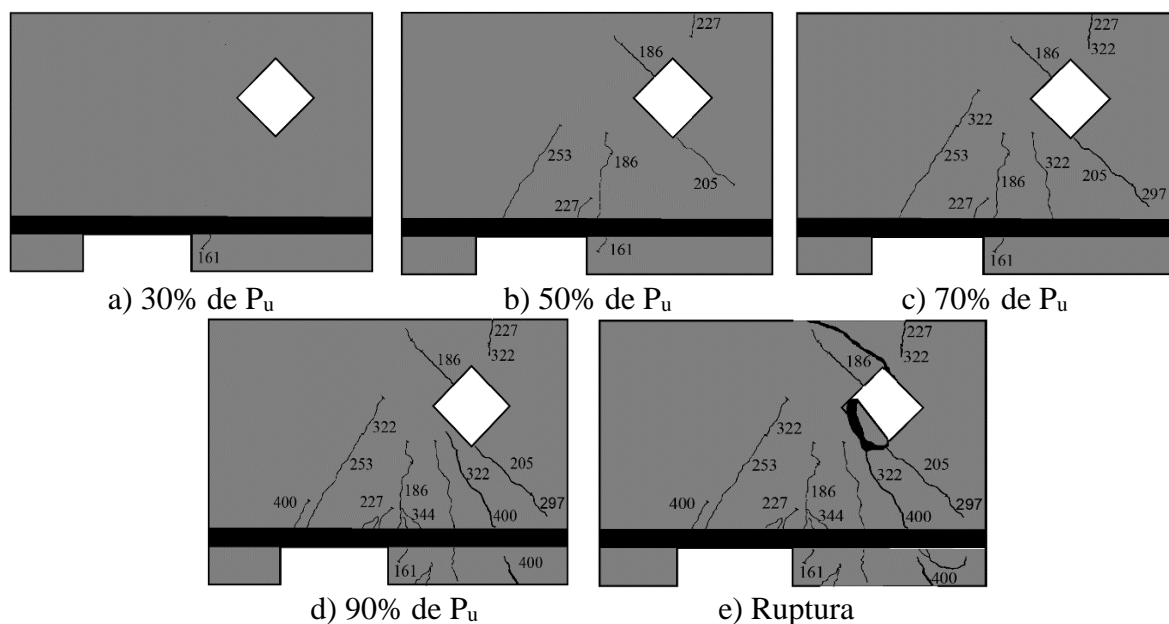


Figura 4.55 – Mapa de fissuração DB3-W-H1-S-F-2 (força indicada em kN)

Para a viga-parede reforçada a flexão/cisalhamento DB3-H2-S-FS-1 as primeiras fissuras visíveis surgiram a 41,17% da carga de falha, com fissuras diagonais que se iniciaram nos cantos opostos da abertura do lado esquerdo, em direção ao ponto de carregamento e apoio. O aumento da carga resultou em um aumento adicional no alargamento e extensão das fissuras existentes, ao mesmo tempo, novas fissuras diagonais surgiram. A ruptura se deu devido a fissuração diagonal ao longo dos caminhos críticos que unem o carregamento, com os cantos das aberturas e apoio (Figura 4.56 e).

A presença de aberturas causam perturbações no caminho natural do fluxo de tensões, o que leva a uma alta concentração de tensões e fissuras precoces nos cantos das aberturas. Para DB3-H2-S-FS-1, a presença do reforço ao cisalhamento apenas ao redor da abertura do lado direito, aumentou a capacidade resistente desse lado, entretanto, a falta de reforço ao redor da abertura do lado esquerdo, tornou-o mais susceptível a falha.

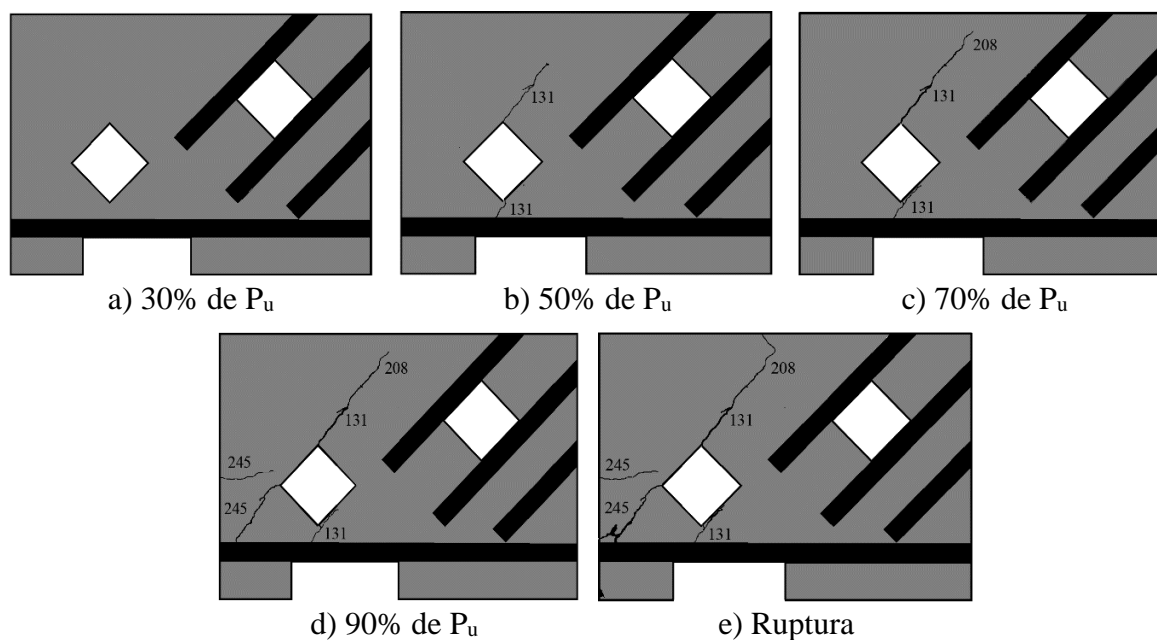


Figura 4.56 – Mapa de fissuração DB3-H2-S-FS-1 (força indicada em kN)

As primeiras fissuras nas vigas-parede reforçadas a flexão DB3-W-H2-S-F-1 (Figura 4.57) e DB3-W-H2-S-F-2 (Figura 4.58) foram fissuras diagonais e se iniciaram nos cantos opostos da abertura do lado esquerdo em direção ao ponto de carregamento e apoio a uma carga de cerca de 34,47% e 33,74% da carga de ruptura, respectivamente. Sob carga crescente, para DB3-W-H2-S-F-1 surgiu uma fissura no canto reentrante e para DB3-W-H2-S-F-2 surgiu uma fissura de flexão acima do entalhe. Com a redistribuição de tensões de tensões assimétricas resultantes das aberturas assimétricas surgiram nas duas vigas-parede fissuras de flexão e cisalhamento do lado direito. Os modos de falha das vigas-parede foram identificadas como falha por cisalhamento - tração diagonal/fendilhamento.

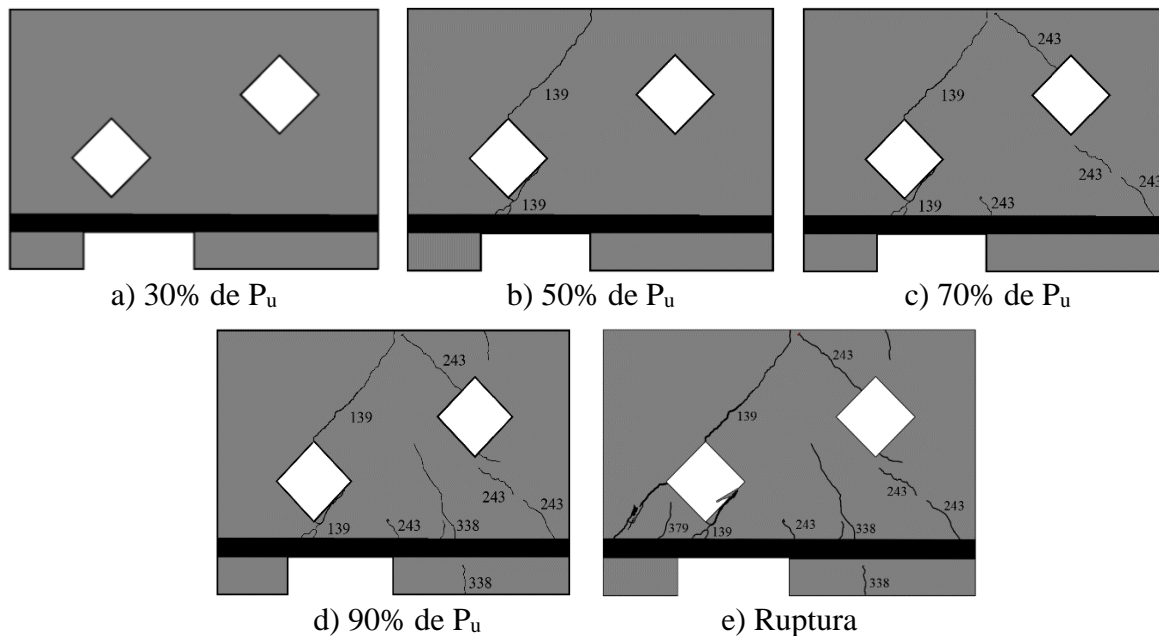


Figura 4.57 – Mapa de fissuração DB3-W-H2-S-F-1 (força indicada em kN)

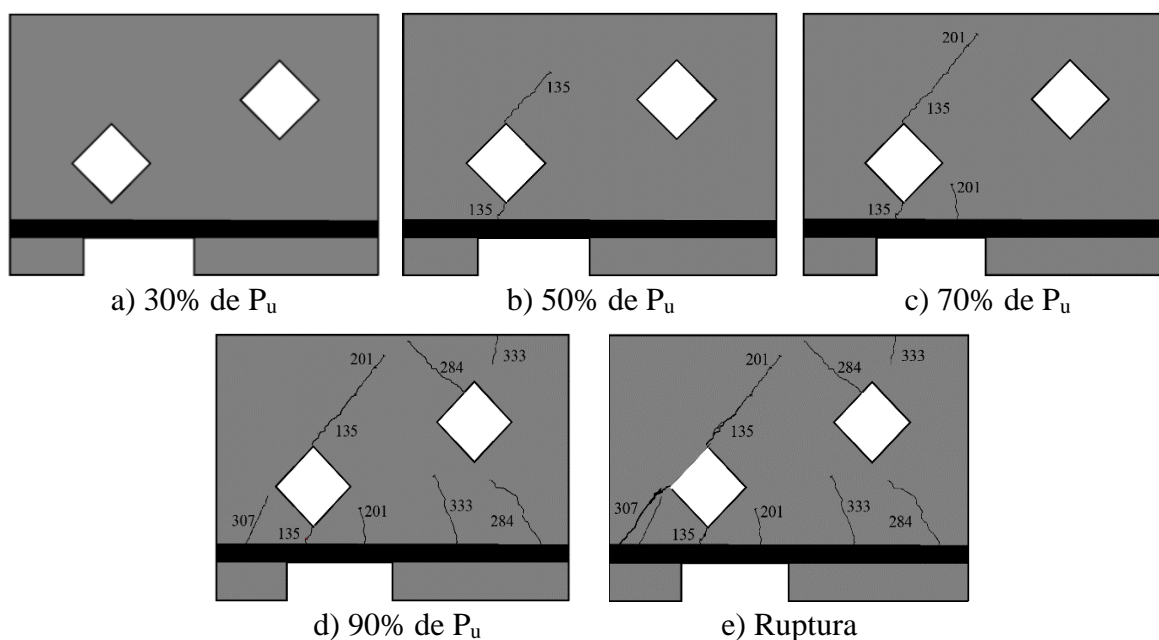


Figura 4.58 – Mapa de fissuração DB3-W-H2-S-F-2 (força indicada em kN)

O reforço a flexão aplicado nas vigas-parede com uma abertura e armadura na alma DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2 não reduziu a quantidade de fissuras das vigas-parede reforçadas em relação a viga-parede de referência DB3-W-H1-U-1.

DB3-H2-U-1 apresentou um maior número de fissuras em relação a viga-parede reforçada DB3-H2-S-FS-1. As primeiras fissuras visíveis em DB3-H2-U-1 e DB3-H2-S-FS-1 foram diagonais e se iniciam nos cantos da abertura do lado esquerdo, a uma carga de cerca de

62,49% e 41,17% da carga de ruptura, respectivamente. A ausência de reforço ao cisalhamento ao redor da abertura do lado esquerdo de DB3-H2-S-FS-1 não permitiu fazer melhores análises do padrão de fissuração da viga-parede reforçada em relação a de referência. No entanto, mesmo com a ausência de reforço ao cisalhamento do lado esquerdo, o incremento na capacidade resistente da viga-parede reforçada em relação a de referência foi de 45,15%.

As vigas-parede reforçadas a flexão DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 apresentaram padrão de fissuração com um menor número de fissuras em relação a viga-parede de referência DB3-W-H2-U1. Além disso, na ruptura não foi verificado para DB3-W-H2-S-F-2 fissuras na superfície inferior.

4.3.4 Comparação Série 1 x Série 2

Neste item são apresentadas as comparações entre os padrões de fissuração da Série 1 e Série 2. Os mapas de fissuração da Série 1 e Série 2, estão apresentados no item 4.3.1 e item 4.3.2, respectivamente.

Os mapas de fissuração da Série 1 e Série 2 para as vigas-parede com uma abertura (sem armadura na alma e com armadura na alma) mostram que mais fissuras apareceram do lado direito devido a presença da abertura. Em ambas as Séries, para as vigas-parede com uma abertura as primeiras fissuras visíveis foram no canto reentrante e diagonais do lado direito que se iniciaram próximas ao canto superior e canto inferior da abertura em direção ao carregamento e apoio. Para as vigas-parede da Série 2 observa-se para os modelos sem armadura na alma, que as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura assimétrica se expandiram provocando o desprendimento do concreto do canto onde a abertura estava localizada do resto da viga-parede.

A presença da armadura na alma para as vigas-parede com uma abertura de ambas as Séries proporcionou uma melhor redistribuição de esforços em relação as vigas-parede sem armadura na alma e foi acompanhada por um número maior de fissuras.

Para DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2 as fissuras devido ao escorregamento da armadura com um caminho horizontal e diagonal se desenvolveram acima do entalhe e se expandiram (em comprimento e largura) em direção ao lado direito da viga-parede. Para as vigas-parede

DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 as fissuras por ancoragem se manifestaram de forma mais expressiva nas extremidades das armaduras de flexão de acima do entalhe.

As vigas-parede DB2-W-H1-U-A-1, DB2-W-H1-U-A-2, DB1-W-H1-U-1, DB1-W-H1-U-2 até 90% da carga de ruptura apresentaram padrões de fissuração parecidos, entretanto, em DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2 surgiram fissuras paralelas às primeiras fissuras diagonais que se iniciaram na abertura. Na falha, para DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2 as fissuras paralelas às primeiras fissuras diagonais que se iniciaram na abertura, aumentaram significativamente em direção ao carregamento e apoio e devido a compressão diagonal ocasionaram o esmagamento do concreto. Em DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 as fissuras de flexão do canto reentrante se expandiram em comprimento e largura em direção a superfície superior próximo ao ponto de carregamento sem provocar o esmagamento do concreto abaixo do ponto de aplicação de carga.

Em relação aos padrões de fissuração de DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2 observa-se que DB2-H1-U-A-1 apresentou um maior número de fissuras em relação a DB2-H1-U-A-2. Em DB2-H1-U-A-1 as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura assimétrica do lado esquerdo se expandiram em largura provocando o desprendimento do concreto do canto acima da abertura. Para as vigas-parede correspondentes da Série 1 (DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2) observa-se que as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura assimétrica do lado direito se expandiram em largura e comprimento em direção ao apoio e carregamento. Em DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 também surgiram fissuras por ancoragem que se manifestaram de forma mais expressiva nas extremidades das armaduras de flexão de acima do entalhe.

Para as vigas-parede com duas aberturas e armadura na alma observa-se que para ambas as Séries as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura do lado direito, se propagavam em direção ao ponto de apoio e carregamento. Em relação as fissuras diagonais que surgiram na abertura do lado esquerdo observa-se para DB1-W-H2-U-2 e DB1-W-H2-U-2, que a fissura diagonal do canto superior em direção ao ponto de carregamento se expandiu em largura. Para DB2-W-H2-U-A-2 e DB2-W-H2-U-A-2 as fissuras diagonais da abertura do lado esquerdo se expandiram em comprimento em direção ao ponto de carregamento e apoio. Em ambas as Séries surgiram fissuras no canto reentrante, entretanto, nas vigas-parede da Série 1 (DB1-W-H2-U-2 e DB1-W-H2-U-2) essas fissuras se abriram de forma expressiva em largura na falha.

4.3.5 Comparação Série 1 x Série 3

Neste item são apresentadas as comparações entre os padrões de fissuração das vigas-parede da Série 1 (item 4.3.1) e Série 3 (item 4.3.3).

A viga-parede de referência DB3-W-H1-U-1 da Série 3 é semelhante as vigas-parede de referência DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 da Série 1. Observa-se que ambas apresentam padrões de fissuração parecidos até 90% da carga de falha, entretanto, na falha as fissuras do canto reentrante de DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 se abriram de forma expressiva em largura e comprimento em direção à superfície superior próxima à borda da placa de carregamento.

Em relação aos padrões de fissuração das vigas-parede de referência DB1-H2-U-1, DB1-H2-U-2 e DB3-H2-U-1 observa-se que são semelhantes, entretanto, as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura em direção ao ponto de apoio e carregamento, as fissuras de flexão do lado direito que se unem as fissuras por ancoragem, em DB3-H2-U-1 apresentam largura inferior em relação a DB1-H2-U-1 e DB1-H2-U-2.

A viga-parede de referência DB3-W-H2-U-1 da Série 3 é semelhante as vigas-parede de referência DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2 da Série 1. Observa-se que ambas apresentam padrões de fissuração parecidos, entretanto, na falha, as fissuras do canto reentrante e a fissura diagonal que surgiu no canto superior da abertura do lado esquerdo se abriram de forma expressiva em largura e comprimento em DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H1-U-2.

As vigas-parede de referência da Série 1 DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U2 apresentaram um maior número de fissuras do lado direito devido a presença da abertura. Observou-se também nessas vigas-parede que as fissuras diagonais que se iniciaram na abertura em direção ao ponto de apoio e carregamento, a fissura de flexão do lado direito, que se uniu com a fissura horizontal, se expandiram em largura na falha. A aplicação do reforço a flexão/cisalhamento nas vigas-parede correspondentes (DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2) diminuiu significativamente a largura das fissuras diagonais próximas a abertura. Além disso, em DB3-H1-S-FS-1 observa-se uma fissura diagonal do lado direito que se iniciou ao final do reforço em direção ao ponto de carregamento. Em DB3-H1-S-FS-2 as fissuras diagonais próximas a abertura surgiram ao final do reforço e entre os pontos sem aplicação de reforço, em direção ao ponto de apoio e carregamento. Para as vigas-parede reforçadas observa-se

que as maiores aberturas de fissuras foram na região central em direção a superfície superior devido a ruptura por flexão.

O reforço aplicado nas vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2 devido a configuração de reforço usada não reduziu a quantidade de fissuras em relação as vigas-parede de referência DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2. Além disso, nas vigas-parede reforçadas as fissuras que abriram no canto reentrante apresentaram largura significativamente inferior em relação as vigas-parede de referência DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2.

Observa-se que as vigas-parede de referência DB1-H2-U-1 e DB1-H2-U-2 apresentaram um maior número de fissuras em relação a viga-parede reforçada DB3-H2-S-FS-1. As primeiras fissuras visíveis em DB1-H2-U-1, DB1-H2-U-2 e DB3-H2-S-FS-1 foram diagonais e se iniciam nos cantos da abertura do lado esquerdo. A ausência de reforço ao cisalhamento ao redor da abertura do lado esquerdo de DB3-H2-S-FS-1 não permitiu fazer melhores análises do padrão de fissuração da viga-parede reforçada em relação as vigas-parede de referência. No entanto, mesmo com a ausência de reforço ao cisalhamento do lado esquerdo o incremento na capacidade resistente da viga-parede reforçada em relação a de referência foi de 47,79%.

As vigas-parede reforçadas a flexão DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 apresentaram padrão de fissuração com um menor número de fissuras e menor largura de fissuras em relação a vigas-parede de referência DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2. Além disso, na ruptura não foi verificado para DB3-W-H2-S-F-2 fissuras na superfície inferior.

4.4 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO

As deformações específicas das armaduras de flexão das vigas-parede foram monitoradas com a utilização de extensômetros elétricos. Em cada ponto de medição, foram colados dois extensômetros elétricos diametralmente opostos e posicionados em uma das barras centrais das armaduras de flexão. Na Tabela 4.9 apresenta-se um resumo dos valores das deformações específicas máximas medidas nas armaduras de flexão. Alguns extensômetros apresentaram defeito antes da realização dos ensaios, e outros deixaram de funcionar durante os ensaios, antes das vigas-parede atingirem a carga de ruptura. Tais casos estão assinalados com asterisco na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Deformações das armaduras de flexão

Série	Vigas-parede	Máxima deformação do aço (%)			
		EF1A	EF1B	EF2A	EF2B
Série 1	DB1-H1-U-1	1,87	1,99	–	–
	DB1-H1-U-2	1,87	1,86	–	–
	DB1-W-H1-U-1	6,00*	1,99	–	–
	DB1-W-H1-U-2	2,89	2,46	–	–
	DB1-H2-U-1	1,45	1,50	–	–
	DB1-H2-U-2	2,46	2,13	–	–
	DB1-W-H2-U-1	4,75	2,40	–	–
	DB1-W-H2-U-2	5,36	4,67	–	–
Série 2	DB2-H1-U-A-1	5,51*	**	–	–
	DB2-H1-U-A-2	2,40*	6,37*	–	–
	DB2-W-H1-U-A-1	5,22*	5,51*	–	–
	DB2-W-H1-U-A-2	7,03*	3,65*	–	–
	DB2-H2-U-A-1	3,02	3,27	–	–
	DB2-H2-U-A-2	2,89	2,88	–	–
	DB2-W-H2-U-A-1	2,90	2,87	–	–
	DB2-W-H2-U-A-1	3,24	3,16	–	–
Série 3	DB3-W-H1-U-1	3,29	3,93	2,91	–
	DB3-H2-U-1	1,69	1,81	2,12	0,73
	DB3-W-H2-U-1	5,38	5,25	2,96	2,83
	DB3-H1-S-FS-1	3,02	**	2,85	3,13
	DB3-H1-S-FS-2	2,74	3,06	3,41	**
	DB3-W-H1-S-F-1	7,05	**	6,53	7,53
	DB3-W-H1-S-F-2	3,42	3,45	3,06	**
	DB3-H2-S-FS-1	1,94	2,05	1,95	2,031
	DB3-W-H2-S-F-1	2,80	2,62	2,70	2,65
	DB3-W-H2-S-F-2	2,34	2,56	6,45	2,65

*Extensômetro parou de funcionar antes da viga-parede atingir a força de ruptura.
** Queimado

As curvas força-deformação de todas as vigas-parede são apresentadas a seguir. Nestas figuras são apresentadas as deformações nas armaduras de flexão para diferentes estágios de carregamento. Os gráficos mostram também a força em que a primeira fissura foi observada (linha tracejada) e a deformação para início de escoamento, obtida a partir dos ensaios de caracterização do aço (linha vertical).

4.4.1 Série 1

As curvas força-deformação das vigas-parede da Série 1 são apresentadas da Figura 4.59 a Figura 4.66. Em relação às deformações das armaduras de flexão das vigas-parede ensaiadas,

os resultados mostram claramente que as vigas com armadura na alma apresentaram maiores deformações do que aquelas sem armadura na alma.

A partir dos resultados verifica-se que as deformações máximas das barras de aço de flexão das vigas-parede sem armadura na alma estavam entre 1,87‰ e 2,46‰, sabendo que a deformação para início de escoamento é de 2,89‰, conclui-se que a tensão de tração das barras de aço principal atingiu apenas 64,71% a 85,12% da tensão de escoamento das barras de aço, devido a falha mista por cisalhamento e ancoragem.

As vigas-parede com armadura na alma apresentaram várias perturbações nas deformações das barras de flexão no segundo estágio (após o aparecimento da primeira fissura), decorrentes de um maior número de aberturas de fissuras e certas acomodações plásticas, que produziram redistribuições de tensões ao longo das vigas-parede fissuradas. Essas perturbações levaram os extensômetros a apresentarem dessemelhanças entre os valores das leituras das deformações, conforme pode ser observado para DB1-W-H1-U-1, DB1-W-H1-U-2 e DB1-W-H2-U-1, dificultando a realização das análises. Para DB1-W-H1-U-1 o extensômetro EF1A parou de funcionar ao atingir a força de 436,14kN e apresentou deformação de 6‰. Ao final do ensaio, para a força de ruína de 474,90 kN o extensômetro EF1B registrou deformações de 1,88‰. Analisando os resultados expostos na Figura 4.66 observa-se que a armadura de tração em DB1-W-H2-U-2 apresentou deformações superiores a 4,5‰.

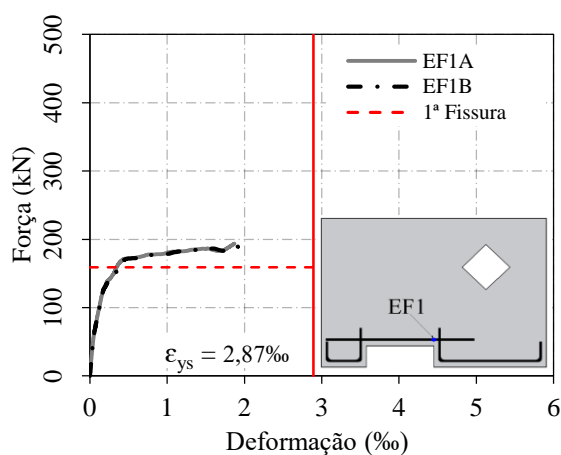


Figura 4.59 – Deformações armaduras de flexão DB1-H1-U-1

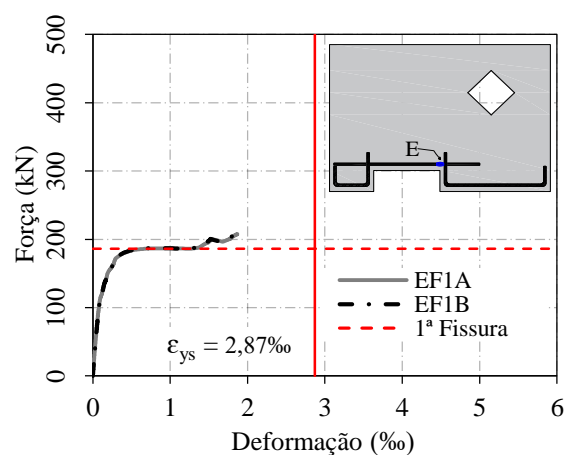


Figura 4.60 – Deformações armaduras de flexão DB1-H1-U-2

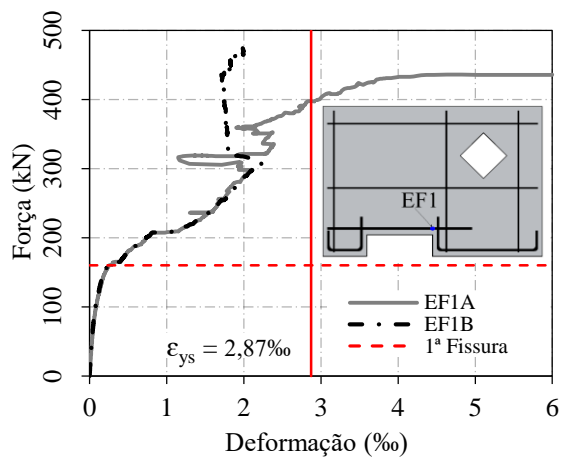


Figura 4.61 – Deformações armaduras de flexão DB1-W-H1-U-1

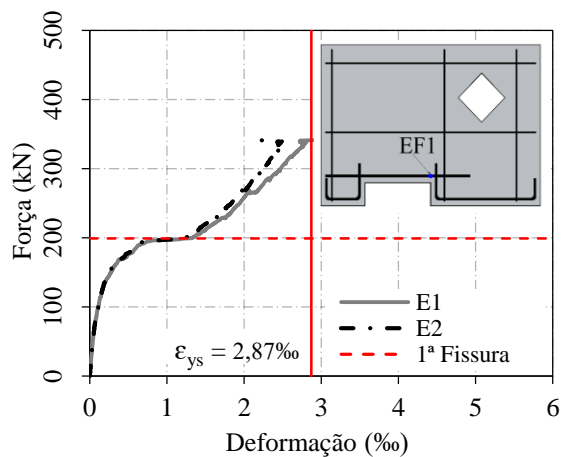


Figura 4.62 – Deformações armaduras de flexão DB1-W-H1-U-2

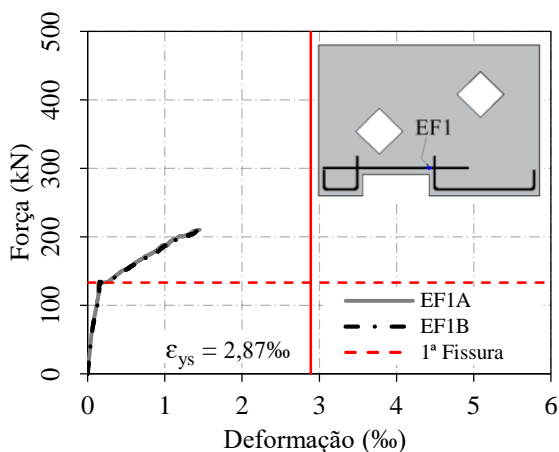


Figura 4.63 – Deformações armaduras de flexão DB1-H2-U-1

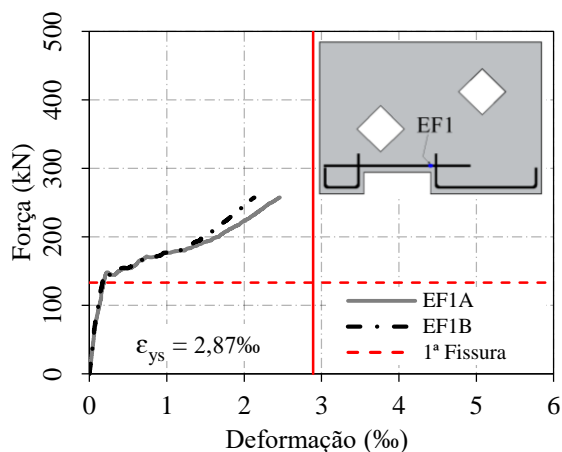


Figura 4.64 – Deformações armaduras de flexão DB1-H2-U-2

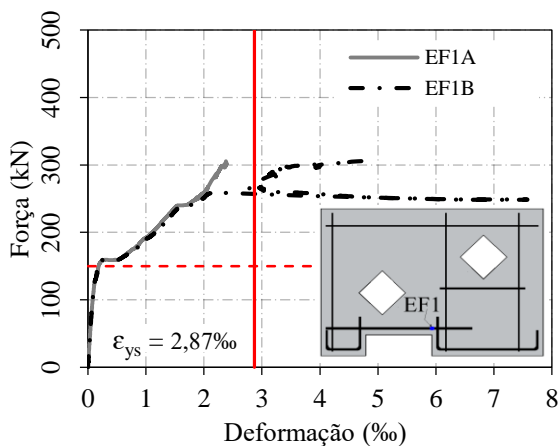


Figura 4.65 – Deformações armaduras de flexão DB1-W-H2-U-1

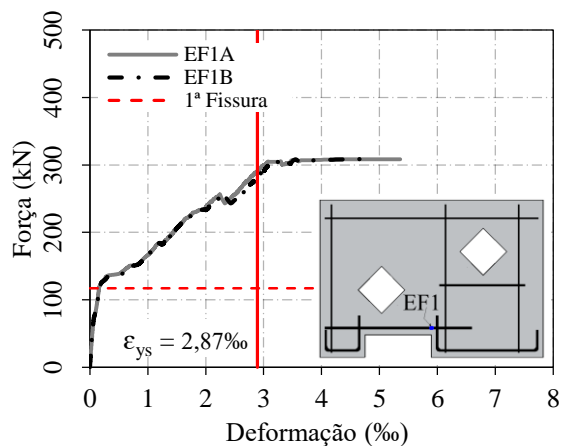


Figura 4.66 – Deformações armaduras de flexão DB1-W-H2-U-2

Observa-se também que para algumas vigas-parede há uma mudança de inclinação do gráfico das deformações nas armaduras antes do aparecimento da primeira fissura visível.

4.4.2 Série 2

Da Figura 4.67 a Figura 4.74 são apresentados os gráficos força-deformação específica das armaduras de flexão das vigas-parede da Série 2. O sistema de ancoragem das armaduras de flexão acima do entalhe das vigas-parede da Série 2, foi modificado a fim de se evitar o deslocamento entre o concreto e o aço.

Analisando-se os resultados obtidos nos ensaios, é possível observar que os extensômetros colados nas barras sofreram deformações superiores à de início escoamento do aço, exceto o extensômetro EF1A de DB2-H1-U-A-2, que parou de funcionar antes do início do escoamento. Observa-se também que as deformações das armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura foram superiores as das vigas-parede com duas aberturas, pois a capacidade de força foi maior.

A partir dos resultados, observa-se que após o aparecimento das primeiras fissuras, ocorreram nas armaduras maiores deformações em virtude da transferência das tensões para a armadura que eram resistidas pelo concreto.

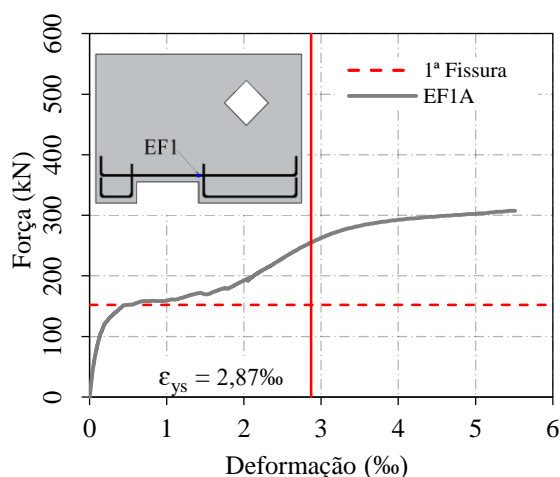


Figura 4.67 – Deformações armaduras de flexão DB2-H1-U-A-1

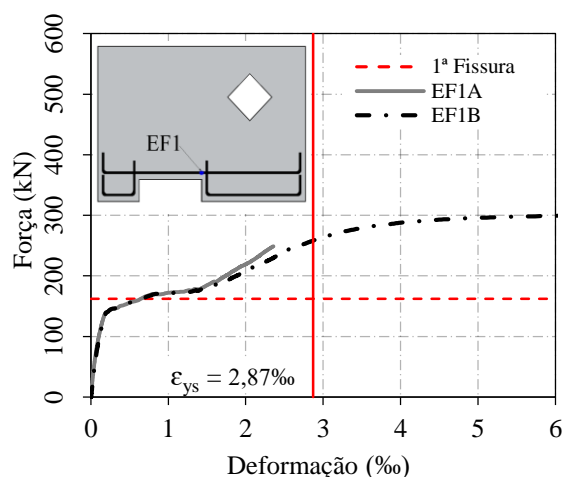


Figura 4.68 – Deformações armaduras de flexão DB2-H1-U-A-2

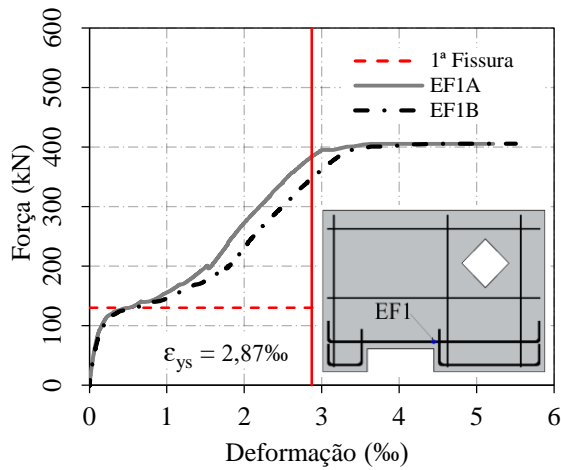


Figura 4.69 – Deformações armaduras de flexão DB2-W-H1-U-A-1

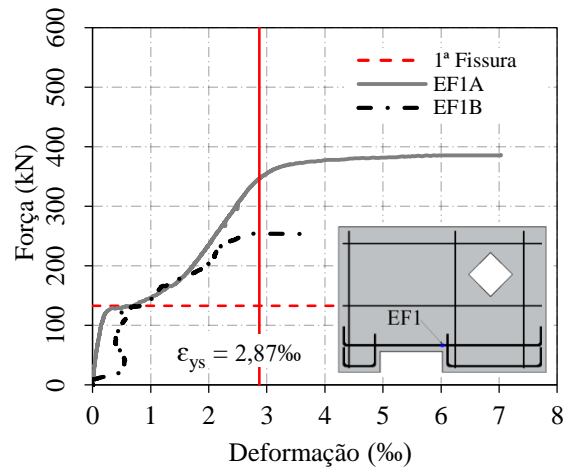


Figura 4.70 – Deformações armaduras de flexão DB2-W-H1-U-A-2

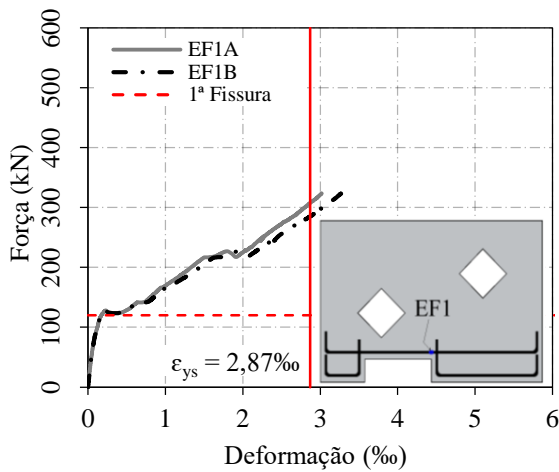


Figura 4.71 – Deformações armaduras de flexão DB2-H2-U-A-1

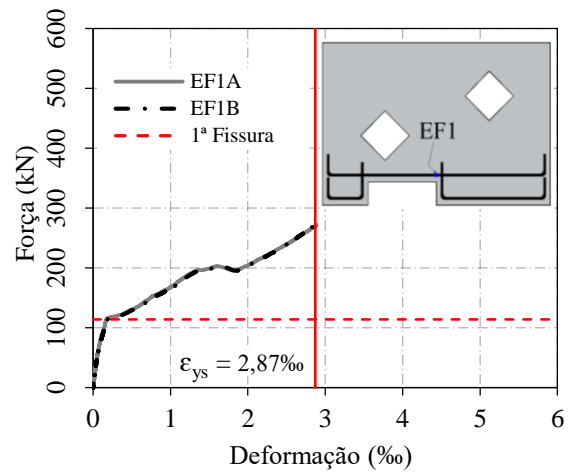


Figura 4.72 – Deformações armaduras de flexão DB2-H2-U-A-2

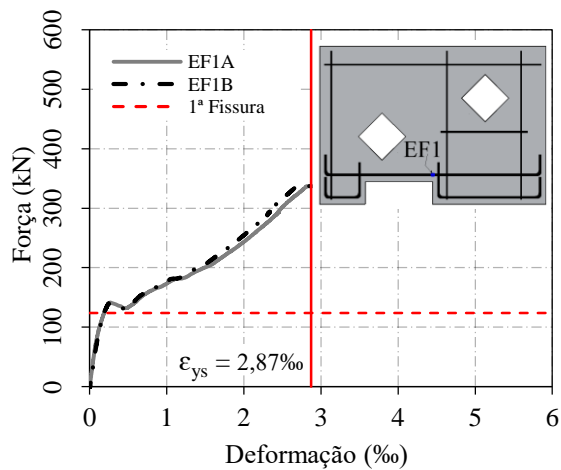


Figura 4.73 – Deformações armaduras de flexão DB2-W-H2-U-A-1

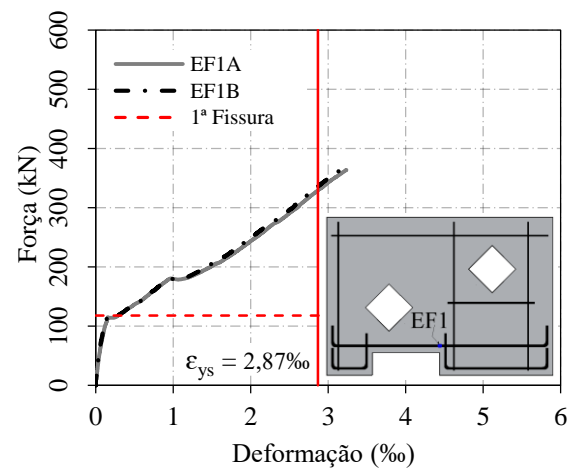


Figura 4.74 – Deformações armaduras de flexão DB2-W-H2-U-A-2

Observa-se também, de uma forma geral, que as vigas-parede com uma abertura (DB2-H1-U-A-1, DB2-H1-U-A-2, DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2) apresentaram deformações superiores nas armaduras de flexão, em relação as vigas-parede correspondentes com duas aberturas (DB2-H2-U-A-1, DB2-H2-U-A-2, DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-H2-U-A-2). As vigas-parede com uma abertura apresentaram maior capacidade resistente e ductidade, em comparação as vigas-parede correspondentes com duas aberturas.

4.4.3 Série 3

Da Figura 4.75 a Figura 4.84 são apresentados os gráficos força-deformação específica das armaduras de flexão das vigas-parede da Série 3. Para as vigas-parede da Série 3 os extensômetros foram posicionados na região central das armaduras (EF2A e EF2B) e no canto reentrante (EF1A e EF1B). Em cada ponto de medição foram colados dois extensômetros diametralmente opostos. A Série 3 é composta de vigas-parede de referência e vigas-parede reforçadas.

Pode-se verificar que as deformações das armaduras de flexão para todas as vigas-parede com armadura na alma foram superiores as das vigas-parede sem armadura na alma, pois a capacidade de carga foi maior.

Observa-se para todas as vigas-parede, que após o aparecimento da primeira fissura, ocorreram nas armaduras maiores deformações em virtude da transferência das tensões para a armadura que eram resistidas pelo concreto.

Para a viga-parede de referência DB3-H2-U-1 observa-se que todos os extensômetros apresentaram comportamento semelhante antes da fissuração, no entanto, após a fissuração, os extensômetros EF2A e EF2B passaram a apresentar diferenças significativas na leitura das deformações. A partir dos resultados apresentados constatou-se que as barras de flexão não atingiram a tensão de escoamento, excluindo a possibilidade de falha por flexão, conforme observado na Figura 4.76. Já nas vigas-parede de referência DB3-W-H1-U-1 e DB3-W-H2-U-1 as armaduras de aço apresentaram deformações superiores a 3‰.

Conforme apresentado da Figura 4.78 a Figura 4.81, observa-se que as armaduras de flexão das vigas-parede reforçadas com uma abertura (DB3-H1-S-FS-1, DB3-H1-S-FS-2, DB3-W-H1-S-F-2, DB3-W-H1-S-F-2) apresentaram deformações superiores a 2,78‰. Já as vigas-

parede reforçadas DB3-H2-S-FS-1 e DB3-W-H2-S-F-1 apresentaram deformações inferiores a 2,10‰ e 2,78‰, respectivamente. Para a viga-parede DB3-W-H2-S-F-2 os extensômetros EF1A e EF1B apresentaram deformações últimas inferiores a deformação para início de escoamento. Entretanto, os extensômetros EF2A e EF2B de DB3-W-H2-S-F-2 passaram a apresentar diferenças significativas nas leituras das deformações após a fissuração. Esse comportamento pode ter ocorrido pela abertura de fissuras próximas aos pontos onde estavam os extensômetros.

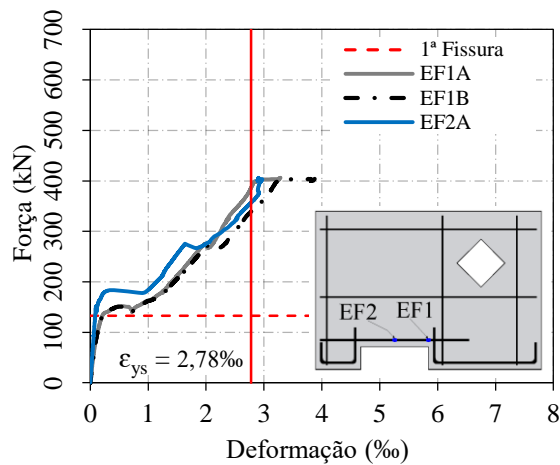


Figura 4.75 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H1-U-1

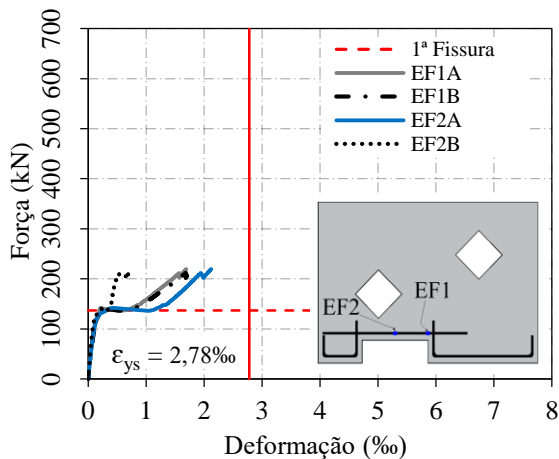


Figura 4.76 – Deformações armaduras de flexão DB3-H2-U-1

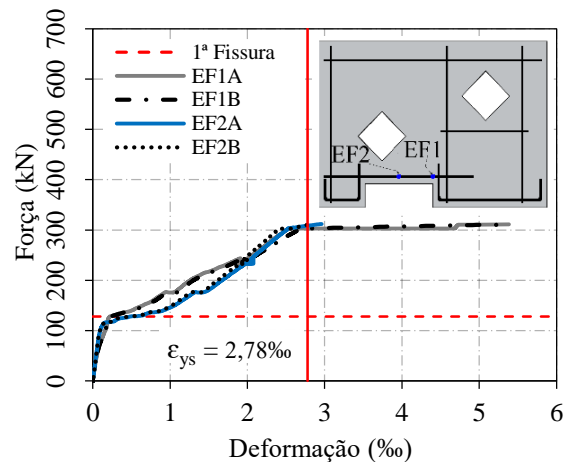


Figura 4.77 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H2-U-1

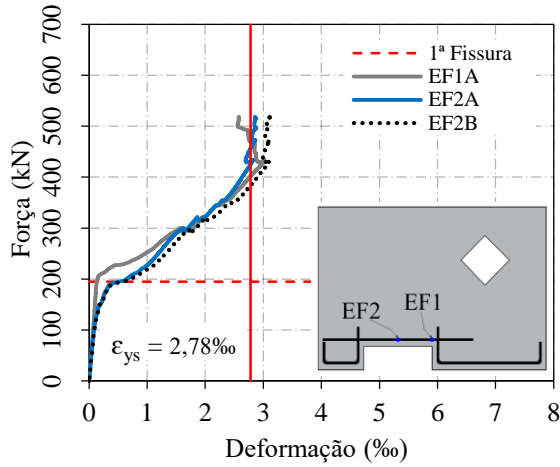


Figura 4.78 – Deformações armaduras de flexão DB3-H1-S-FS-1

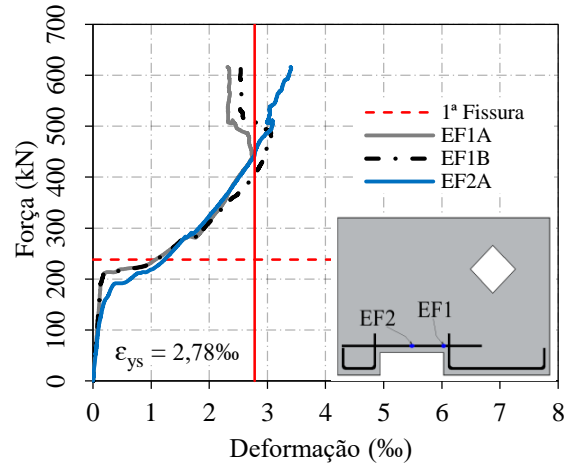


Figura 4.79 – Deformações armaduras de flexão DB3-H1-S-FS-2

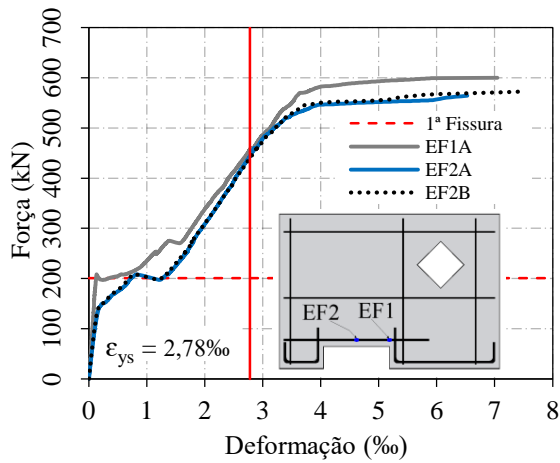


Figura 4.80 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H1-S-F-1

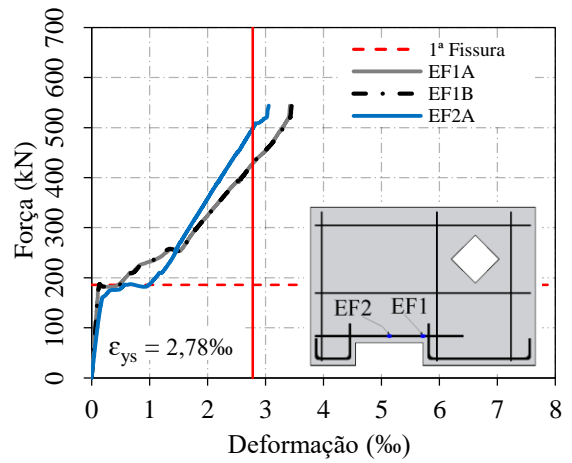


Figura 4.81 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H1-S-F-2

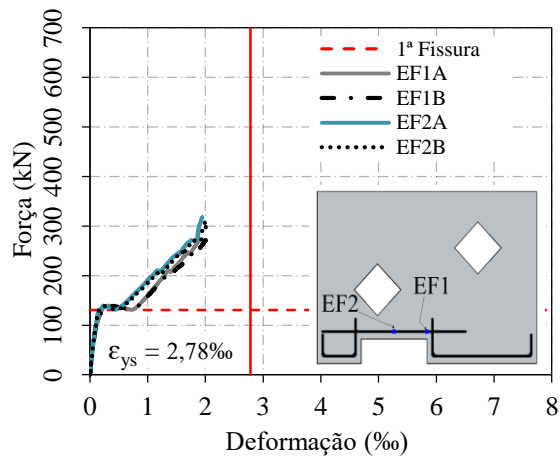


Figura 4.82 – Deformações armaduras de flexão DB3-H2-S-FS-1

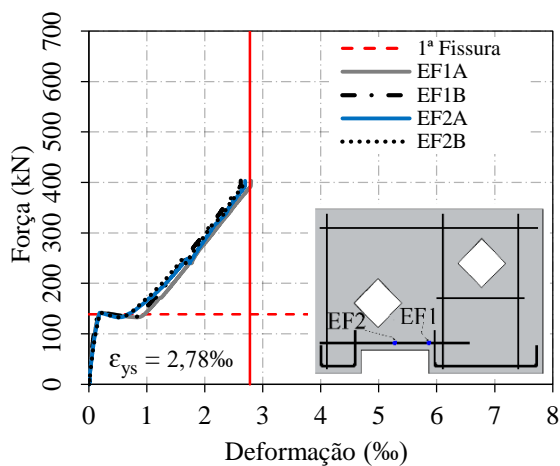


Figura 4.83 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H2-S-F-1

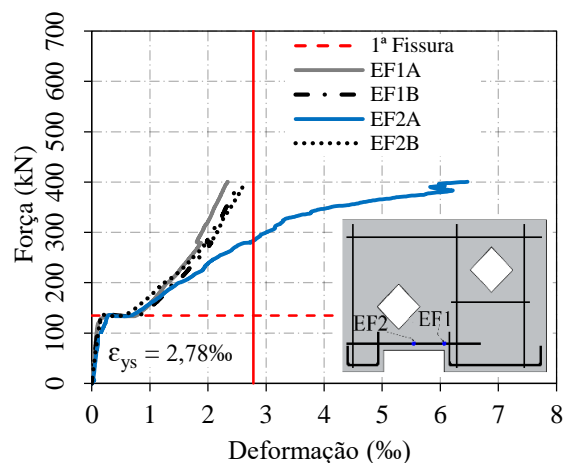


Figura 4.84 – Deformações armaduras de flexão DB3-W-H2-S-F-1

Embora a capacidade de força tenha aumentado, as deformações nas armaduras de tração das vigas-parede reforçadas DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 aumentaram menos do que as deformações nas armaduras de tração de DB3-W-H2-U-F-1. Esse comportamento pode ter sido causado pelo encontro do reforço com as principais tensões de tração que estavam ocorrendo nas vigas-parede.

Nas vigas-parede reforçadas DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2 alguns extensômetros após o escoamento das armaduras apresentaram redução das deformações com o aumento da carga aplicada. Isso pode ser ter sido ocasionado por aberturas de fissuras próximas aos locais onde os extensômetros estavam.

Para as vigas-parede reforçadas semelhantes DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2, verificou-se diferenças significativas entre as deformações últimas. Cabe observar que DB3-W-H1-S-F-1 apresentou carga de ruptura de 662,10 kN e DB3-W-H1-S-F-2 de 543,86 kN. Falhas no processo de adensamento durante a concretagem de DB3-W-H1-S-F-2, podem ter reduzido o seu desempenho e alterado o seu mecanismo resistente, com isso, uma menor capacidade de absorver tensão.

4.4.4 Comparação Série 1 x Série 2

Neste item são apresentadas as comparações entre as deformações das armaduras de flexão das vigas-parede da Série 1 (item 4.4.1) e Série 2 (item 4.4.2). Para todas as vigas-parede, considerou-se a média das leituras das deformações obtidas pelos dois extensômetros, exceto

para as vigas-parede DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H2-U-1, que foi considerado a leitura de cada extensômetro, devido as várias perturbações nas deformações de ambas as vigas-parede, após o surgimento das primeiras fissuras visíveis.

Cabe destacar que os extensômetros das vigas-parede DB1-W-H1-U-1 (EF1A), DB2-H1-U-A-1, DB2-H1-U-A-2, DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2) pararam de funcionar antes das vigas-parede atingirem a força de ruptura.

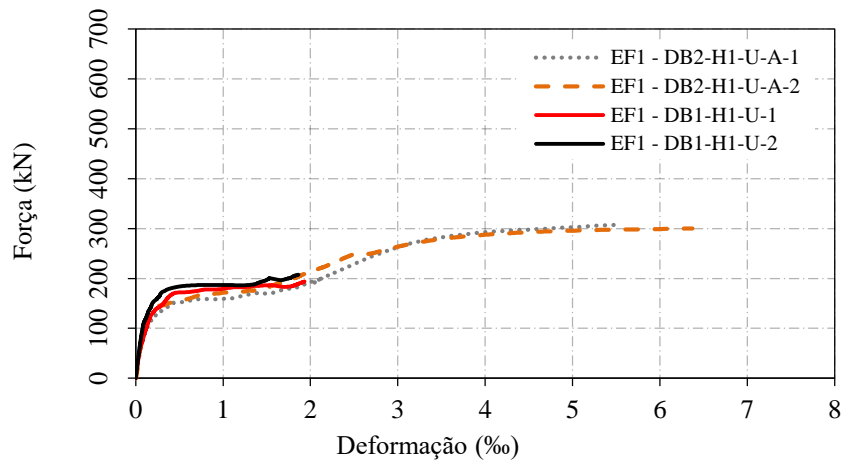


Figura 4.85 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma

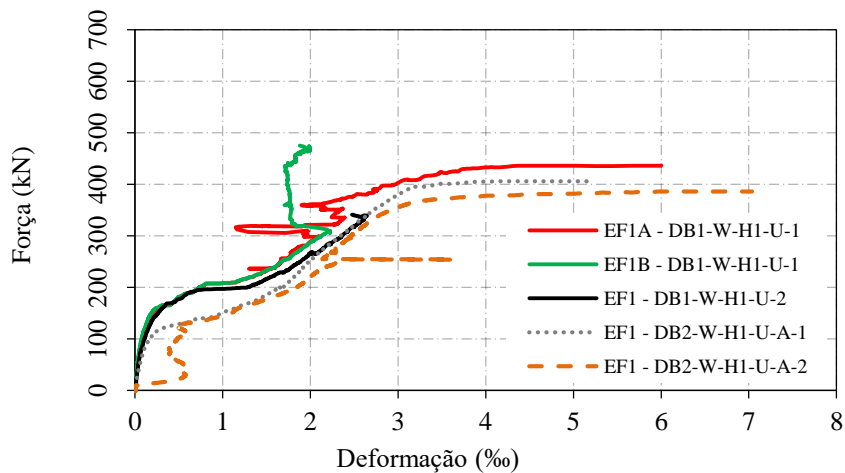


Figura 4.86 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma

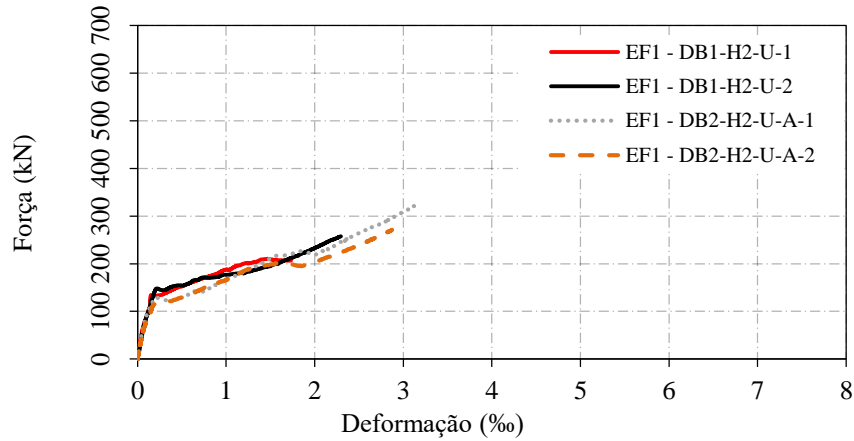


Figura 4.87 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma

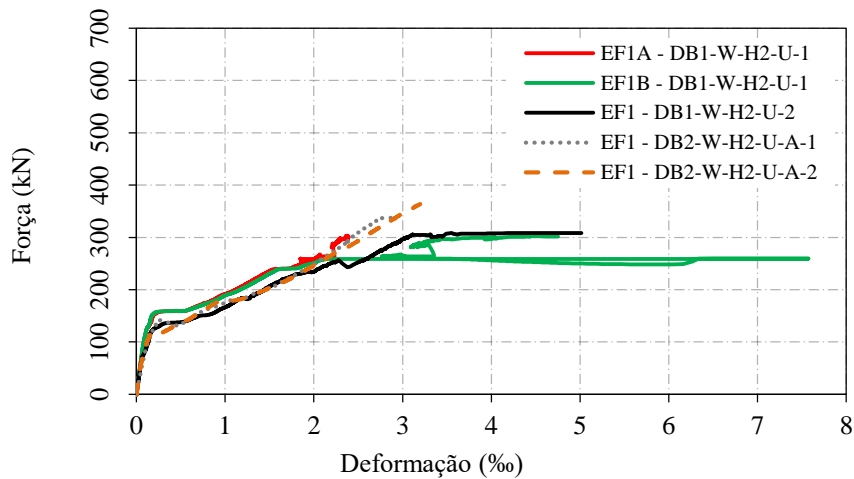


Figura 4.88 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma

A partir dos resultados, observa-se que as deformações desenvolvidas nas armaduras longitudinais das vigas-parede da Série 2 com uma abertura e sem armadura na alma (Figura 4.85) foram significativamente superiores, às das vigas-parede de referência associadas da Série 1. As deformações finais para DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2 foram superiores a 5%, para DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 as deformações finais foram inferiores a 2%. A modificação do sistema de ancoragem das vigas-parede da Série 2, resultou em melhorias significativas em termos de capacidade resistente e ductilidade para as vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma.

Em relação as vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma (Figura 4.86), observa-se a modificação do sistema de ancoragem, resultou em um aumento na capacidade de carga, em relação as vigas-parede de referência correspondentes. Apesar das perturbações

verificadas nas leituras das deformações de DB1-W-H1-U-1, de um modo geral, em termos de deformações armaduras, verifica-se que as vigas-parede da Série 2, com uma abertura e com armadura na alma, apresentaram melhorias em termos de deformações das armaduras em relação as vigas-parede correspondentes da Série 1.

Para as vigas-parede DB2-H2-U-A-1 (Figura 4.87) e DB2-H2-U-A-2 (Figura 4.87), as deformações últimas médias registradas pelos extensômetros foram de 3,15‰ e 2,89‰, respectivamente, enquanto para as vigas-parede de referências correspondentes DB1-H2-U-1 (Figura 4.87) e DB2-H2-U-A-2 (Figura 4.87) foram de 1,48‰ e 2,30‰, respectivamente.

Para as vigas-parede DB2-W-H2-U-A-1 (Figura 4.88) e DB2-W-H2-U-A-2 (Figura 4.88) , observa-se que a ancoragem aumentou a capacidade resistente, entretanto, reduziu as deformações das armaduras de flexão, em relação as vigas-parede correspondentes DB1-W-H2-U-1(Figura 4.88) e DB1-W-H2-U-2 (Figura 4.88) .

4.4.5 Comparação Série 1 x Série 3

Da Figura 4.89 a Figura 4.92 são apresentados os gráficos com as comparações entre as deformações específicas das armaduras de flexão das vigas-parede da Série 1 e Série 3. Cabe observar que para as comparações, foram utilizados somente os extensômetros do canto reentrante (EF1A e EF1B). Para todas as vigas-parede, considerou-se a média das leituras das deformações obtidas pelos dois extensômetros, exceto para as vigas-parede DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H2-U-1, que foi considerado a leitura de cada extensômetro.

Para as vigas-parede de referência com uma abertura e sem armadura na alma (DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2) as armaduras de flexão não escoaram. As deformações desenvolvidas nas armaduras longitudinais para as vigas-parede reforçadas a flexão/cisalhamento DB1-H1-S-FS-1 e DB1-H1-S-FS-2 foram superiores as vigas-parede de referências (DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2). O reforço aumentou a ductilidade das vigas-parede reforçadas. Entretanto, após o escoamento das armaduras longitudinais de DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2, os extensômetros apresentaram redução das deformações com o aumento da carga aplicada (Figura 4.89). Tal comportamento, pode ser ter sido ocasionado por aberturas de fissuras próximas aos locais onde os extensômetros estavam.

As vigas-parede de referência DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H2-U-1 apresentaram várias perturbações nas deformações após o surgimento das primeiras fissuras visíveis,

ocasionando dessemelhanças entre os valores das leituras das deformações, e dificultando a realização de análises mais precisas, conforme pode ser observado na Figura 4.90 e Figura 4.92.

As vigas-parede reforçadas a flexão DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 apresentaram escoamento das armaduras de flexão antes da ruptura por cisalhamento. O reforço contribuiu para a deformação máxima das vigas-parede reforçadas e aumentou a ductilidade, em relação as vigas-parede de referência correspondentes.

É possível perceber que, de uma forma geral, as armaduras de flexão das vigas-parede de referência e reforçadas com duas aberturas e sem armadura na alma, foram pouco solicitadas, excluindo-se a possibilidade de ruína por flexão por esgotamento da capacidade resistente da armadura. Embora a capacidade da viga-parede reforçada DB3-H2-S-FS-1 tenha aumentado, a viga-parede apresentou deformação última inferior a viga-parede de referência DB1-H2-U-1.

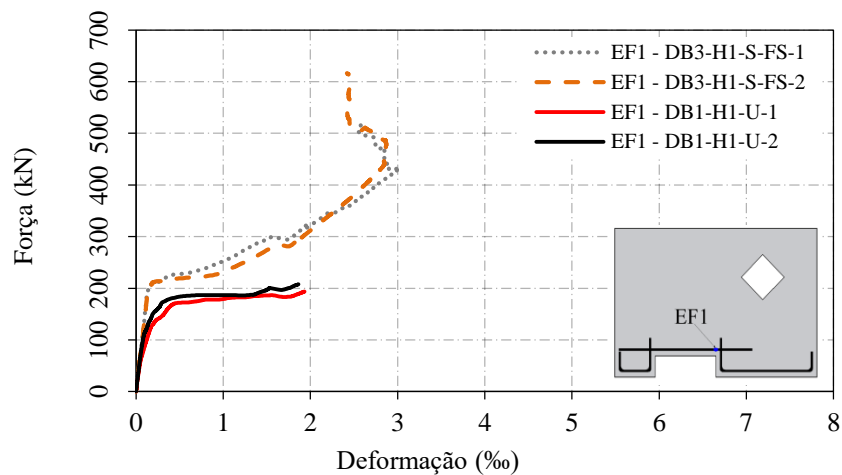


Figura 4.89 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma

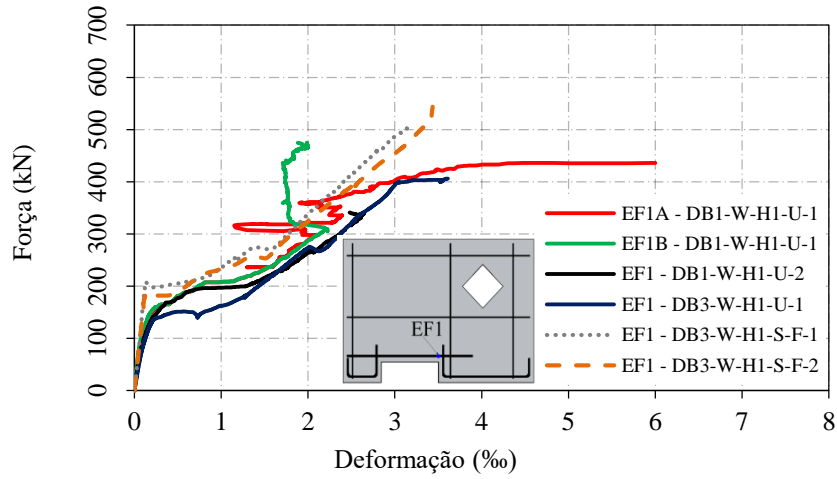


Figura 4.90 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma

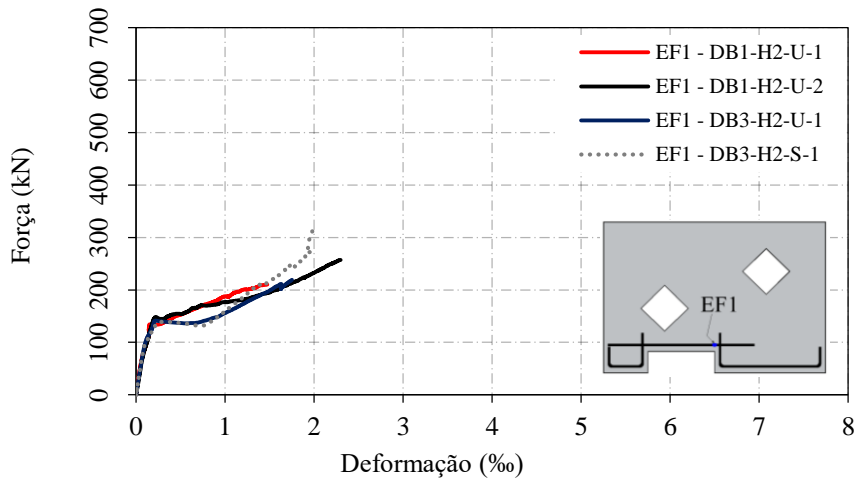


Figura 4.91 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma

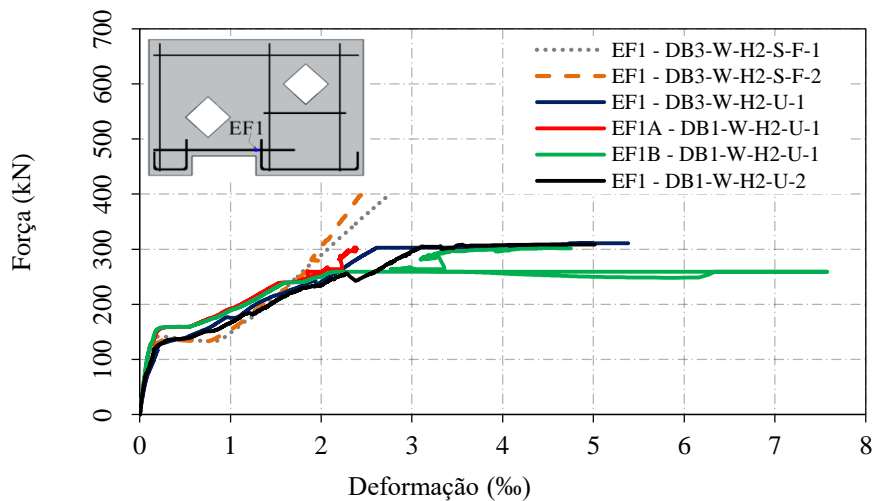


Figura 4.92 – Deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma

Apesar do aumento de capacidade resistente, de uma forma geral, observa-se que as armaduras de flexão das vigas-parede reforçadas DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 apresentaram deformações inferiores as vigas-parede de referência correspondentes.

4.5 DEFORMAÇÕES NO REFORÇO

As leituras das deformações no reforço de CFRP foram realizadas com a utilização de extensômetros elétricos. O posicionamento desses extensômetros foi descrito no item 3.8.3. As vigas-parede foram reforçadas com a combinação das técnicas de reforço NSM e EBR. As máximas deformações registradas pelos extensômetros são apresentadas na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Deformações máximas registradas no reforço

Série	Vigas-parede	LAMINADO			MANTA		
		EL1 (‰)	EL2 (‰)	EL3 (‰)	ES1 (‰)	ES2 (‰)	ES3 (‰)
Série 3	DB3-H1-S-FS-1	7,03	2,96	2,73	7,61	2,74	1,87
	DB3-H1-S-FS-2	**	2,10	3,68	6,33*	2,94	1,87
	DB3-W-H1-S-F-1	7,98*	–	–	5,65	–	–
	DB3-W-H1-S-F-2	4,36	–	–	4,28	–	–
	DB3-H2-S-FS-1	**	0,21	0,63	2,17	0,76	0,96
	DB3-W-H2-S-F-1	**	–	–	2,44	–	–
	DB3-W-H2-S-F-2	3,26	–	–	3,20	–	–

*Extensômetro parou de funcionar antes da viga-parede atingir a carga de ruptura.

** Queimado.

Da Figura 4.93 a Figura 4.99 são mostrados os gráficos força x deformação específica do reforço. Os gráficos mostram também a força em que a primeira fissura foi observada (linha tracejada). A partir dos resultados apresentados da Figura 4.93 a Figura 4.99, observa-se para todas as vigas-parede, que após a mudança de inclinação do gráfico das deformações, ocorreram nos laminados e manta maiores deformações em virtude da transferência das tensões para o reforço e para as armaduras de aço que eram resistidas pelo concreto.

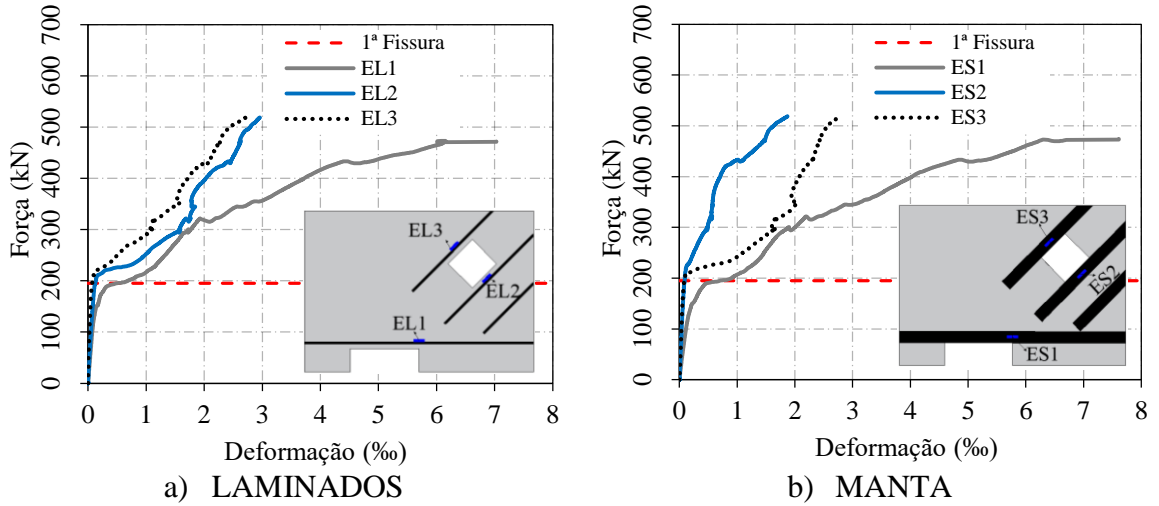


Figura 4.93 – Deformações no reforço DB3-H1-S-FS-1

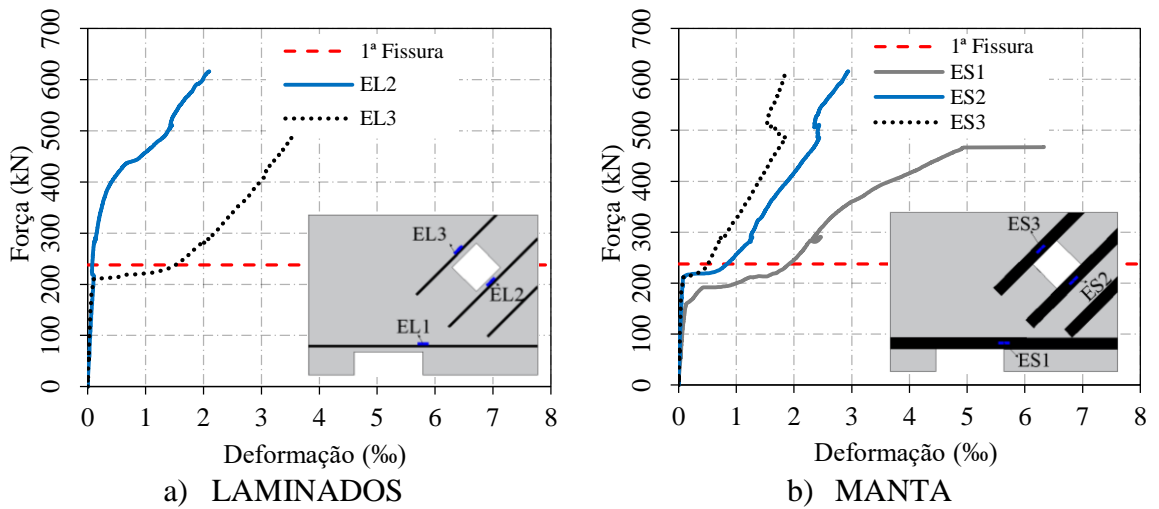


Figura 4.94 – Deformações no reforço DB3-H1-S-FS-2

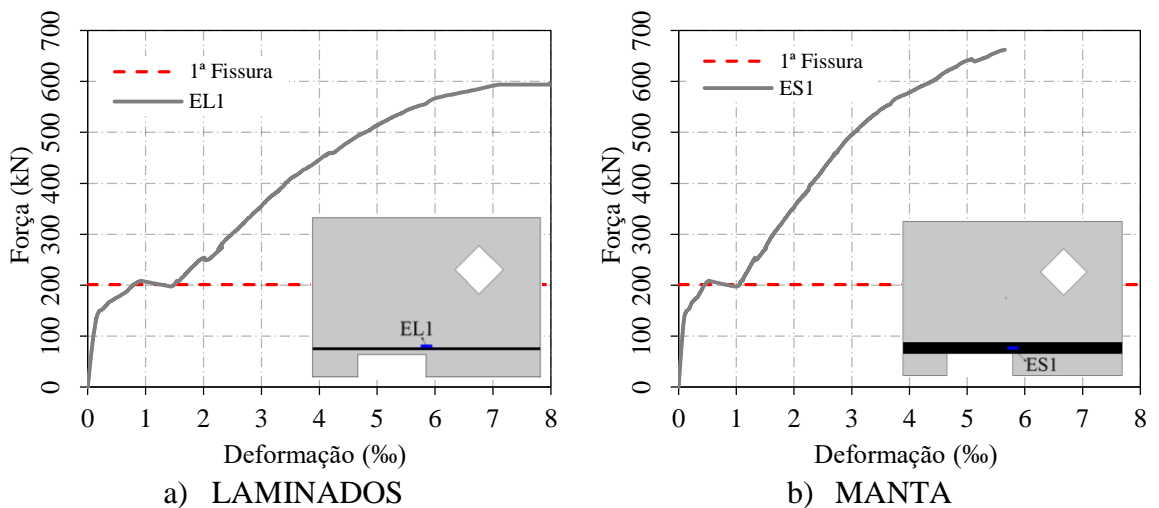
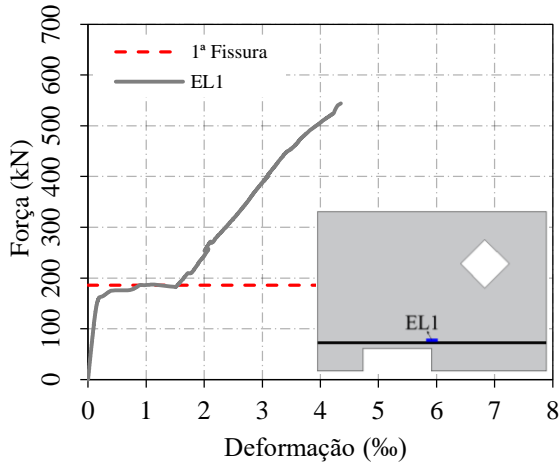
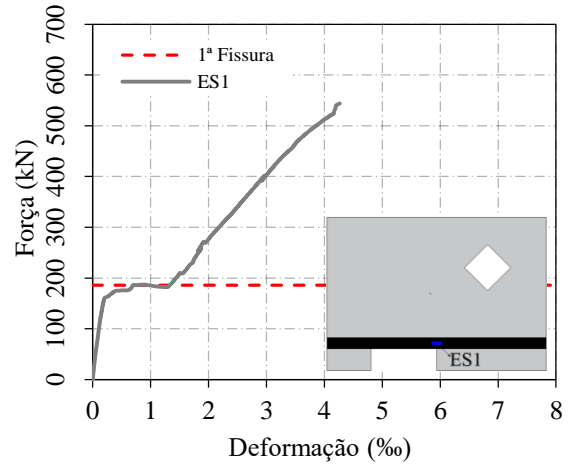


Figura 4.95 – Deformações no reforço DB3-W-H1-S-F-1

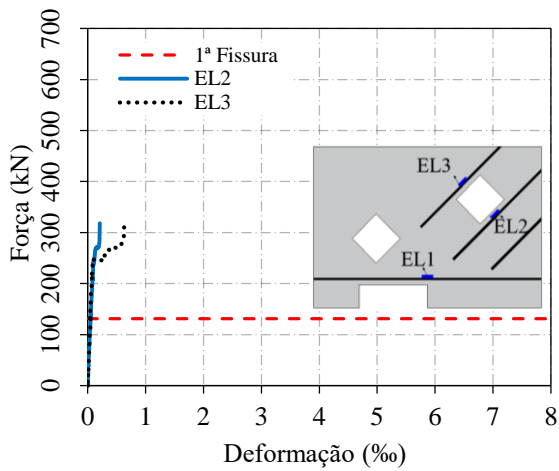


a) LAMINADOS

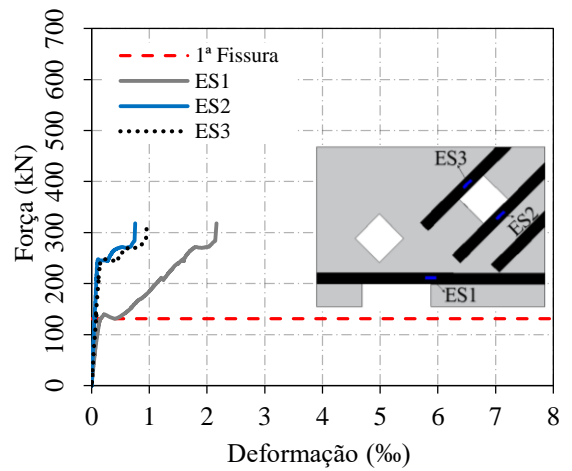


b) MANTA

Figura 4.96 – Deformações no reforço DB3-W-H1-S-F-2

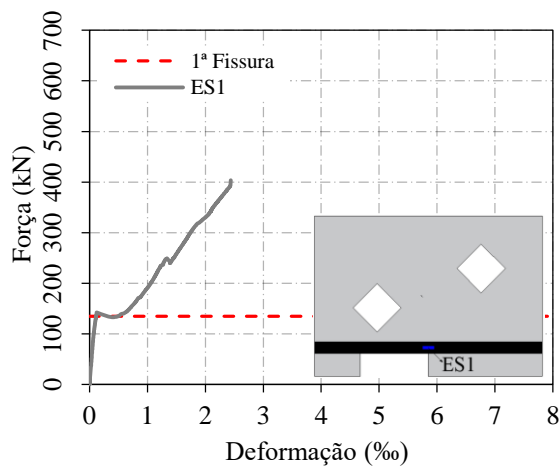


a) LAMINADOS



b) MANTA

Figura 4.97 – Deformações no reforço DB3-H2-S-FS-1



a) MANTA

Figura 4.98 – Deformação no reforço DB3-W-H2-S-F-1

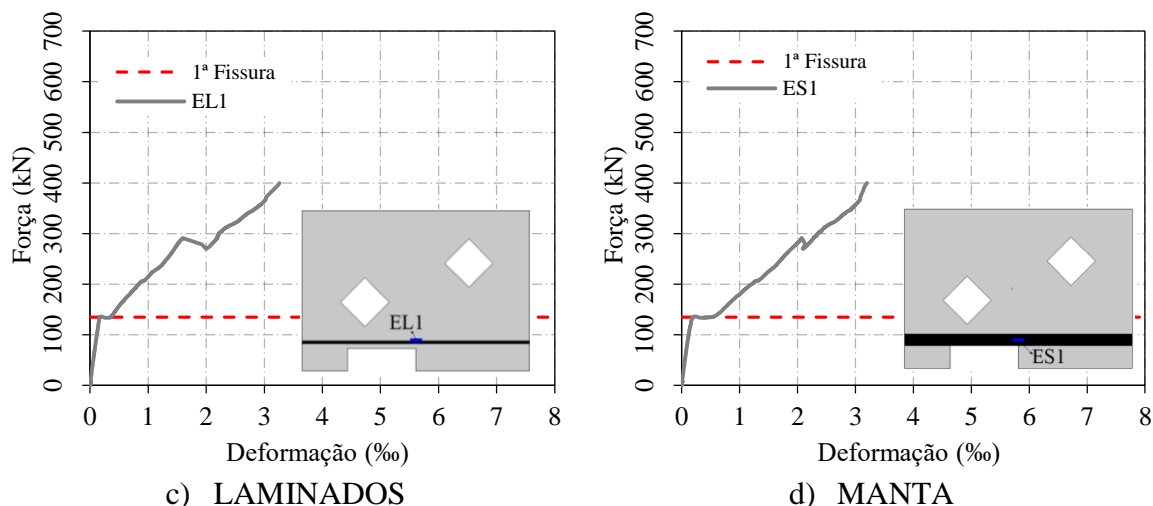


Figura 4.99 – Deformações no reforço DB3-W-H2-S-F-2

Para as vigas-parede reforçadas com uma abertura (DB3-H1-S-FS-1, DB3-H1-S-FS-2, DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2) observa-se que há uma mudança de inclinação do gráfico das deformações do reforço antes do aparecimento da primeira fissura visível.

Pode-se verificar que as deformações nos reforços para todas as vigas-parede com uma abertura, foram superiores as das vigas-parede com duas aberturas, pois a capacidade de carga foi maior.

Para a única viga-parede reforçada com duas aberturas e sem armadura na alma (DB3-H2-S-FS-1) observa-se que as deformações dos reforços ao cisalhamento foram inferiores a 1‰, tendo em vista que a referida viga-parede falhou no lado esquerdo.

Para as vigas-parede reforçadas semelhantes DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2, verifica-se diferenças significativas entre as deformações últimas. Cabe observar que DB3-W-H1-S-F-1 apresentou força de ruptura de 662,10 kN e DB3-W-H1-S-F-2 de 543,86 kN. Falhas no processo de adensamento durante a concretagem de DB3-W-H1-S-F-2, podem ter reduzido o seu desempenho e alterado o seu mecanismo resistente, com isso, uma menor capacidade de absorver tensão.

4.6 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

4.6.1 Deformações específicas normais no concreto - Roseta

Instalou-se na face frontal das vigas-parede extensômetros em três direções, horizontal (EC1), vertical (EC2) e diagonal a 45° (EC3) com respeito à horizontal, localizados na parte superior e região central. Também foram colocados extensômetros em alguns cantos de aberturas, conforme detalhado na Figura 3.40. Cabe destacar que na face traseira dos alguns modelos, também foram colocados extensômetros no mesmos pontos da face frontal, para comparação dos resultados. Sendo estes extensômetros colocados na vertical, horizontal ou diagonal (EC7). Neste item serão analisados apenas os resultados obtidos pela roseta (medição em três direções), conforme apresentado da Figura 4.100 à Figura 4.125. São apresentados os gráficos individualmente das deformações de cada viga-parede. Os gráficos mostram também a força em que a primeira fissura foi observada (linha tracejada vermelha).

4.6.1.1 Série 1

As curvas força-deformação no concreto (roseta) das vigas-parede da Série 1 são apresentadas da Figura 4.100 a Figura 4.107.

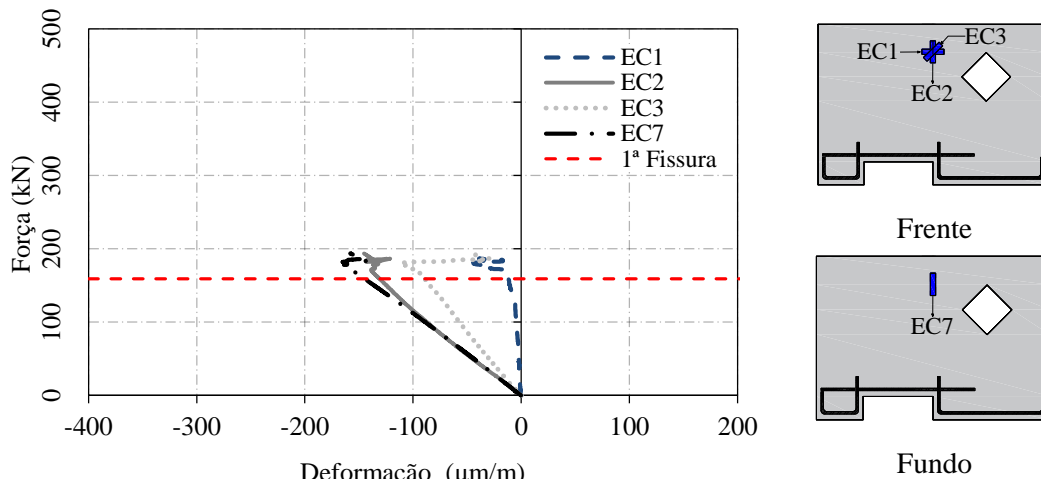


Figura 4.100 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-H1-U-1

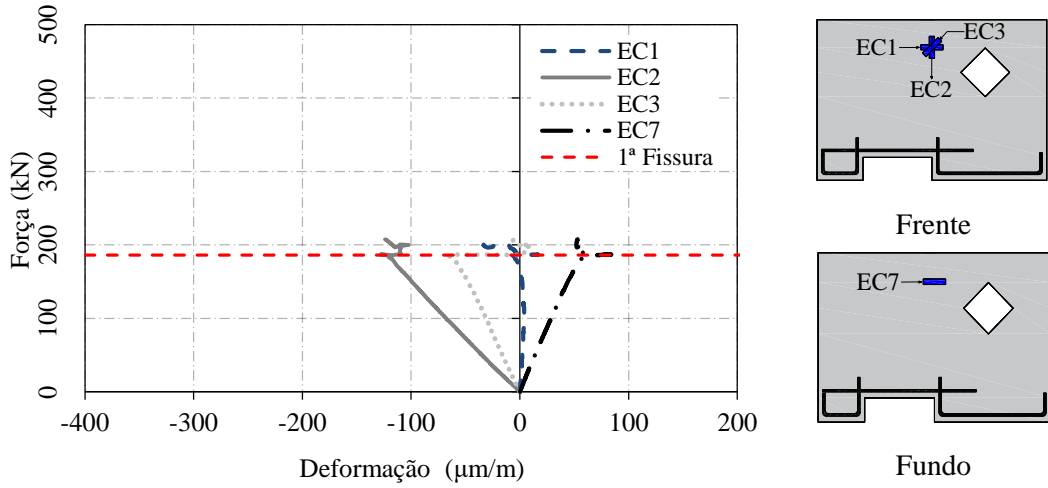


Figura 4.101 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-H1-U-2

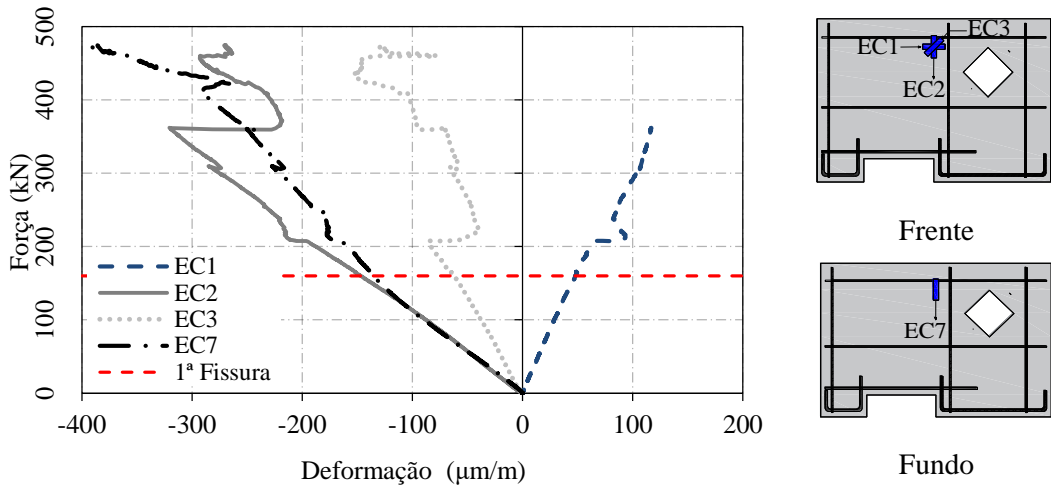


Figura 4.102 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-W-H1-U-1

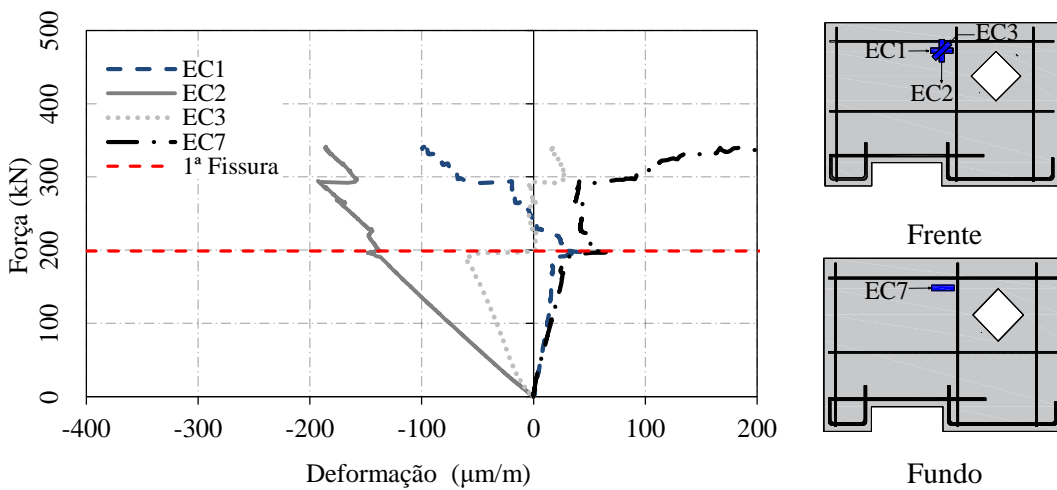


Figura 4.103 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-W-H1-U-2

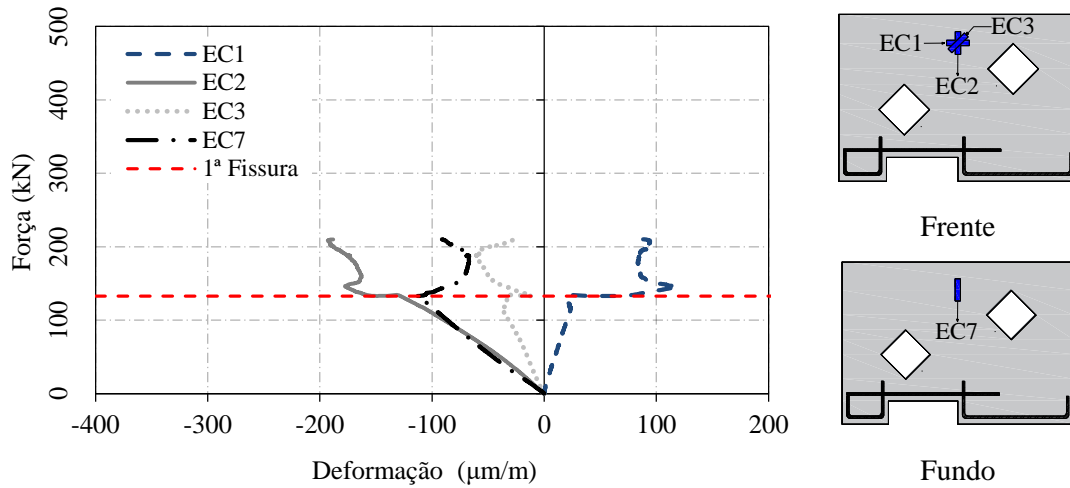


Figura 4.104 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-H2-U-1

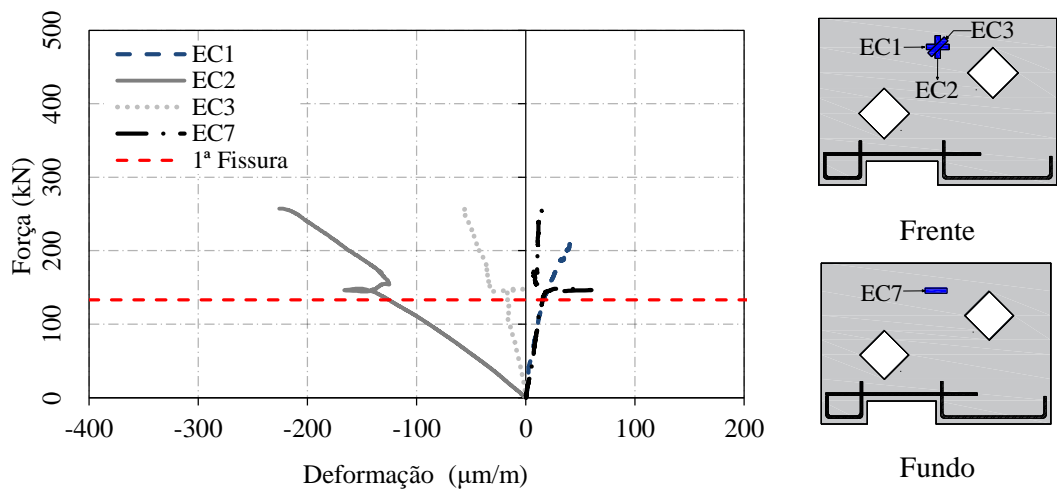


Figura 4.105 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-H2-U-2

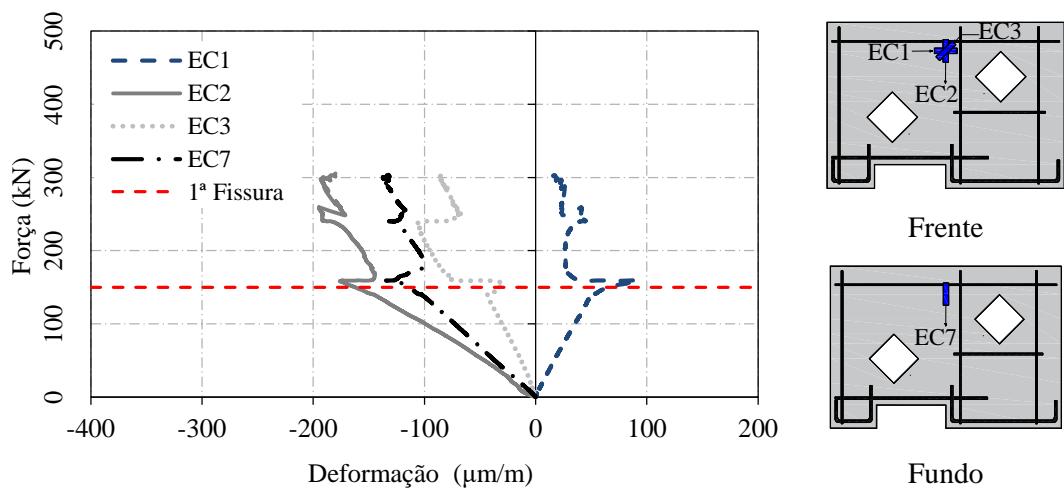


Figura 4.106 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-W-H2-U-1

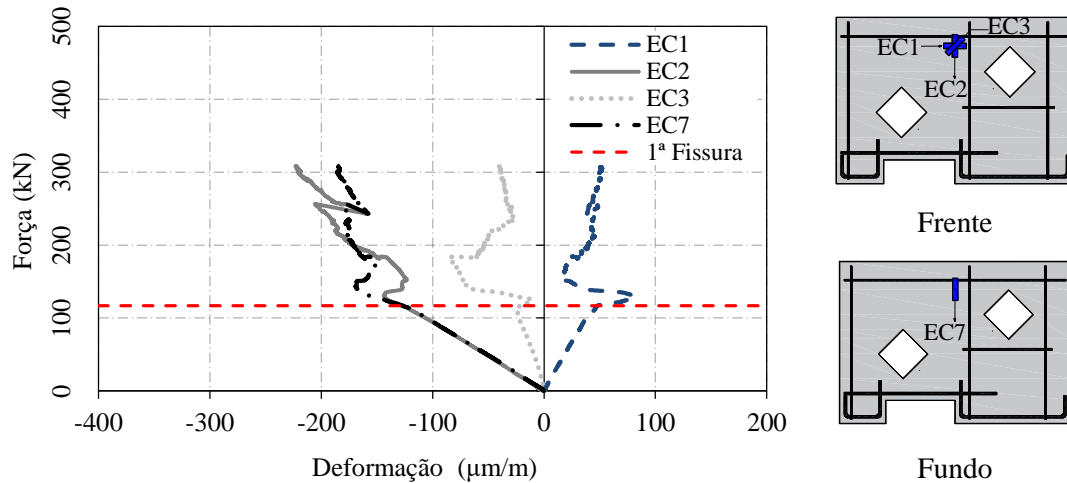


Figura 4.107 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB1-W-H2-U-2

A partir dos resultados, observa-se que os gráficos exibem um trecho inicial linear até o surgimento das primeiras fissuras. Com o surgimento das fissuras, ocorreram redistribuição de tensões assimétricas, resultantes das aberturas assimétricas, que ocasionaram perturbações nas deformações.

As vigas-parede com armadura na alma (DB1-W-H1-U-1, DB1-W-H1-U-2, DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-1) apresentaram maior capacidade resistente quando comparadas as vigas-parede correspondentes sem armadura na alma. A armadura na alma resultou em uma melhoria significativa na deformabilidade das vigas-parede, que foi acompanhada por maiores deformações, em relação as vigas-parede de referência associadas sem armadura na alma. A presença da armadura na alma possibilitou uma maior redistribuição de esforços, além de ter sido possível observar o aparecimento de um maior número de fissuras antes dessas vigas-parede falharem, conforme pode ser observado após o aparecimento das primeiras fissuras, devido as maiores perturbações nas deformações.

Observa-se também que os extensômetros da vertical apresentaram as maiores deformações em relação aos extensômetros horizontal e diagonal.

4.6.1.2 Série 2

As curvas força-deformação no concreto (roseta) das vigas-parede da Série 2 são apresentadas da Figura 4.108 a Figura 4.115.

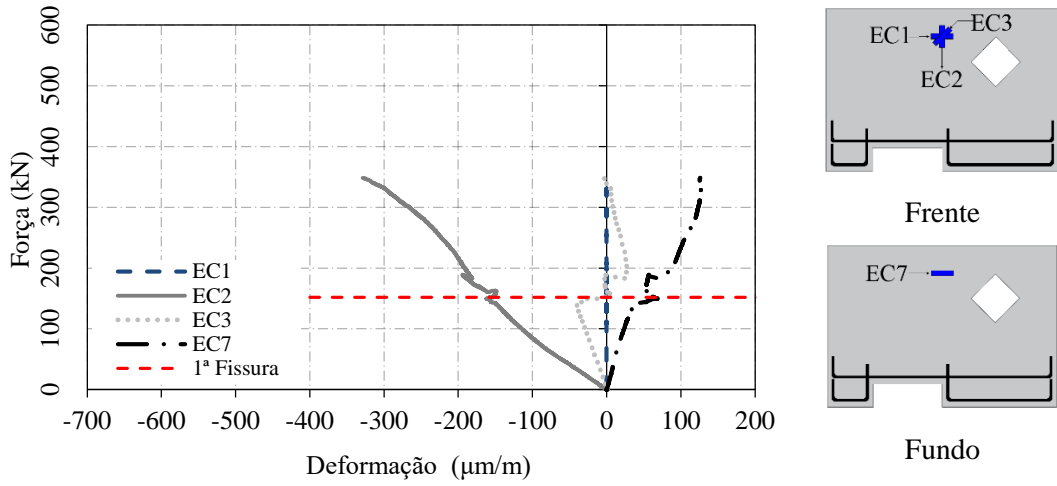


Figura 4.108 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-H1-U-A-1

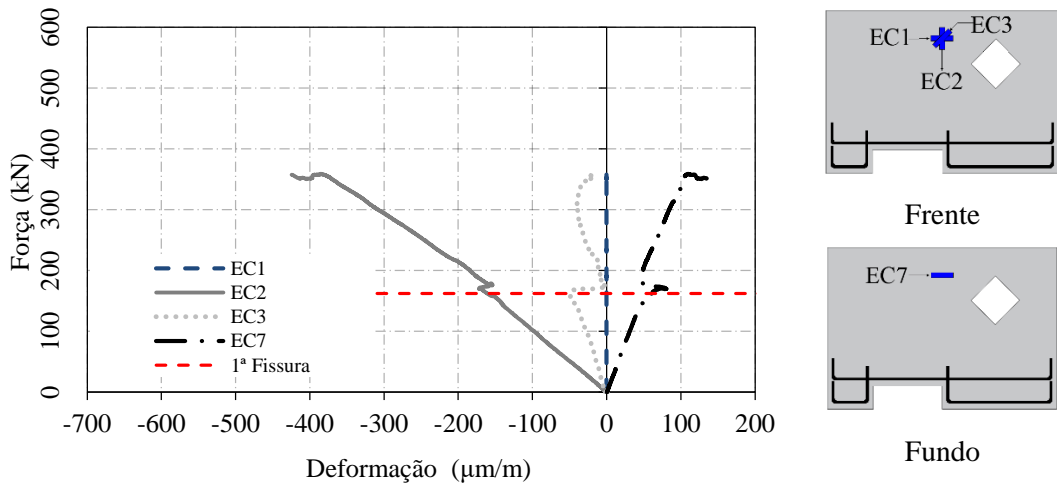


Figura 4.109 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-H1-U-A-2

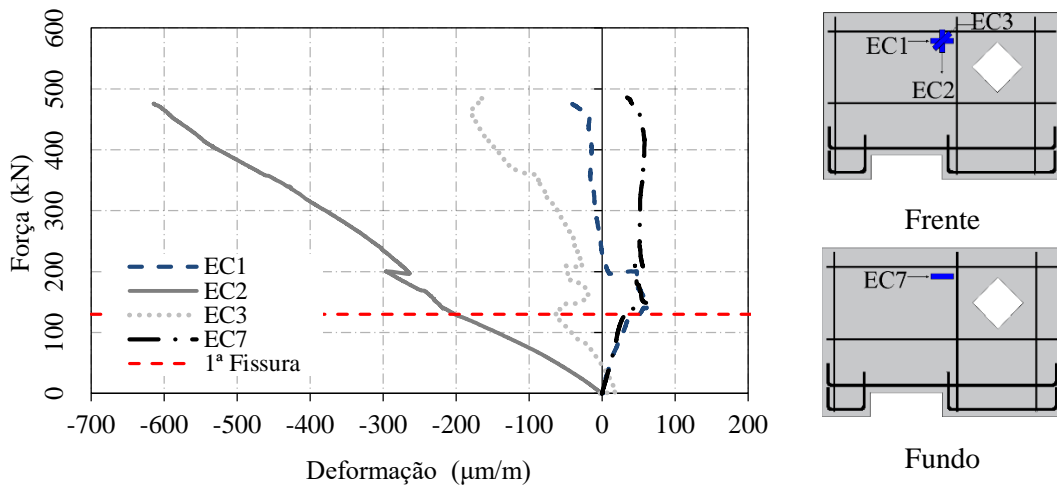


Figura 4.110 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-W-H1-U-A-1

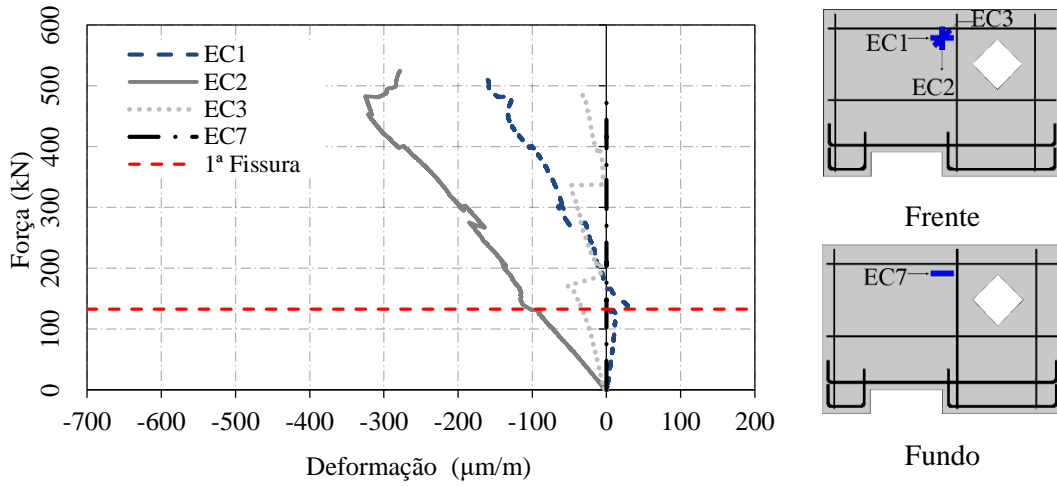


Figura 4.111 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-W-H1-U-A-2

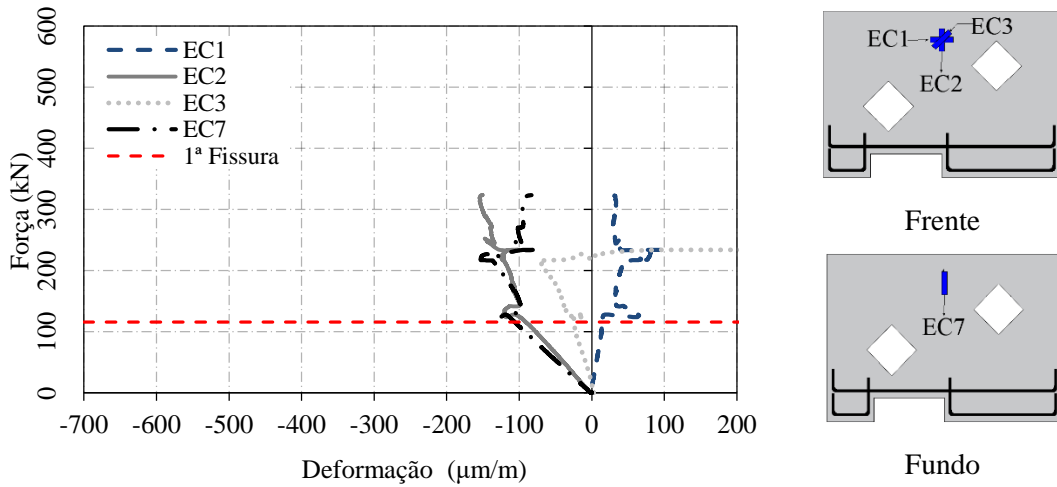


Figura 4.112 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-H2-U-A-1

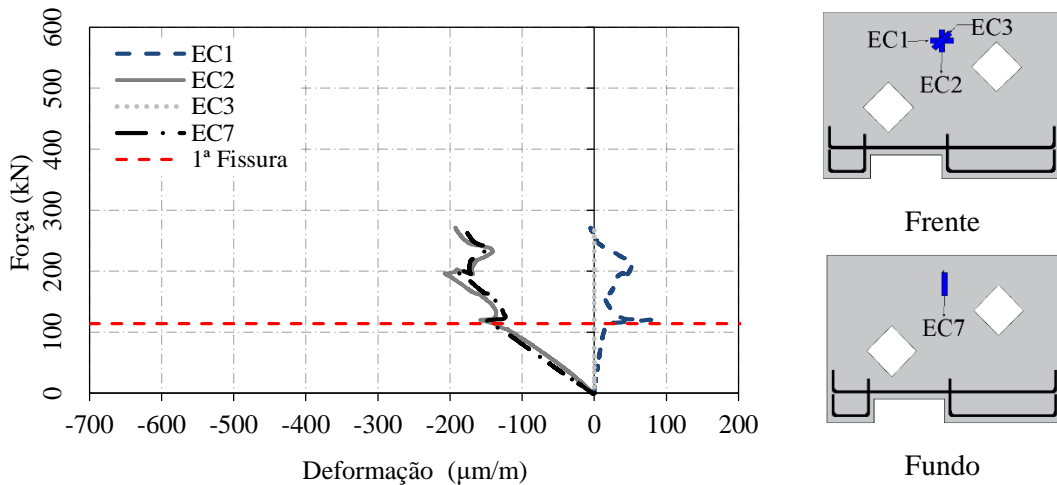


Figura 4.113 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB-H2-U-A-2

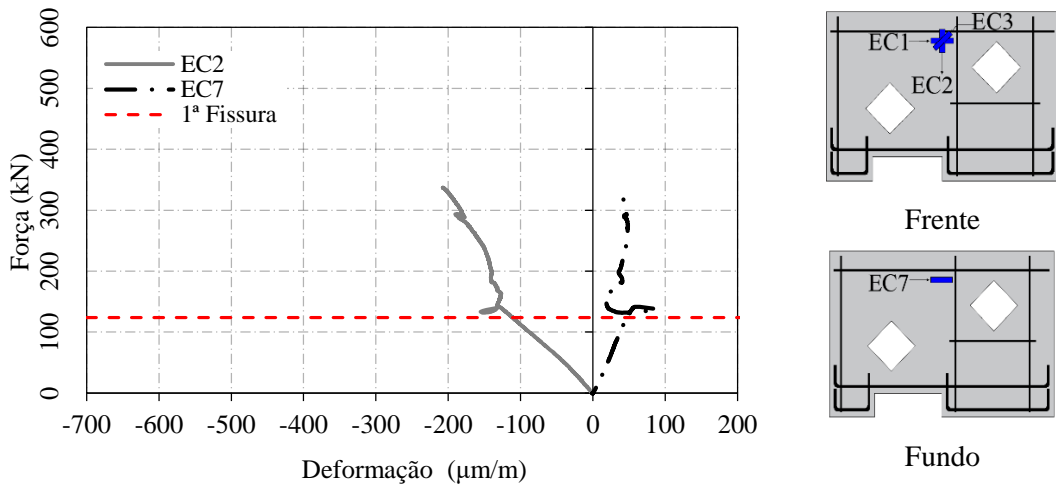


Figura 4.114 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-W-H2-U-A-1

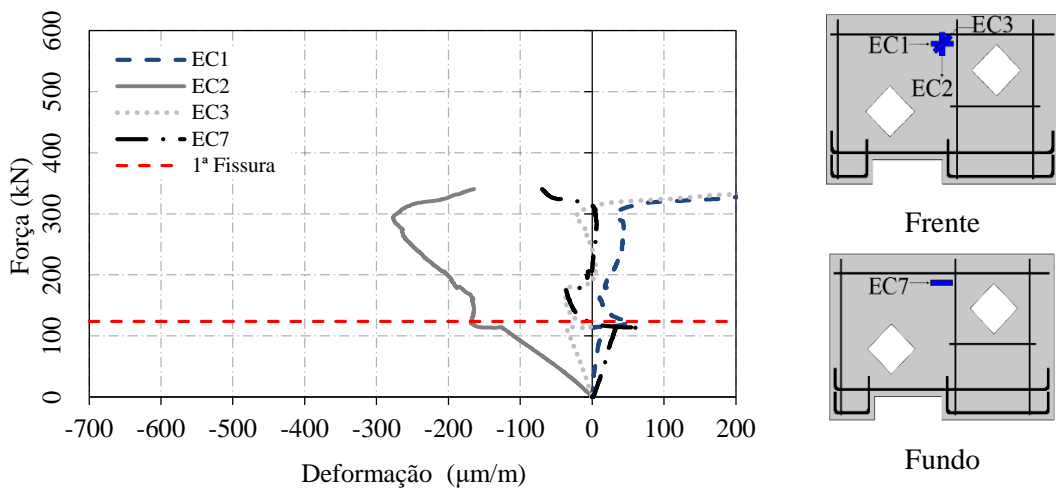


Figura 4.115 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB2-W-H2-U-A-2

A vigas-parede com uma abertura (DB2-H1-U-A-1, DB2-H1-U-A-2, DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2) apresentaram maiores deformações em comparação as vigas-parede com uma abertura adicional (DB2-H2-U-A-1, DB2-H2-U-A-2, DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2). A inclusão da abertura adicional resultou na redução na capacidade resistente e ductilidade das vigas-parede DB2-H2-U-A-1, DB2-H2-U-A-2, DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2, em relação as vigas-parede correspondentes com uma abertura.

As vigas-parede com armadura na alma (com uma e duas aberturas) apresentaram maior capacidade resistente quando comparadas as vigas-parede de referência correspondentes sem armadura na alma. A armadura na alma resultou em uma melhoria significativa na deformabilidade das vigas-parede, que foi acompanhada por maiores deformações, em relação as vigas-parede de referência associadas sem armadura na alma.

4.6.1.3 Série 3

As curvas força-deformação no concreto (roseta) das vigas-parede da Série 3 são apresentadas da Figura 4.116 a Figura 4.125.

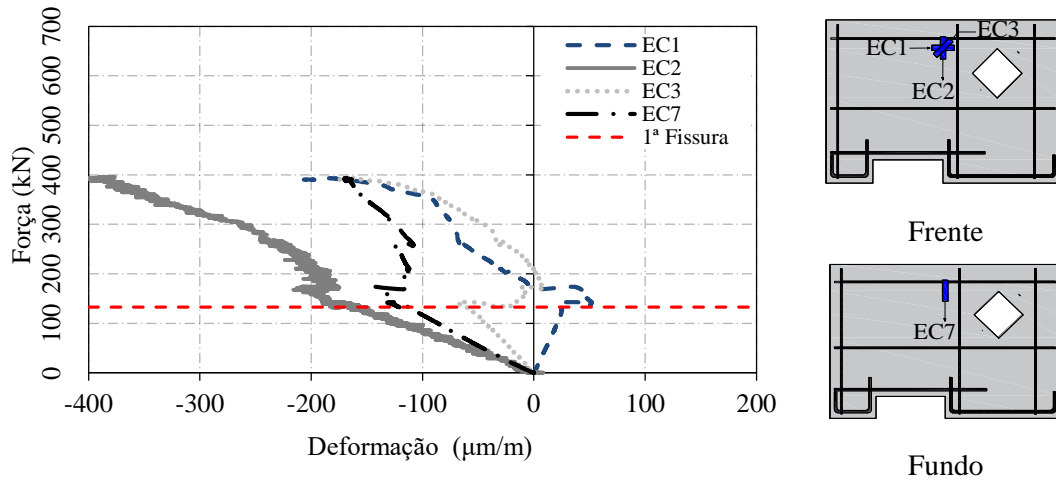


Figura 4.116 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H1-U-1

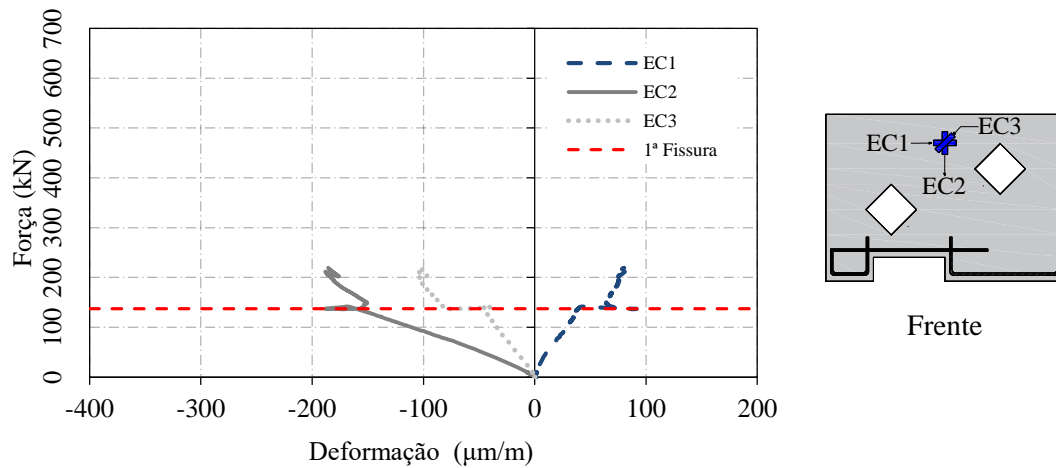


Figura 4.117 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-H2-U-1

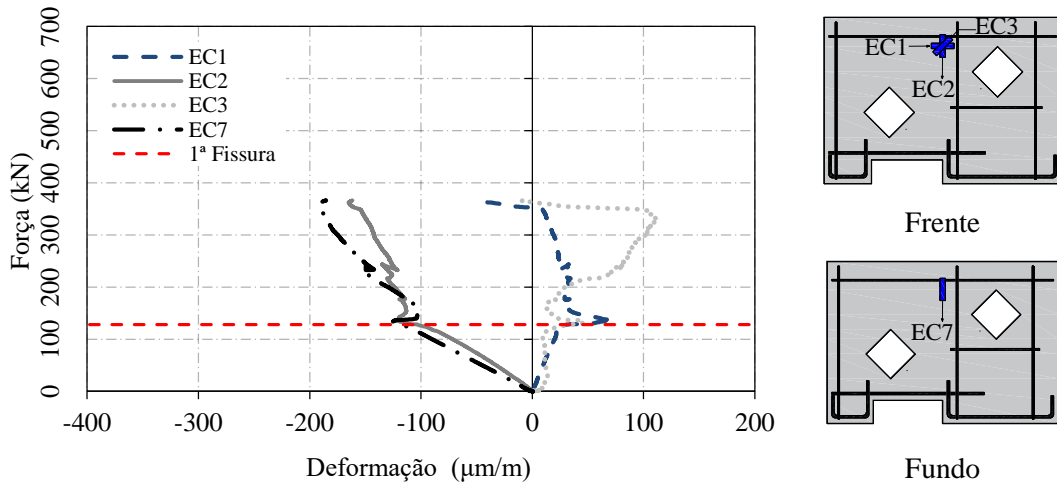


Figura 4.118 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H2-U-1

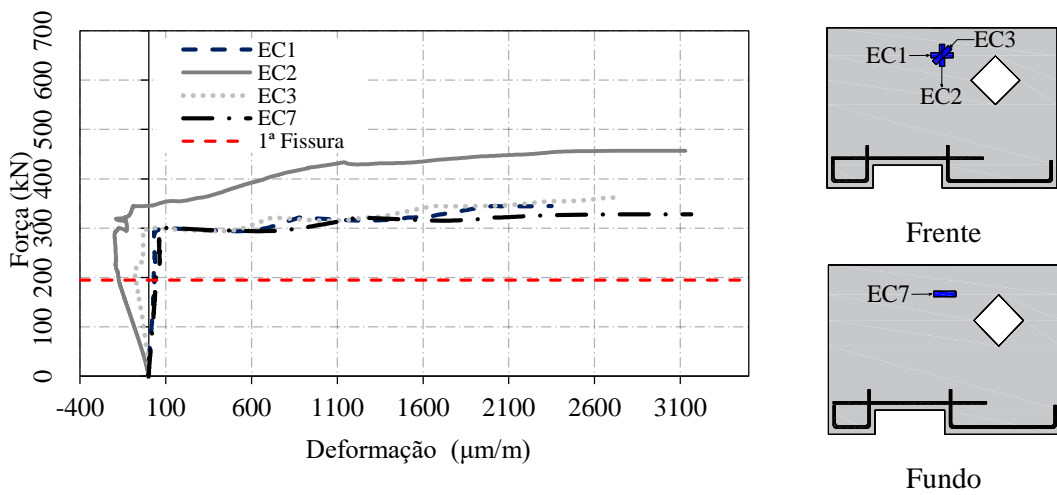


Figura 4.119 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-H1-S-FS-1

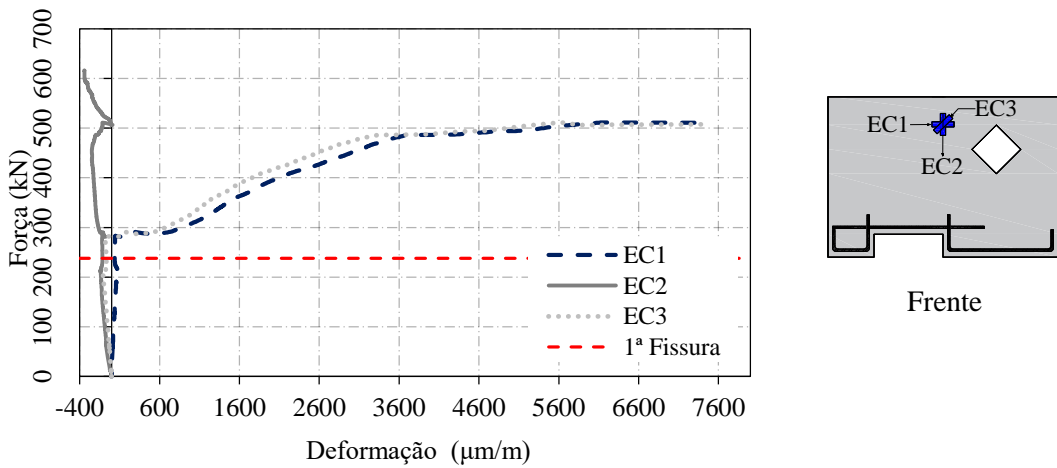


Figura 4.120 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-H1-S-FS-2

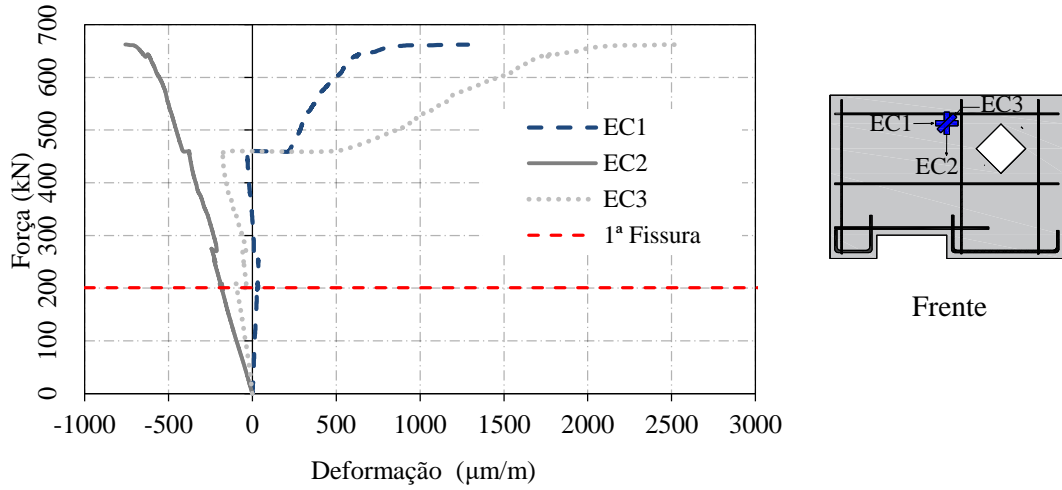


Figura 4.121 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H1-S-F-1

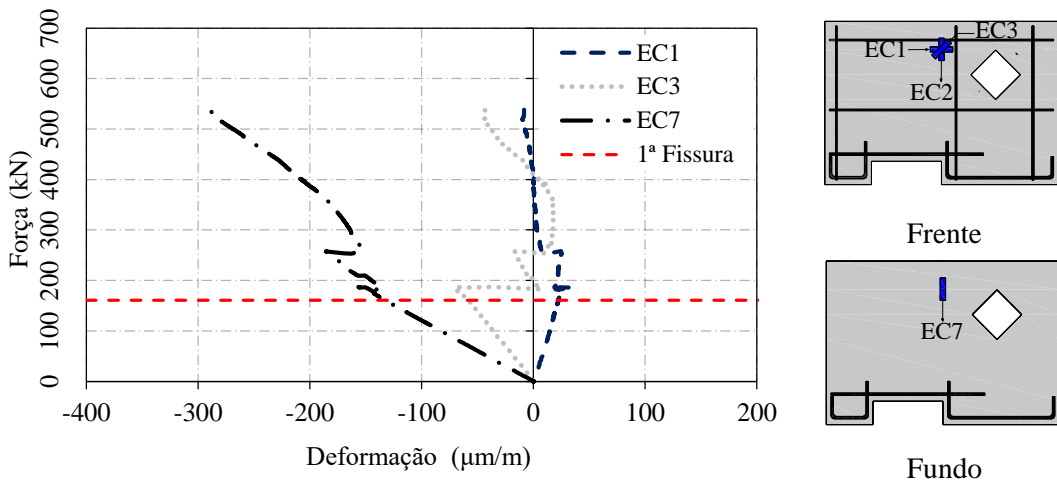


Figura 4.122 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H1-S-F-2

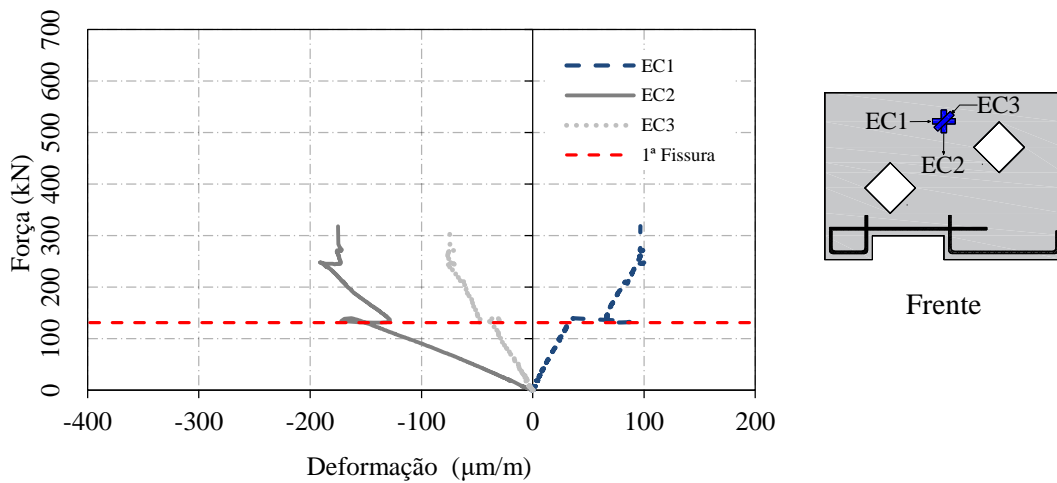


Figura 4.123 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-H2-S-FS-1

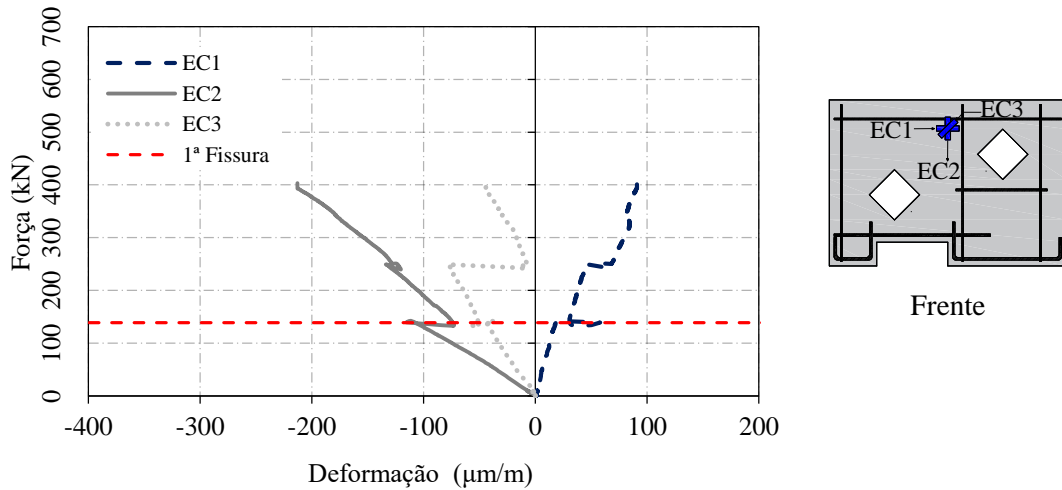


Figura 4.124 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H2-S-F-1

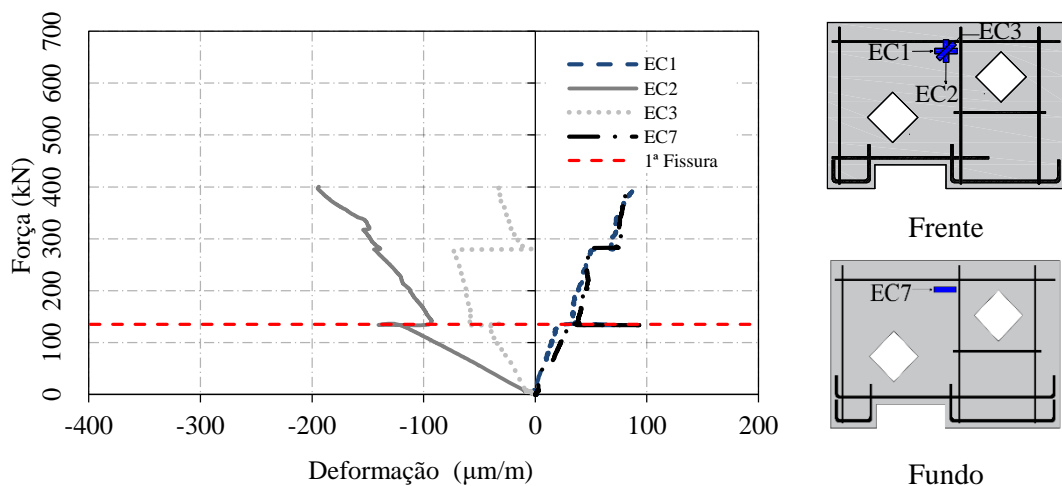


Figura 4.125 – Deformações específicas no concreto – Roseta DB3-W-H2-S-F-2

Verifica-se que a viga-parede de referência DB3-H2-U-1 apresentou menores deformações no concreto em relação a viga-parede de referência correspondente com armadura na alma DB3-W-H2-U1. A armadura na alma resultou em uma melhoria significativa na deformabilidade de DB2-W-H2-U-1.

Observa-se que as vigas-parede com uma abertura, sem armadura na alma e reforçadas a flexão/cisalhamento (DB3-H1-S-FS-1 e DB2-H1-S-FS-2) apresentaram deformações significativamente altas, exceto as deformações apresentada pelo extensômetro EC2 (vertical) de DB2-H1-S2. Observa-se também que DB2-H1-S-FS-2 apresentou deformações superiores a DB2-H1-S2, em virtude de ter apresentado força de ruptura superior a DB3-H1-S-FS-1. As duas vigas-parede apresentaram várias fissuras que se propagavam (comprimento e largura) em direção à superfície superior próxima à borda da placa de

carregamento, próximo ao local onde os extensômetros foram colados, ocasionando maiores deformações. Ambas falharam por flexão na região central, seguida da ruptura do reforço externo (EBR).

A partir dos resultados, observa-se que as vigas-parede semelhantes reforçadas DB3-W-H1-U-1 (Figura 4.121) e DB3-W-H1-U-2 (Figura 4.122) apresentaram comportamentos dessemelhantes. Tal comportamento pode ser explicado pelo modo de ruptura, ambas falharam por flexo-cisalhamento, com esmagamento do concreto próximo a abertura, na região do apoio direito e ponto de aplicação de carga. Entretanto, em DB3-W-H2-U-1, o canto da abertura onde ocorreu o esmagamento e expansão das fissuras em largura, estava mais próximo de onde os extensômetros estavam posicionados, ocasionando dessemelhanças entre o comportamento das vigas-parede.

Observa-se também que as vigas-parede reforçadas com duas aberturas apresentaram maiores deformações em relação as vigas-parede de referência correspondentes.

4.6.1.4 Comparação Série 1 x Série 2

Neste item são apresentadas as comparações entre deformação específicas no concreto (roseta) entre a Série 1 (item 4.6.1.1) e Série 2 (item 4.6.1.2).

Observa-se que as vigas-parede da Série 2, com uma abertura (DB2-H1-U-A-1, DB2-H1-U-A-2, DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2) apresentaram maior capacidade resistente e uma melhoria significativa na deformabilidade das vigas-parede, que foi acompanhada por maiores deformações no concreto, em relação as vigas-parede de referência correspondentes da Série 1 (DB1-H1-U-1, DB1-H1-U-2, DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2).

Observa-se para as vigas-parede da Série 2 DB2-H2-U-A-1 e DB2-H2-U-A-2 (com duas aberturas e sem armadura na alma), que o sistema de ancoragem aumentou a capacidade de carga, entretanto, reduziu as deformações no concreto (roseta), em relação as vigas-parede de referência correspondentes da Série 1.

As vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e com armadura na alma (DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2) apresentaram maior capacidade resistente em relação as vigas-parede de referência correspondentes da Série 1 (DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2),

entretanto, não houve diferenças significativas entre as deformações no concreto (roseta) entre as séries.

4.6.1.5 Comparação Série 1 x Série 3

Neste item são apresentadas as comparações entre deformação específicas no concreto (roseta) entre a Série 1 (item 4.6.1.1) e Série 3 (item 4.6.1.3).

Em relação as deformações específicas no concreto das vigas-parede da Série 1 (DB1-W-H1-U-1, DB1-H2-U2, DB1-W-H2-U-2 e DB1-W-H2-U-2) observa-se que as vigas-parede de referência associadas da Série 3 (DB3-W-H1-U-2, DB3-H2-U-2 e DB3-W-H2-U-1) apresentaram comportamentos semelhantes em relação as deformações no concreto (roseta).

Para as vigas-parede reforçadas DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2 observa-se que o reforço usado além de ter resultado em um aumento significativo na capacidade força final das vigas-parede, resultou em maiores deformações específicas no concreto (roseta), em comparação com as vigas-parede de referência associadas (DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2).

Ao se analisar as deformações específicas no concreto (roseta) de DB3-H2-S2 observa-se que o reforço proporcionou uma maior capacidade de carga em relação as vigas-parede de referência correspondentes DB1-H2-U-1 e DB3-H2-U-1, no entanto, não houve diferenças significativas entre as deformações apresentadas pelo EC2.

4.6.2 Deformações específicas nos cantos das aberturas (losangos)

Em todas as vigas-parede, instalou-se extensômetros na face do concreto, próximo aos cantos das aberturas (Figura 3.20). O comportamento das deformações próximos aos cantos das aberturas, são apresentados da Figura 4.126 a Figura 4.149.

4.6.2.1 Série 1

As vigas-parede DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 conforme observado nas Figura 4.126 e Figura 4.127 apresentaram comportamento semelhante. Durante o ensaio, conforme aumentava-se o carregamento, as deformações apresentadas pelos extensômetros EC4 aumentavam. No entanto, após o aparecimento das primeiras fissuras, as deformações foram caindo. Na ruptura DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 apresentavam deformações no EC4 da ordem de $-36,853 \mu\text{m/m}$ e $-58,919 \mu\text{m/m}$ respectivamente. Para as duas vigas-parede, no

canto onde o EC5 estava posicionado, abriu-se fissuras, partindo o extensômetro ao meio. Para DB1-H1-U1 o último registro de deformações de EC5 foi 1998 $\mu\text{m/m}$ a um nível de carga de 186,03 kN, sendo esta uma das primeiras fissuras verificadas. DB1-H1-U2 apresentou deformações 1651 $\mu\text{m/m}$ para 192,99 kN.

Em relação as vigas-parede semelhantes DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2, verifica-se diferenças significativas entre as leituras registradas pelo EC4, conforme é apresentado na Figura 4.128 e Figura 4.129. Cabe destacar que DB1-W-H1-U-1 apresentou carga de ruína de 474,90 kN e DB1-W-H1-U-2 carga com valor de 341,07 kN. Quando comparadas as vigas-parede DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2, fica claro pelos resultados das deformações, que a armadura na alma, proporcionou um novo mecanismo resistente, levando a uma maior redistribuição dos esforços. Para DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 também surgiram fissuras no canto onde EC5 estava posicionado, levando a perda do extensômetro. Para DB1-W-H1-U1, o EC5 apresentou deformações de 1486 $\mu\text{m/m}$ para uma carga de 208,59 kN. O extensômetro EC5 de DB1-W-H1-U-2 registrou deformações de 557,80 $\mu\text{m/m}$ a 196,83 kN.

Inicialmente, as deformações próximas as aberturas das vigas-parede DB1-H2-U-1 e DB1-H2-U-2 apresentaram comportamento semelhante. No entanto, após a fissuração o EC5 de DB1-H2-U-1 passou a registrar deformações com valores significativos quando comparado ao EC5 de DB1-H2-U-2. Na ruptura, as duas vigas-parede apresentaram valores de deformações de EC4 próximas. O EC5 de DB1-H2-U-1 registrou deformações de 1047 $\mu\text{m/m}$ e de DB1-H2-U2 de 263 $\mu\text{m/m}$. Essa diferença significativa nos valores das deformações foi ocasionada pelo aparecimento de várias fissuras próximas ao EC5 de DB1-H2-U-1 antes da ruptura. No entanto, em DB1-H2-U-2 só abriram fissuras próximas ao EC5 no momento da ruptura.

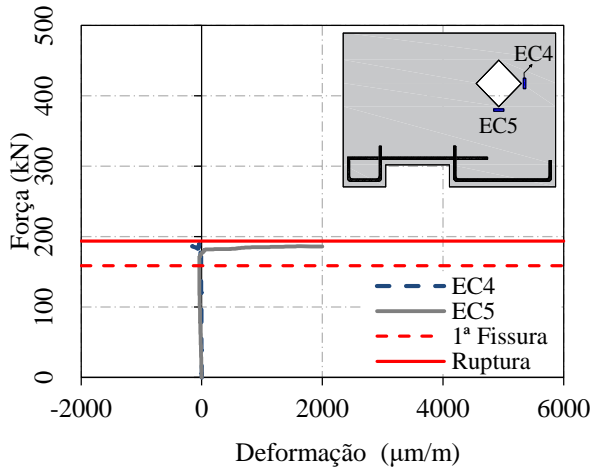


Figura 4.126 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-H1-U-1

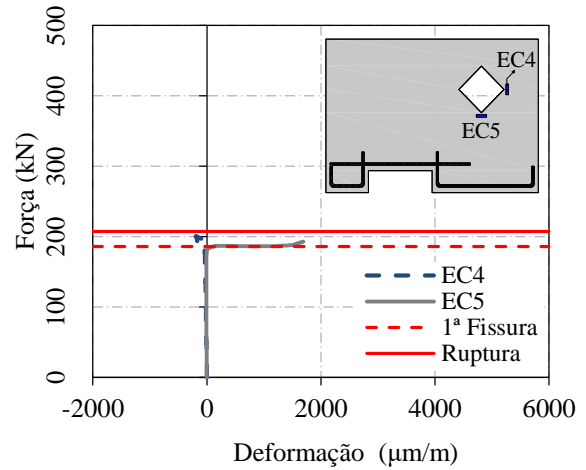


Figura 4.127 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-H1-U-2

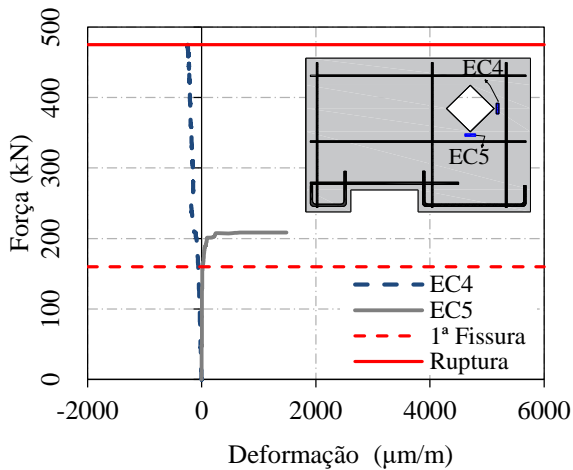


Figura 4.128 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-W-H1-U-1

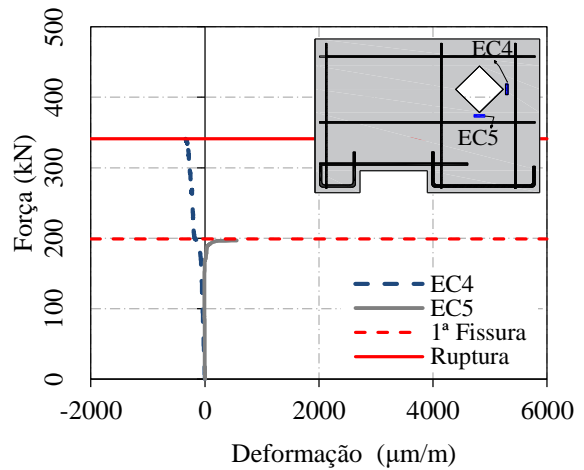


Figura 4.129 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-W-H1-U-2

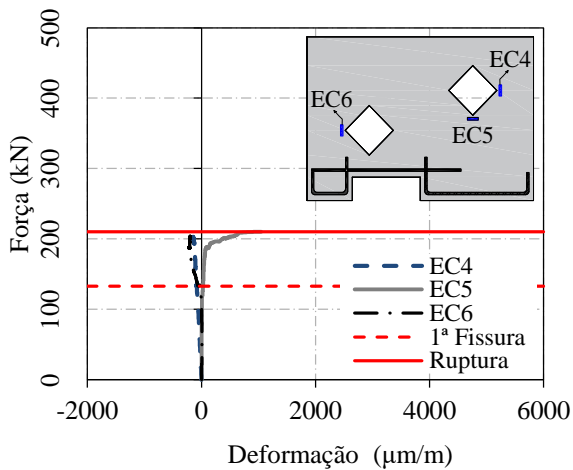


Figura 4.130 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-H2-U-1

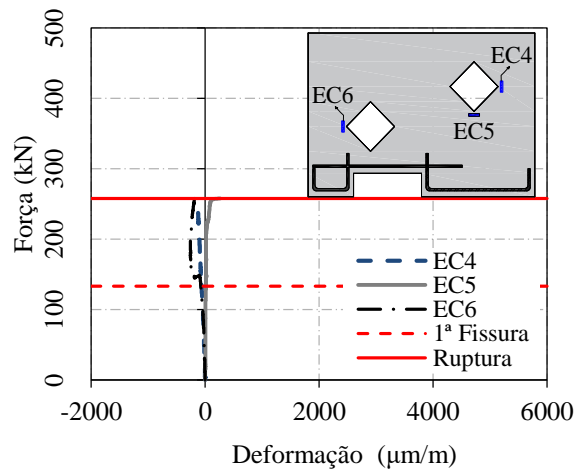


Figura 4.131 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-H2-U-2

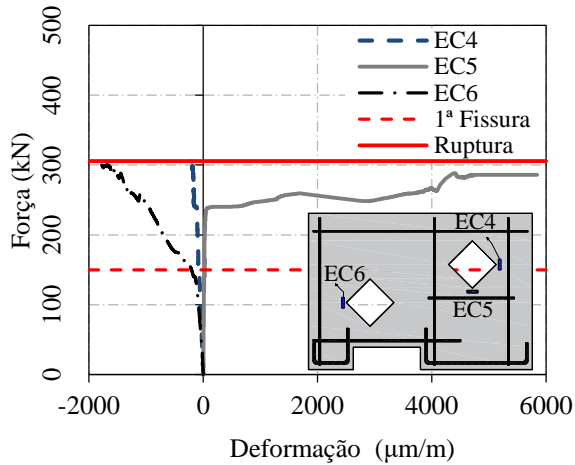


Figura 4.132 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-W-H2-U-1

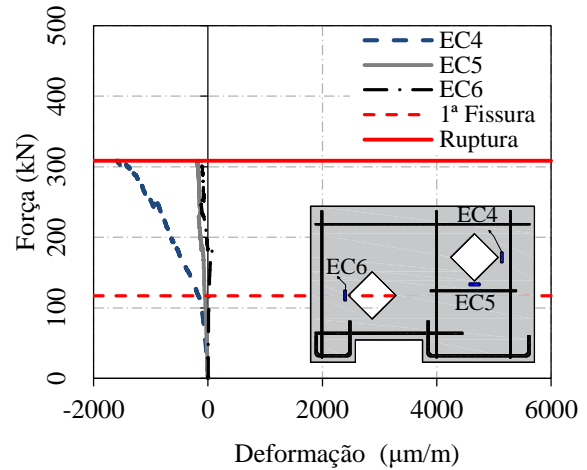


Figura 4.133 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB1-W-H2-U-2

4.6.2.1 Série 2

As curvas força-deformação específica nos cantos aberturas das vigas-parede da Série 2 são apresentadas da Figura 4.134 a Figura 4.141.

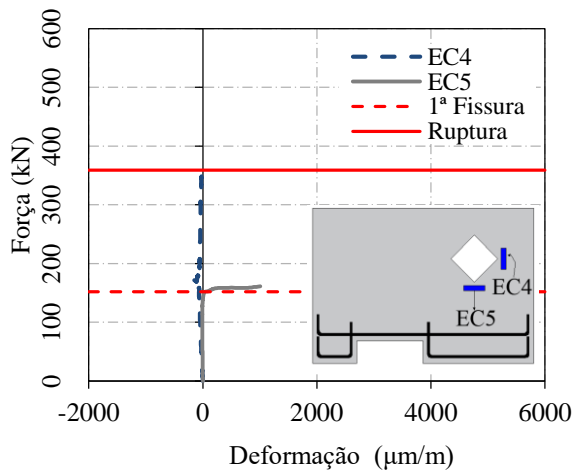


Figura 4.134 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-H1-U-A-1

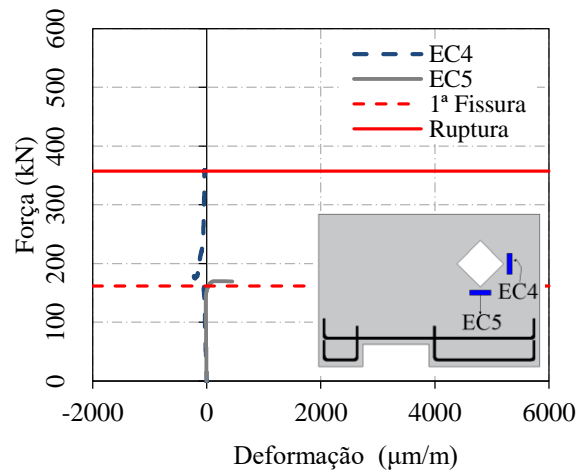


Figura 4.135 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-H1-U-A-2

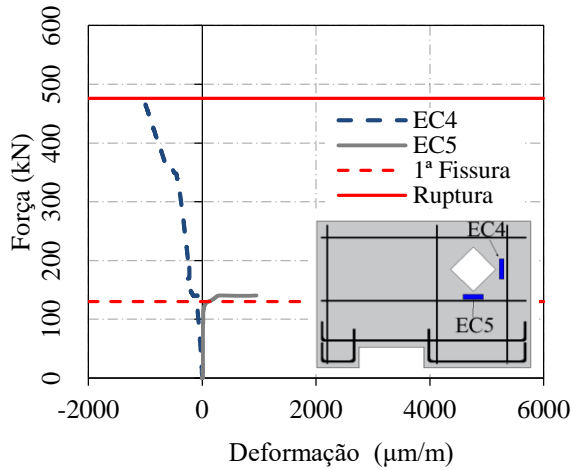


Figura 4.136 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-W-H1-U-A-1

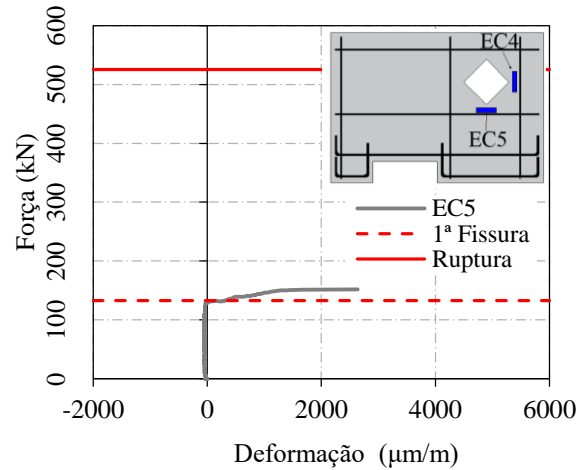


Figura 4.137 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-W-H1-U-A-2

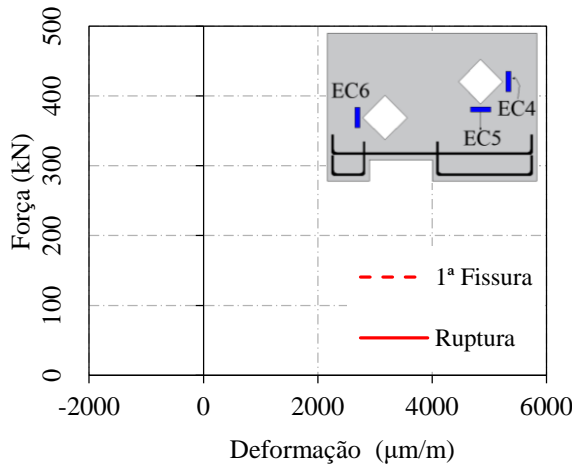


Figura 4.138 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-H2-U-A-1

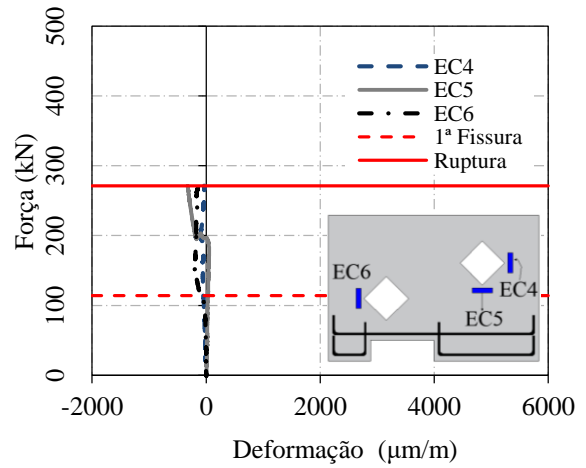


Figura 4.139 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-H2-U-A-2

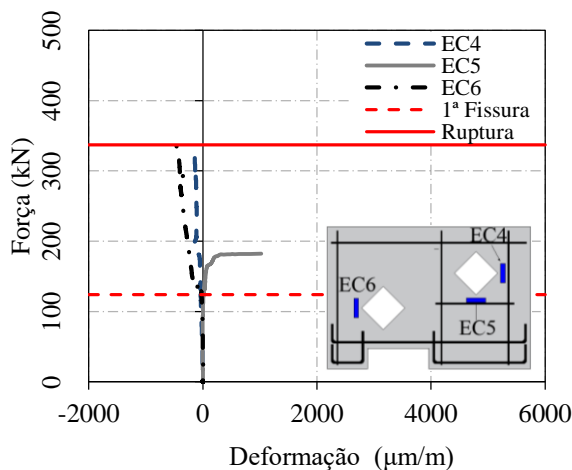


Figura 4.140 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-W-H2-U-A-1

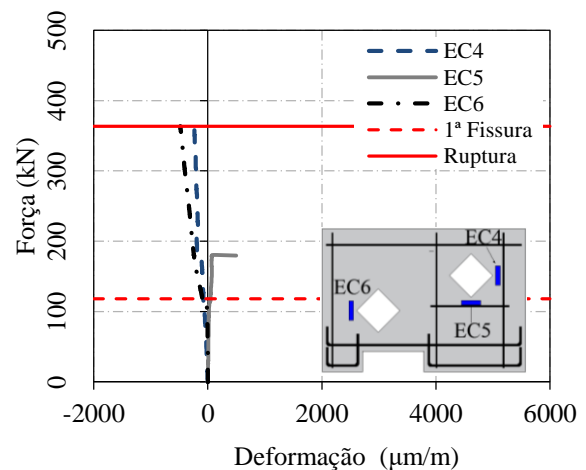


Figura 4.141 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB2-W-H2-U-A-2

A partir dos resultados, observa-se que as vigas-parede com armadura na alma DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-1 apresentaram maior capacidade resistente, em relação às vigas-parede correspondentes sem armadura na alma (DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2), o que resultou em melhoria nas deformações apresentadas pelo EC4. A armadura na alma, além de ter proporcionado uma maior redistribuição de esforços na seção, possibilitou o alcance de tensões resistentes mais altas. O EC4 de DB2-W-H1-U-A-1 apresentou defeito.

Para as vigas-parede com uma abertura (DB2-H1-U-A-1, DB2-H1-U-A-2, DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-1), as primeiras fissuras surgiram no canto reentrante ou nos cantos da abertura (losango) nos caminhos críticos que unem o carregamento, bem como o ponto da reação de apoio, fato que pode ser observado pelas leituras registradas pelo EC5.

Também é possível observar que a inclusão de uma abertura adicional nas vigas-parede DB2-H2-U-A-1, DB2-H2-U-A-2, DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2, resultou em uma mudança no comportamento das leituras registradas pelo EC5, em comparação as vigas-parede associadas com uma abertura. Para as vigas-parede DB2-H2-U-A-1, DB2-H2-U-A-2, DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2, as primeiras fissuras surgiram nos cantos da abertura adicional, demonstrando uma maior influência no caminho natural das cargas.

4.6.2.2 Série 3

As curvas força-deformação específica nos cantos aberturas das vigas-parede da Série 3 são apresentadas da Figura 4.142 a Figura 4.149.

A partir dos resultados, observa-se que as vigas-parede reforçadas DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2 apresentaram maior capacidade resistente, em relação às vigas-parede de referência correspondentes (DB3-W-H1-U-1 e DB3-W-H1-U-2), entretanto, não apresentaram diferenças significativas entre as deformações apresentadas pelos extensômetros, em virtude da configuração de reforço usada. Foram reforçadas somente a flexão na região acima da reentrância.

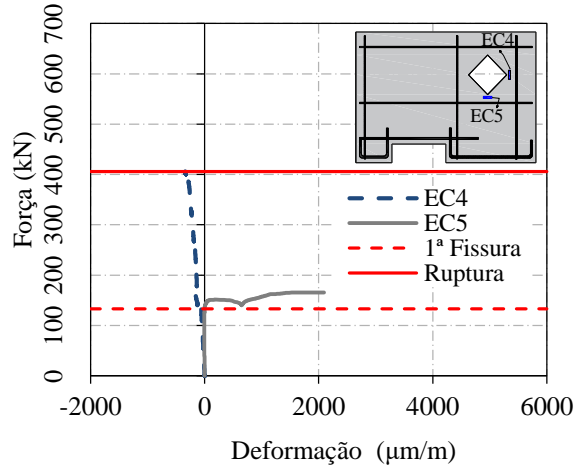


Figura 4.142 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H1-U-1

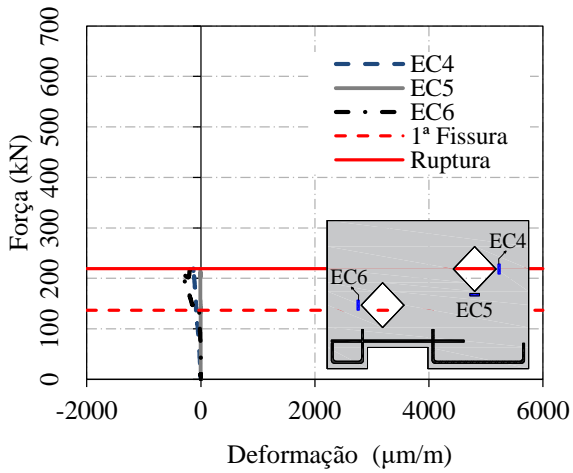


Figura 4.143 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-H2-U-1

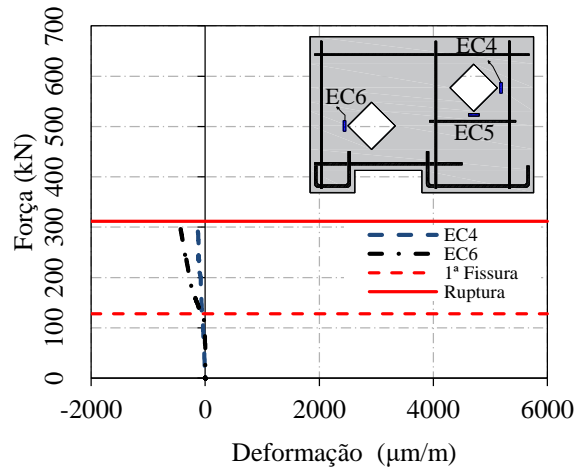


Figura 4.144 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H2-U-1

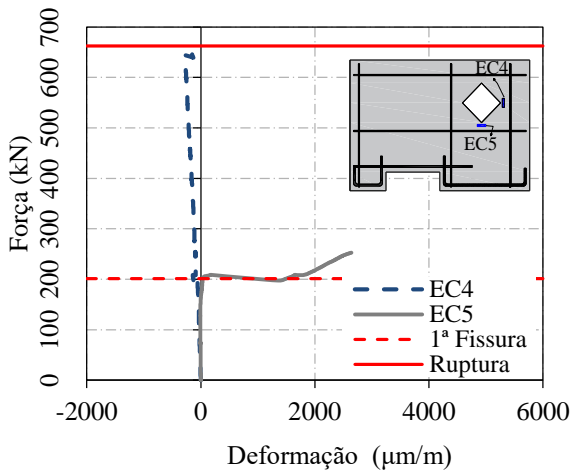


Figura 4.145 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H1-S-F-1

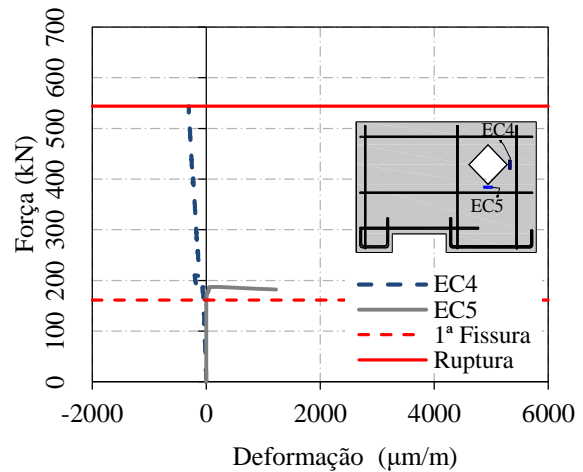


Figura 4.146 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H1-S-F-2

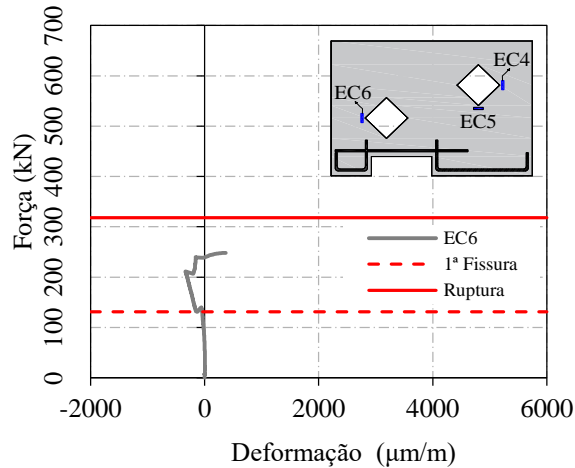


Figura 4.147 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-H2-S-FS-1

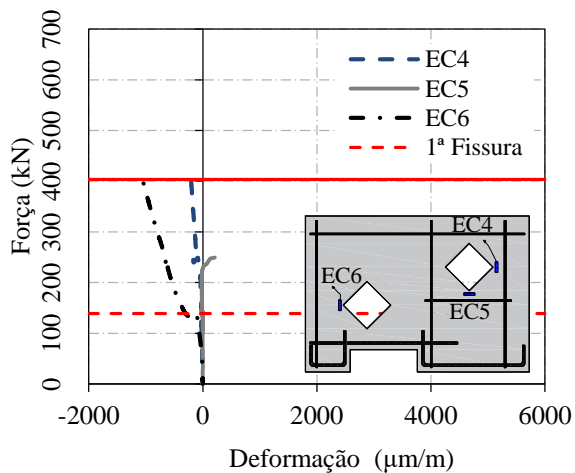


Figura 4.148 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H2-S-F-1

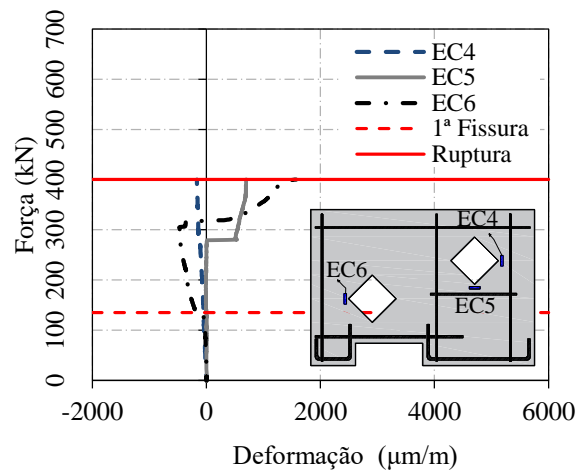


Figura 4.149 – Deformações específicas no concreto próximo as aberturas DB3-W-H2-S-F-2

Para a viga-parede DB3-H2-S-FS-1 foi registrada apenas as deformações do EC6 em função da configuração de reforço usada. A partir dos resultados, verifica-se que antes do aparecimento das primeiras fissuras, EC6 apresentava deformações baixíssimas, entretanto, após o aparecimento da primeira fissura, as deformações de compressão aumentaram. Observa-se, que ao aparecer fissuras próximos ao EC6, as deformações se inverteram, e logo o extensômetro foi danificado por causa das fissuras. Em relação ao reforço de DB3-H2-S-FS-1, observa-se que resultou em uma maior capacidade de carga em relação a viga-parede de referência DB3-H2-U-1.

Em relação as vigas-parede reforçadas DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 observa-se que os EC6 apresentaram inicialmente comportamento semelhantes. Entretanto, após o aparecimento

de fissuras no canto de EC6 em DB3-W-H2-S-F-2, as deformações se inverteram. Em DB3-W-H2-S-F-1, so apareceram fissuras no canto onde EC6 estava, no momento da ruptura. Observa-se também que o EC4 de DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2, e de sua respectiva viga-parede de referência DB3-W-H2-U-1, não é muito solicitado.

4.7 DESLOCAMENTOS

4.7.1 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais das vigas-parede foram medidos com 2 LVDT's (LVDT1 e LVDT2) nas extremidades do meio do vão, conforme apresentado no item 3.8.4. A Tabela 4.11 mostra os deslocamentos últimos medidos pelos LVDT's.

Tabela 4.11 – Deslocamentos verticais

Série	Vigas-Parede	P _u (kN)	P _{u,média} (kN)	δ (mm)	
				LVDT1	LVDT2
Série 1	DB1-H1-U-1	193,68	200,67	–	1,97
	DB1-H1-U-2	207,66		1,94	1,64
	DB1-W-H1-U-1	474,90	407,99	9,90	7,16
	DB1-W-H1-U-2	341,07		6,66	6,57
	DB1-H2-U-1	210,12	233,74	2,02	1,17
	DB1-H2-U-2	257,37		–	2,02
	DB1-W-H2-U-1	305,61	307,07	5,78	5,07
	DB1-W-H2-U-2	308,52		6,50	5,71
Série 2	DB2-H1-U-A-1	358,98	358,27	–	10,92
	DB2-H1-U-A-2	357,56		17,22	14,43
	DB2-W-H1-U-A-1	475,82	500,50	6,31	7,67
	DB2-W-H1-U-A-2	525,18		8,66	8,83
	DB2-H2-U-A-1	323,51	297,38	4,94	5,23
	DB2-H2-U-A-2	271,26		3,88	3,60
	DB2-W-H2-U-A-1	337,11	350,37	–	4,41
	DB2-W-H2-U-A-1	363,62		–	4,41
Série 3	DB3-W-H1-U-1	405,95	405,95	9,49	10,35
	DB3-H2-U-1	219,24	219,24	2,24	2,97
	DB3-W-H2-U-1	312,01	312,01	4,55	5,02
	DB3-H1-S-FS-1	518,64	567,39	13,23	–
	DB3-H1-S-FS-2	616,14		17,94	20,13
	DB3-W-H1-S-F-1	662,10	602,95	9,34	12,01
	DB3-W-H1-S-F-2	543,86		5,83	6,05
	DB3-H2-S-FS-1	318,22	318,22	3,48	3,53
	DB3-W-H2-S-F-1	403,30	401,69	4,27	4,54
	DB3-W-H2-S-F-2	400,08		–	4,19

Alguns LVDT's não funcionaram corretamente durante o ensaio, por motivo de mau contato da ligação ou por falta de contato com as vigas-parede. Vale ressaltar que cada ensaio só foi iniciado após a verificação do funcionamento desses equipamentos.

As curvas força-deslocamento de todas as vigas-parede são apresentadas a seguir. Nestas figuras são apresentados os deslocamentos para diferentes estágios de carregamento. Os gráficos mostram também a carga em que as vigas-parede falharam (linha tracejada).

4.7.1.1 Série 1

As curvas força-deslocamento das vigas-parede da Série 1 são apresentadas da Figura 4.150 a Figura 4.157. O deslocamento final é um indicador relevante da ductilidade e os resultados demonstraram que todas as vigas-parede de referência com armadura na alma apresentaram deslocamentos finais maiores em comparação as vigas-parede de referência correspondentes sem armadura na alma. Isso evidencia o efeito positivo do uso da armadura de alma na melhoria da ductilidade.

O deslocamento final médio para as vigas-parede de referência DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 foi de 1,94 mm e 1,79, respectivamente, enquanto para as vigas-parede correspondentes com armadura na alma DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 foi de 8,53 mm e 6,62 mm, respectivamente. O uso da armadura na alma resultou em um aumento no deslocamento final devido à melhoria da capacidade resistente e à tendência de aumentar a deformabilidade da viga-parede.

As vigas-parede com duas aberturas e armadura na alma DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2 apresentaram deslocamento final médio de 5,43 mm e 6,11 mm, respectivamente, enquanto as vigas-parede correspondentes sem armadura na alma apresentaram deslocamento final médio de 1,60 mm (DB1-H2-U-1) e 2,02 mm (DB1-H2-U-2).

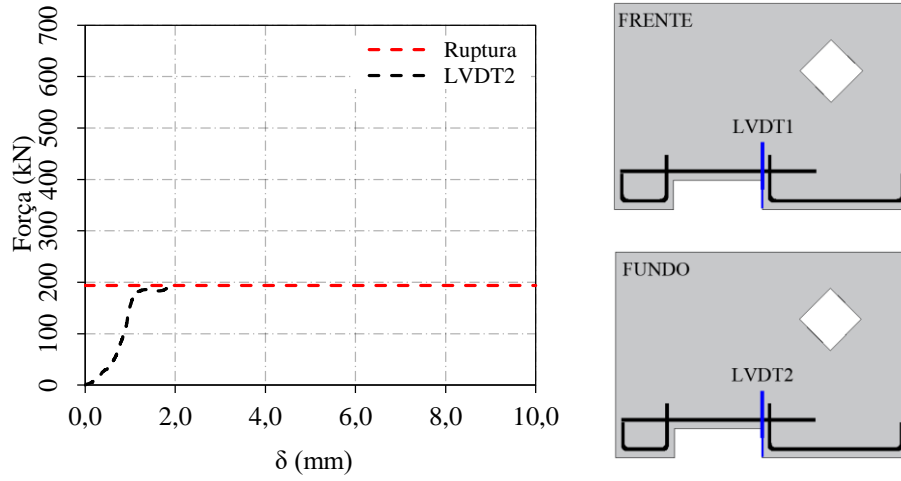


Figura 4.150 – Deslocamentos verticais DB1-H1-U-1

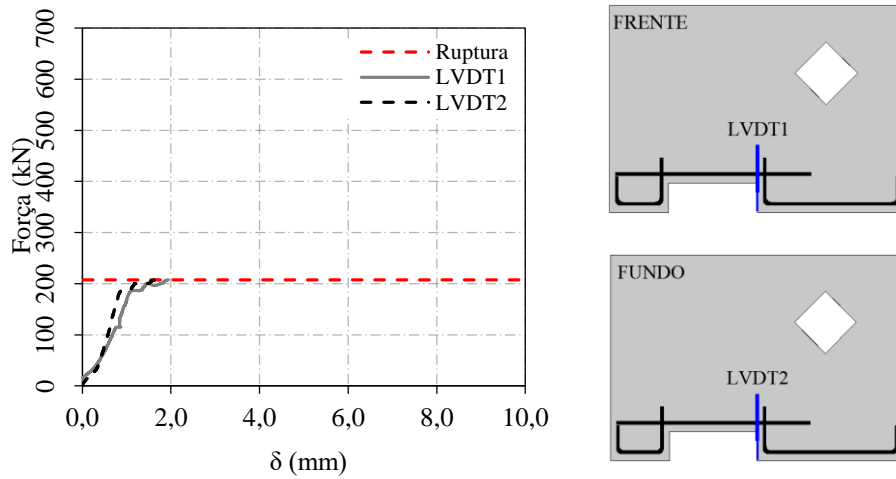


Figura 4.151 – Deslocamentos verticais DB1-H1-U-2

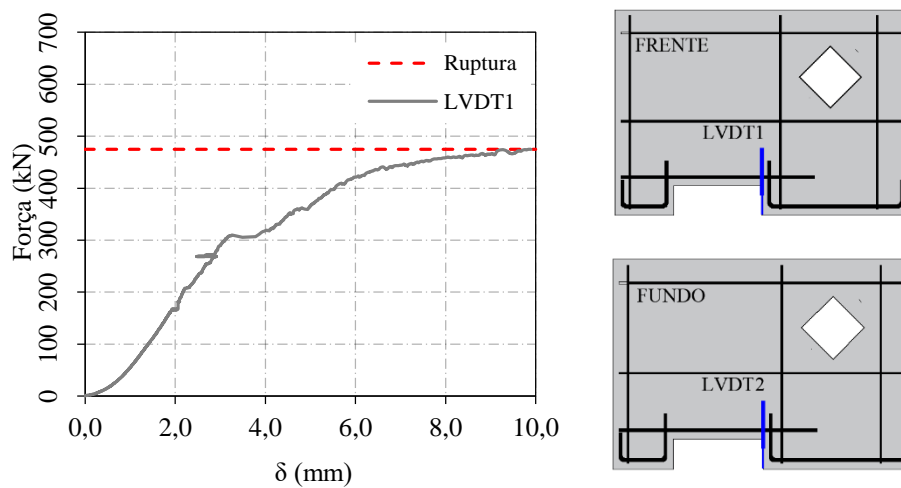


Figura 4.152 – Deslocamentos verticais DB1-W-H1-U-1

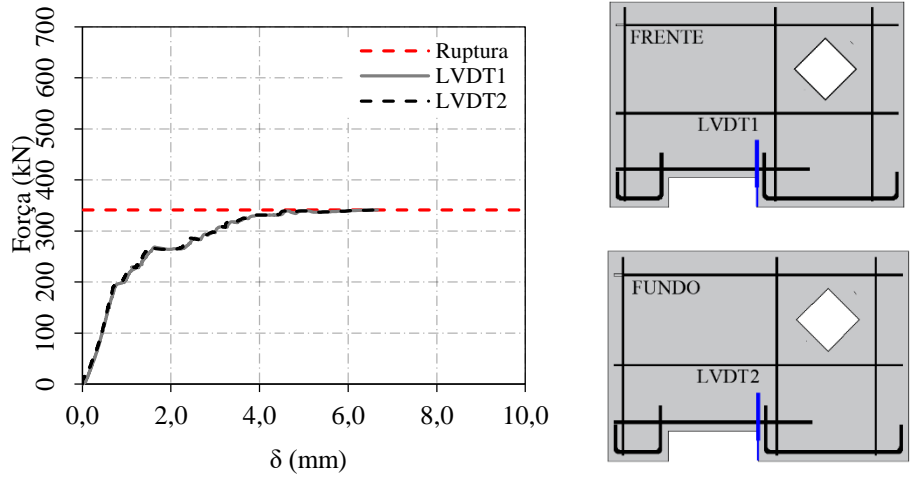


Figura 4.153 – Deslocamentos verticais DB1-W-H1-U-2

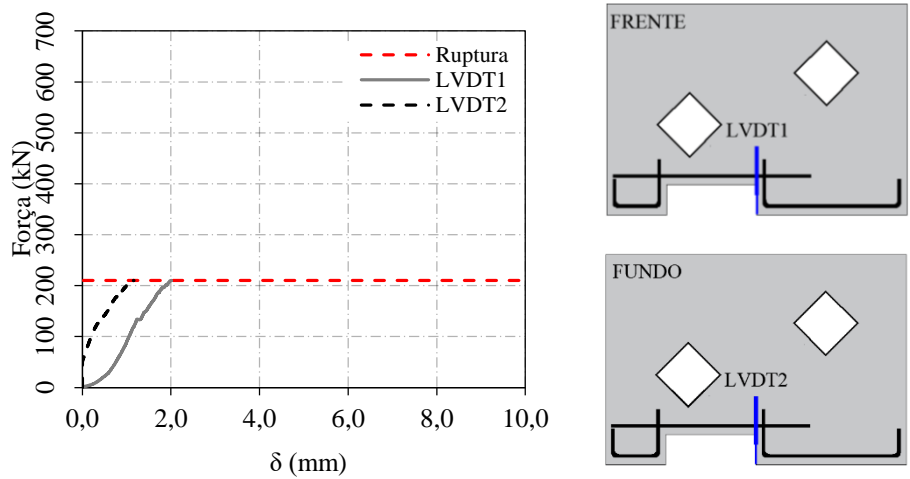


Figura 4.154 – Deslocamentos verticais DB1-H2-U-1

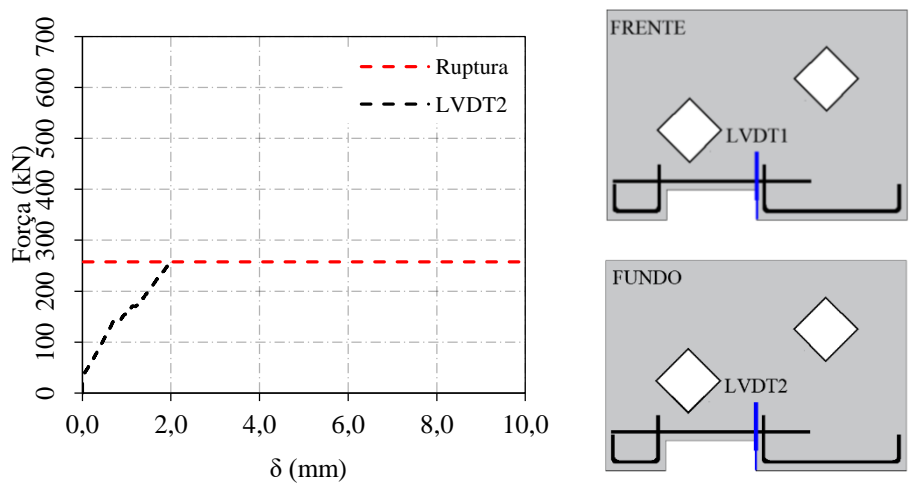


Figura 4.155 – Deslocamentos verticais DB1-H2-U-2

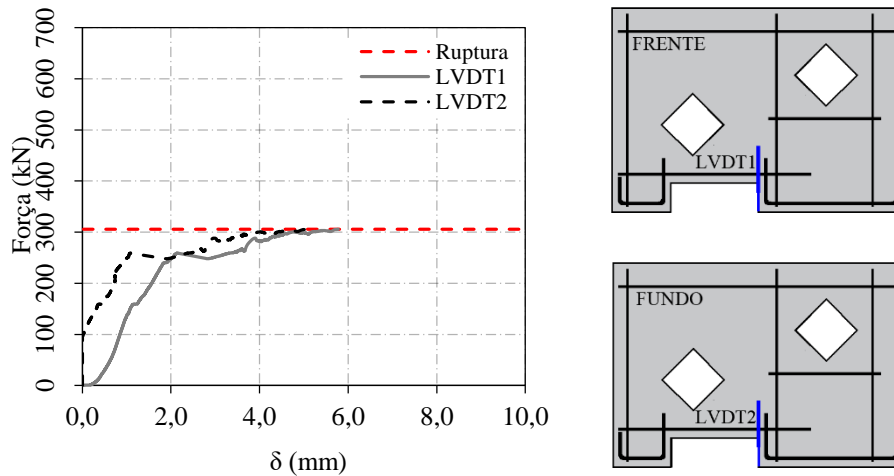


Figura 4.156 – Deslocamentos verticais DB1-W-H2-U-1

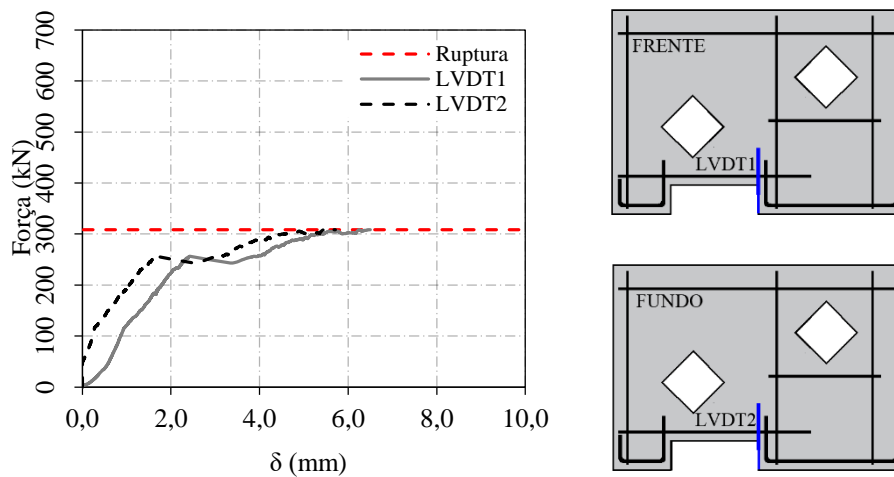


Figura 4.157 – Deslocamentos verticais DB1-W-H2-U-2

Pode-se notar também que a adição de uma abertura a mais nas vigas-parede DB1-H2-U-1, DB1-H2-U-2, DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2, resultou em menores deslocamentos finais médios, quando comparadas as vigas-parede correspondentes com uma abertura.

4.7.1.2 Série 2

As curvas força-deslocamento das vigas-parede da Série 2 são apresentadas da Figura 4.158 a Figura 4.165.

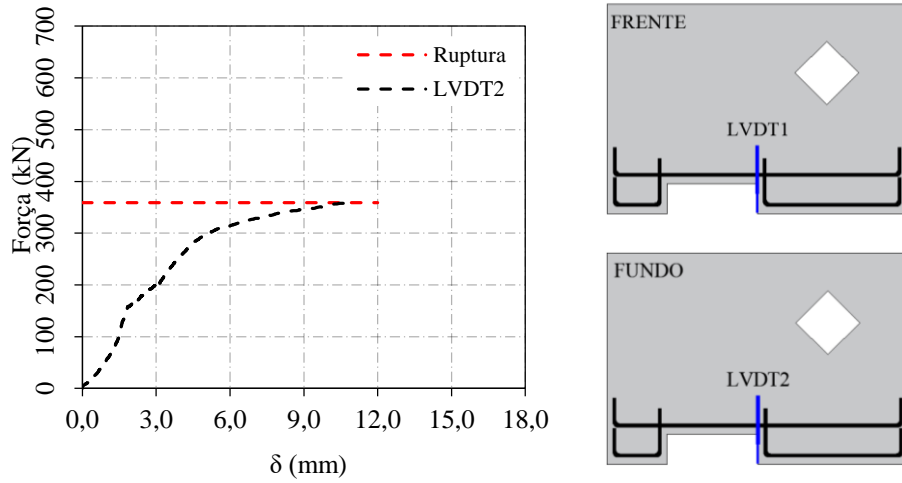


Figura 4.158 – Deslocamentos verticais DB2-H1-U-A-1

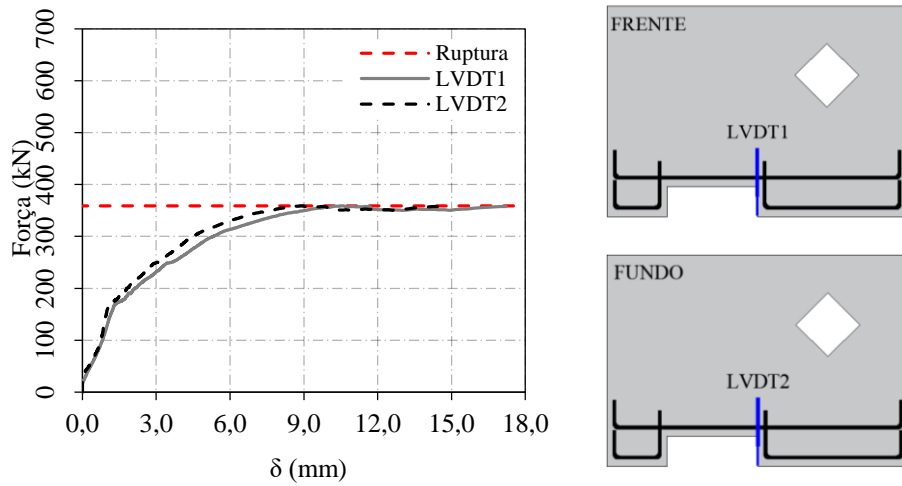


Figura 4.159 – Deslocamentos verticais DB2-H1-U-A-2

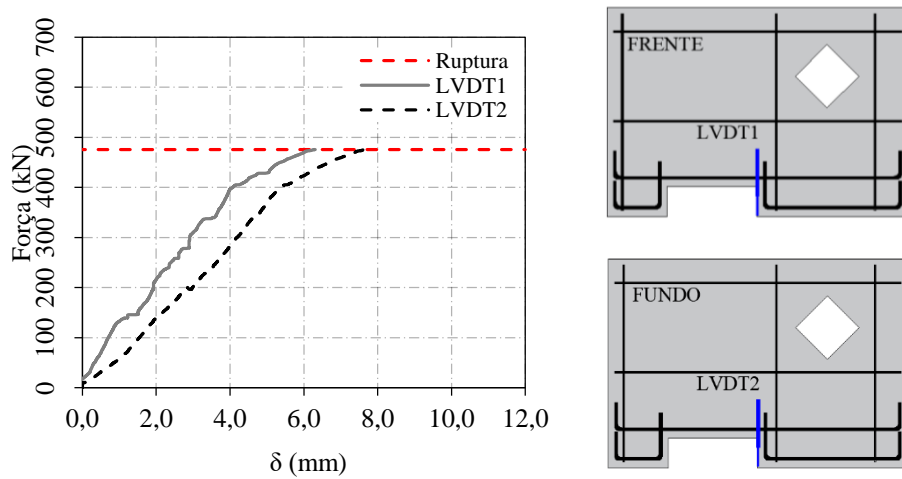


Figura 4.160 – Deslocamentos verticais DB2-W-H1-U-A-1

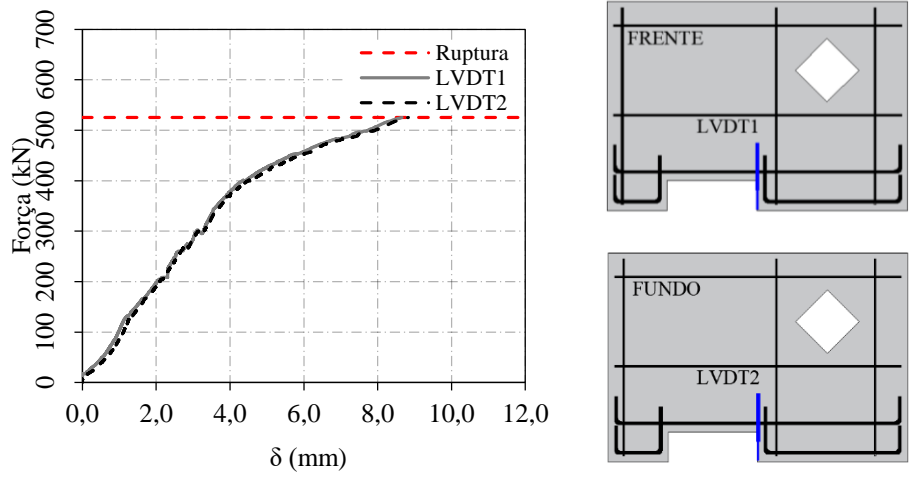


Figura 4.161 – Deslocamentos verticais DB2-W-H1-U-A-2

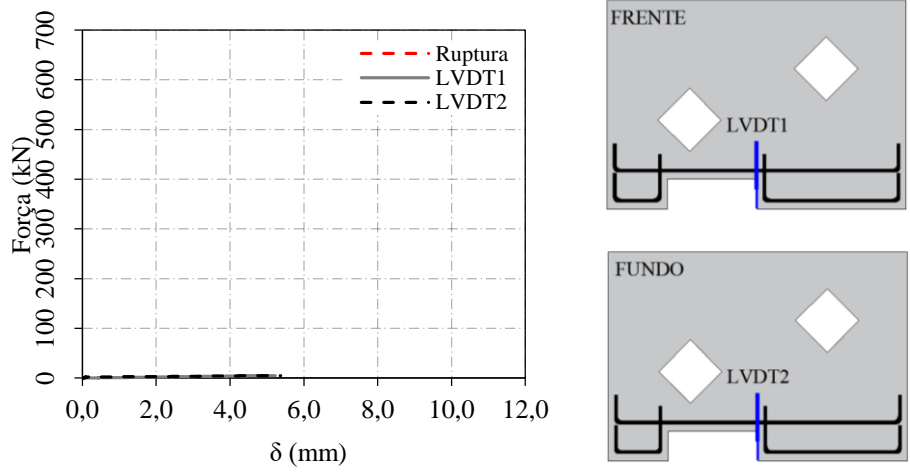


Figura 4.162 – Deslocamentos verticais DB2-H2-U-A-1

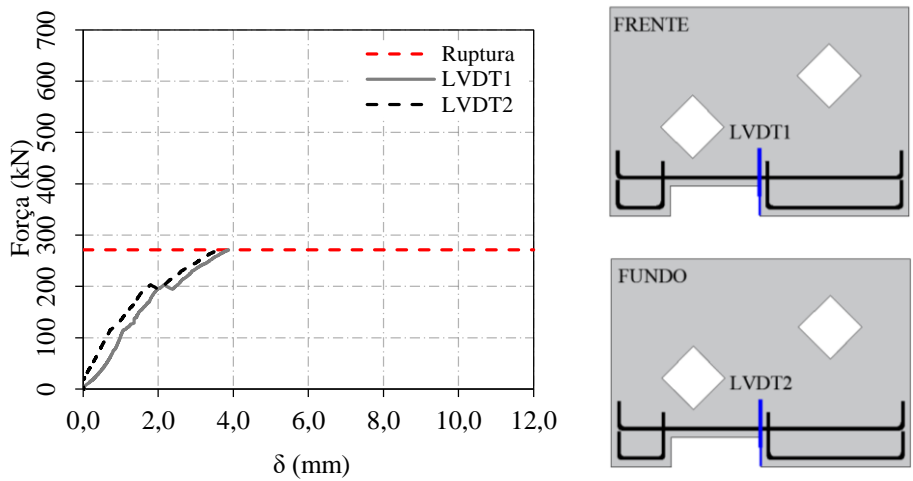


Figura 4.163 – Deslocamentos verticais DB2-H2-U-A-2

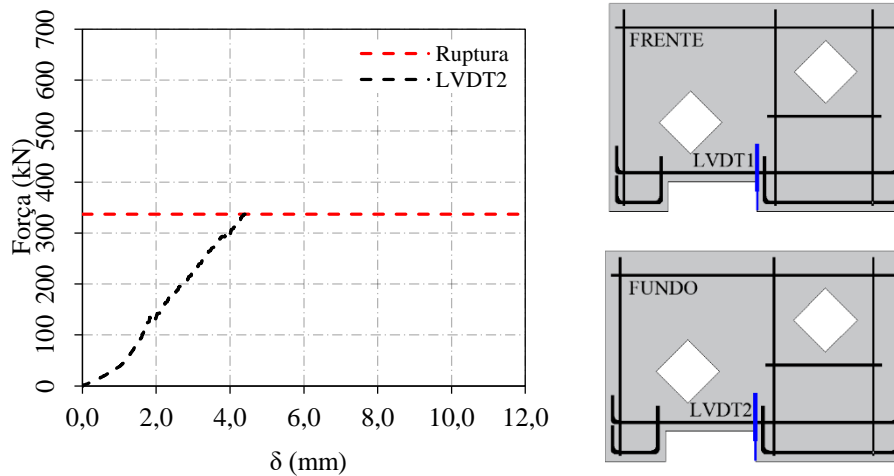


Figura 4.164 – Deslocamentos verticais DB2-W-H2-U-A-1

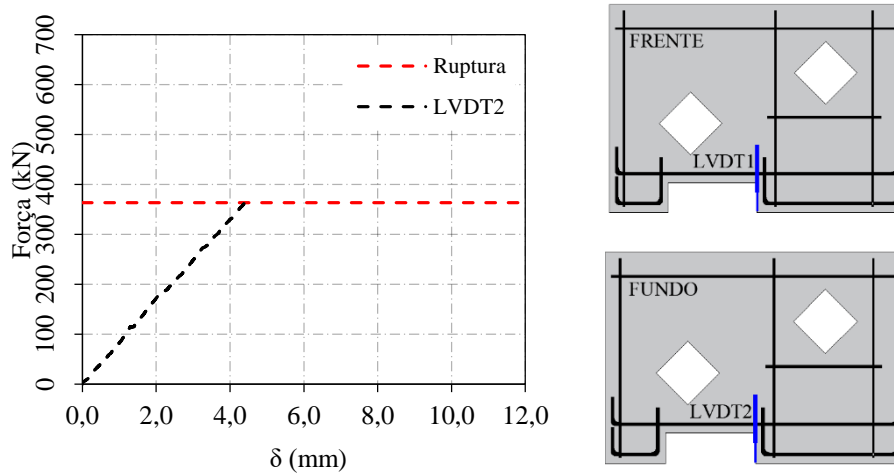


Figura 4.165 – Deslocamentos verticais DB2-W-H2-U-A-2

Para as vigas-parede de referência DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2 o deslocamento final médio foi de 10,92 mm e 15,83 mm, respectivamente, enquanto para as vigas-parede correspondentes com armadura na alma DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2 foi de 6,99 mm e 8,75 mm, respectivamente. Observa-se que a armadura na alma de DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-1 aumentou sua capacidade resistente em relação às vigas-parede correspondentes sem armadura na alma (DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2), mas reduziu a sua ductilidade.

Também é possível observar que a inclusão de uma abertura adicional nas vigas-parede DB2-H2-U-A-1, DB2-H2-U-A-2, DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2 resultou em uma redução nos deslocamentos finais médios, em comparação com as vigas-parede associadas com uma abertura.

As vigas-parede com duas aberturas e armadura na alma DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2 apresentaram deslocamento final médio de 4,41 mm, enquanto as vigas-parede correspondentes sem armadura na alma apresentaram deslocamento final médio de 5,09 mm (DB2-H2-U-A-1) e 3,74 mm (DB2-H2-U-A-2).

4.7.1.3 Série 3

As curvas força-deslocamento das vigas-parede da Série 3 são apresentadas da Figura 4.166 a Figura 4.175. Observa-se que as vigas-parede reforçadas semelhantes DB3-W-H1-U-1 e DB3-W-H1-U-2 apresentaram diferenças significativas entre os deslocamentos finais. A viga-parede DB3-W-H1-U-1 apresentou carga de falha superior a DB3-W-H1-U-2.

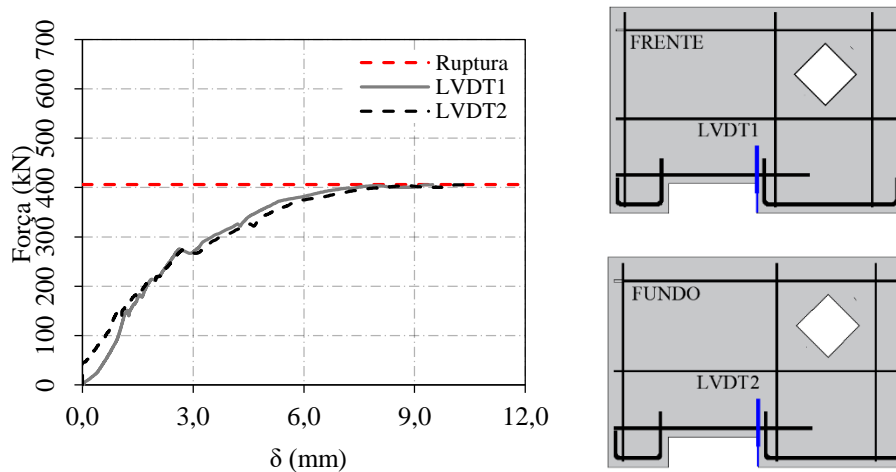


Figura 4.166 – Deslocamentos verticais DB3-W-H1-U-1

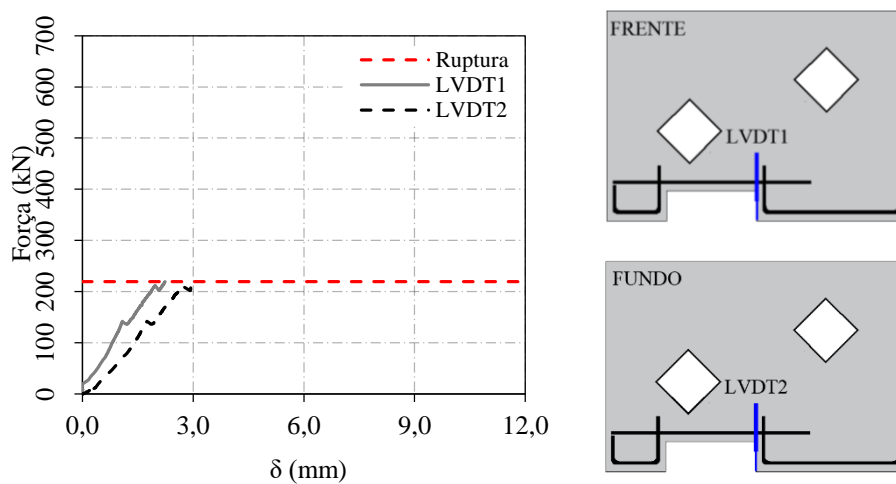


Figura 4.167 – Deslocamentos verticais DB3-H2-U-1

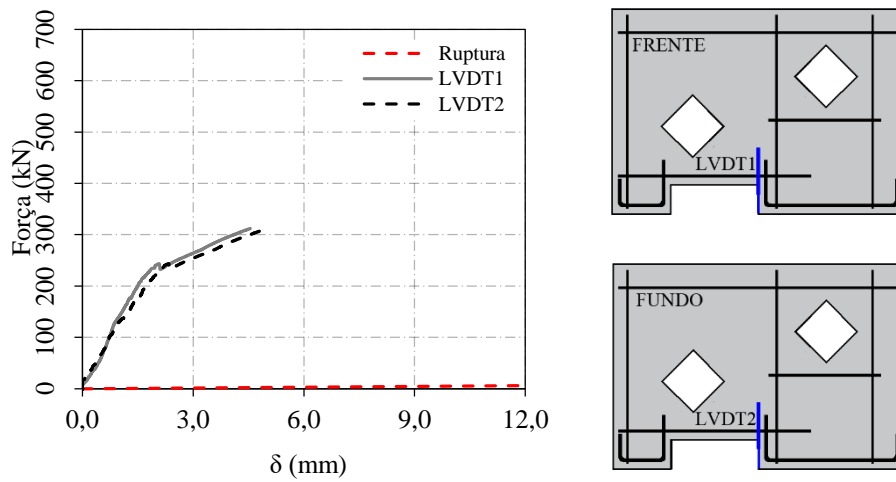


Figura 4.168 – Deslocamentos verticais DB3-W-H2-U-1

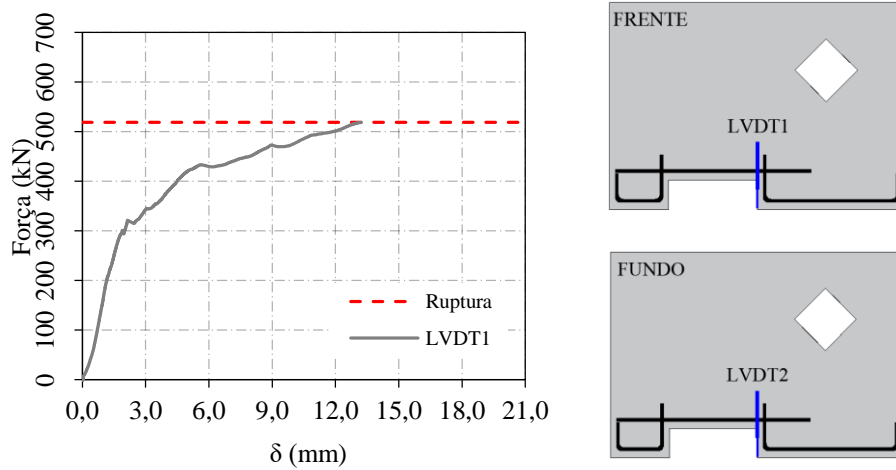


Figura 4.169 – Deslocamentos verticais DB3-H1-S-FS-1

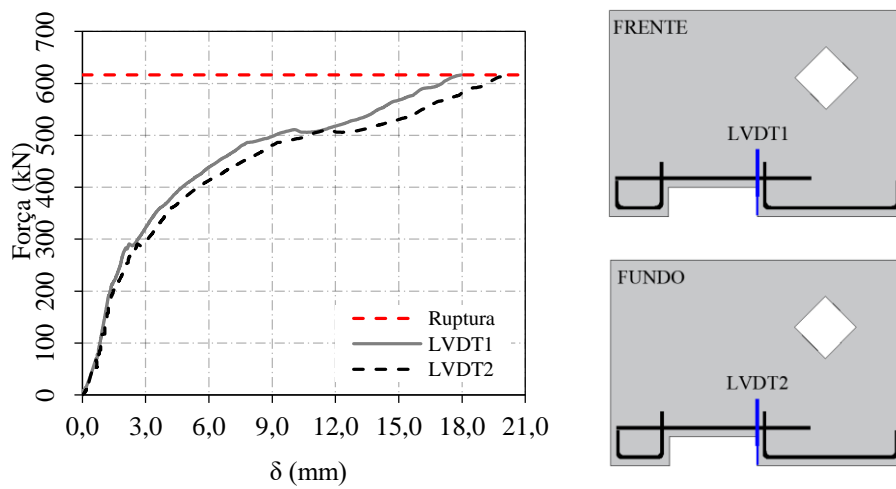


Figura 4.170 – Deslocamentos verticais DB3-H1-S-FS-2

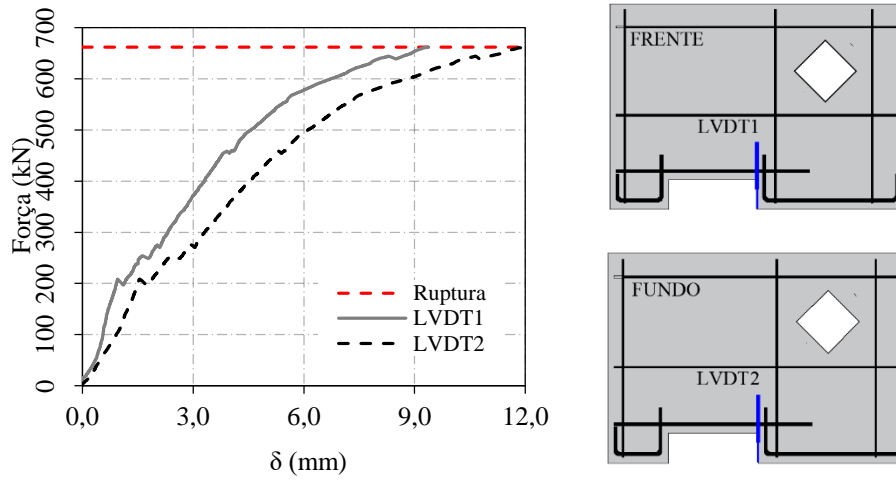


Figura 4.171 – Deslocamentos verticais DB3-W-H1-S-F-1

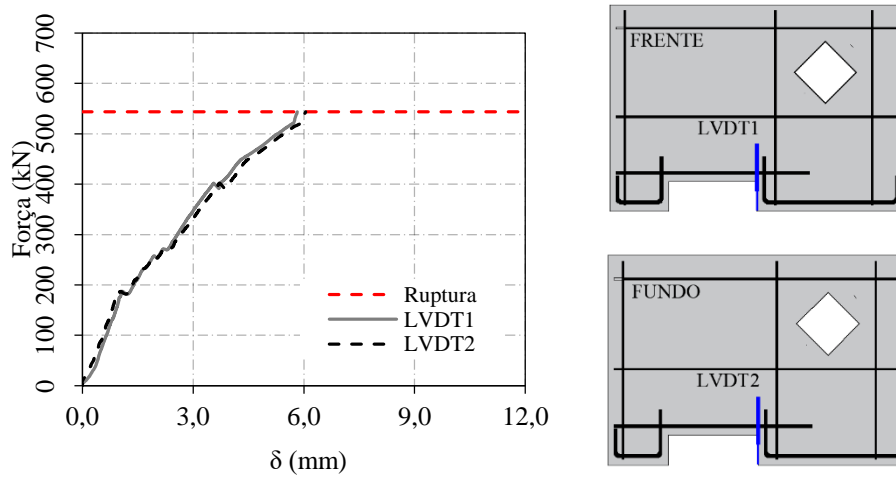


Figura 4.172 – Deslocamentos verticais DB3-W-H1-S-F-2

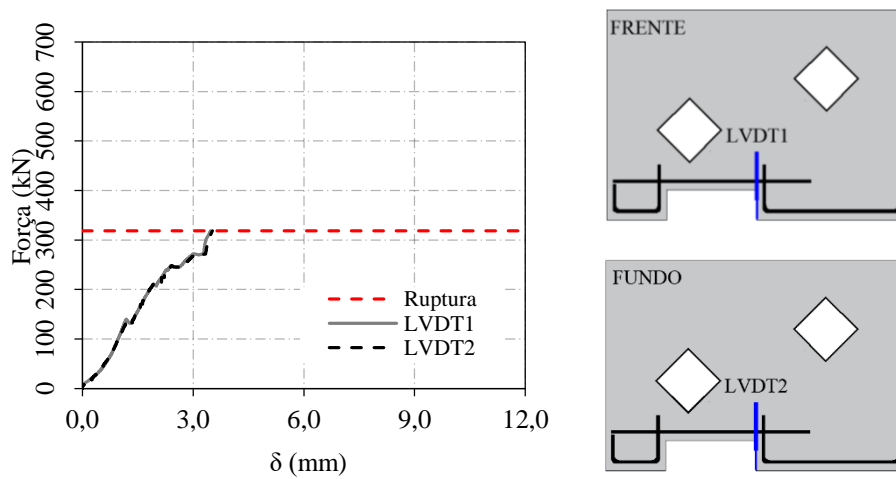


Figura 4.173 – Deslocamentos verticais DB3-H2-S-FS-1

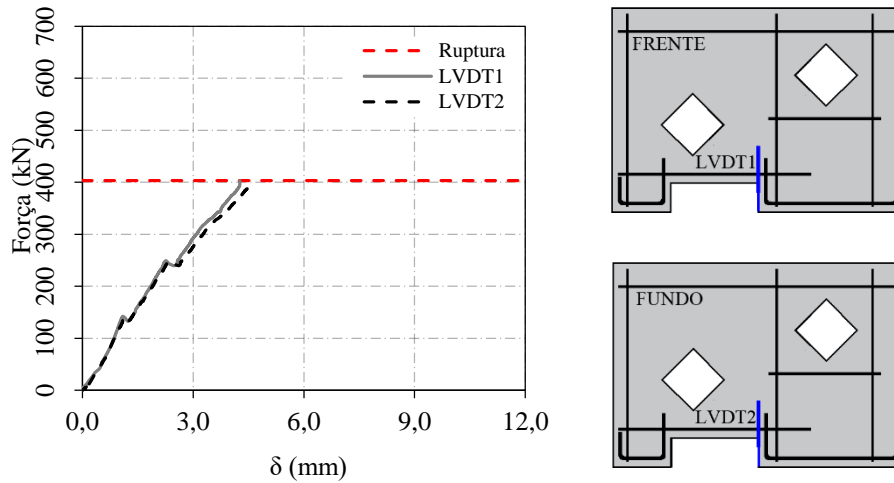


Figura 4.174 – Deslocamentos verticais DB3-W-H2-S-F-1

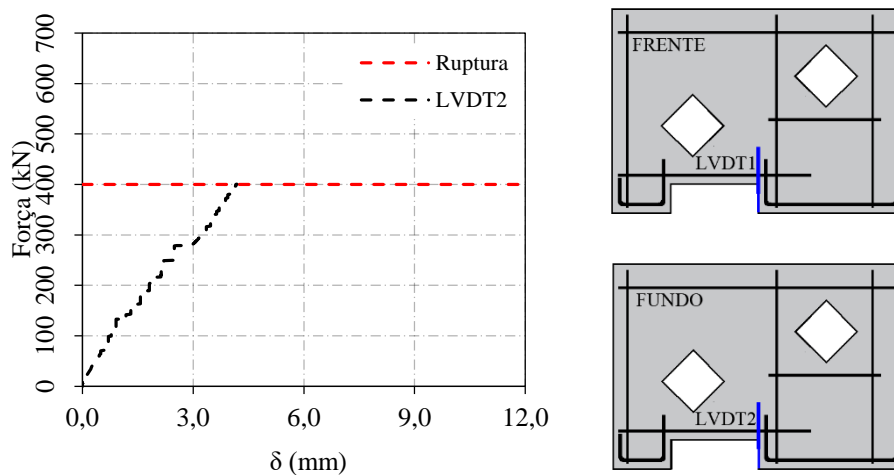


Figura 4.175 – Deslocamentos verticais DB3-W-H2-S-F-2

O deslocamento final médio para a viga-parede de referência DB3-H2-U-1 foi de 2,61 mm, enquanto para as vigas-parede correspondentes com armadura na alma DB3-W-H2-U-1 foi de 4,79 mm. O uso da armadura na alma resultou em um aumento no deslocamento final devido à melhoria da resistência ao cisalhamento e à tendência de aumentar a deformabilidade da viga-parede.

Também é possível observar que a inclusão de uma abertura adicional na viga-parede de referência DB3-W-H2-U-1 resultou em uma redução no deslocamento final, em comparação com a viga-parede associada com uma abertura.

As vigas-parede reforçadas a flexão DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2 apresentaram no deslocamentos finais médios de 10,64 mm e 5,94mm, respectivamente. A viga-parede correspondente de referência (DB3-W-H1-U-1) apresentou no deslocamento final médio de

9,92 mm. Embora o reforço a flexão tenha aumentado a capacidade resistente das vigas-parede reforçadas, reduziu a ductilidade de DB3-W-H1-S-F-2. Esse comportamento também foi verificado para as vigas-parede reforçadas DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2.

4.7.1.4 Comparação Série 1 x Série 2

Neste item são apresentadas as comparações entre os deslocamentos verticais entre as vigas-parede da Série 1 e Série 2. Para a comparação dos deslocamentos, considerou-se a média das leituras registradas pelos LVDT's.

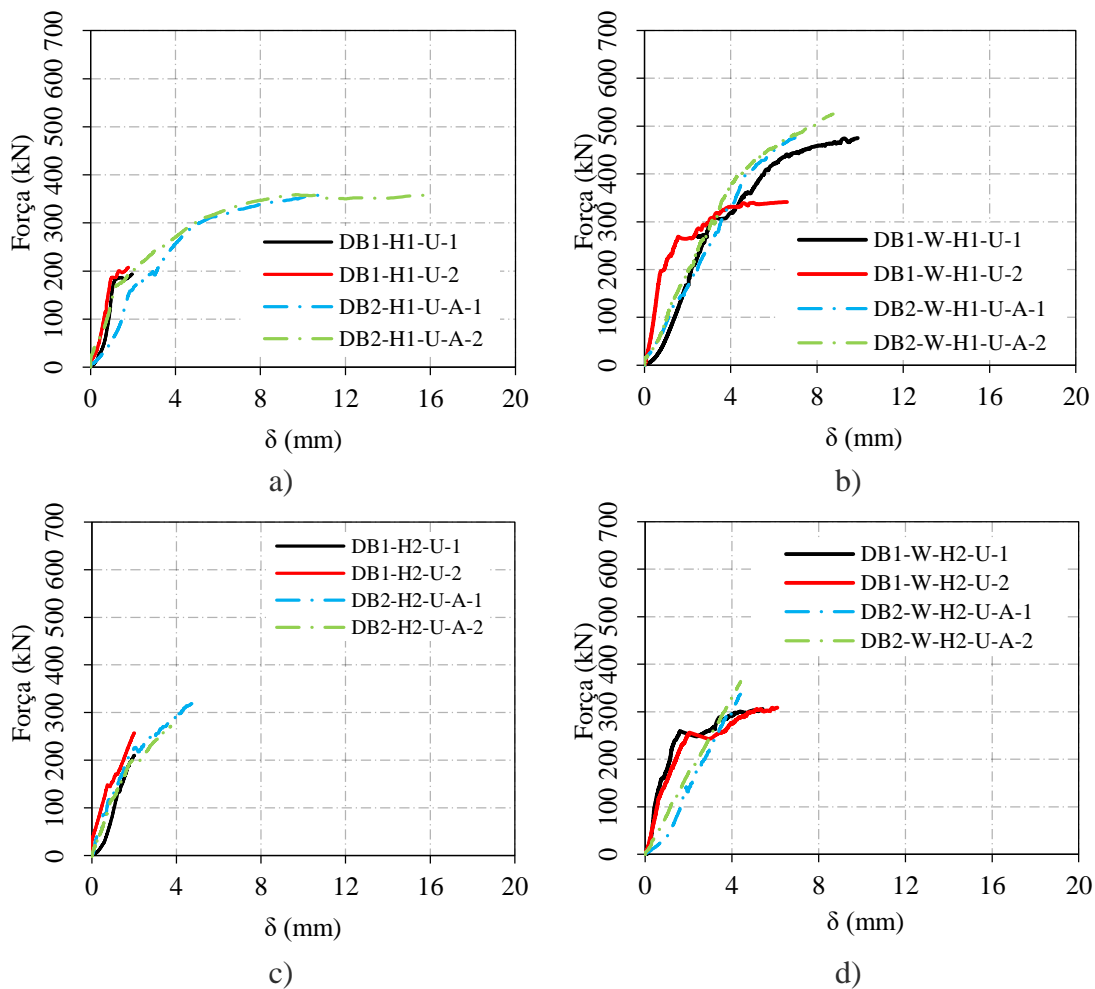


Figura 4.176 – Comparação curvas força-deslocamento das vigas-parede: a) Vigas-parede com uma abertura e sem armadura de alma; b) Vigas-parede com uma abertura e com armadura de alma; c) Vigas-parede prova com duas abertura e sem armadura de alma; d) Vigas-parede com duas abertura e com armadura de alma.

Observa-se que as vigas-parede da Série 2 com armadura na alma (DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2) apresentaram deslocamento médio de 4,41 mm, enquanto as vigas-parede correspondentes sem ancoragem DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2 apresentaram

deslocamento médio de 5,43 mm e 6,11 mm, respectivamente. Observa-se para as vigas-parede com duas aberturas e com armadura na alma, que a ancoragem aumentou a capacidade resistente, entretanto, reduziu a sua ductilidade.

As vigas-parede DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2 apresentaram deslocamentos finais médios de 6,99 mm e 8,74mm, respectivamente. Já as vigas-parede correspondentes de referência sem ancoragem DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2 apresentaram deslocamentos finais médios de 8,53 mm e 6,62mm, respectivamente.

4.7.1.5 Comparação Série 1 x Série 3

Neste item são apresentadas as comparações entre os deslocamentos verticais entre as vigas-parede da Série 1e Série 3. Para a comparação dos deslocamentos verticais considerou-se a média das leituras registradas pelos LVDT's.

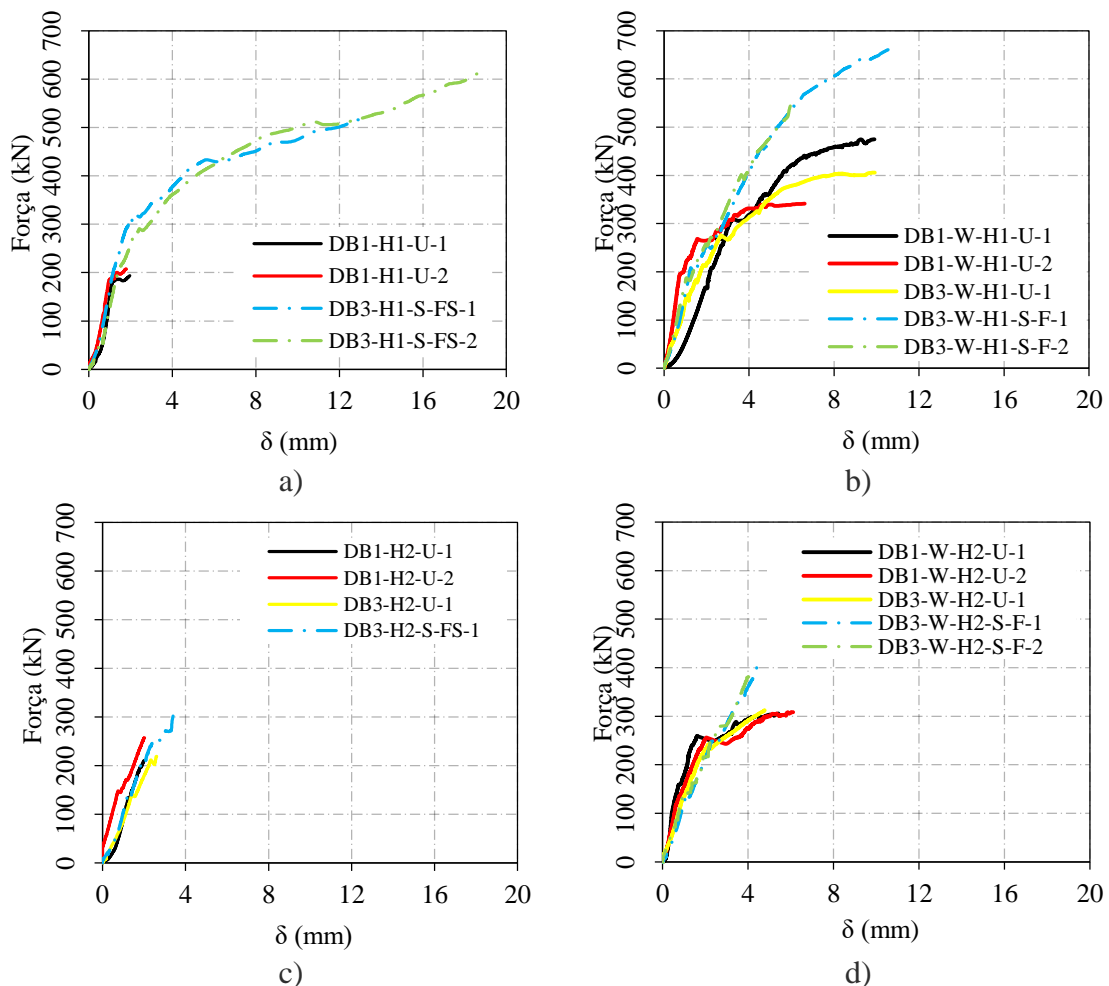


Figura 4.177 – Comparação curvas força-deslocamento das vigas-parede: a) Vigas-parede com uma abertura e sem armadura de alma; b) Vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma; c) Vigas-parede com duas aberturas e sem armadura de alma; d) Vigas-parede com duas aberturas e com armadura de alma.

Para as vigas-parede com uma abertura, sem armadura na alma e reforçadas a flexão/cisalhamento (DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2) observa-se que a configuração de reforço usada, resultou em melhorias significativas na deformabilidade das vigas-parede e foi acompanhada por deslocamentos aumentados nas cargas últimas em comparação com as vigas de referência associadas (DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2). O deslocamento final médio para as vigas-parede reforçadas DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2 foi de 13,23mm e 19,04mm, respectivamente, enquanto para as vigas-parede de referência correspondentes DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 foi de 1,97 mm e 1,79 mm, respectivamente. Demonstrando que a configuração de reforço usada para as vigas-parede com uma abertura e sem armadura na alma foi eficiente.

Para a viga-parede reforçada a flexão/cisalhamento DB3-H2-S-FS-1 o deslocamento final foi de 3,51mm, enquanto para as vigas-parede de referências correspondentes DB1-H2-U-1, DB1-H2-U-2 e DB3-H2-U-1, foi de 1,60 mm, 2,02 mm e 2,61mm, respectivamente. A configuração de reforço usada para as vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma aumentou a capacidade resistente e a ductidade da viga-parede reforçada em relação as vigas-parede de referência correspondentes.

Para as vigas-parede reforçadas a flexão DB3-W-H2-U-1 e DB3-W-H2-U-2 o deslocamento final médio foi de 4,41mm e 4,19mm, respectivamente, enquanto para as vigas-parede correspondentes DB1-W-H1-U-1, DB1-W-H1-U-2 e DB3-W-H1-U-2 foi de 5,43 mm, 6,11 mm e 4,78mm, respectivamente. A configuração de reforço usada para as vigas-parede com duas aberturas e com armadura na alma aumentou a capacidade de carga, entretanto, reduziu a sua ductilidade.

Os deslocamentos finais médios para as vigas-parede de referência DB1-W-H1-U-1, DB1-W-H1-U-2 e DB3-W-H1-U-1 foi de 8,53 mm, 6,62 mm e 9,92 mm, enquanto para as vigas-parede correspondentes reforçadas DB3-W-H1-S-F-1, DB3-W-H1-S-F-2 foi de 10,68 mm e 5,94mm, respectivamente.

4.7.2 Deslocamentos das Aberturas

Para medir o deslocamento das aberturas, foram colocados LVDTs inclinados a 45° de um lado a outro da abertura, conforme apresentado no detalhamento da Figura 3.44 e Figura 3.45. A Tabela 4.12 mostra os deslocamentos últimos medidos pelos LVDT's.

Tabela 4.12 – Deslocamentos das aberturas

Série	Vigas-Parede	P _u (kN)	P _{u,média} (kN)	δ (mm)	
				LVDT3	LVDT4
Série 1	DB1-H1-U-1	193,68	200,67	0,97	–
	DB1-H1-U-2	207,66		1,11	–
	DB1-W-H1-U-1	474,90	407,99	3,24	–
	DB1-W-H1-U-2	341,07		2,32	–
	DB1-H2-U-1	210,12	233,74	0,16	0,97
	DB1-H2-U-2	257,37		0,07	2,03
	DB1-W-H2-U-1	305,61	307,07	0,82	2,46
	DB1-W-H2-U-2	308,52		1,37	2,66
Série 2	DB2-H1-U-A-1	358,98	358,27	10,39	–
	DB2-H1-U-A-2	357,56		25,7	–
	DB2-W-H1-U-A-1	475,82	500,50	4,24	–
	DB2-W-H1-U-A-2	525,18		5,77	–
	DB2-H2-U-A-1	323,51	297,38	5,37	5,28
	DB2-H2-U-A-2	271,26		3,21	2,61
	DB2-W-H2-U-A-1	337,11	350,37	0,86	1,94
	DB2-W-H2-U-A-1	363,62		1,34	1,76
Série 3	DB3-W-H1-U-1	405,95	405,95	3,45	–
	DB3-H2-U-1	219,24	219,24	0,06	1,80
	DB3-W-H2-U-1	312,01	312,01	1,33	2,38
	DB3-H1-S-FS-1	518,64	567,39	0,67	–
	DB3-H1-S-FS-2	616,14		1,26	–
	DB3-W-H1-S-F-1	662,10	602,95	5,71	–
	DB3-W-H1-S-F-2	543,86		3,22	–
	DB3-H2-S-FS-1	318,22	318,22	0,18	5,24
	DB3-W-H2-S-F-1	403,30	401,69	1,16	2,20
DB3-W-H2-S-F-2	400,08	1,10		2,65	

As curvas força-deslocamento das aberturas de todas as vigas-parede são apresentadas a seguir. Nestas figuras são apresentados os deslocamentos para diferentes estágios de carregamento.

4.7.2.1 Série 1

As curvas força-deslocamento das aberturas das vigas-parede da Série 1 são apresentadas da Figura 4.178 a Figura 4.181. Observa-se que a armadura na alma resultou em uma melhoria significativa na deformabilidade das vigas-parede conforme pode ser verificado da Figura 4.178 a Figura 4.181, e Tabela 4.12. A vigas-parede com armadura na alma

apresentaram maiores deslocamentos em comparação as vigas-parede de referência associadas sem armadura na alma.

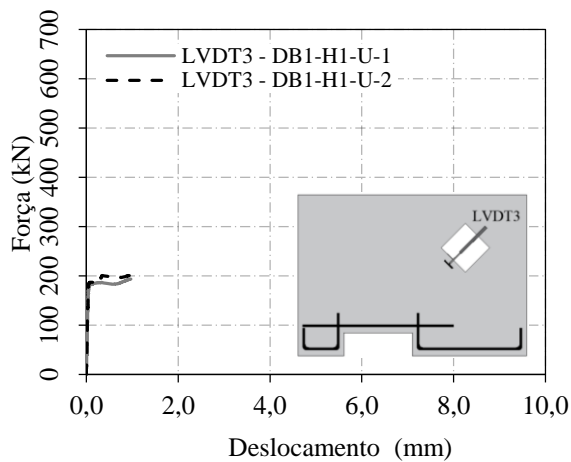


Figura 4.178 – Deslocamento abertura DB1-H1-U

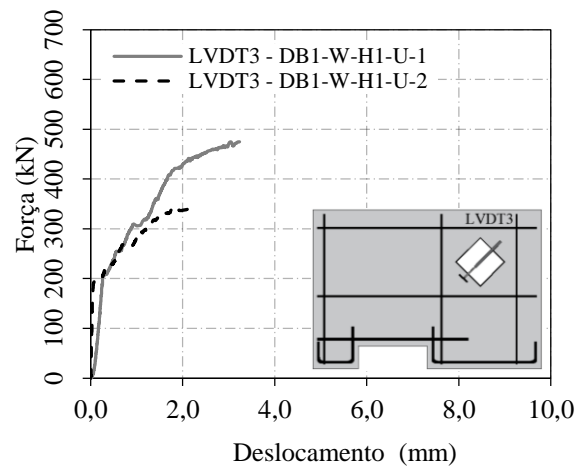


Figura 4.179 – Deslocamento abertura DB1-W-H1-U

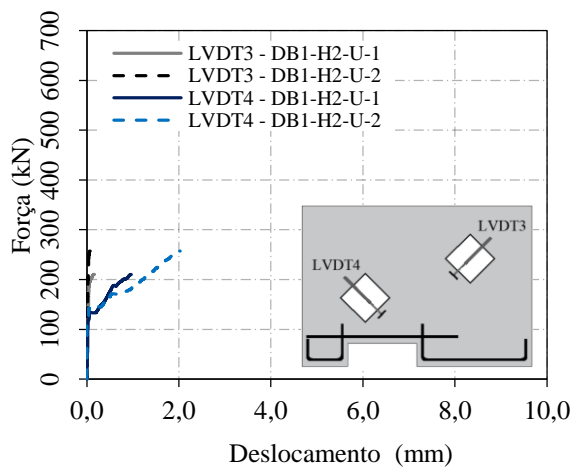


Figura 4.180 – Deslocamento abertura DB1-H2-U

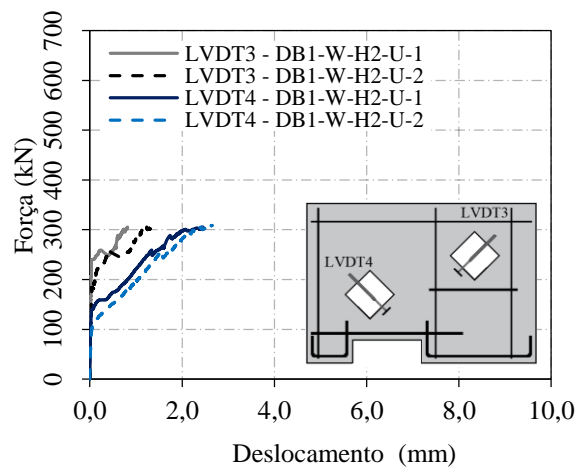


Figura 4.181 – Deslocamento abertura DB1-W-H2-U

Observa-se que as vigas-parede DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 apresentaram comportamentos semelhantes para as leituras de deslocamentos das aberturas registradas pelo LVDT3, conforme é verificado na Figura 4.178. O deslocamento máximo apresentado pelo LVDT3 de DB1-H1-U-1 foi de 0,97 mm com uma carga de ruína de 193,68 kN. Para o carregamento de 207,66 kN, que corresponde a ruína de DB1-H1-U-2, o LVDT3 registrou deslocamentos de 1,11 mm.

Conforme falado anteriormente, as vigas-parede com uma abertura e armadura na alma DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2, apresentaram cargas de ruína com diferenças significativas. Além disso, os ensaios dessas vigas-parede foram acompanhados por redistribuições de

esforços. A medida que o carregamento aumentava, novas fissuras abriam-se, seguindo pela queda na carga aplicada, e logo verificava-se a acomodação. Esse comportamento explica as diferenças nas leituras apresentadas pelo LVDT3 (Figura 4.179). A viga-parede DB1-W-H1-U-1 apresentou deslocamento máximo da abertura de 3,24 mm a um nível de carga de 474,90 kN, para DB1-W-H1-U-2 foi de 2,32 mm a uma carga de 341,07 kN.

Para as vigas-parede com duas aberturas (DB1-H2-U-1, DB1-H-U-2, DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2), observa-se que os maiores deslocamentos são os registradas pelo LVDT4, posicionado na abertura adicional. Tal comportamento pode ser explicado porque nessas vigas-parede, antes da ruína, abriram-se mais fissuras do lado esquerdo, levando a abertura a se deslocar de forma mais significativa.

O LVDT3 de DB1-H2-U-2 apresentou maiores leituras de deslocamento em relação a DB1-H2-U-1, porque do lado direito de DB1-H2-U-2 apresentou um maior número de fissuras, levando há maiores deslocamentos. No entanto, o LVDT3 de DB1-H2-1 apresentou maiores valores de deslocamento porque antes da ruína, abriram-se fissuras próximos as cantos das aberturas, fazendo com que a abertura se deslocasse. DB1-H2-U-2 só apresentou abertura de fissuras do lado direito na ruína.

4.7.2.2 Série 2

As curvas carga-deslocamento das aberturas das vigas-parede da Série 2 são apresentadas da Figura 4.182 a Figura 4.185. Observa-se que a armadura na alma, resultou em uma melhoria na capacidade resistente das vigas-parede, conforme pode ser verificado da Figura 4.182 a Figura 4.185, e Tabela 4.12.

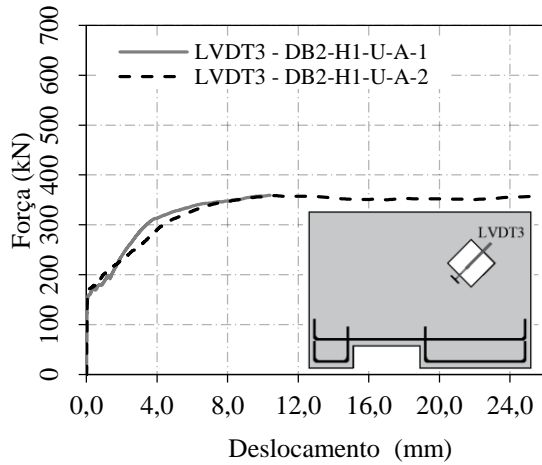


Figura 4.182 – Deslocamento abertura DB2-H1-U-A

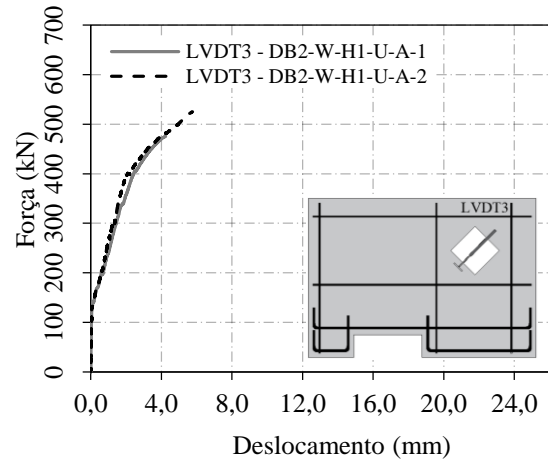


Figura 4.183 – Deslocamento abertura DB2-W-H1-U-A

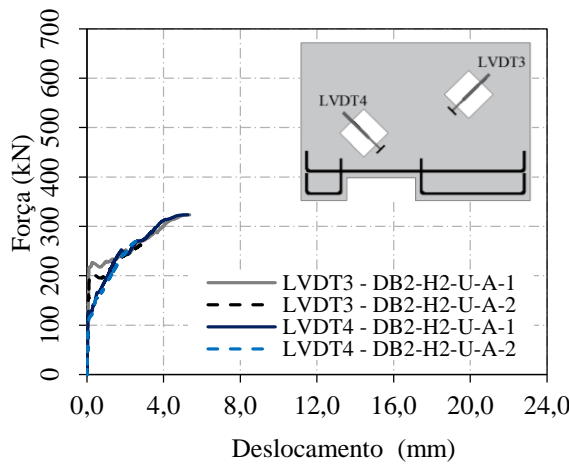


Figura 4.184 – Deslocamento abertura DB2-H2-U-A

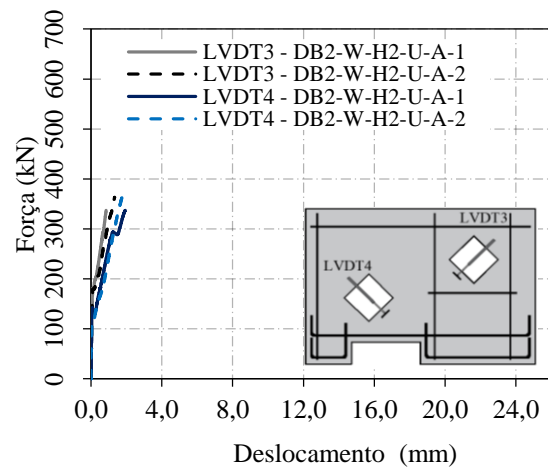


Figura 4.185 – Deslocamento abertura DB2-W-H2-U-A

Observa-se para as vigas-parede sem armadura DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2 que o deslocamento final das aberturas foi de 10,39 mm e 25,70 mm, respectivamente, enquanto para as vigas-parede correspondentes com armadura na alma DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2 foi de 4,24 mm e 5,77 mm, respectivamente. Observa-se que a armadura na alma de DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2 aumentou sua capacidade resistente em relação às vigas-parede correspondentes sem armadura na alma (DB2-H1-U-A-1 e DB2-H1-U-A-2), mas reduziu a sua ductilidade.

As vigas-parede com uma abertura (sem e com armadura na alma) apresentaram maiores deslocamentos em comparação as vigas-parede com uma abertura adicional (sem e com armadura na alma). A inclusão da abertura adicional resultou na redução da capacidade

resistente e ductilidade das vigas-parede DB2-H2-U-A-1, DB2-H2-U-A-2, DB2-W-H2-U-A-1 e DB2-W-H2-U-A-2, em relação as vigas-parede correspondentes com uma abertura.

4.7.2.3 Série 3

As curvas força-deslocamento das aberturas das vigas-parede da Série 3 são apresentadas da Figura 4.186 a Figura 4.192.

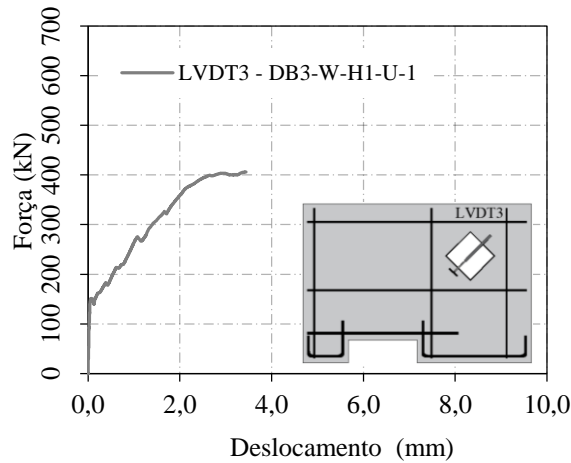


Figura 4.186 – Deslocamento abertura DB3-W-H1-U-1

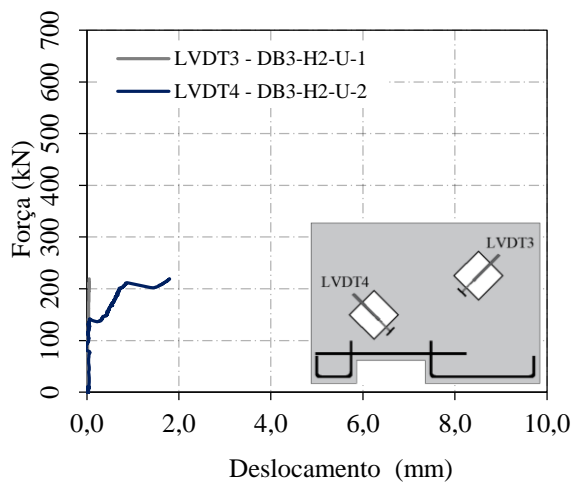


Figura 4.187 – Deslocamento abertura DB3-H2-U-1

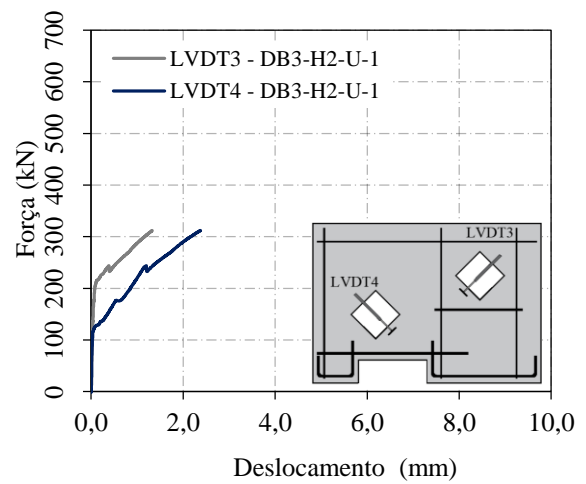


Figura 4.188 – Deslocamento abertura DB3-W-H2-U-1

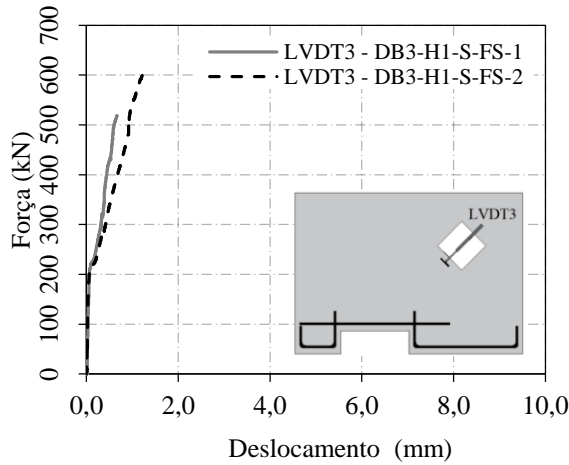


Figura 4.189 – Deslocamento abertura DB3-H1-S-FS

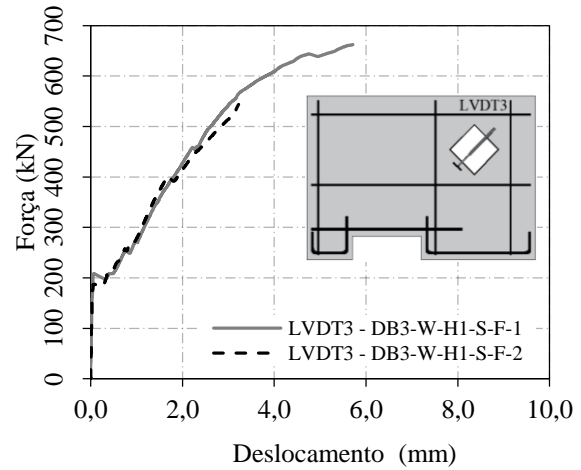


Figura 4.190 – Deslocamento abertura DB3-W-H1-S-F

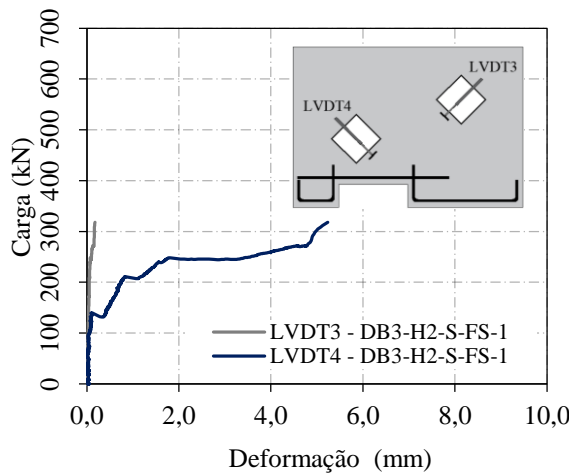


Figura 4.191 – Deslocamento abertura DB3-H2-S-FS

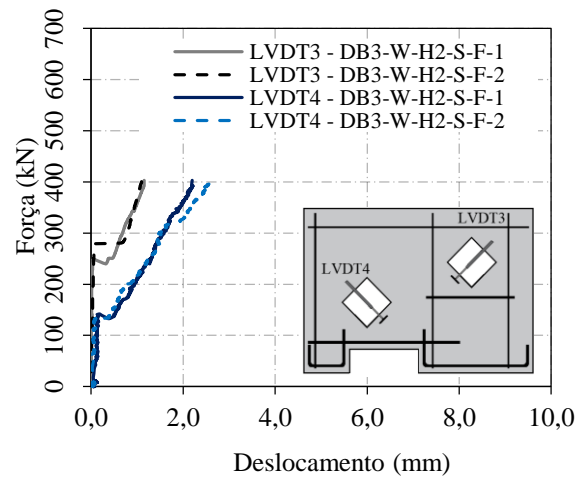


Figura 4.192 – Deslocamento abertura DB3-W-H2-S-F

O deslocamento final para a viga-parede de referência DB3-H2-U-1 foi de 0,06 mm para o LVDT3 e 1,80 mm para o LVDT4, enquanto para a viga-parede de referência correspondente com armadura na alma DB3-W-H2-U-1 foi de 1,33 mm para o LVDT3 e 2,38 mm para o LVDT4. O uso da armadura na alma resultou em um aumento no deslocamento final.

A viga-parede reforçada a flexão/cisalhamento DB3-H2-S-FS-1 apresentou deslocamentos finais de 0,18 mm e 5,24 mm, para o LDVT3 e LVDT4, respectivamente. A viga-parede correspondente de referência (DB3-H2-U-1) apresentou deslocamento final de 0,06 mm para o LVDT3 e 1,80 mm para o LVDT4. O reforço aplicado em DB3-H2-S-FS-1 resultou em uma maior capacidade de carga e ductilidade.

As vigas-parede reforçadas a flexão DB3-W-H1-S-F-1 e DB3-W-H1-S-F-2 apresentaram deslocamentos finais das aberturas de 5,71mm e 3,22mm, respectivamente. A viga-parede correspondente de referência (DB3-W-H1-U-1) apresentou deslocamento final da abertura de 3,45 mm. Embora o reforço a flexão tenha aumentado a capacidade resistente das vigas-parede reforçadas, reduziu a ductilidade de DB3-W-H1-S-F-2.

4.7.2.4 Comparação Série 1 x Série 2

Neste item são apresentadas as comparações entre os deslocamentos das aberturas na alma das vigas-parede da Série 1 (item 4.7.2.1) e Série 2 (item 4.7.2.2).

Observa-se que as vigas-parede da Série 2 sem armadura na alma (DB2-H1-U-A-1, DB2-H1-U-A-2, DB2-H2-U-A-1 e DB2-H2-U-A-2) apresentaram capacidade resistente e ductilidade em relação às vigas-parede correspondentes da Série 1 (DB1-H1-U-1, DB1-H1-U-1, DB1-H2-U-1 e DB1-H2-U-2). O sistema de ancoragem usado resultou em maiores deslocamentos finais das aberturas para as vigas-parede sem armadura na alma.

Observa-se para as vigas-parede da Série 2, com duas aberturas e com armadura na alma, que a ancoragem aumentou a capacidade resistente, entretanto, reduziu a sua ductilidade, em relação as vigas-parede de referência associadas.

As vigas-parede da Série 2, com uma abertura e com armadura na alma (DB2-W-H1-U-A-1 e DB2-W-H1-U-A-2) apresentaram deslocamentos finais das aberturas superiores em relação as vigas-parede de referência associadas (DB1-W-H1-U-1 e DB1-W-H1-U-2).

4.7.2.5 Comparação Série 1 x Série 3

Neste item são apresentadas as comparações entre os deslocamentos das aberturas na alma das vigas-parede da Série 1 (item 4.7.2.1) e Série 3 (item 4.7.2.3).

Para as vigas-parede com uma abertura, sem armadura na alma e reforçadas a flexão/cisalhamento (DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-S-FS-2), observa-se que não houve diferenças significativas entre as leituras registradas pelo LVDT3, em comparação com as vigas-parede de referência associadas (DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2). O deslocamento final da abertura para as vigas-parede reforçadas DB3-H1-S-FS-1 e DB3-H1-FS-2 foi de 0,67mm e 1,26 mm, respectivamente, enquanto para as vigas-parede de referência correspondentes DB1-H1-U-1 e DB1-H1-U-2 foi de de 0,97mm e 1,11 mm, respectivamente.

Para as vigas-parede reforçadas a flexão DB3-W-H2-S-F-1 e DB3-W-H2-S-F-2 os deslocamentos finais apresentados pelo LVDT3 foram de 1,16mm e 10mm, respectivamente, e para o LVDT4 foram de 2,20mm e 2,65mm, respectivamente. Já as vigas-parede de referência correspondentes DB1-W-H2-U-1 e DB1-W-H2-U-2 apresentaram deslocamentos finais para o LVDT3 de 0,82mm e 1,37mm, respectivamente, e para o LVDT4 foram de 2,46mm e 2,66mm, respectivamente.

Observa-se para todas as vigas-parede com duas aberturas que o LVDT4 apresentou resultados de deslocamentos superiores ao LVDT3.

Os deslocamentos finais das aberturas para a viga-parede reforçada DB3-H2-S-FS-1 foram superiores aos das vigas-parede de referência correspondentes (DB1-H2-U-1, DB1-H2-U-2 e DB3-H2-U-1).

5 ANÁLISE NUMÉRICA

A execução de análises numéricas são importantes pois permitem a investigação de um modelo e servem como um complemento às análises experimentais. Os estudos numéricos foram realizados para avaliar o comportamento estrutural das vigas-parede da primeira e segunda série de ensaios experimentais e verificar se as ferramentas numéricas são suficientes para representar as complexidades apresentadas.

Alguns programas computacionais já foram e estão sendo desenvolvidos no Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília para simular o comportamento dos materiais que compõem as estruturas. Os principais programas são chamados de 2D_CONCRETE_NL.f90 (criado pelo professor William Taylor Matias), Micro-Truss Analyzer (MTA) (criado pelo professor Antonio Carlos de Oliveira Miranda) e o Amaru (em desenvolvimento pelo professor Raul Durand). O Programa 2D_CONCRETE_NL.f90 e o Micro-Truss Analyzer (MTA) foram descontinuados pelos seus autores. O programa Amaru é o mais atual e foi utilizado em várias análises (Silva, 2021; Durand e Silva, 2021; Vieira, 2022; Durand, Vieira e Farias, 2023; Rodrigues e Durand, 2023) e, por isso, vai ser utilizado aqui como uma avaliação para poder continuar o seu desenvolvimento.

5.1 SOFTWARES DE ANÁLISE NUMÉRICA

5.1.1 Programa 2D_CONCRETE_NL.f90

O 2D_CONCRETE_NL.f90 é um programa de análise de estruturas de concreto armado no estado plano de tensões. Nesse programa é possível realizar a discretização dos elementos em elementos finitos de barra, triangulares e quadriláteros isoparamétricos.

5.1.1.1 Fernandes (2010)

Fernandes (2010) realizou um estudo numérico com o programa de elementos finitos 2D_CONCRETE_NL.f90 de modo a validar e verificar os resultados experimentais da viga-parede A1 ensaiada por Guimarães (1980).

Para a simulação do comportamento do concreto, foi implementado um modelo de Dano Contínuo que usa duas variáveis escalares de dano ($d+$, $d-$) com evoluções independentes,

cujos valores possíveis obedecem à condição $\theta \leq d^{+(-)} \leq l$. Uma para representar o dano a tração, d^+ , e a outra, o dano a compressão, d^- . Já as armaduras foram discretizadas com o uso de elementos de treliça plana, sendo o comportamento do aço representado pelo modelo constitutivo de Von-Mises.

Na Figura 5.1 é apresentado o detalhamento da viga-parede usada no estudo, e na Figura 5.2 é mostrado a configuração da malha gerada.

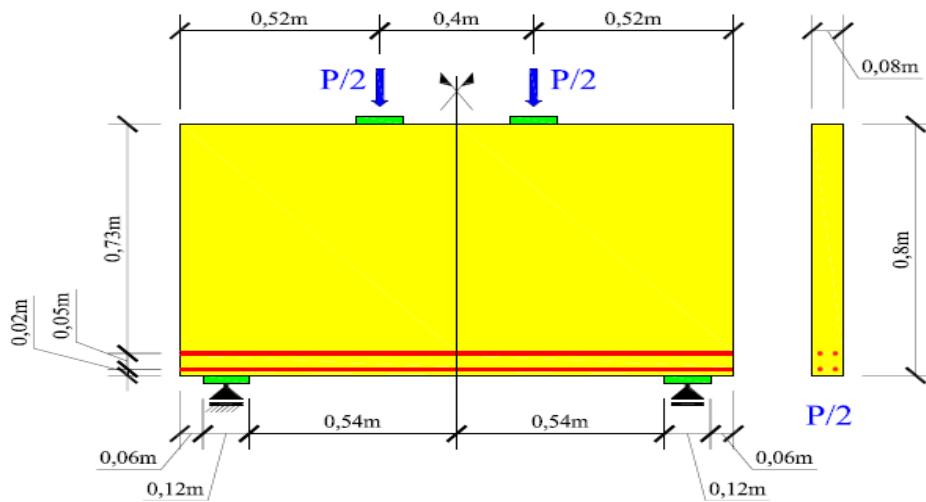


Figura 5.1 – Viga A1 (Fernandes, 2010).

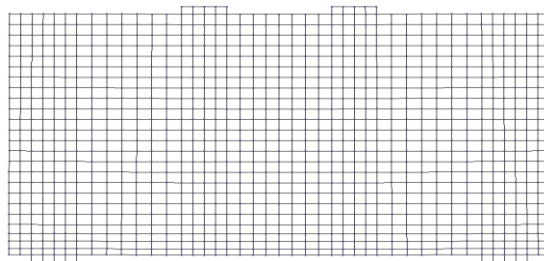


Figura 5.2 – Malha de A1 (Fernandes, 2010).

Para gerar as curvas força×deslocamento, foram implementados três passos de força distintos, $d_{s1} = 1,0 \times 10^{-6}$, $d_{s2} = 2,5 \times 10^{-6}$ e $d_{s3} = 2,5 \times 10^{-7}$.

Os resultados das curvas força-deslocamento demonstraram que o modelo numérico adotado apresenta uma rigidez inicial superior em relação ao experimental. Além disso, ao empregar o menor incremento de força, as curvas exibiram, após a fase inicial elástica, uma redução na rigidez seguida de ruptura. Esse comportamento também resultou em uma diminuição do valor de carga na ruptura.

A autora observou que, mesmo ao efetuar modificações nos parâmetros associados ao dano (A^+ , B^-) para se adequar ao concreto mencionado por Guimarães (1980), a viga-parede demonstrou maior rigidez quando simulada numericamente.

5.1.2 Programa Micro-Truss Analyzer (MTA)

O Micro-Truss Analyzer (MTA) é um programa utilizado para a modelagem e exibição de resultados relacionados a elementos planos em estruturas de concreto armado por meio do Modelo de Micro Treliças (MMT). Sua origem remonta ao programa Quebra2D (MIRANDA *et al.*, 2003; MIRANDA *et al.*, 2003). Foi criado utilizando a linguagem de programação C e integra estratégias de refinamento adaptativo e criação de malhas, conforme descrito por MIRANDA *et al.* 2003 e MIRANDA *et al.* 2003. O conceito central do MTA consiste em criar elementos quadrilaterais de Elementos Finitos (EF) e convertê-los em elementos de treliça. Na Figura 5.3 é apresentado o esquema de geração das Micro Treliças.

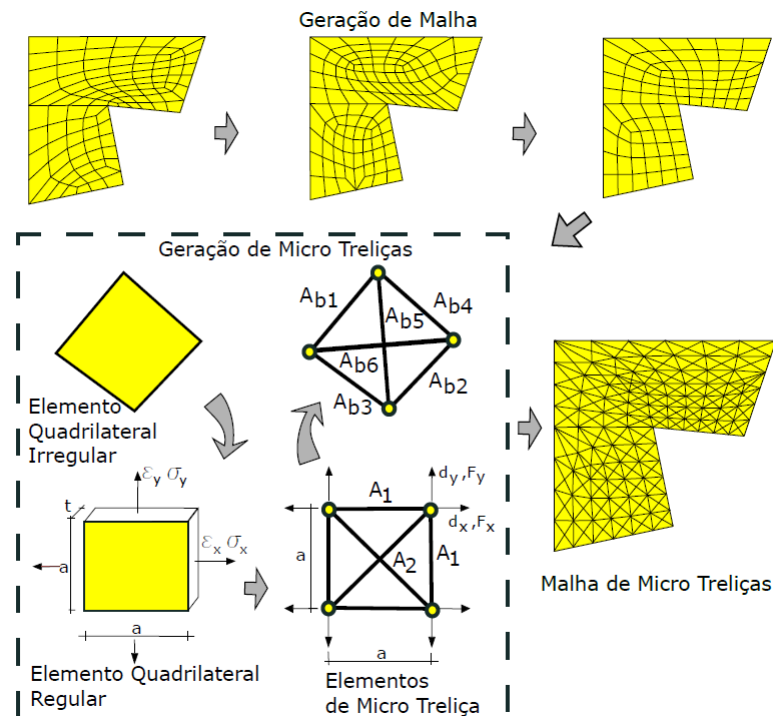


Figura 5.3 – Geração de Micro Treliças (Vieira, 2018) .

Primeiramente, uma malha preliminar é gerada. Utilizando-se "Templates" a malha é otimizada até alcançar uma forma mais regular possível. Posteriormente, os elementos quadrilaterais são transformados em barras de micro treliças com suas específicas áreas determinadas, utilizando-se a transformação de um elemento não regular em um elemento

retangular equivalente. Por meio deste elemento equivalente, é aplicada a metodologia proposta por Kioussis *et al.* (2010), onde as áreas de seção transversal das barras são calculadas de acordo com a Equação 5.1:

$$A_1 = \frac{at(1-\nu)}{2(1-\nu^2)}, A_2 = \frac{\sqrt{2}at\nu}{1-\nu^2} \quad (5.1)$$

onde:

a é a largura do elemento equivalente;

t é a espessura do elemento;

ν é o Poisson do concreto;

A_1 é a área das seções transversais das barras verticais e horizontais;

A_2 é a área das seções transversais das barras diagonais.

A seguir, utilizando relações de proporcionalidade, são calculadas as áreas transversais das barras das micro treliça irregulares provenientes dos elementos quadrilaterais, conforme as equações abaixo:

$$A_{b1} = \frac{A_1 l_{b1}}{a}, A_{b2} = \frac{A_1 l_{b2}}{a}, A_{b3} = \frac{A_1 l_{b3}}{a}, A_{b4} = \frac{A_1 l_{b4}}{a}, A_{b5} = \frac{A_2 l_{b5}}{a\sqrt{2}}, A_{b6} = \frac{A_2 l_{b6}}{a\sqrt{2}} \quad (5.2)$$

onde:

$A_{b1}, A_{b2}, A_{b3}, A_{b4}, A_{b5}, A_{b6}$ são as áreas das seções transversais das barras das micro treliças irregulares;

$l_{b1}, l_{b2}, l_{b3}, l_{b4}, l_{b5}, l_{b6}$ são os comprimentos de cada barra das micro treliças irregulares.

No programa MTA, a representação das barras de aço ocorre de maneira intuitiva, através da inclusão de uma linha e da atribuição das propriedades do aço a essa geometria. Ao finalizar o modelo geométrico, este é convertido em um modelo de malhas de treliça, integrando as barras de aço e concreto em um único modelo. Esse modelo de Elementos Finitos (EF) é então submetido à análise pelo Micro-Truss Solver (MTS). O método empregado pelo MTS para solucionar problemas não-lineares é o Método da Rigidez Secante. O programa gera informações de deformação nos elementos, deslocamentos nodais e tensão.

5.1.2.1 Vieira (2018)

Dentre as pesquisas que utilizaram o programa MTA, o trabalho de Vieira (2018) merece um grande destaque. As vigas-parede modeladas por Vieira (2018) são similares as vigas-parede da Série 1 deste estudo.

Os modelos simulados foram gerados introduzindo variações nas propriedades mecânicas do concreto. Neste estudo, as variáveis manipuladas foram a resistência à compressão do concreto e o efeito do *Tension Softening* (expoente C). O parâmetro expoente C foi ajustado de forma linear, variando de 0,1 até 0,85 com intervalos de 0,5. Já a resistência à compressão do concreto foi definida por valores aleatórios gerados a partir de uma distribuição lognormal que representa a dispersão desses valores.

Em virtude da variação da resistência do concreto e do valor do expoente C, a escolha dos resultados foi fundamentada na comparação dos padrões de fissuração com os dados experimentais, além da consideração daqueles que melhor reproduziam o comportamento carga×deformação em concordância com os resultados experimentais. Da Figura 5.4 a Figura 5.7 são mostradas os padrões de fissuração gerados pelas simulações no MTA e os experimentais.

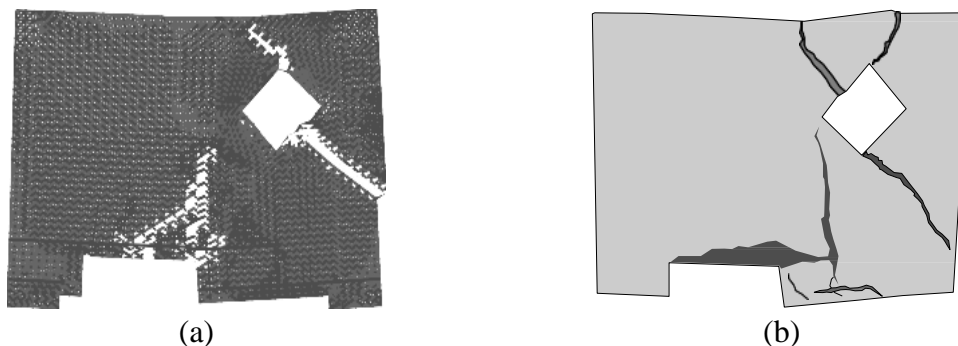


Figura 5.4 – Comparação dos padrões de fissuração VP1: (a) MTA e (b) Experimental (Vieira, 2018)

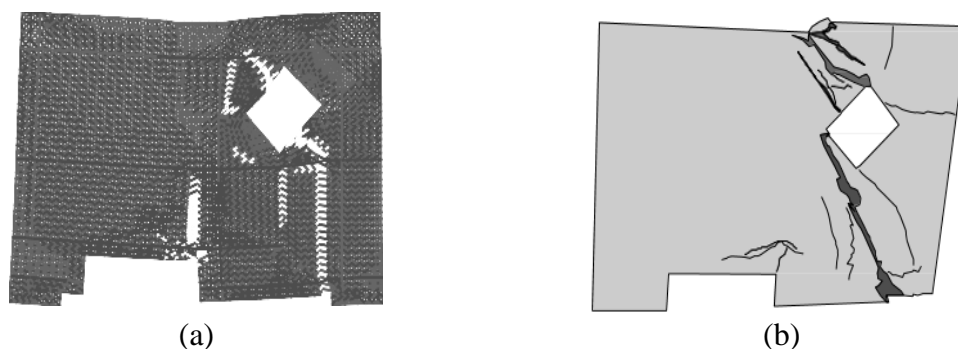


Figura 5.5 – Comparação dos padrões de fissuração VP2: (a) MTA e (b) Experimental (Vieira, 2018)

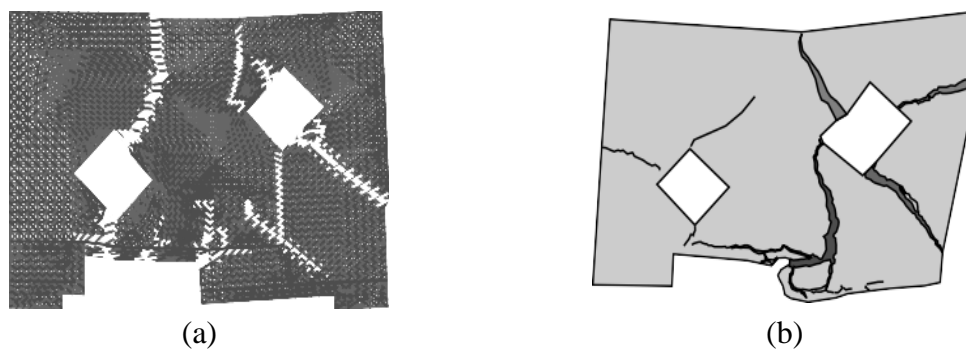


Figura 5.6 – Comparação dos padrões de fissuração VP3: (a) MTA e (b) Experimental (Vieira, 2018)

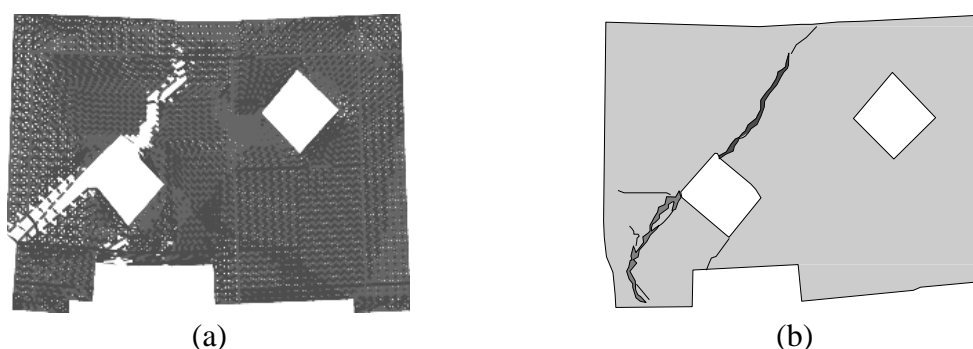


Figura 5.7 – Comparação dos padrões de fissuração VP4: (a) MTA e (b) Experimental (Vieira, 2018)

As simulações numéricas, ao contemplar os comportamentos de fissuração e deformação do aço e concreto, conseguem se aproximar das cargas últimas observadas nas vigas-parede. Em sua maioria, esses valores são inferiores aos obtidos experimentalmente, sugerindo uma abordagem conservadora.

Os resultados das cargas últimas demonstraram que o expoente C está sujeito à influência da malha. No entanto, ao empregar uma malha adequada, torna-se viável obter os padrões de fissuração nos modelos numéricos.

Diferentemente de abordagens em outras pesquisas, não é possível realizar uma análise numérica por meio do Modelo de Micro Trelças utilizando apenas um valor médio para o expoente C . Os resultados demonstraram que o expoente C também deve ser tratado como uma distribuição probabilística.

O autor verificou que o MTA apresenta um significativo potencial na investigação do comportamento de elementos planos em concreto armado, especialmente em geometrias não

convencionais. Além disso, foi eficaz em reproduzir o comportamento observado das vigas-parede estudadas experimentalmente.

5.1.3 Programa Amaru

O programa Amaru está em desenvolvimento e realiza análises estáticas, tanto lineares e não lineares, em duas ou três dimensões, utilizando elementos isoparamétricos, e usa a linguagem de programação Julia.

Dentre os estudos que empregaram o programa Amaru, é relevante destacar o trabalho de Vieira (2022), e será descrito a seguir.

5.1.3.1 Vieira (2022)

Vieira (2022) avaliou numericamente o comportamento de vigas de concreto armado ensaiadas experimentalmente por Angelakos, Bentz e Collins (2001), Foley e Buckhouse (1998) e Leonhardt e Walther (1962) *apud* Kabele, e Červenka (2010) e vigas de concreto protendido ensaiadas experimentalmente por Tao e Du (1985), Eibl *et al.* (2001) e Hussien *et al.* (2012).

As simulações numéricas foram conduzidas pela integração de elementos coesivos (desenvolvido por Durand e Silva (2019) responsáveis pela modelagem do comportamento do concreto, e elementos de barra com nós não compatíveis, cujos nós não se alinham com os nós dos elementos sólidos.

As armaduras foram representadas por meio de elementos de barra quadráticos com nós não compatíveis, permitindo a aplicação de condições de contorno nas barras independentemente da localização dos nós dos elementos sólidos. Já no processo de geração de malha, foram gerados elementos de interface que conectam os elementos sólidos (representando o concreto) aos elementos de barra, permitindo antecipar os deslocamentos relativos entre as barras e o concreto.

A abordagem proposta abrange a simulação de vigas protendidas em dois estágios distintos. O primeiro estágio envolve a protensão do cabo, sua fixação nas extremidades e a determinação das forças de reação equivalentes nos nós dos elementos sólidos. Enquanto isso, o segundo estágio está associado à aplicação do carregamento externo.

A comparação entre os resultados experimentais e numéricos demonstraram que a utilização de elementos coesivos apresentou desempenho satisfatório para todos os modelos simulados. O que permitiu apresentar padrões de fissuras numéricos com uma boa compatibilidade com os modos de falha experimentais. Além disso, a combinação de elementos de barra não compatíveis e elementos de interface aço-concreto possibilitou uma simulação bem-sucedida da armadura e dos cabos de protensão.

A comparação entre os resultados das cargas máximas experimentais e numéricas mostraram discrepâncias mínimas.

O modelo constitutivo adotado para simular o comportamento do concreto proporcionou resultados consistentes nas análises das seis vigas. Conseguiu reproduzir de maneira satisfatória as curvas de carga-deslocamento de todas as vigas ensaiadas experimentalmente. No entanto, conforme Vieira (2022), em algumas casos as curvas numéricas poderiam ser refinadas com maior precisão por meio de um estudo mais aprofundado de convergência de malha.

5.2 ANÁLISE PELO AMARU

Para as análises numéricas desta pesquisa, utilizou-se o programa computacional de elementos finitos Amaru. Do programa Amaru, serão avaliados os resultados da relação força x deslocamento e os dados de fissuração do concreto armado. Serão analisados os resultados das vigas-parede da primeira e segunda série de ensaios experimentais.

5.2.1 Modelagem do aço

O modelo constitutivo adotado para simular o comportamento do aço foi o elastoplástico. O modelo elastoplástico é estabelecido com base em um caso uniaxial, no qual a deformação se manifesta exclusivamente em uma direção. Conforme De Souza Neto (2008), ao analisar o comportamento dos materiais por meio do modelo elastoplástico, os fenômenos plásticos são tratados como instantâneos, não sendo, assim, afetados pela taxa de carregamento.

Para representar o comportamento elastoplástico de forma adequada, é necessário que as relações entre a tensão e a deformação nas fases elástica e plástica sejam diretas. Nesse contexto, a formulação do critério de plastificação desempenha um papel crucial, e é apresentada na Equação 5.3:

$$f(\sigma) = |\sigma| - \sigma_y \leq 0 \quad (5.3)$$

onde:

σ é a tensão aplicada;

σ_y é a tensão de plastificação (escoamento).

A deformação total e a tensão podem ser expressas pela Equação 5.4 e Equação 5.5, respectivamente:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (5.4)$$

$$\sigma = E\varepsilon^e = E(\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (5.5)$$

onde:

ε é a deformação total;

ε^p é a deformação plástica;

ε^e é a deformação elástica;

E é o módulo de elasticidade.

5.2.2 Modelagem do concreto

O modelo constitutivo adotado para simular o comportamento do concreto foi o de elementos coesivos proposto por Durand e Silva (2019), e visa simular a formação de fissuras e a propagação em modos I e misto.

De início, admite-se um elemento finito composto por quatro nós, possuindo comprimento L e espessura nula. A Figura 5.8 ilustra o elemento no sistema de coordenadas globais e nos sistemas de coordenadas locais, representados no espaço paramétrico (ξ).

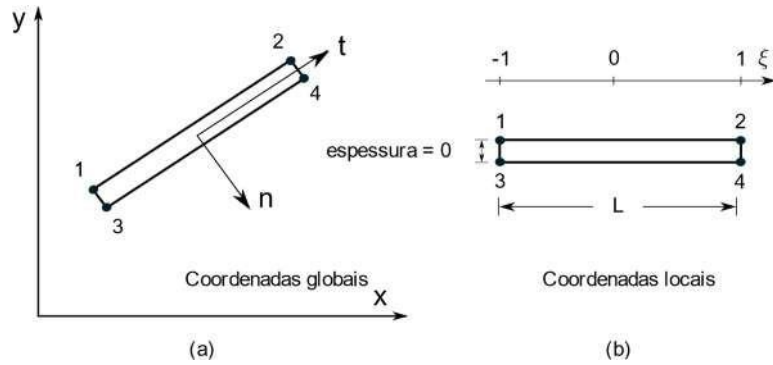


Figura 5.8 – Elemento coesivo (interface) de quatro nós: a) coordenada global e referência local dada por vetores n e t ; b) sistema paramétrico de coordenadas (Adaptado de DURAND E SILVA, 2019).

A partir da interface de quatro nós apresentada na Figura 5.8, o vetor deslocamento pode ser obtido por meio da Equação 5.6:

$$U = \langle u_{x1}, u_{y1}, u_{x2}, u_{y2}, u_{x3}, u_{y3}, u_{x4}, u_{y4} \rangle, \quad (5.6)$$

Considerando que em cada face de um elemento de interface é viável obter diferentes campos de deslocamento, U pode ser empregado para determinar um vetor de deslocamento relativo $w = \langle w, v \rangle$ na referência local, contemplando deslocamentos normais e tangenciais, em um ponto ξ (em coordenadas paramétricas) por toda a interface do elemento.

$$w(\xi) = T(\xi)N(\xi)U \quad (5.7)$$

$N(\xi)$ representa uma matriz de interpolação derivada da função de forma, enquanto $T(\xi)$ é uma matriz de rotação utilizada para representar os deslocamentos globais na referência local. A matriz T é formulada em relação aos componentes dos vetores unitários normal e tangencial \hat{n} e \hat{t} , respectivamente:

$$T = \begin{bmatrix} n_1 & n_2 \\ t_1 & t_2 \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

O vetor unitário tangencial (t_1) é determinado como $\hat{t} = \frac{J^T}{\|J^T\|}$, em que $J = \begin{bmatrix} \partial x / \partial \xi & \partial y / \partial \xi \end{bmatrix}$ é a matriz Jacobiana referente a um elemento linear, levando em consideração os nós de uma face da interface. Por outro lado, o vetor normal é expresso por $\hat{n} = \langle J_2 - J_1 \rangle$ onde J_1 e J_2 componentes de J .

Na Figura 5.9, é exemplificado o arranjo de dois elementos sólidos interligados por meio de um elemento de interface, cuja conectividade é estabelecida pelos nós 2, 3, 5 e 8.;

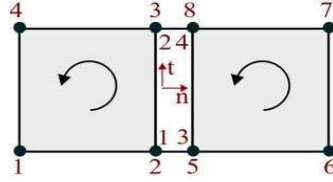


Figura 5.9 – Numeração global (representada em preto) e local (indicada em vermelho) referente à interface dos nós do elemento.

Note que a numeração dos nós segue a mesma seqüência do primeiro elemento vizinho no sentido anti-horário. A matriz de interpolação N é definida pela Equação 5.9.

$$N = \begin{bmatrix} -N_1 & 0 & -N_2 & 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & -N_1 & 0 & -N_2 & 0 & N_1 & 0 & N_2 \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

Onde N_1 e N_2 representam as mesmas funções de forma presentes em um elemento de linha de dois nós, considerando a interface dos dois primeiros nós.

O vetor contendo incrementos nos deslocamentos relativos pode ser representado de forma direta por:

$$\Delta w = TN\Delta U \quad (5.10)$$

Já o estado de tensão em cada ponto ao longo do elemento de interface é descrito pelo vetor $\sigma = \langle \sigma_n, \tau \rangle$, onde σ_n (tensão normal) e τ (tensão de cisalhamento), nas direções dos vetores unitários \hat{n} e \hat{t} , respectivamente.

Para estabelecer a relação entre os acréscimos nos deslocamentos relativos, conforme definidos pela equação 5.10, e os componentes de tensão $\Delta\sigma$, é essencial a utilização de uma matriz constitutiva D :

$$\Delta\sigma = D\Delta w \quad (5.11)$$

Seguindo a abordagem do método do trabalho virtual, que é um procedimento típico em elementos finitos convencionais, obtém-se a matriz de rigidez K de um elemento de interface em duas dimensões.

$$K = \int_L^x B^T D B dL \quad (5.12)$$

onde $B = TN$. A matriz K pode ser obtida por meio de integração numérica, sendo necessário definir um número de pontos de integração de acordo com a ordem do integrando.

Quando elementos coesivos são incorporados a uma malha tradicional de elementos finitos, conforme observado por Durand e Silva (2019), a flexibilidade do domínio da malha aumenta devido à inclusão de graus adicionais de liberdade e deformabilidade dos elementos de interface. Dessa maneira, ao simular o comportamento do concreto com elementos coesivos, a rigidez da interface é associada às dimensões dos elementos sólidos, utilizando um comprimento representativo. O comprimento representativo é determinado como a média dos comprimentos dos elementos sólidos associados.

A inclusão de elementos coesivos em uma malha de elementos finitos é representada de acordo com a Figura 5.10

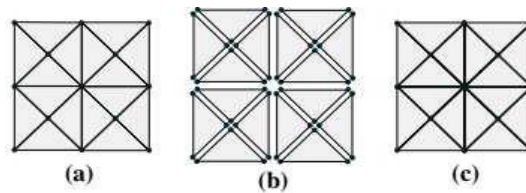


Figura 5.10 – Geração de malha com elementos de interface: a) inicial; b) elementos separados; c) elementos de interface são criados conectando bordas correspondentes (DURAND e SILVA, 2019)

A descrição detalhada do procedimento empregado para a incorporação de elementos coesivos em uma geração de malha convencional é discutida por Durand e Silva (2019). Em resumo, ocorre a segregação de todos os elementos sólidos (Figura 5.15b). Nesse cenário, novos nós são introduzidos. Com a presença dos novos nós, é realizado o casamento das arestas dos elementos (Figura 5.15c). Por fim, a malha é atualizada com os elementos de interface gerados.

Elementos coesivos demandam um modelo constitutivo para antever a formação, propagação e abertura de fissuras. Este estudo adota o modelo constitutivo proposto por Durand e Silva (2019). É caracterizado pela lei de Coulomb (com aderência), e, de acordo com Lens *et al.* (2009), a superfície de escoamento é estabelecida conforme a Equação 5.13:

$$f(\sigma, \sigma_{\max}) = |\tau| + (\sigma_n - \sigma_{\max})\tan\Phi = 0 \quad (5.13)$$

onde σ_n e τ representam, respectivamente, a tensão normal e a tensão de cisalhamento no plano de fissura. A variável σ_{\max} corresponde ao amolecimento interno, inicialmente é igual à resistência a tração do material. Por fim, Φ denota o ângulo de atrito.

O modelo apresentado emprega uma lei de fluxo não associada, em que a função do potencial plástico é representada na Figura 5.11 (linha tracejada de cor laranja):

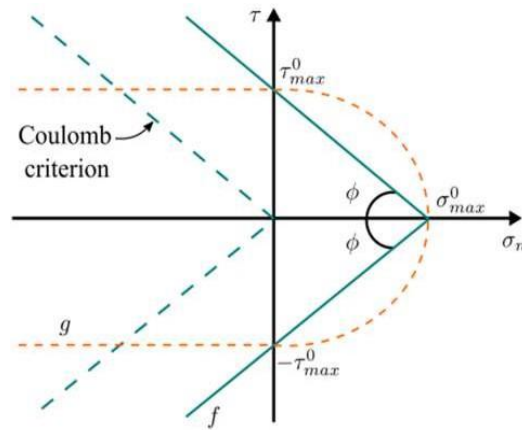


Figura 5.11 – Função de rendimento (linha sólida) e função de potencial plástico (linha tracejada) (DURAND e SILVA, 2019)

A expressão para esta função de potencial plástico é:

$$g(\sigma, \sigma_{max}) = \begin{cases} \tau^2 - \tau_{max}^2 = 0 & \text{para } \sigma_n \leq 0 \\ \sigma_n^2 \tan^2 \Phi + \tau^2 - \tau_{max}^2 = 0 & \text{para } \sigma_n > 0 \end{cases} \quad (5.14)$$

A posição da superfície de plastificação é determinada pela variável interna σ_{max} , visando simular a redução da resistência do concreto devido à fissuração. Essa variável é determinada em função do deslocamento relativo plástico efetivo, o qual é definido como:

$$u_p = \int_0^t \|\dot{w}_p\| dt = \int_0^t \sqrt{\dot{w}_p^2 + \dot{v}_p^2} dt \quad (5.15)$$

onde \dot{w}_p e \dot{v}_p representam as taxas de deslocamentos relativos plásticos normais e de cisalhamento, respectivamente e $\dot{\mathbf{w}}_p = \langle \dot{w}_p, \dot{v}_p \rangle$. Há diversas curvas de amolecimento descritas na literatura que correlacionam a σ_{max} e u_p . No estudo realizado por Durand e Silva (2019), foram examinadas duas curvas de amolecimento: uma de função bilinear e uma de função exponencial proposta por Hordijk (1991). Ambas as curvas são ilustradas na Figura 5.12, sendo u_c a abertura crítica da trinca. Nesta pesquisa, optou-se por utilizar apenas a curva de amolecimento de Hordijk (1991).

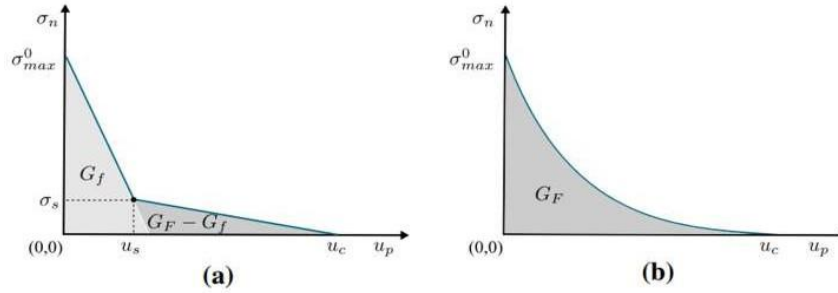


Figura 5.12 – Curva de amolecimento do concreto: a) Bilinear, b) Exponencial (DURAND e SILVA, 2019)

Conforme observado nessas representações gráficas, verifica-se que σ_{max} diminui à medida que u_p aumenta, resultando no deslocamento da superfície de escoamento, conforme ilustrado na Figura 5.13.

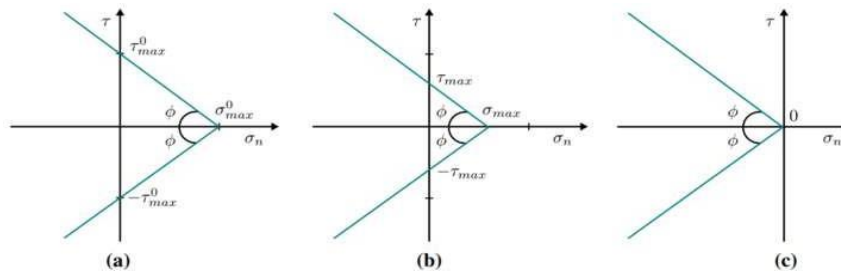


Figura 5.13 – Progresso da função de rendimento: a) localização inicial ($u_p = 0$); b) localização intermediária ($0 < u_p < u_c$); c) localização final ($u_p \geq u_c$) (DURAND e SILVA, 2019).

A matriz constitutiva, representada por D , é formulada tanto em regimes elásticos quanto elastoplásticos, estabelecendo a relação entre o vetor de incremento de deslocamento relativo \dot{w} e o vetor de incremento de tensão $\dot{\sigma}$ em um ponto de integração de um elemento coesivo. No caso específico do regime elástico, a matriz constitutiva é definida como:

$$D_e = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

onde k_n e k_t representam, respectivamente, as rigidezes normal e tangencial no plano de fissura. Esses parâmetros são definidos por $k_n = E \left(\frac{\zeta}{h} \right)$ e $k_t = G \left(\frac{\zeta}{h} \right)$, onde E é o módulo de Young, G é o módulo de cisalhamento, h é o comprimento representativo dos elementos sólidos e o fator ζ regula o deslocamento relativo elástico. ζ pode ser empregado para determinar os deslocamentos relativos elásticos máximos, nas direções normais $w_{e(max)}$ e tangenciais $v_{e(max)}$ de acordo com:

$$w_{e(\text{máx})} = \frac{\sigma_{\text{máx}}^0}{\zeta E} h \quad \text{e} \quad v_{e(\text{máx})} = \frac{\sigma_{\text{máx}}^0}{\zeta G} h \quad (5.17)$$

Um aumento considerável no valor de ζ conduz a deslocamentos elásticos menores nos elementos coesivos. Entretanto, valores excessivamente elevados podem ocasionar instabilidade numérica devido à formação de sistemas de equações mal condicionados.

Entretanto, é importante observar que os deslocamentos plásticos não são completamente reversíveis. Durante processos de descarga, apenas uma parte dos deslocamentos pode ser reversíveis. Portanto, após a ocorrência de um deslocamento plástico, os deslocamentos totais não guardam mais uma relação proporcional direta com as tensões. O aumento nos deslocamentos relativos plásticos é determinado pela lei de fluxo da seguinte maneira:

$$\dot{w}_p = \dot{\lambda} r \quad (5.18)$$

onde:

r é um vetor normal à superfície potencial;

$\dot{\lambda}$ é o multiplicador plástico.

O incremento de deslocamento relativo plástico efetivo é definido pela Equação 5.19:

$$\dot{u}_p = \|\dot{w}_p\| = \dot{\lambda} \|r\| \quad (5.19)$$

Multiplicando-se a Equação 5.18 por D_e e considerando $\dot{\sigma} = D_e \dot{w}_e$ e a Equação 5.19, obtém-se o incremento de vetor de tensão como:

$$\dot{\sigma} = D_e \dot{w} - \dot{\lambda} D_e r \quad (5.20)$$

A condição de consistência é determinada por meio da Equação 5.21:

$$\dot{f} = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{\text{max}}} \dot{\sigma}_{\text{max}} = 0 \quad (5.21)$$

A partir da Equação 5.20 e isolando-se o incremento do multiplicador plástico, tem-se:

$$\dot{\lambda} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot D_e \cdot \dot{w}}{\frac{\partial f}{\partial \sigma} \cdot D_e r - \frac{\partial f}{\partial \sigma_{\text{max}}} \frac{\partial \sigma_{\text{max}}}{\partial u_p} \|r\|} = \frac{v \cdot D_e \cdot \dot{w}}{v \cdot D_e r - ym \|r\|} \quad (5.22)$$

onde $v = \frac{\partial f}{\partial \sigma}$, $y = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{max}}$ e $m = \frac{\partial \sigma_{max}}{\partial u_p}$.

Substituindo a Equação 5.22 na Equação 5.20, é possível determinar a matriz constitutiva elastoplástica D_{ep} :

$$D_{ep} = D_e - \frac{D_e r v^T D_e}{v^T D_e r - y m \|r\|} \quad (5.23)$$

A utilização de elementos de barra com nós não compatíveis com os elementos sólidos demanda o emprego de elementos de contato para estabelecer a ligação entre eles. Neste estudo foi adotado o elemento apresentado por Durand e Farias (2012). A formulação deste elemento possibilita a consideração dos deslocamentos dos nós dos elementos sólidos e de barra, representados por $u = [u^s \ u^b]^T$, onde u^s e u^b são, respectivamente, os deslocamentos dos nós dos elementos sólidos e os deslocamentos dos nós de barra. Os deslocamentos relativos entre os elementos de barra e sólido são estimados utilizando a seguinte aproximação:

$$u^r = B u \quad (5.24)$$

onde B é a matriz que transforma os deslocamentos nodais do elemento de interface em deslocamentos relativos por toda a região de contato e pode ser obtida a partir da expressão do deslocamento relativo:

$$u^r = R [N \ -N] \begin{Bmatrix} u^* \\ u^b \end{Bmatrix} \quad (5.25)$$

O vetor u^b incorpora os deslocamentos nodais do elemento de barra, enquanto o vetor u^* engloba os deslocamentos do elemento sólido determinados nas posições nodais do elemento de barra. Com base nesses dois vetores, é possível determinar os deslocamentos relativos. A matriz R é composta pelos cossenos diretores do elemento de barra, enquanto a matriz N contém as funções de interpolação da interface:

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & \cdots & N_n & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \cdots & 0 & N_n & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & \cdots & 0 & 0 & N_n \end{bmatrix} \quad (5.26)$$

O vetor u^* pode ser obtido pela interpolação dos deslocamentos nodais do elemento sólido u^s da seguinte forma:

$$u^* = Mu^s \quad (5.27)$$

A Equação 5.27 pode ser expressa de maneira detalhada da seguinte forma:

$$\begin{Bmatrix} u_{x1}^* \\ u_{y1}^* \\ u_{z1}^* \\ u_{x2}^* \\ u_{y2}^* \\ \vdots \\ u_{xn}^* \\ u_{yn}^* \\ u_{zn}^* \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_{1,1} & 0 & 0 & M_{2,1} & 0 & \vdots & M_{m,1} & 0 & 0 \\ 0 & M_{1,1} & 0 & 0 & M_{2,1} & \vdots & 0 & M_{m,1} & 0 \\ 0 & 0 & M_{1,1} & 0 & 0 & \vdots & 0 & 0 & M_{m,1} \\ M_{1,2} & 0 & 0 & M_{2,2} & 0 & \vdots & M_{m,2} & 0 & 0 \\ 0 & M_{1,2} & 0 & 0 & M_{2,2} & \vdots & 0 & M_{m,2} & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \ddots & \dots & \dots & \dots \\ M_{1,n} & 0 & 0 & M_{2,n} & 0 & \vdots & M_{m,n} & 0 & 0 \\ 0 & M_{1,n} & 0 & 0 & M_{2,n} & \vdots & 0 & M_{m,n} & 0 \\ 0 & 0 & M_{1,n} & 0 & 0 & \vdots & 0 & 0 & M_{m,n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ u_{z1} \\ u_{x2} \\ u_{y2} \\ \vdots \\ u_{xn} \\ u_{yn} \\ u_{zn} \end{Bmatrix} \quad (5.28)$$

Os elementos M_{ij} são determinados pelas funções de forma do i do elemento sólido avaliado na posição do nó j do elemento de barra. Dessa forma, é possível reescrever a Equação 5.25, substituindo a Equação 5.27:

$$u^r = R[NM - N] \begin{Bmatrix} u^s \\ u^b \end{Bmatrix} \quad (5.29)$$

Portanto, ao comparar as Equações 5.29 e 5.24, é possível determinar a matriz B, responsável por converter os deslocamentos nodais do elemento de interface em deslocamentos relativos por toda a extensão da região de contato, conforme expresso pela Equação 5.30:

$$B = R[NM - N] \quad (5.30)$$

As forças internas podem ser estimadas através da matriz B, empregando integração numérica para realizar a aproximação:

$$F = P \int B^T \sigma dL = P \sum B^T \sigma |J| w \quad (5.31)$$

onde:

P é o perímetro da barra;

σ é o vetor de tensões do contato (Equação 5.32);

w é o peso de integração;

J é o Jacobiano.

Para um elemento plano (2D), σ é dado por:

$$\sigma = [\tau \ \sigma_y]^T \quad (5.32)$$

onde:

τ a tensão cisalhante na direção longitudinal;

σ_y' a tensão normal no contato entre o aço e o concreto.

Para a modelagem do comportamento da interface aço-concreto foi usado o modelo do CEB-FIB 2010 (2013). O modelo estabelece uma relação entre o deslizamento na interface e a tensão de cisalhante. De acordo com este modelo, a relação entre o deslizamento da armadura (s) e a tensão de aderência (τ_b) é estabelecida com base na curva apresentada na Figura 5.14. Observa-se que a variação da tensão de aderência é representada como uma função segmentada, dividida em quatro etapas (s_1 , s_2 e s_3), sendo estes valores de deslizamento nos quais ocorrem as mudanças de fases.

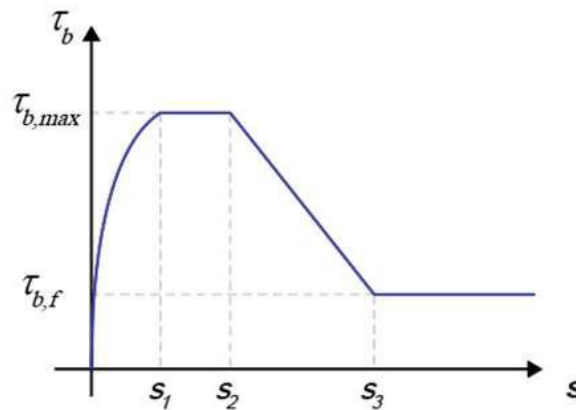


Figura 5.14 – Relação tensão-deslizamento da aderência (Adaptado CEB-FIB 2010, 2013)

Na primeira etapa, ocorre uma curva crescente no intervalo $0 \leq s \leq s_1$ (Equação 5.32):

$$\tau(s) = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (5.33)$$

sendo α uma constante de calibração.

O segundo estágio, que corresponde ao intervalo $s_1 \leq s \leq s_2$, o comportamento é perfeitamente plástico e é representado pela Equação 5.34:

$$\tau(s) = \tau_{max} \quad (5.34)$$

Para o intervalo de $s_2 \leq s \leq s_3$ a tensão cisalhante decresce linearmente com o aumento dos deslizamentos até alcançar o valor de tensão residual τ_f conforme apresentado na Equação 5.35:

$$\tau(s) = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \frac{(s_1 - s_2)}{s_3 - s_2} \quad (5.35)$$

No último estágio, após atingir o deslizamento s_3 , a tensão novamente apresenta um comportamento perfeitamente plástico:

$$\tau(s) = \tau_f \quad (5.36)$$

5.2.3 Geração da malha de elementos finitos

A metodologia usada para a simulação das vigas-parede utiliza uma malha de elementos finitos composta por quatro tipos de elementos: sólido (representando o concreto), junta coesiva, barra e contato barra-sólido. O comportamento do concreto foi modelado por elementos de comportamento linear elástico. Em contrapartida, a geração e propagação de fissuras foram simuladas por meio de elementos coesivos. A armadura é representada por elementos de barra com nós não compatíveis. A interação entre a armadura e o concreto foi simulada com elementos de interface aço-concreto.

Com o intuito de obter simulações mais realistas em relação aos padrões de fissuração, foi empregado o uso de malhas não estruturadas, conforme as etapas apresentadas na Figura 5.15:

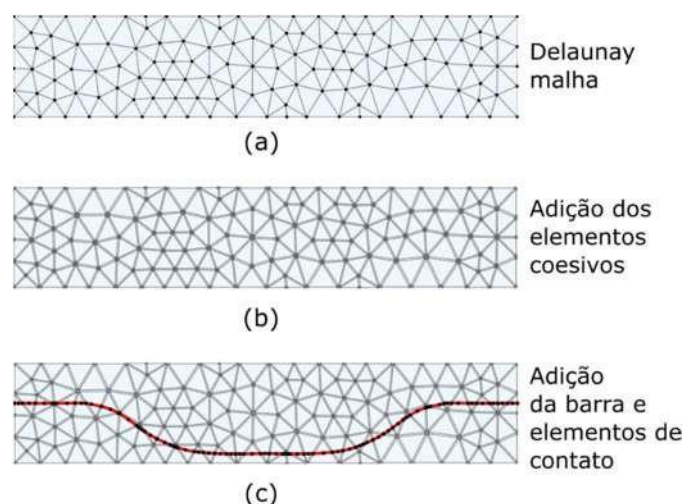


Figura 5.15 – Procedimentos de geração de malha para análise de uma viga

De início, o domínio é discretizado por meio de uma malha não estruturada, empregando um gerador de malhas de Delaunay, como o Gmsh (GEUZAINÉ *et al.*, 2009). Posteriormente, os elementos coesivos são incorporados por meio do algoritmo proposto por Durand e Silva (2019). Esse processo resulta em um considerável aumento no número de graus de liberdade. Por último, as barras são discretizadas em elementos de barra utilizando o algoritmo apresentado por Durand *et al.* (2021). O modelo das barras de armadura pode ser especificada como uma linha reta ou curva. Os elementos de barra representam os segmentos individuais dentro dos elementos sólidos atravessados, conectando-se de forma sequencial. A detecção dos pontos de interseção entre as armaduras e os limites dos elementos volumétricos é realizada utilizando o algoritmo descrito por Durand, Farias e Pedroso (2015).

Para se determinar a interpolação quadrática para a geometria e os deslocamentos são usados elementos de barra de três nós. Simultaneamente à geração de elementos de barra, são criados elementos de interface aço-concreto. Cada elemento de interface estabelece a ligação entre uma barra e o elemento sólido correspondente, sendo empregado para simulação das condições de ligação. Em uma malha característica essa abordagem, os trajetos das armaduras intersectam os elementos coesivos (Figura 5.16a).

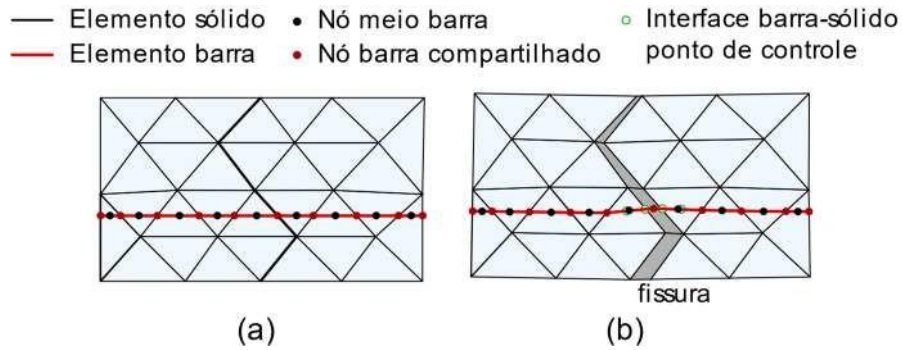


Figura 5.16 – Interação entre elementos de barras e elementos coesivos: (a) malha sem deformação; (b) malha com deformação

5.2.4 Procedimento de Simulação

O procedimento adotado para a simulação das vigas-parede é apresentado na Figura 5.17. Inicialmente, para usar o Amaru é necessário criar um arquivo contendo todas as informações das condições de contorno, modelos associados a cada elemento e materiais.

Para inserir as variáveis nos modelos durante a simulação, inicialmente, são definidas as propriedades geométricas das vigas-parede que serão simuladas. Em seguida, cada modelo requer a declaração das variáveis específicas a serem utilizadas. No contexto do modelo constitutivo do concreto, é essencial especificar os parâmetros do material no modelo coesivo. Este modelo coesivo é associado aos elementos de junta. Portanto, é necessário fornecer valores para a resistência à tração (f_t), coeficiente de Poisson (ν), módulo de Young do material (E), tangente do ângulo de atrito (μ), energia de fratura (G_f) e fator que controla os deslocamentos relativos elásticos (ζ). Os parâmetros dos materiais usados para os modelos constitutivos são apresentados no item 4.1.

As vigas-parede são discretizadas utilizando o gerador de malhas Gmsh (Geuzaine *et al.*, 2009). Em seguida, um ficheiro com extensão .vtk é exportado, contendo as informações de ligação da malha e as dimensões dos elementos. No arquivo de entrada, são lidos os dados relativos à malha do sólido e os elementos de barra para representar as armaduras são descritos. Em seguida, as variáveis são declaradas, e as propriedades dos materiais são especificadas. O próximo passo envolve a aplicação das condições de contorno no estágio de carregamento, e, assim, as fases de iteração são realizados até a convergência (Figura 5.17). Cabe destacar também que as análises são realizadas por controle de deslocamento.

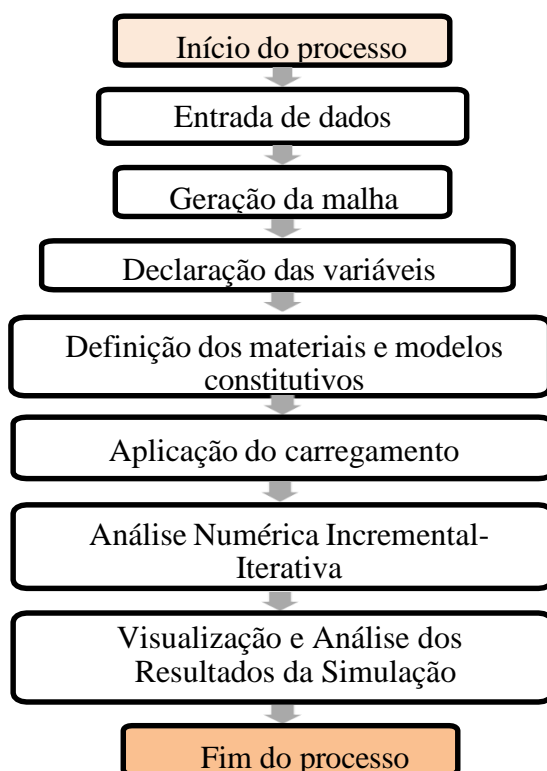


Figura 5.17 – Processo de simulação numérica (Adaptado de Vieira, 2022)

5.2.5 Procedimento de solução de equações

Na análise numérica, são empregados procedimentos de resolução das equações de elementos finitos para aprimorar a convergência, diminuir o número de incrementos e retificar o desvio (*drift*) do caminho de equilíbrio. No âmbito deste estudo, esses três processos foram realizados por meio da implementação de um passo automático na análise incremental, da retificação do desvio (*drift*) e da aplicação da metodologia de Runge-Kutta na resolução do sistema global.

No procedimento de passo automático, durante uma análise incremental não linear, os incrementos de força e deslocamento em uma fase específica são expressos como $\Delta F = \Delta T F_{\text{ext}}$ e $\Delta U = \Delta T U$, onde $T \in [0,1]$ representa um tempo pseudossinodal associado à etapa atual da análise, ΔT é o tamanho do passo utilizado para escalonar forças externas (F_{ext}) e U caracteriza os deslocamentos.

Em contrapartida, na resolução de equações não lineares, especialmente aquelas derivadas de representações incrementais, há uma propensão para desvio da equação de equilíbrio à medida que as forças residuais se acumulam ao longo dos incrementos. A abordagem

adotada para mitigar esse desvio (*drift*) envolve a inclusão das forças residuais nos incrementos subsequentes, conforme proposto por Durand *et al.* (2021).

Por outro lado, a implementação do método Runge-Kutta, como o método de Ralston, é empregado para aprimorar a aproximação da matriz de rigidez do sistema global. Dessa forma, nesse método são realizadas duas aproximações da matriz de rigidez: uma no início (K_1) e outra a dois terços do incremento (K_2), para determinar a matriz de rigidez global ($K = \frac{1}{4}K_1 + \frac{3}{4}K_2$), que será empregada na resolução do sistema.

5.2.6 Análise dos Resultados

Ao começar a modelagem numérica de uma estrutura, uma das primeiras considerações é o grau de refinamento necessário na malha de elementos finitos para obter resultados satisfatórios. Uma malha insuficientemente refinada pode gerar resultados imprecisos, enquanto uma malha excessivamente refinada pode tornar o tempo de processamento computacional inviável para realizar um número suficiente de testes até chegar a uma configuração final do modelo. Foram utilizadas quatro malhas constituídas de elementos triangulares compreendendo diferentes tamanhos, como apresentado da Figura 5.18 à Figura 5.25.

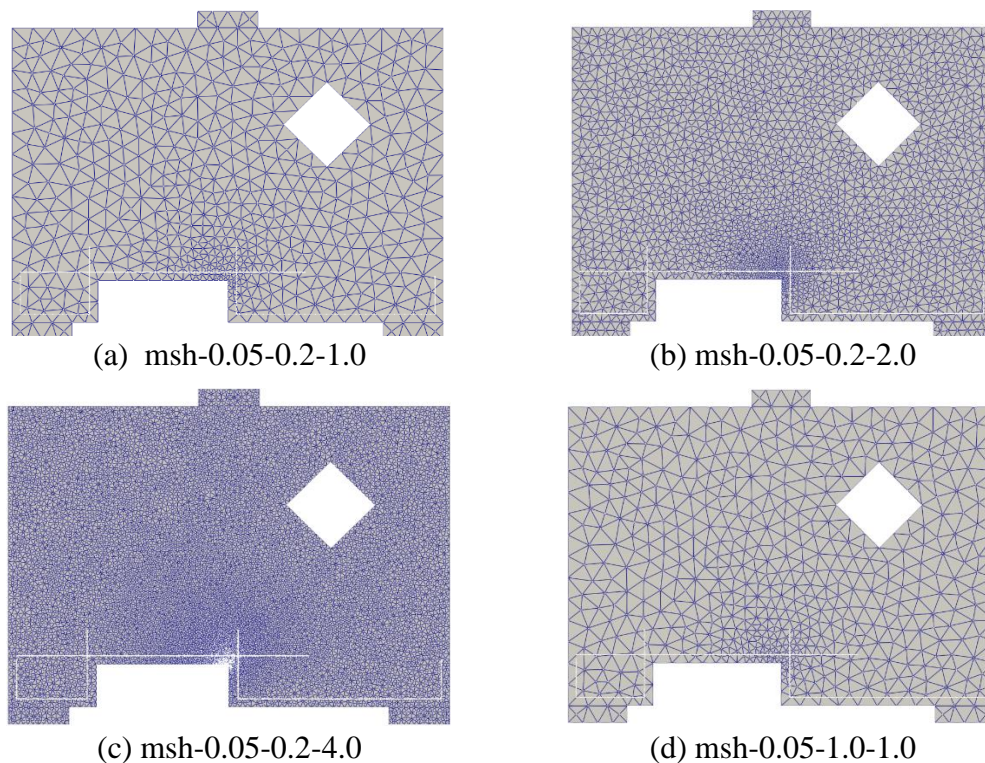


Figura 5.18 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB1-H1-U

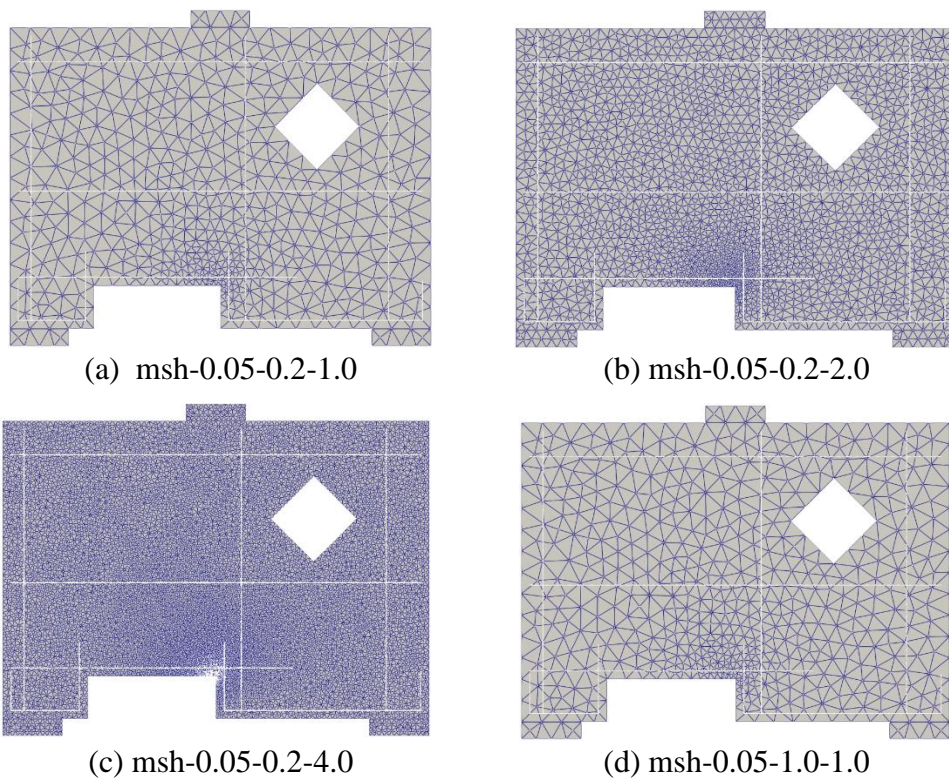


Figura 5.19 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB1-W-H1-U

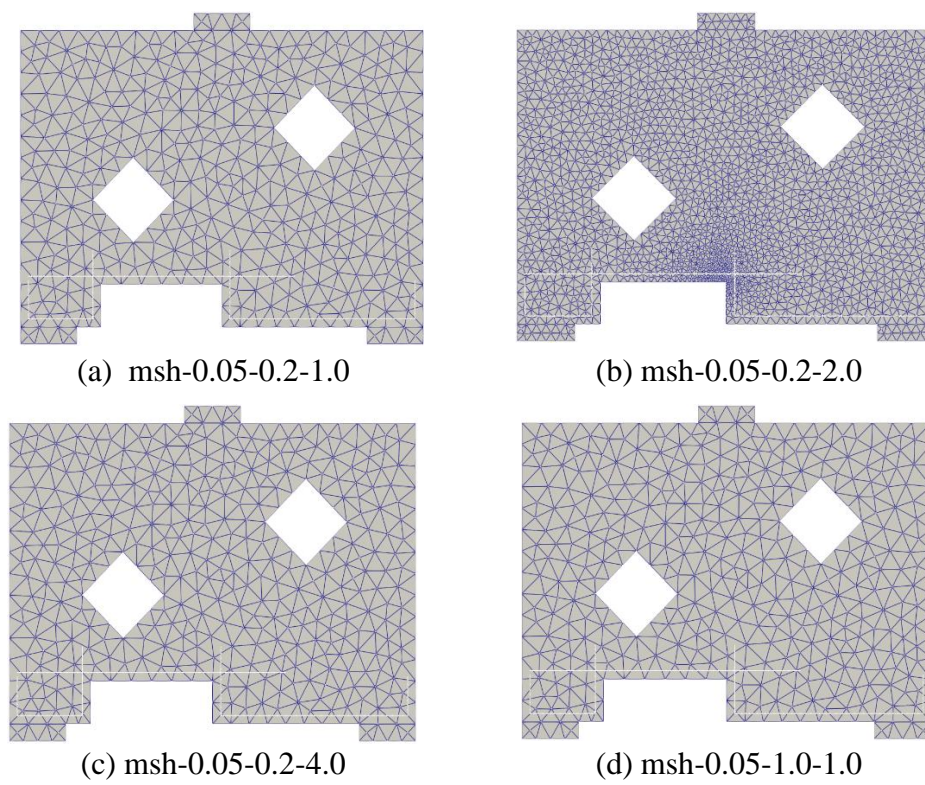


Figura 5.20– Malhas de elementos finitos utilizadas para DB1-H2-U

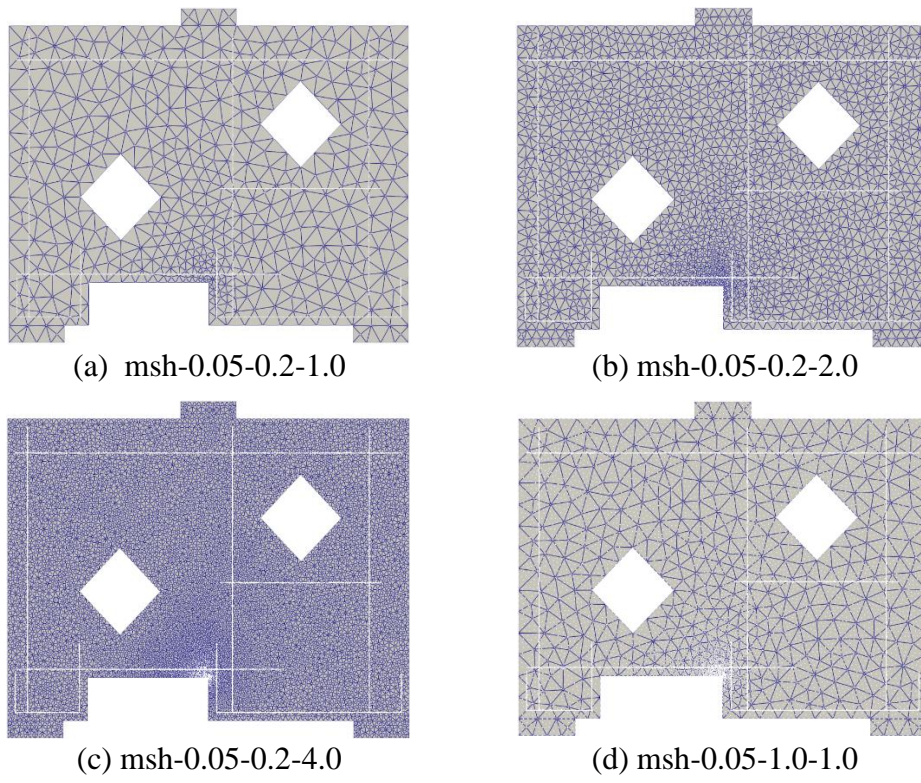


Figura 5.21– Malhas de elementos finitos utilizadas para DB1-W-H2-U

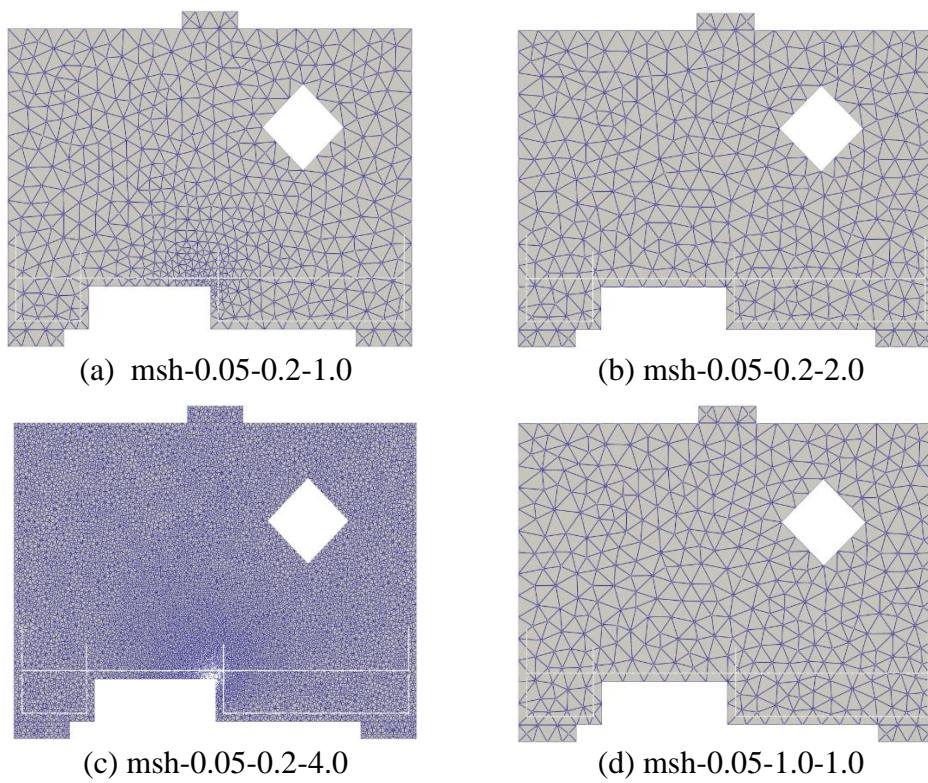


Figura 5.22 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB2-H1-U-A

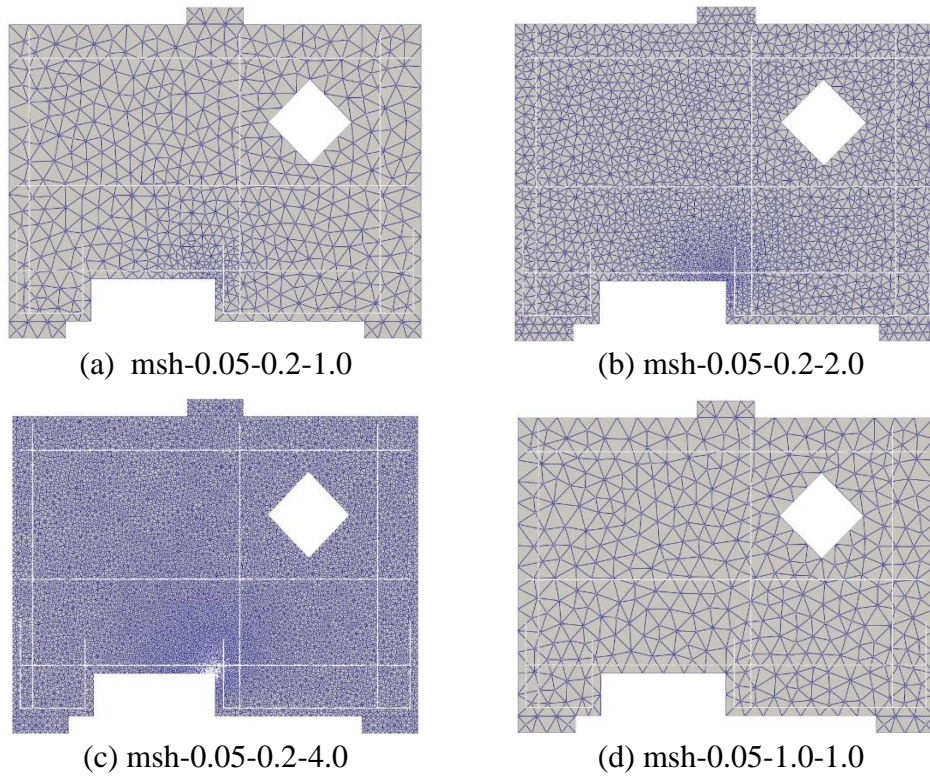


Figura 5.23 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB2-W-H1-U-A

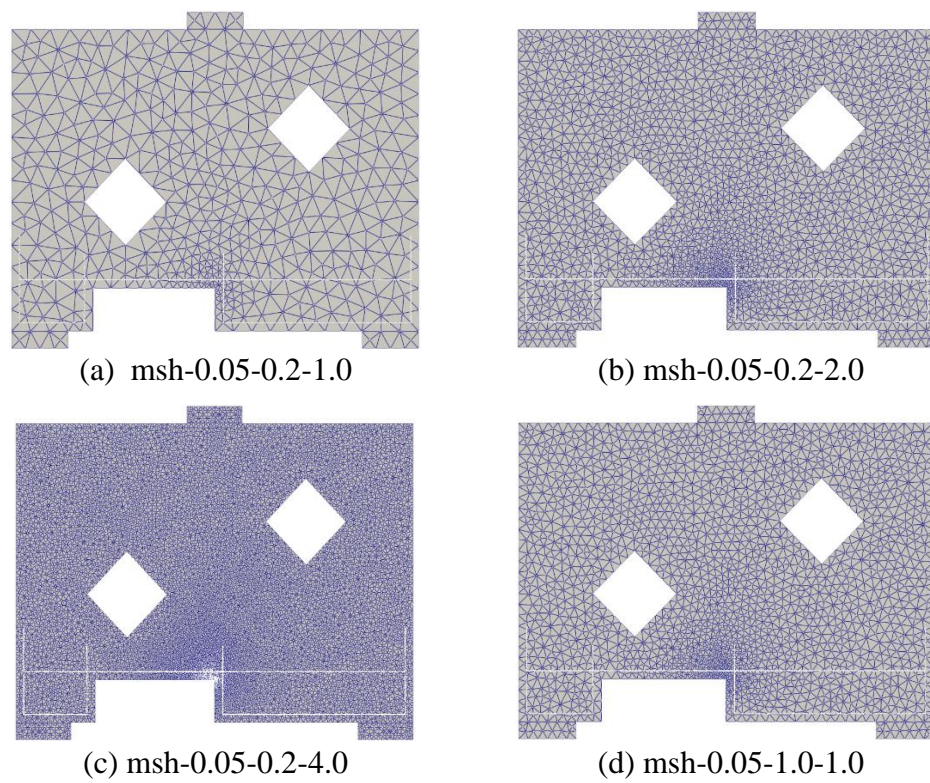


Figura 5.24 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB2-H2-U-A

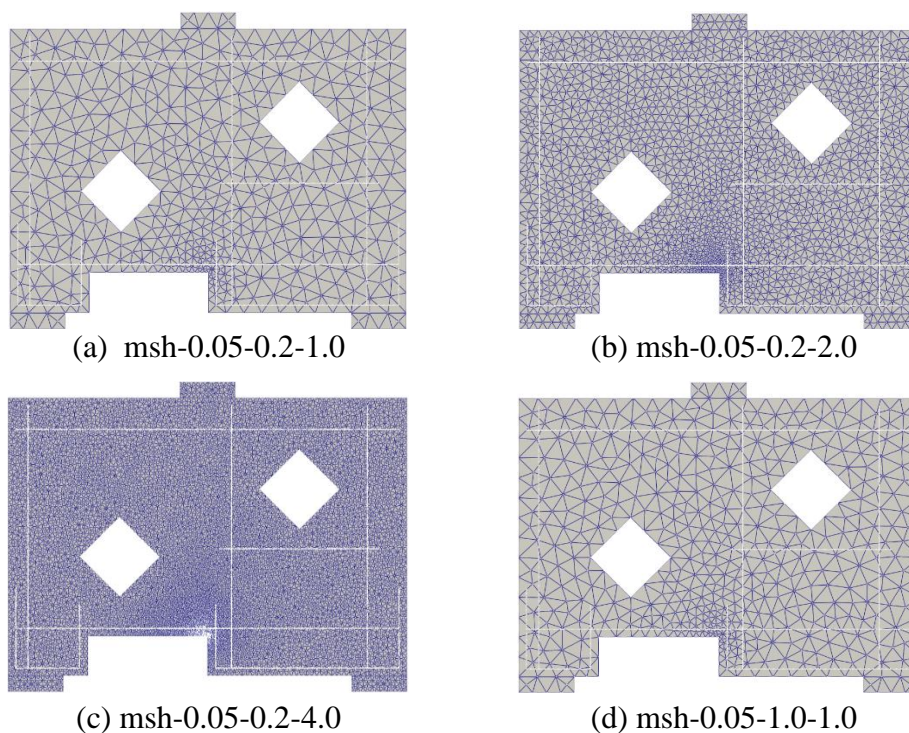
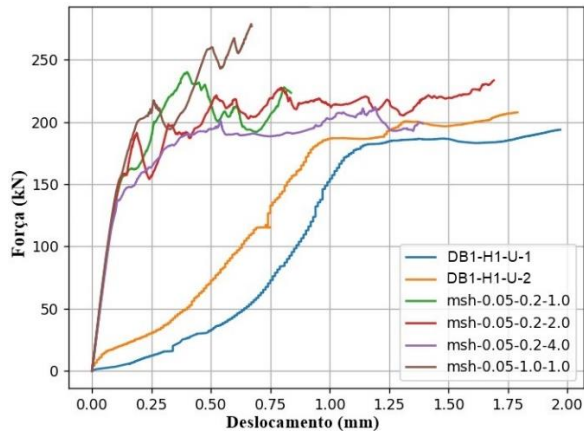


Figura 5.25 – Malhas de elementos finitos utilizadas para DB2-W-H2-U-A

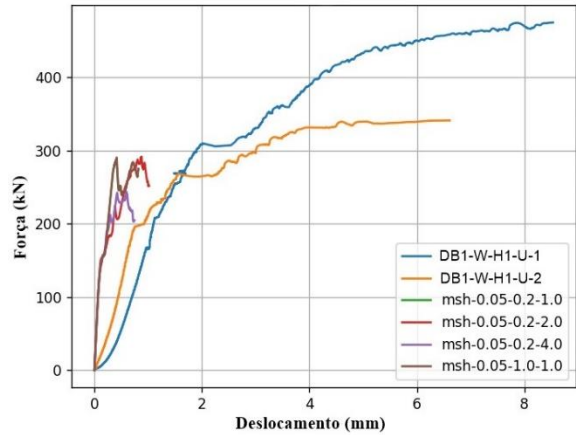
Da Figura 5.26 a Figura 5.29 é apresentado a comparação das curvas força-deslocamento experimentais e numéricos em função da malha das vigas-parede da Série 1 e Série 2, respectivamente. Os resultados numéricos das curvas força-deslocamento de todas as vigas-parede compreendem a análise de quatro malhas triangulares, exceto para as vigas-parede DB2-W-H1-U-A e DB2-W-H2-U-A, que foram com duas e uma malha, respectivamente.

Nota-se da Figura 5.26 a Figura 5.29 que os modelos numéricos apresentam um comportamento força-deslocamento mais rígido do que os modelos experimentais. A rigidez inicial não foi bem reproduzida e o comportamento pós-pico também não se apresentou aproximado. No entanto, para as vigas-parede da série 1 com armadura na alma (DB1-W-H1-U e DB1-W-H2-U) observa-se que a rigidez inicial dos resultados numéricos apresentam-se razoavelmente próximas aos resultados experimentais. Provavelmente esse comportamento ocorreu em virtude das condições de contorno que não foram bem simuladas ou devido a acomodação dos apoios durante os ensaios experimentais, sendo essa acomodação capturada como se fosse deslocamento.

Verifica-se também que os modelos de elementos finitos não foram capazes de prever com precisão as capacidades de força para as vigas-parede simuladas.

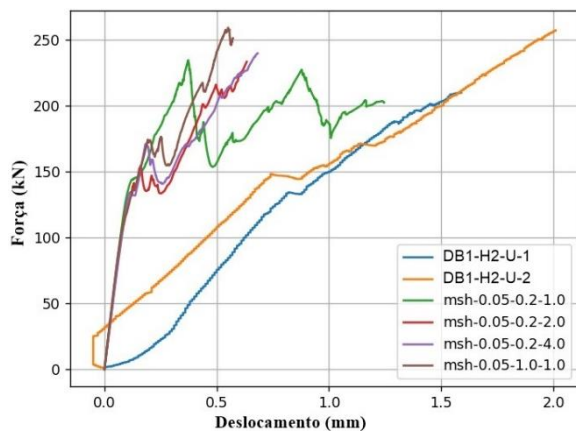


(a) DB1-H1-U

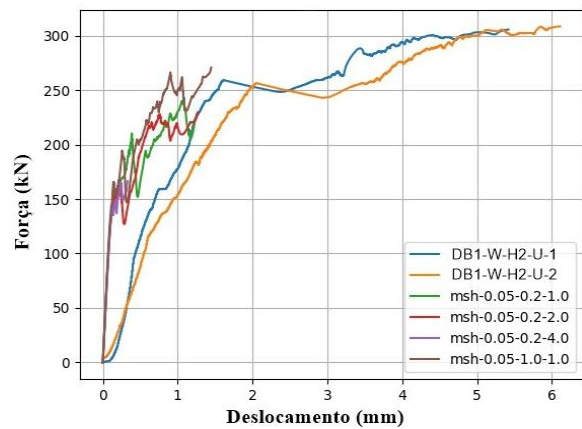


(b) DB1-W-H1-U

Figura 5.26 – Curvas força-deslocamento para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura

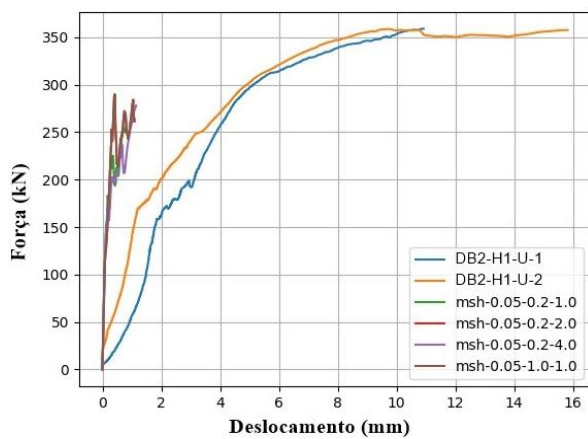


(a) DB1-H2-U

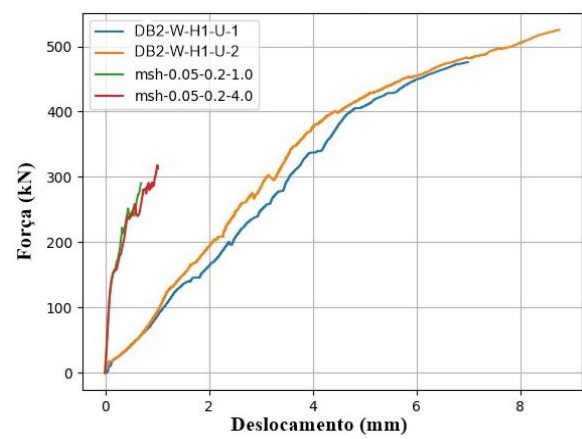


(b) DB1-W-H2-U

Figura 5.27 – Curvas força-deslocamento para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas



(a) DB2-H1-U-A



(b) DB2-W-H1-U-A

Figura 5.28 – Curvas força-deslocamento para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura

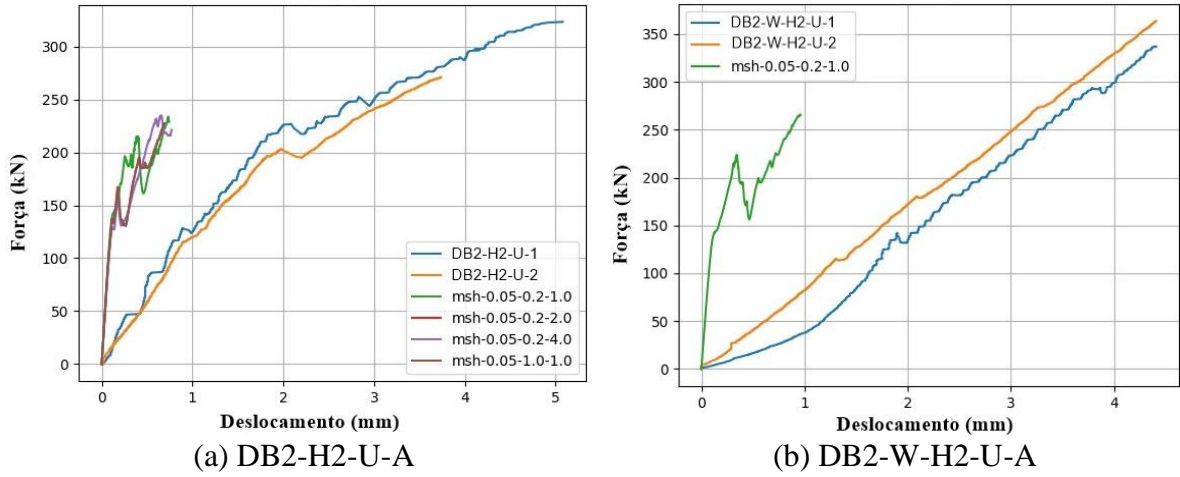


Figura 5.29 – Curvas força-deslocamento para as vigas-parede da Série 2

Da Figura 5.30 à Figura 5.37 é apresentada a comparação dos padrões de fissuração experimentais e numéricos. É apresentado a malha deformada ao final da análise com as aberturas direcionais das fissuras. A deformação foi ampliada usando um fator de escala de 15. Em relação aos modelos numéricos, são mostradas as análises referentes a duas malhas, conforme pode ser observado.

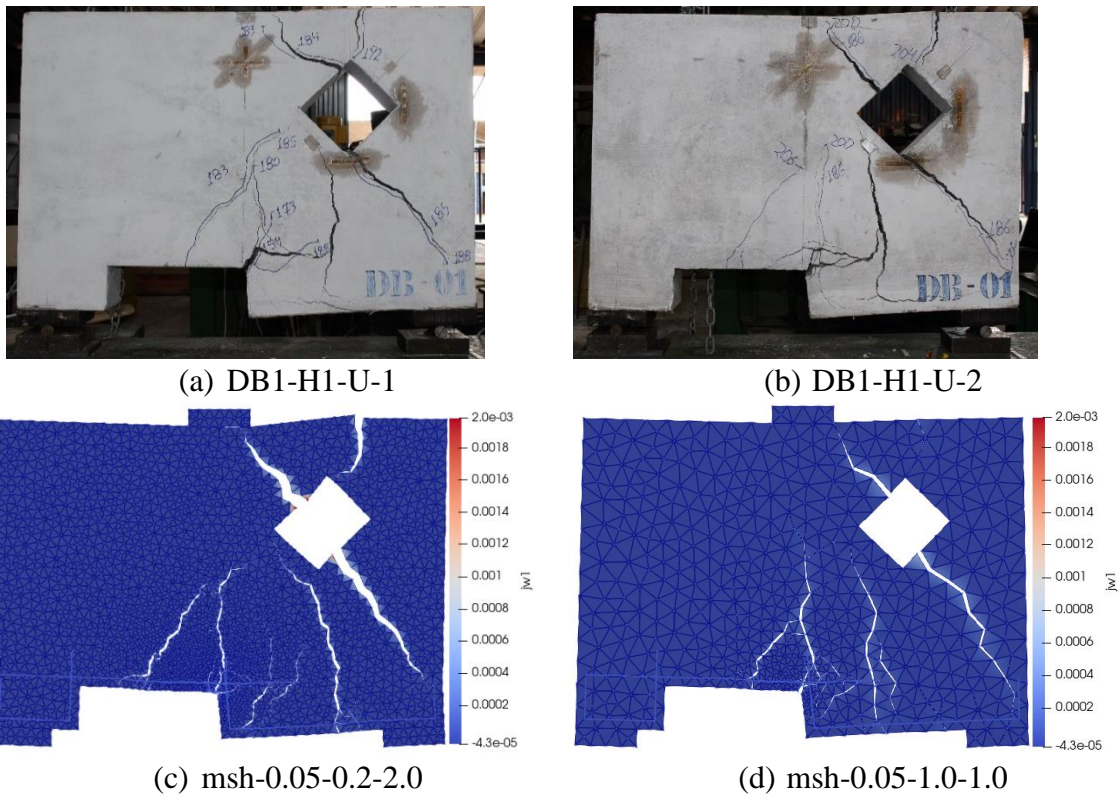
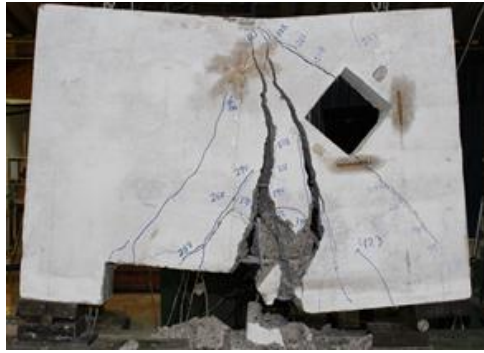


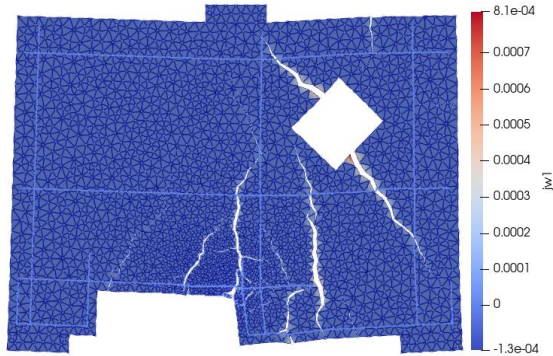
Figura 5.30 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura e sem armadura na alma



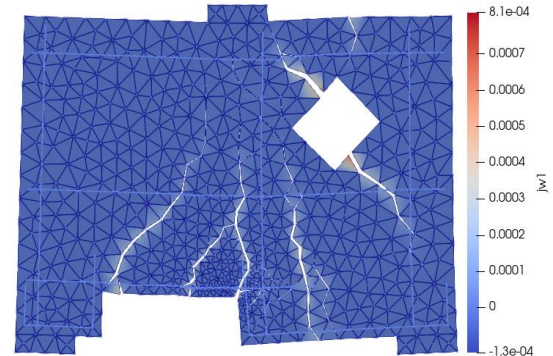
(a) DB1-W-H1-U-1



(b) DB1-W-H1-U-2



(c) msh-0.05-0.2-2.0



(d) msh-0.05-1.0-1.0

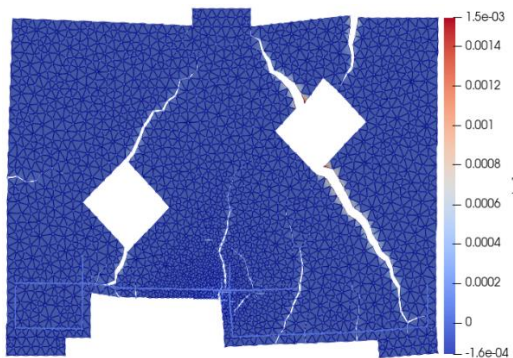
Figura 5.31 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura e com armadura na alma



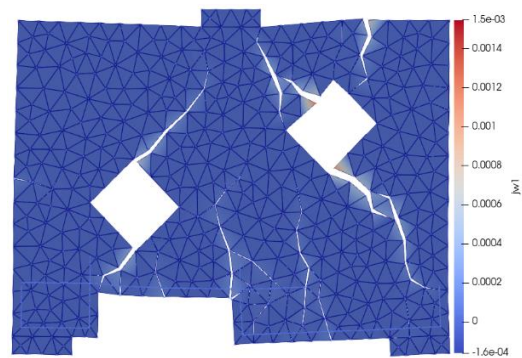
(a) DB1-H2-U-1



(b) DB1-H2-U-2



(c) msh-0.05-0.2-2.0



(d) msh-0.05-1.0-1.0

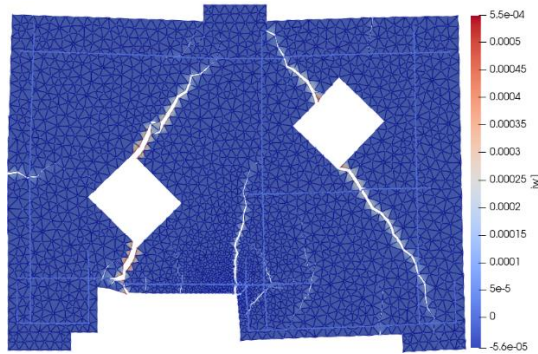
Figura 5.32 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas e sem armadura na alma



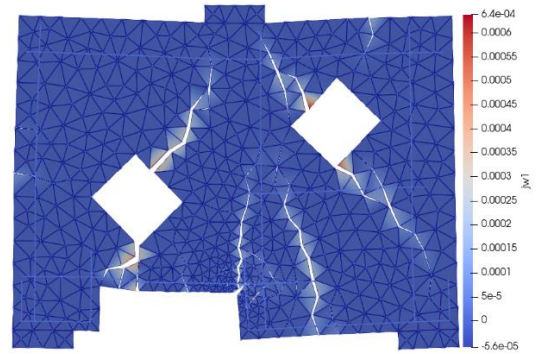
(a) DB1-W-H2-U-1



(b) DB1-W-H2-U-2



(c) msh-0.05-0.2-2.0



(d) msh-0.05-1.0-1.0

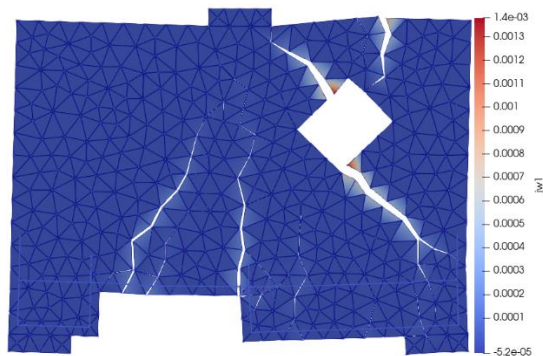
Figura 5.33 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas e com armadura na alm



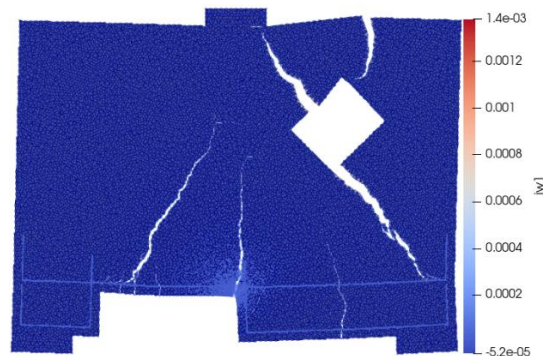
(a) DB2-H1-U-A-1



(b) DB2-H1-U-A-2



(c) msh-0.05-0.2-2.0

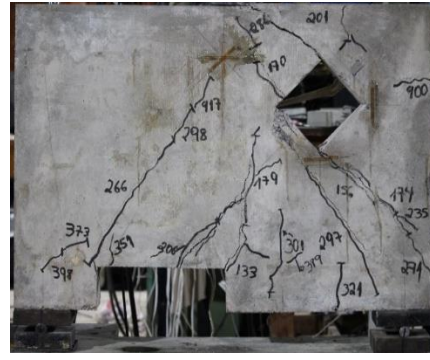


(d) msh-0.05-1.0-4.0

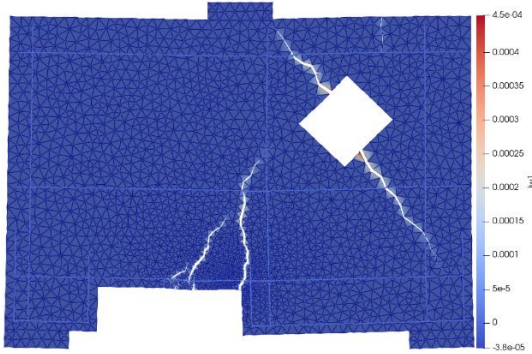
Figura 5.34 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura e sem armadura na alma



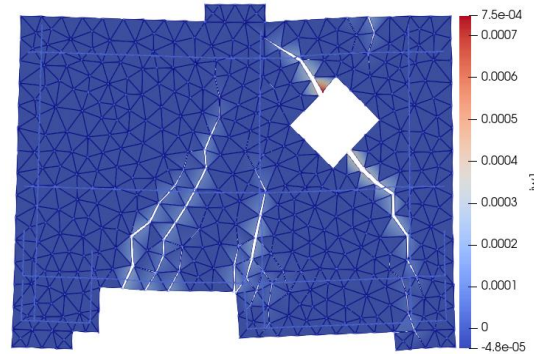
(a) DB2-W-H1-U-A-1



(b) DB2-W-H1-U-A-2



(c) msh-0.05-0.2-2.0

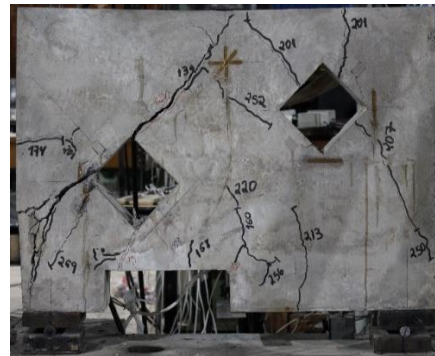


(d) msh-0.05-1.0-1.0

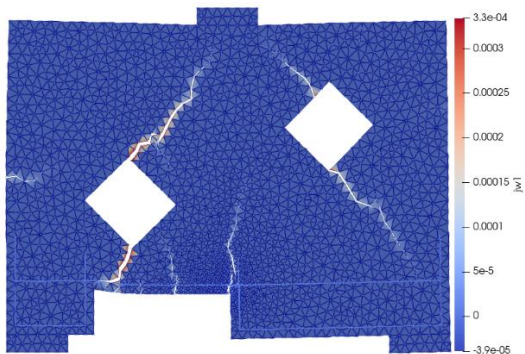
Figura 5.35 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura e com armadura na alma



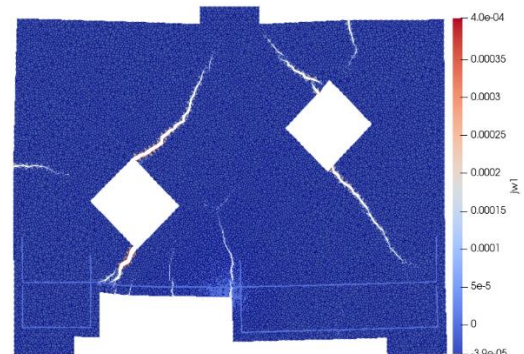
(a) DB2-H2-U-A-1



(b) DB2-H2-U-A-2



(c) msh-0.05-0.2-2.0



(d) msh-0.05-1.0-4.0

Figura 5.36 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e sem armadura na alma

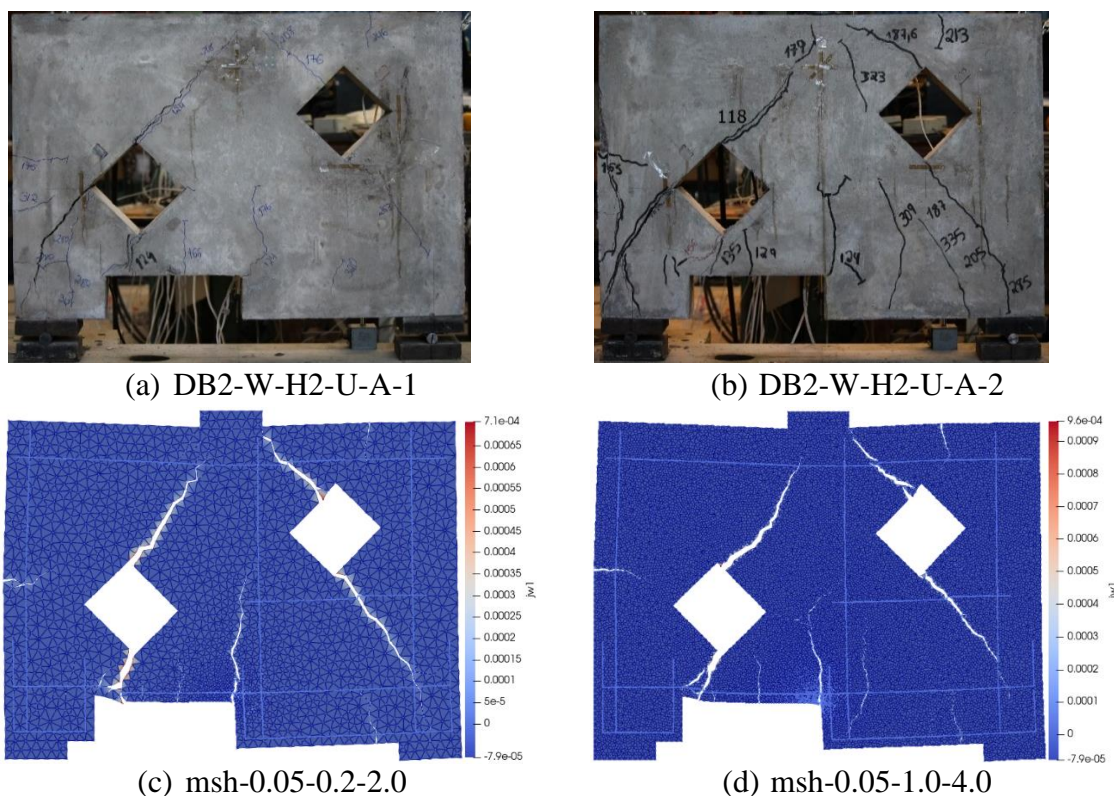


Figura 5.37 – Deformada e padrão de fissuração (abertura direcional das fissuras) para as vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e com armadura na alma

Em relação ao padrão de fissuração das vigas-parede da Série 1 e Serie 2 sem armadura na alma, que apresentaram modo de falha misto (cisalhamento/falha da ancoragem), observa-se que as malhas apresentam os padrões de fissuração por flexão e cisalhamento (próximo as aberturas) parecidos com os experimentais, entretanto, essas vigas-parede apresentaram fissuras com um caminho horizontal acima do entalhe (perda da ancoragem), tal processo não foi representado nos modelos numéricos.

Os padrões de fissura de ambos os resultados (numérico e experimental) das vigas-parede da Série 1 (com uma abertura e com armadura na alma) apresentam direção semelhantes, indo em encontro ao ponto de aplicação do carregamento, como observa-se na Figura 5.31.

No geral, observa-se que na maioria dos padrões de fissuração das vigas-parede, que os modelos numéricos conseguiram representar as fissuras próximas as aberturas e as fissuras de flexão, identifica-se ainda que essas fissuras estão seguindo o mesmo caminho dos resultados experimentais. Em alguns casos, os modelos numéricos não conseguiram representar as fissuras próximas as aberturas conforme verificado nos resultados experimentais.

Da Figura 5.38 à Figura 5.45 é possível visualizar a distribuição de tensões principais (σ_1 e σ_2) nas vigas-parede. Para esta análise são apresentados os resultados de duas malhas tetraédicas. As figuras apresentam ainda o estado deformado, empregando-se um fator de escala 15.

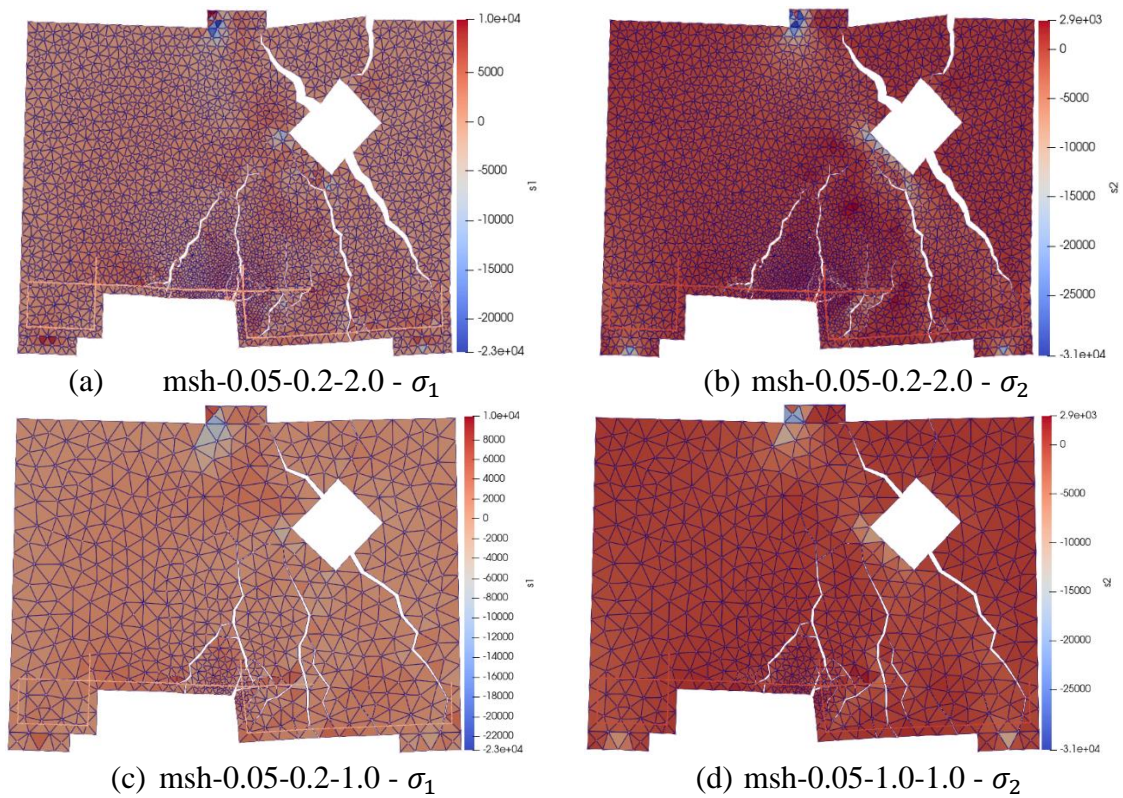


Figura 5.38 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura e sem armadura na alma

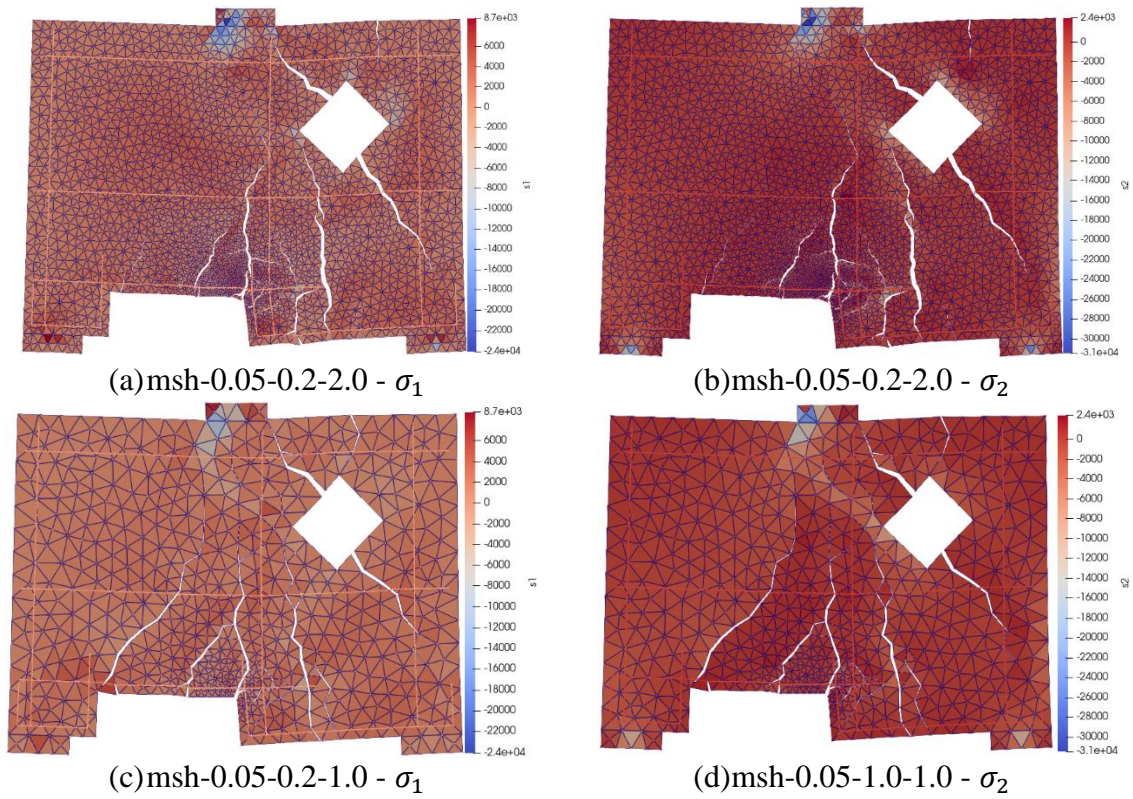


Figura 5.39 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 1 com uma abertura e com armadura na alma

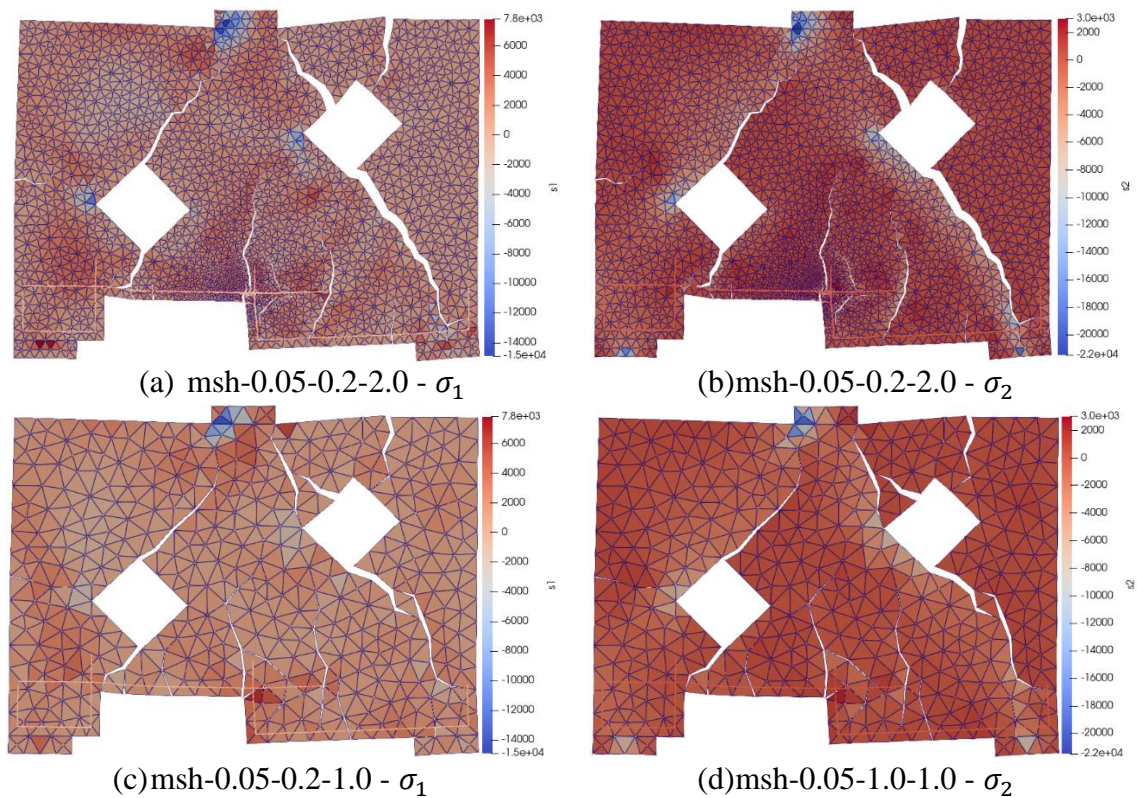


Figura 5.40 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas e sem armadura na alma

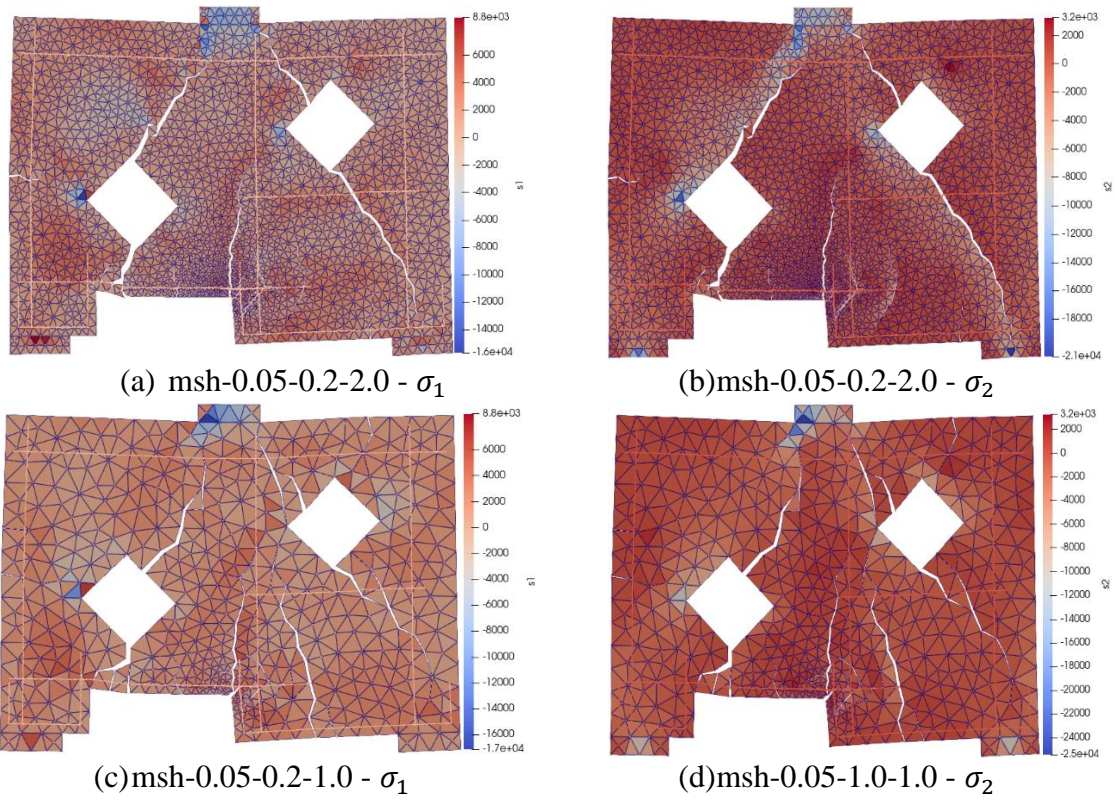


Figura 5.41 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 1 com duas aberturas e com armadura na alma

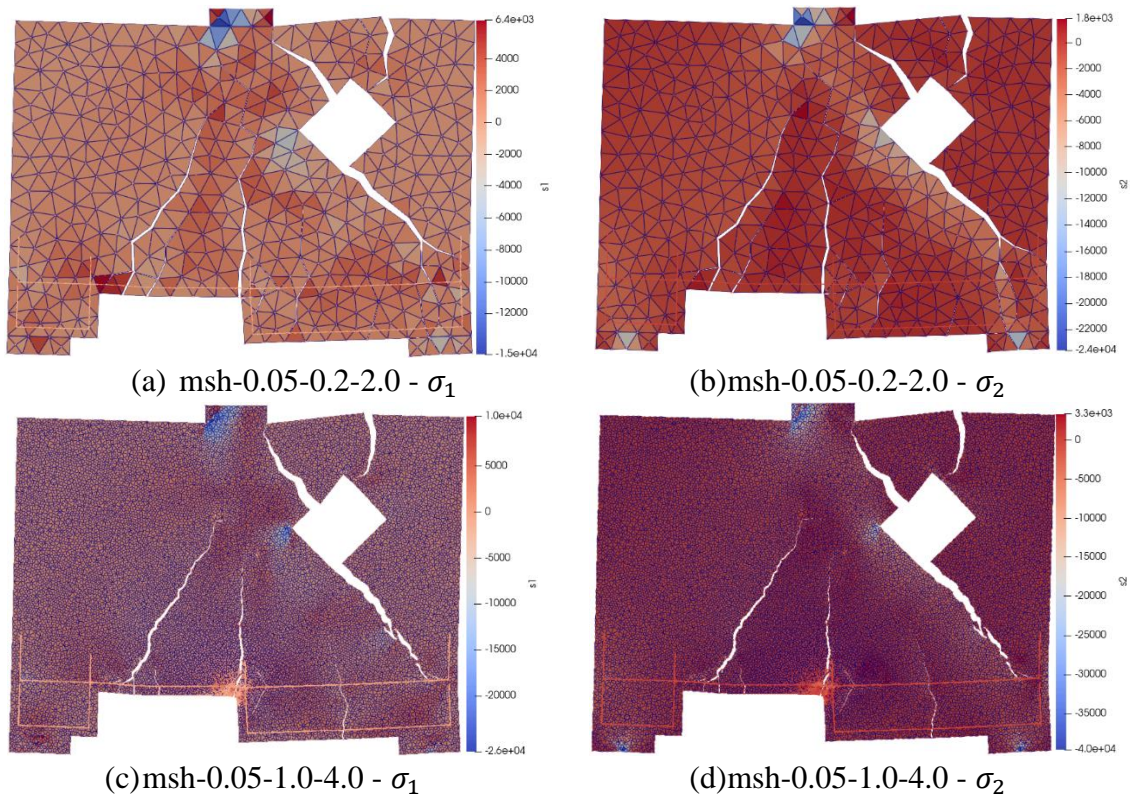


Figura 5.42 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura e sem armadura na alma

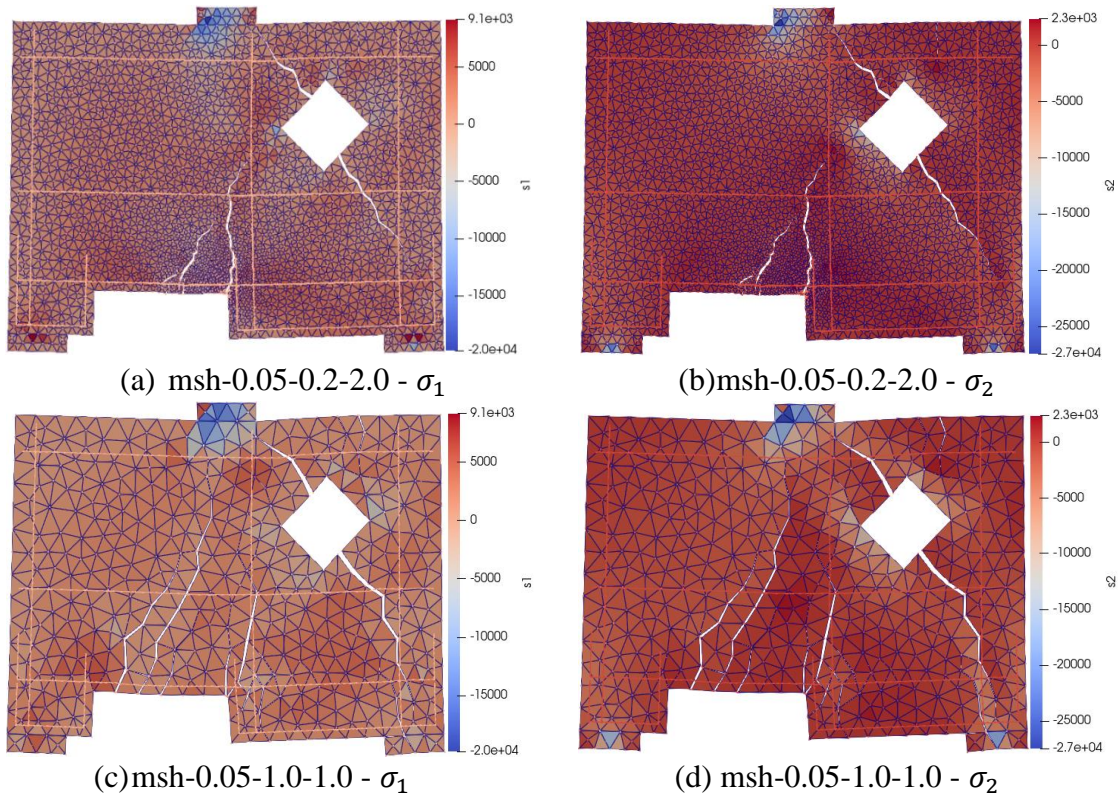


Figura 5.43 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 2 com uma abertura e com armadura na alma

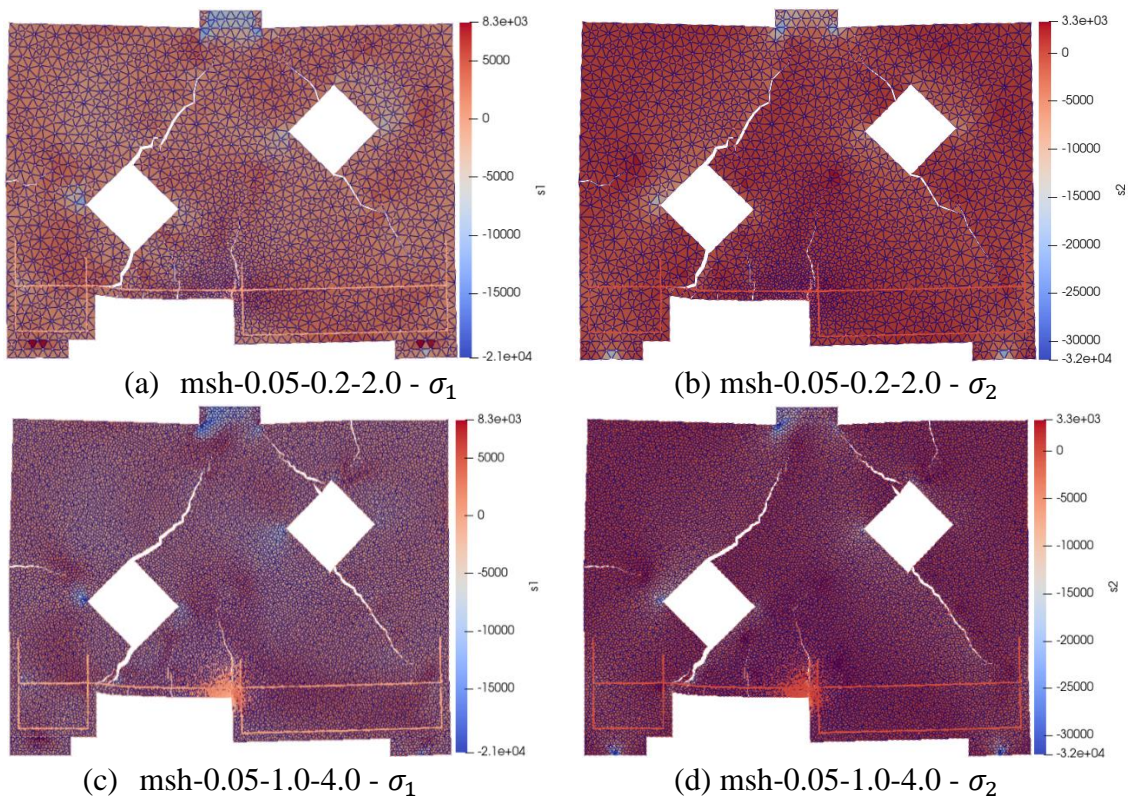
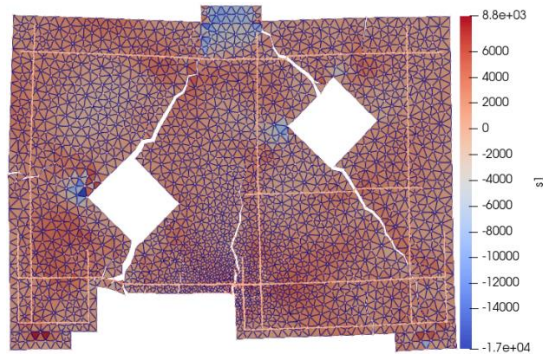
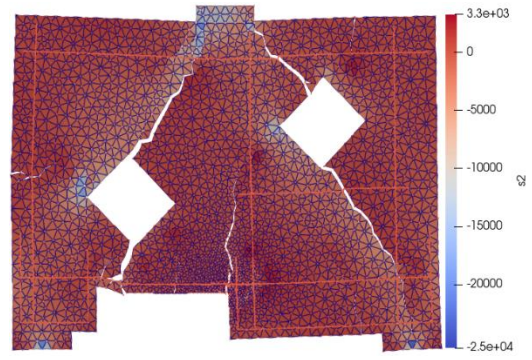


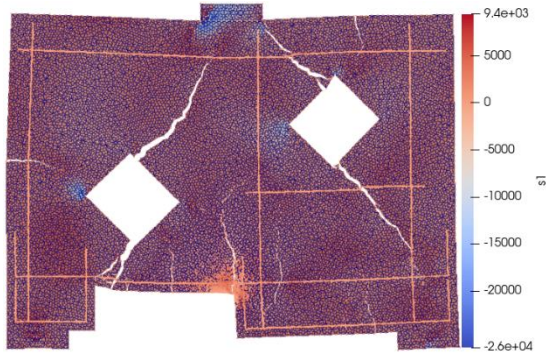
Figura 5.44 – Malha deformada exibindo as tensões principais para as vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e sem armadura na alma



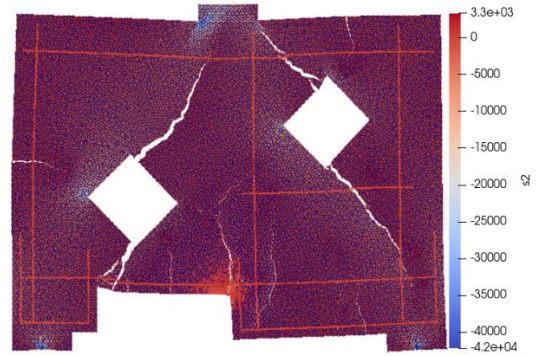
(a) msh-0.05-0.2-2.0 - σ_1



(b) msh-0.05-0.2-2.0 - σ_2



(c) msh-0.05-1.0-4.0 - σ_1



(d) msh-0.05-1.0-4.0 - σ_2

Figura 5.45 – Malha deformada exibindo as tensões principais as vigas-parede da Série 2 com duas aberturas e com armadura na alma

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este trabalho contribuiu para o entendimento e aperfeiçoamento de vigas-parede de concreto armado com descontinuidades geométricas reforçadas à flexão e a flexão/força cortante com fibra de carbono com a técnica híbrida NSM-EBR e de vigas-parede com a mudança da ancoragem das armaduras principais de flexão.

Os estudos demonstraram que a técnica híbrida de reforço utilizada alcançou os objetivos estabelecidos inicialmente. Essa técnica resultou no aumento da capacidade resistente e ductilidade das vigas-parede reforçadas. Para o reforço com CFRP usando a técnica híbrida, a configuração de reforço que apresentou melhor desempenho foi o reforço a flexão/força cortante, usado nas vigas-parede sem armadura na alma e com uma abertura, com um aumento médio de cerca de 182,75%. Para as vigas-parede com armadura na alma e com uma abertura, reforçadas somente a flexão esse aumento foi de 47,79%. Já para as vigas-parede com duas aberturas e sem armadura na alma, e reforçadas a flexão/força cortante esse aumento médio foi de 36,14%, enquanto para vigas-parede com duas aberturas e com armadura na alma e reforçadas a flexão foi de 30,81%.

Quanto à execução do reforço, constatou-se que foi um processo simples, entretanto, exige tempo para execução, em função de ser usado dois materiais compósitos.

A configuração de teste adotada para a realização do estudo experimental mostrou-se eficiente, apresentou bom comportamento e todos os parâmetros planejados puderam ser coletados sem maiores dificuldades.

6.1.1 Resultados experimentais

A capacidade de carga última das vigas-parede de referência é afetada significativamente pela existência de armadura na alma. A presença da armadura na alma, fez com que as vigas-parede apresentassem maior capacidade resistente, gerando um aumento progressivo de ductilidade e das cargas de falha, além de ter sido possível observar o aparecimento de várias fissuras antes das vigas-parede falharem. As armaduras verticais de cisalhamento são capazes de absorver diretamente parte do esforço cortante desenvolvido nas vigas-parede e,

em conjunto com as armaduras horizontais promovem confinamento ao concreto e possibilitam o alcance de tensões resistentes mais altas.

Para as vigas-parede de referência (Série 1) com uma abertura, a utilização de armadura na alma possibilitou um aumento na carga última média cerca de 103,31% em comparação com as vigas-parede correspondentes sem armadura na alma. Já a capacidade de carga última média das vigas-parede com duas aberturas, e que apresentavam armadura na alma, aumentou em 31,4% em comparação com as vigas-parede correspondentes sem armadura na alma.

Para a viga-parede de referência (Série 3) com duas aberturas, a utilização de armadura na alma possibilitou um aumento na carga última de 42,31%, em relação a viga-parede correspondente sem armadura na alma.

A mudança da ancoragem nas armaduras principais de flexão das vigas-parede da Série 2 melhorou a capacidade resistente em relação as vigas-parede de referência (Série 1).

A combinação das técnicas de reforço NSM-EBR usada neste estudo aumentou a capacidade de carga final das vigas-parede reforçadas em relação as vigas-parede de referência da Série 1.

Para os resultados de incremento na capacidade resistente das vigas-parede reforçadas em relação as vigas-parede de referência da Série 3, um aumento médio de 48,54% foi verificado para as vigas-parede com uma abertura e com armadura na alma. Para as vigas-parede com duas aberturas, um aumento de 45,15% foi verificado para as vigas-parede sem armadura na alma, enquanto para as vigas-parede com armadura foi um aumento médio de 28,74%.

Para as vigas-parede reforçadas não foi verificado o descolamento do reforço durante as fases de ensaio.

As vigas-parede de referência sem armadura na alma apresentaram ruptura frágil, envolvendo um modo de falha misto, por cisalhamento e por falha na ancoragem das armaduras principais de tração. As vigas-parede de referência com armadura na alma apresentaram modo de ruptura dúctil.

Os modos de ruptura das vigas-parede reforçadas com uma abertura foram dúcteis, para as vigas-parede sem armadura na alma ocorreu a falha por flexão, seguida da ruptura do reforço externo (EBR) à flexão, para as vigas-parede com armadura na alma a falha ocorreu por cisalhamento.

Os modos de ruptura das vigas-parede reforçadas com duas aberturas foram frágeis, para as vigas-parede sem armadura na alma e com armadura na alma, ocorreram a falha por cisalhamento.

Os modos de ruptura das vigas-parede da Série 2 (vigas-parede que apresentam mudança na ancoragem das armaduras principais de flexão) foram dúcteis e envolveram uma parcela de contribuição da flexão na ruptura.

Para os resultados de deslocamentos verticais das vigas-parede de referência (Série 1), todas as vigas-parede com armadura na alma apresentaram melhorias significativas de deformabilidade, que foram acompanhadas por maiores deslocamentos finais, em relação as vigas-parede de referência correspondentes sem armadura na alma.

Para os resultados de deslocamentos verticais das vigas-parede reforçadas e sem armadura na alma, a configuração de reforço à flexão/cisalhamento usada, resultou no aumento de capacidade resistente e ductilidade em relação as vigas-parede de referência correspondentes.

Para os resultados de deslocamentos verticais das vigas-parede da Série 2 sem armadura na alma, o sistema de ancoragem usado resultou no aumento de capacidade resistente e ductilidade em relação as vigas-parede de referência correspondentes da Série 1.

Para os resultados de deslocamentos verticais das vigas-parede da Série 2, as vigas-parede com armadura na alma apresentaram maior capacidade resistente, mas menor ductilidade se comparadas as vigas-parede de referência correspondentes da Série 1.

Para os resultados de deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede de referência (Série 1), as vigas-parede com armadura na alma apresentaram maior capacidade de carga e níveis mais elevados de deformação nas armaduras principais de tração, em relação as vigas-parede sem armadura na alma.

Para as deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede da Série 2, as vigas-parede com somente uma abertura apresentaram deformações superiores as vigas-parede correspondentes com duas aberturas.

Para as deformações nas armaduras de flexão das vigas-parede com armadura na alma e reforçadas à flexão, constatou-se que as vigas-parede com duas aberturas apresentaram deformações inferiores em relação as vigas-parede de referência correspondentes (sem reforço). Isso pode ser atribuído ao encontro do reforço com as principais tensões de tração que estavam ocorrendo nas vigas-parede.

Para os resultados de carga de fissuração, as vigas-parede reforçadas apresentaram menores relações entre a carga de fissuração e carga de falha, em comparação com as vigas-parede de referência.

6.1.2 Resultados numéricos

Diante dos resultados numéricos obtidos verifica-se que apesar de não ter uma boa correlação entre os resultados de força-deslocamento com os experimentais, os modelos numéricos conseguiram capturar bem os modos de ruptura. Além disso, as fissuras seguem o mesmo caminho dos resultados experimentais. Porém, em alguns casos os modelos numéricos não conseguiram representar algumas fissuras nos cantos das aberturas e a fissura com um caminho horizontal acima do entalhe (perda da ancoragem).

Cabe destacar que o programa computacional empregado no estudo está em fase de desenvolvimento e este estudo é uma avaliação para melhorar o seu desenvolvimento.

6.1.3 Sugestões para trabalhos futuros

Neste item serão apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros baseadas nas observações durante essa pesquisa. São elas:

- Realizar ensaios em vigas-parede com descontinuidades geométricas variando-se as taxas de armadura de flexão e cisalhamento, condições de apoio;
- Realizar ensaios variando-se as taxas de reforço, localização do reforço, e a técnica de reforço usada (EBRIG, EBROG, NSM, EBR);
- Realizar análises numéricas das vigas-parede reforçadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-19) and Commentary (ACI 318 RM-19)**. Farmington Hills, 2019.

ACI 440.2R-17. **“Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”**. Reported by ACI Committee 440, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738- Concreto Procedimento para moldagem e cura de corpos de provas**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739 -Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6892:1- Materiais metálicos — Ensaio de Tração - Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222 - Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522-Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 67- Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto Armado – procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.

ASTM. **ASTM D3039: Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials**. [S.l.], p. 1-13. 2000.

ASTM. **ASTM D638: Standard Test Method for Tensile Properties of Plastics**. [S.l.], p. 1-17, 2014.

ABED, H. S., AL-SULAYFANI, B. J. **Experimental and analytical investigation on effect of openings in behavior of reinforced concrete deep beam and enhanced by CFRP laminates**. Structures 48, pp. 706-716, 2023.

- ABDEL-KAREEM, A. H., EL-AZAB, I. A. **Behavior of Concrete Deep Beams Reinforced with Inclined Web Reinforcement around Different Opening Shapes.** Advan. Res. vol. 20, pp.1–12, 2019.
- ABDULJALIL, B. S. **Shear Resistance of Reinforced Concrete Deep Beams with Opening Strengthened by CFRP.** Journal of Engineering and Development, Vol. 18, p. 14-32, 2014.
- ABREU NETA, I. C. **Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com lâminas de cfrp utilizando a técnica NSM.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.
- AL-BAYATI N, BASSMAN M, MUROOJ F. **Strengthening of self-compacting reinforced concrete deep beams containing circular openings with CFRP.** MATEC Web of Conferences 162: 04015, 2018.
- ALLAWI, A. A., OUKAILI, N. H., JASIM, W. A. **Strength compensation of deep beams with large web openings using carbon fiber–reinforced polymer Sheets.** Advances in Structural Engineering, Vol. 24, p. 165-182, 2021.
- ANDERMATT, M.F. E LUBELL, A.S. **Behavior of concrete deep beams reinforced with internal fiber-reinforced polymer – Experimental study,** ACI Struct. J., vol. 110, no. 4, pp. 585–594, 2013.
- ANGELAKOS, D., BENTZ, E. C., & COLLINS, M. P. **Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members.** ACI Structural Journal, v. 98, n. 98, pp. 290– 300, 2001.
- ARABZADEH, A., KARIMIZADEH H. **Experimental study of RC deep beams with opening and FRP composites installed by means of EBR and EBROG methods.** Construction and Building Materials 208, 780–791, 2019.
- ASHOUR, A.F., RISHI, G. **Tests of reinforced concrete continuous deep beams with web openings.** ACI Structural Journal 97 (5): 418–426, 2000.
- AZEVEDO, C. R. **Comportamento monotónico e cíclico de vigas de betão armado reforçadas à flexão por inserção de laminados de CFRP.** Tese de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, 91 pp, 2011.

- BARROS, J. A. O., DIAS, S. J. E., & LIMA, J. L. T. **Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams.** Cement & Concrete Composites, 29, 203–217, 2007.
- BARROS, J. A. O., e FORTES, A. S. **Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits.** Cement & Concrete Composites, 27, 471–480, 2005.
- BLASCHKO, M., and ZILCH, K. **Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits.** Proc. of ICCM 12 conference, 1-7, Paris, France, 1999.
- CAMPIONE, G.; MINAFÒ, G. **Behaviour of concrete deep beams with openings and low shearspan-to-depth ratio.** Engineering Structures, Elsevier Ltda, v.41, p.294-306, 2012. ISSN0141-0296. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.055>>.
- CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. **CSA-A23.3 – Design of concrete structures.** Ontario, 2004.
- CARLOS, G. Q. F., GUSTAVO, P. M., AND JAMES, K. W. “**Strength of Struts in Deep Concrete Members Designed Using Strut-and-Tie Method,**” ACI Structural Journal, V. 103, No. 4, pp. 577-586, 2006.
- CARNEIRO, R. J. F. M. **Análise de vigas protendidas de pontes reforçadas à flexão com polímeros estruturados com fibras de carbono submetidas a carregamentos estático e cíclico.** 330 p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília – DF, Brasil, 2006.
- CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono.** Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2002.
- CARVALHO, T. S. **Reforço à flexão de vigas de betão armado com Compósitos de cfrp.** 185 p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- CEB/FIP. **Model Code 2010 fib Model Code for Concrete Structures 2010.** Comitè Euro-Internatiomal du Bèton. Lausana, 2013.

- CHIN, S. C. e DOH, S. I. **Behaviour of reinforced concrete deep beams with openings in the shear zones**. J. Eng. Technol., vol. 6, no.1, pp. 60–71, 2015.
- De LORENZIS, L., NANNI, A. **Shear strengthening of reinforced concrete beams with NSM fiber-reinforced polymer rods**. ACI Struct J ;98(1):60–8, 2001.
- De SOUZA NETO, E. a., PERIC, D., & OWEN, D. R. J. **Computational methods for plasticity**. John Wiley & Sons, Chichester - UK. p. 791, 2008. doi:10.1002/9780470694626.
- DHAHIR, M. K. **Stur and Tie Modeling of Deep Beams Shear Strengthened With FRP Laminates**. Composite Structures, Babylon, Iraque, v. 193, p. 247 - 259, 2018. ISSN DOI : 10.1016/j.compstruct.2018.03.073.
- DIAS, S. J. E. **Investigação experimental e analítica no reforço ao corte de vigas de betão armado com a técnica de inserção de laminados de CFRP**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, 391 pp, 2008.
- DURAND, R., VIEIRA J.F. AND FARIAS, M.M. **Numerical analysis of bonded and unbonded prestressed RC beams using cohesive and non-compatible rod elements**. Engineering Structures, v. 288, 2023.
- DURAND, R., SILVA, F.M., PEDROSO, D.M., MESCHKE, G.: **Reinforcing bars modelling using a rod–solid interface element without the need for mesh compatibility**. Finite Elem. Anal. Des. 197, 103634, 2021. DOI 10.1016/j.finel.2021.103634.
- DURAND, R. AND SILVA, F. H. B. T. **Three-dimensional modeling of fracture in quasi-brittle materials using plasticity and cohesive finite elements**. International Journal of Fracture, v. 228, pp. 45-70, 2021.
- DURAND, R. AND SILVA, F. H. B. T. **A Coulomb-based model to simulate concrete cracking using cohesive elements**. International Journal of Fracture 220: 17 - 43. 2019. doi:10.1007/s10704-019-00395-5.
- DURAND, R., FARIAS, M.M., PEDROSO, D.M. **Computing intersections between non-compatible curves and finite elements**. Computational Mechanics 56(3), 463–475, 2015. DOI 10.1007/s00466-015-1181y
- DURAND, R., & FARIAS, M. **Nonlinear joint element for the analysis of reinforcement**. São Paulo: World Congress on Computational Mechanics, 2012.

- EIBL, J., STEMPNIEWSKI, L., RABCZUK, T.: **Untersuchungen zum endbereich von im spannbett vorgefertigten fertigteiltragern–hohlplatten**. Abschlussbericht, Institut fuer Massivbau und Baustofftechnologie, Universitaet Karlsruhe, 2001.
- EL-HACHA, R., and RIZKALLA, S.H. **Near-surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures**. ACI Structural Journal, 101(5), 717-726, 2004.
- EL-MAADDAWY, T. e EL-ARISS, B. **Behavior of Concrete Beams with Short Shear Span and Web Opening Strengthened in Shear with CFRP Composites**. Journal of Composites for Construction, Vol. 16, p. 47-59, 2012.
- EL-MAADDAWY, T. e SHERIF, S. **FRP composites for shear strengthening of reinforced concrete deep beams with openings**. Composite Structures, Vol. 89, p. 60-69, 2009.
- EL-MIHILMY, M. T. & TEDESCO, J. W. **Deflection of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Plates**. ACI Structural Journal, Vol. 97 EUA, 2000.
- FERNANDES, H. H. F. **Aplicação de um Modelo de Dano Isotrópico Escalar na Análise de Vigas Parede de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2010.
- FOLEY, C. M., & BUCKHOUSE, E. R. **Strengthening Existing Reinforced Concrete Beams for Flexure Using Bolted External Structural Steel Channels**. Structural Engineering Report MUST- 98-1. Milwaukee, p. 72. 1998.
- GARCEZ, M. R. **Alternativas para Melhoria no Desempenho de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas pela Colagem de Polímeros Reforçados com Fibras**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul Escola de Engenharia. Porto Alegre, 2007.
- GEUZAINÉ, C., REMACLE, J.F.: **Gmsh: A 3-d finite element mesh generator with built-in pre- and postprocessing facilities**. International Journal for Numerical Methods in Engineering 79(11), 1309–1331, 2009. doi 10.1002/nme.2579.
- GODAT, A. AND CHAALLAL, O. **Strut-and-tie method for externally bonded FRP shear-strengthened large-scale RC beams**. Compos. Struct., vol. 99, pp. 327– 338, 2013.

- GUIMARAES, G.B. **Análise Experimental de Vigas-Parede de Concreto Armado Enrijecidas por Pilares Laterais**. M.Sc. Thesis, Dept. of Civil Engineering, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1980.
- HASSAN, S. A. E ALI, M. K. **Effect of web Opening shape on the behavior of the hybrid reinforced concrete beam under repeated loading**. J. Eng. Sust. Dev. vol. 23, no. 03, pp. 128–141, 2019.
- HASSAN, T. & RIZKALLA, S. **FRP Reinforcing Bars for Bridge Decks**. Canadian Journal for Civil Engineering”, Vol. 27, Alberta, Canada, 2001.
- HAWILEH R, NASER M, ABDALLA J.A. **Finite element simulation of reinforced concrete beams externally strengthened with short length CFRP plates**. Composites Part B 45(1): 1722–1730, 2013.
- HAWILEH, R.A., MAADDAWY, T.A.E. AND NASER, M.Z. **Nonlinear finite element modelling of concrete deep beams with openings strengthened with externally-bonded composites**. Mater. Des., 42, 378-387, 2012.
- HEIZA, K. M.; MELEKA, N. N. e ELWKAD, N. Y. **Shear Strengthening of Self-Compacting Reinforced Concrete Deep Beams With External Bonded Layers**. Concrete Research Letters, Vol. 3, No.4, p. 507-527, 2012.
- HORDIJK, D. A., **Local approach to fatigue of concrete**. PhD thesis, TU Delft, Delft University of Technology, 1991.
- HUSSAIN, Q. AND PIMANMAS, A. **Shear strengthening of RC deep beams with sprayed fibre-reinforced polymer composites (SFRP) and anchoring systems: part 1. Experimental study**. Eur. J. Environ. Civ. Eng., vol. 20, no. 1, pp. 79–107, 2016.
- HUSSIEN O, ELAFANDY T, ABDELRAHMAN A, BAKY SA, NASR E. **Behavior of bonded and unbonded prestressed normal and high strength concrete beams**. HBRC J, 2012. <http://dx.doi.org/10.1016/j.hbrcj.2012.10.008>.
- JARDIM, L. L. **Análise Experimental de Vigas Parede com Concreto de Alta Resistência Reforçadas ao Cisalhamento**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 1998.

- JASIM, W. A., ALLAWI, A. A., E OUKAILI, N. K. A. **Effect of Size and Location of Square Web Openings on the Entire Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams.** Civ. Eng. J., vol. 5, no. 1, p. 209, 2019.
- JASIM, W. A., TAHNAT, Y. B. A. e HALAHLA, A. M. **Behahavior of reinforced concrete deep beam with web openings strengthened with (CFRP) sheet.** Structures, Vol. 26, 2020.
- JUVANDES, L. F. P.; MARQUES, A. T. e FIGUEIRAS, J. A. **Materiais Compósitos no Reforço de Estruturas de Betão.** Relatório Técnico, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1996.
- KABELE, P., ČERVENKA, V., & ČERVENKA, J. **Example Manual ATENA Engineering.** Červenka Consulting s.r.o. Prague, 2010.
- KHALIFA, A. M. **Flexural performance of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips.** Alexandria Engineering Journal, volume 55, pag. 1497-1505, 2016.
- KIOUSIS, P. D. *et al.* **Truss Modeling of Concrete Columns in Compression.** Journal of Engineering Mechanics, v. 136, n. August, p. 1006–1014, 2010.
- KIM, H. S. and SHIN, Y. S. **Flexural behavior of reinforced concrete (RC) beams retrofitted with hybrid fiber polymers (FRPs) under sustaining loads.** Journal Composite Structures 93, Department of Architectural Structural Engineering, Ewha Women University, Seoul - Republic of Korea, 2010.
- KIM, Y. J., HMIDAN, A., YAZDANI S. **Variable shear span-depth ratios for reinforced concrete beams strengthened with various carbon fiber-reinforced polymer configurations.** ACI Structural Journal, 2015. <https://doi.org/10.14359/51687712>.
- KIM, Y., K. QUINN, W. M. GHANNOUM e J. O JIRSA. **Strengthening of reinforced concrete T-beams using anchored CFRP materials.** ACI Structural Journal 111.5, p. 1027, 2014.
- KONG, F.K. AND SHARP, G.R. **Structural idealization for deep beams with web openings,** Mag. Concrete Res., 29(99), 81-91, 1977.
- KONG, F.K. E SHARP, G.R. **Shear strength of lightweight reinforced concrete deep beams with web openings,** Inst. Struct. Eng., vol. 51, pp. 267–275, 1973.

- KUMARI, A., NAYAK, A.N. **An experimental approach for strengthening of RC deep beams with web openings using GFRP fabrics and gas actuated fasteners.** J. Buil. Eng. Vol. 35, 2021.
- KUMAR H. G. **Experimental and numerical studies on behaviour of FRP strengthened deep beams with openings.** PhD Dissertation, MSc Thesis, National Institute of Technology, Rourkela, 2012.
- LENWARI, A. and THEPCHATRI, T. **Experimental Study on RC Beams Strengthened with Carbon and Glass Fiber Sheets.** Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University, Engineering journal: volume 13, Bangkok – Thailand, 2009.
- LEONHARDT, F.; WALTHER, R. **Beiträge zur behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau.** Beton und Stahlbetonbau. v. 57. n. 7. Jul. 1962.
- LEONHARDT, F. **Poutres-Cloisons: Estructures planes charges parallèlement à leur plan moyen.** Comité Européen du Béto. Bulletin D'information.n.65, p. 1-113. Paris, 1968.
- LENS, L.N., BITTENCOURT, E., D'AVILA, V.M.: **Constitutive models for cohesive zones in mixed-mode fracture of plain concrete.** Engineering Fracture Mechanics 76(14), 2281–2297, 2009.
- LIU, D., Qin, F., Di, J., ZHANG, Z. **Flexural behavior of reinforced concrete (RC) beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) and ECC.** Case Studies in Construction Materials 19, e02270, 2023.
- LU W-Y, YU H-W, CHEN C-L, LIU S-L, CHEN T-C. **High-strength concrete deep beams with web openings strengthened by carbon fiber reinforced plastics.** Computers and Concrete 15(1): 21–35, 2015.
- MACHADO, A. **Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono.** Viapol. 120 p, 2010.
- MANSUR, M. **Effect of openings on the behaviour and strength of R/C beams in shear.** Cem. Concr. Compos., 20(6), 477–486, 1998.
- MANSUR, M., e ALWIS, W. **Reinforced fibre concrete deep beams with web openings.** International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 6(4), 263–271, 1984.

- MANSUR, M., TAN, K.-H., e WEI, W. **Effects of creating an opening in EXISTING BEAMS**. STRUCTURAL JOURNAL, 96(6), 899–905, 1999.
- MANSUR, M.A. E ALWIS, W. A. **Reinforced fibre concrete deep beams with web openings**. Int. J. Cem. Compos. Light. Concr., vol. 6, pp. 263–271, 1984.
- MASHREI, M; A., MAKKI, J.S., E SULTAN, A.A. **Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets with Grooves**. Journal of solids and Structures, 2019. Disponível:<http://dx.doi.org/10.1590/1679-78255514>.
- MASHREI, M.A.; MAKKI, J. S.; SULTAN, A. A. **Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets with Grooves**. Latin American Journal of Solids and Structures, v. 16, n. 4, 2019.
- MEIER, U. **“Fibrous Composites in Structural Engineering”**, V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, Brasil, 2003.
- MELO, G. S. S. A. **Análise paramétrica de vigas-parede de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. 1984.102 p. Tese (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1984.
- MICHAEL, D. BROWN, AND OGUZHAN, B. **Design of Deep Beams Using Strut-and-Tie Model _ Part I: Evaluating U.S Provisions**, ACI Structural Journal, V. 105, No.4, pp. 395–404, 2008.
- MIRANDA, A. C. D. O. *et al.* **Fatigue life and crack path predictions in generic 2D structural components**. Engineering Fracture Mechanics, v. 70, n. 10, p. 1259–1279, 2003.
- MIRANDA, A. C. D. O. *et al.* **Fatigue life prediction of complex 2D components under mixed-mode variable amplitude loading**. International Journal of Fatigue, v. 25, p. 1157–1167, 2003.
- MOFIDI, A. e O. CHAALLAL. **Effect of steel stirrups on shear resistance gain due to externally bonded fiber-reinforced polymer strips and sheets”**. Em: ACI Structural Journal 111.2, p. 353, 2014.
- MOHAMED, K. A. A .R. **Performance and strut efficiency factor of concrete deep beams reinforced with GFRP bars**. PhD dissertation, Université de Sherbrooke, 2015.
- MOHAMMAD, MOHAMMADHASSANI, MOHD ZAMIN BIN JUMAAT, MOHAMED CHEMROUK, ALI GHASEMI, S. J. S. HAKIM, AND RAFIEIPOUR NAJMEH. **An**

Experimental Investigation of the Stress-Strain Distribution in High Strength Concrete Deep Beams. Procedia Engineering, The Proceedings of the Twelfth East Asia Pacific Conference on Structural Engineering and Construction EASEC12, 14: 2141–50, 2011.

MOSTOFINEJAD, D., SHAMELI, S. M., & HOSSEINI, A. **EBROG and EBRIG methods for strengthening of RC beams by FRP sheets.** European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2014 .

MOSTOFINEJAD, D., MOGHADDAS, A. **Bond efficiency of EBR and EBROG methods in different flexural failure mechanisms of FRP strengthened RC beams.** Construction and Building Materials, volume 54, Pages 605-614, 2014.

MOSTOFINEJAD D., SHAMELI S.M. **Externally bonded reinforcement in grooves (EBRIG) technique to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams.** Constr Build Mater 38:751–758, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.030>.

MOSTOFINEJAD, D., SHAMELI, S. M., & HOSSEINI, A. **Experimental study on the effectiveness of EBROG method for flexural strengthening of RC beams.** Proceedings of Sixth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2012), Rome, Italy, 2012.

MOSTOFINEJAD, D., E MAHMOUDABADI, E. **Grooving as alternative method of surface preparation to postpone debonding of FRP laminates in concrete beams.** Journal of Composites for Construction, 14, 804–811, 2010.

NANNI, A.; KHALIFA, A.; ALKHRDAJI, T. & LANSBURG, S. **Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement.** Concrete International, EUA, 1999.

NEPOMUCENO, C. L. **Análise de vigas parede aplicando modelo de biela e tirante e microtreliça.** 160p. Tese (Dissertação de Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília-DF, 2012.

OSMAN, B. H., WU, E., JI, B., and ABDULHAMEED, S. S. **Repair of pre-cracked reinforced concrete (RC) Beams with openings strengthened using FRP sheets under sustained load.** Int. J. Concr. Struct. Mater., vol. 11, no. 1, pp. 171–183, 2017.

PANTOJA, J. C. **Cálculo da Carga de Colapso Plástico de Vigas Parede Via Modelagem Numérica.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

PERERA, R., HUERTA, M. C., BAENA, M., and BARRIS, C. **Analysis of FRP-Strengthened Reinforced Concrete Beams Using Electromechanical Impedance Technique and Digital Image Correlation System.** Adv. Sem. Tech. Struct. Heal. Monit. Applic. Sensores, 23 (21), 8933, 2023.

PESSI, S. L. **Análise teórica-experimental de vigas de concreto armado reforçadas com laminados de polímeros reforçados com fibras de carbono (prfc) com e sem protensão.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2022.

RASHEED, H. A., HARRISON, R. R., PETERMAN, R. J., & ALKHRDAJI, T. **Ductile strengthening using externally bonded and near surface mounted composite systems.** Composite Structures, 92, 2379–2390, 2010.

RAY SP. **Deep beams with web openings.** Reinforced Concrete Deep Beams: 60–94, 1991.

RIZZO, A., & De LORENZIS, L. **Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement.** Construction and Building Materials, 23(4), 1555–1567.doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.08.014, 2009.

RODRIGUES, T. L. F. AND DURAND R. **Numerical modeling of steel fiber reinforced concrete using cohesive elements.** Journal of Building Pathology and Rehabilitation, v. 8, 2023.

ROJAS, N. R. **Análise computacional de vigas reforçadas ao cisalhamento com sistemas eb-frp: efeitos da interação estribos – fibras.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

SAHOO, D.R. , FLORES, C.A. E CHAO, S.H. **“Behavior of steel fiber-reinforced concrete deep beams with large opening.** ACI Struct. J., vol. 109, pp. 193-204, 2012.

SANTOS, G. S. **Aplicação de mantas de polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como reforço à punção em lajes lisas de concreto armado.** Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 004A/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2014.

SABZI J., ESFAHANI M.R., OZBAKKALOGLU T., FARAHI B. **Effect of concrete strength and longitudinal reinforcement arrangement on the performance of reinforced concrete beams strengthened using EBR and EBROG methods.** Eng Struct 205:110072, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110072>.

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. **Toward a consistent design of structural concrete**. Special Report, PCI Journal, 32(3):74-150, 1987. Doi: 10.15554/pcij.05011987.74.150.

SHANMUGAM, N. E. E SWADDIWUDHIPONG, S . **Strength of fibre reinforced concrete deep beams containing openings**. Int. J. Cem. Compos. Light. Concr., vol. 10, pp. 53–60, 1988.

SILVA, F. H. B. T. **Modelagem tridimensional de fratura em materiais quase frágeis com aplicações em fraturamento hidráulico usando elementos finitos**. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília – DF, Brasil, 2021.

SILVA FILHO, J. N. **Análise Experimental de Vigas “T” em Concreto Armado Reforçadas à Flexão com FRP Submetidas a Carregamentos Pseudo-estático e Cíclicos**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 005 A/05 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 308p, 2005.

SILVA, J. R. **Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro**. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília – DF, Brasil, 2014.

SILVA, J. D. P. **Comportamento ao fogo de vigas de betão armado reforçadas à flexão com laminados de fibras de carbono (CFRP)**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, 2013.

SMITH, S. T. & TENG, J. G. **FRP Strengthened RC Beams**”, Engineering Structures, Vol. 24, EUA, 2002.

TAN, K. H., KONG, F. K., TENG, S., AND WENG, L. W. **Effect of Web Reinforcement on High Strength Concrete Deep Beams**. ACI Structural Journal, V. 94, No. 5, pp. 572-581, 1997.

TAN, K., MANSUR, M., AND WEI, W. **Design of reinforced concrete beams with circular openings**. ACI Struct. J., 98(3), 407–415, 2001.

- TAN, K.H. E HU, O.E. **Large reinforced-concrete deep beams with web openings: Test and strut-and-tie results,**” *Magaz. Concr Res.*, vol. 59, pp. 423–434, 2007.
- TAO X, DU G. **Ultimate stress of unbonded tendons in partially prestressed concrete beams.** *PCI J* 1985;30(6):72–91. 1985.
- TEERANI, B. N., MOSTOFINEJAD, D., HOSSEINI, S. M. **Experimental and analytical study on flexural strengthening of RC beams via prestressed EBROG CFRP plates.** *Eng Struct*, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109395>.
- TORABIAN, A., ISUFI, B., MOSTOFINEJAD, D., RAMOS, A. P. **Flexural strengthening of flat slabs with FRP composites using EBR and EBROG methods.** *Engr. Struct.*, vol. 211, 2020.
- TRIANAFYLLOU, G.G.; ROUSAKIS, T.C.; KARABINIS, A.I. **Corroded RC Beams Patch Repaired and Strengthened in Flexure with Fibre-Reinforced Polymer Laminates.** *Compos. Part B Eng.*, 112, 125–136, 2017.
- TSENG, C.C., HWANG, S.J. E LU, W.Y. **“Shear strength prediction of reinforced concrete deep beams with web openings,”** *ACI Struct. J.*, vol.114, pp. 1569–1579, 2017.
- VIEIRA, J. F. **Análise numérica de vigas de concreto protendido usando elementos coesivos e elementos de barra de nós não compatíveis.** Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM-015A/22, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental Universidade de Brasília. Brasília, DF, 103p, 2022.
- VIEIRA, A. A. **Análise Experimental e Numérica de Vigas Parede com Geometrias Não Convencionais de Concreto Armado.** Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 004A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 90 p, 2018.
- VIEIRA, A. A. **Modelo de Micro Treliças Para Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado.** Tese (Dissertação de Mestrado) — Universidade de Brasília, 2013.
- YAHYA, N. R. B. **Effects of Square Openings in Reinforced Concrete Deep Beams.** Tese – University Malaysia Pahahg, 2014.
- YANG, K., AND ASHOUR, A. **Effectiveness of web reinforcement around openings in continuous concrete deep beams.** *ACI Struct. J.*, 105(4), 414–424, 2008.

YANG, K., EUN, H., AND CHUNG, H. **The influence of web openings on the structural behavior of reinforced high-strength concrete deep beams.** Eng. Struct., 28(13), 1825–1834, 2006.

YOO, T.-M., DOH, J.-H., GUAN,H.; FRAGOMENI, S. **Experimental behavior of high-strength concrete deep beams with web openings.** The Structural Design of Tall and Special Buildings, 22(88), 655-676. Doi:10.1002/tal.718, 2011.

YOUSEF, A. M., TAHWIA, A. M., AL-ENEZI, M. S. **Experimental and numerical study of UHPFRC continuous deep beams with openings.** Buildings, 2023.

ZHANG N, TAN KH. **Direct strut-and-tie model for single and continuous deep beams.** Eng Struct , 2007.