



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INFRAESTRUTURA E
DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO

MARÍLIA CAIRES FREIRE

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA EFICIÊNCIA DE BIELAS DE CONCRETO SIMPLES E ARMADO EM
MODELOS LOCAIS E GLOBAIS**

Tucuruí – PA

2019

MARÍLIA CAIRES FREIRE

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA EFICIÊNCIA DE BIELAS DE CONCRETO
SIMPLES E ARMADO EM MODELOS LOCAIS E GLOBAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Maurício de Pina Ferreira.

Tucuruí – PA

2019

MARÍLIA CAIRES FREIRE

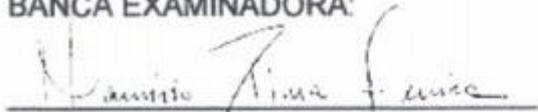
**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA EFICIÊNCIA DE BIELAS DE CONCRETO
SIMPLES E ARMADO EM MODELOS LOCAIS E GLOBAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Estruturas.

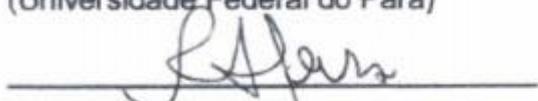
Orientador: Maurício de Pina Ferreira.

Aprovada em 21 de março de 2019.

BANCA EXAMINADORA:



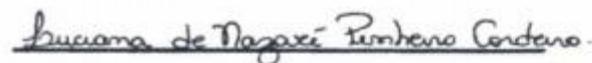
Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira - Orientador
(Universidade Federal do Pará)



Prof. Dr. Rafael Alves de Souza - Examinador Externo
(Universidade Estadual de Maringá)



Prof. Dr. Plínio Glauber Carvalho dos Prazeres - Examinador Interno
(Universidade Federal do Pará)



Prof^a. Dr^a. Luciana de Nazaré Pinheiro Cordeiro - Examinadora Interna
(Universidade Federal do Pará)

AGRADECIMENTOS

Tendo em vista que nenhuma de minhas conquistas pessoais ou profissionais seria possível se contrárias aos seus planos, agradeço primeiramente a Deus que sempre esteve ao meu lado, inclusive nos dias mais árduos e traiçoeiros, em que a vontade de desistir foi gritante. Todas as dificuldades que enfrentei nunca superaram o desejo de vencer instalado por Ele em meu coração, e não tenho dúvida alguma de que isso é só mais uma demonstração do seu infinito amor por mim.

Ao meu pai, Gilberto, que sempre esteve pronto para me oferecer todo o amor e cuidado possíveis, agradeço por seu suporte familiar, espiritual e financeiro, e por ser minha fonte inesgotável de sabedoria; à minha mãe, Tereza, meus sinceros agradecimentos por sempre ter se mostrado essa grande companheira e incentivadora, além de dedicada genitora e amiga confiante. Meus amados pais, muito obrigada por sempre acreditarem em mim! Eu não teria chegado até aqui sem vocês.

Agradeço aos meus irmãos, Aninha e Johny, que por meio de todos os momentos compartilhados, piadas, brincadeiras e conversas – fosse isso de forma presencial ou não –, jamais me faltaram com apoio e carinho. Por ser irmã mais velha, sempre carreguei a responsabilidade de passar bons exemplos, mas com certeza aprendo muito mais com vocês do que ensino. Obrigada meninos, vocês me transmitem muita paz.

Agradeço ao meu namorado, amigo e companheiro, Pedro, que sempre apoiou minhas ideias, inclusive quando decidi ingressar na pós-graduação, se mostrando um grande parceiro de vida nesses anos em que estamos juntos. Quando tudo parecia sem solução, lá estava você, pronto para me acolher com suas palavras e me ajudar a seguir em frente, superando até as situações mais delicadas. Eu amo você e sou grata todos os dias por ter você comigo.

Ao professor Maurício, dedico meus sinceros agradecimentos por não ter se dado por satisfeito com a exclusiva condição de me orientar e, na realidade, ter sido um verdadeiro incentivador de sonhos e realizações. Por todas as reuniões,

conhecimento agregado, conselhos, discussões de ideias e eventuais puxões de orelha, “Valeeeeu!”. Também não poderia deixar de agradecer ao professor Aarão, que sempre esteve presente em minha caminhada acadêmica e que considero um profissional exemplar. Muito obrigada, queridos mestres (ou melhor, doutores!).

Dedico meus agradecimentos a todos os integrantes do Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA), que foi tanto uma escola à parte como uma família para mim em Belém, em especial aos engenheiros Matheus Kenji e Marcus Vinicius, por todo o suporte fornecido para que eu pudesse concluir minha pesquisa.

Agradeço às engenheiras Francirene Bonfim e Rosângela Pinto, ao engenheiro Mateus Gonçalves, ao Sr. Lúcio, ao bolsista Evanilton, e demais pessoas que tanto me ajudaram nas atividades no Laboratório de Engenharia Civil de Tucuruí (LEC/UFPA). Certamente o fardo se tornou muito mais leve com o apoio e dedicação de vocês.

Agradeço à Eletrobras Eletronorte, em especial ao gerente de vilas, Jorge Andrade, pelo fornecimento de insumos para a concretagem dos espécimes, e ao engenheiro André Nogueira, pela concessão de maquinário necessário à realização dos ensaios. Do mesmo modo, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Ensino Superior (CAPES), pelo suporte financeiro fornecido para que eu desenvolvesse a pesquisa.

Também agradeço àqueles que me acolheram em Belém durante todas as temporadas que lá precisei ficar, pois sem vocês tudo seria extremamente mais difícil. Obrigada cunhada Paulinha, tia Alcirema e primo Bruno. Vocês foram essenciais nesse processo!

Em especial, sou grata ao engenheiro Jedson Abrantes, que definitivamente é o melhor amigo que eu poderia um dia sonhar em ter. Como o próprio sempre diz, “da graduação para a vida” é uma certeza que levo comigo. Obrigada pela ajuda no preparo e execução dos ensaios, por toda palavra de conforto e por simplesmente ser você e estar sempre presente.

De maneira geral, a todos que torcem por mim, muito obrigada!

“O que temos que aprender,
aprendemos fazendo.”
(Aristóteles)

RESUMO

O projeto de vigas de concreto armado é usualmente feito a partir de métodos de análise de seções, nos quais se leva em conta a hipótese de Bernoulli, assumindo-se que as deformações se distribuem linearmente ao longo da seção transversal do elemento. Entretanto, diversas situações na prática exigem alternativas distintas de cálculo, realizadas tanto por equações normativas fundamentalmente empíricas como por soluções numéricas ou analíticas a partir do Método de Bielas e Tirantes. É o caso de vigas-parede, onde há a formação de uma biela do tipo garrafa, para a qual a influência da taxa de armadura é geralmente desconsiderada pelas normas vigentes de dimensionamento. Diante disso, realizou-se um estudo experimental para avaliar a eficiência de bielas de concreto simples e armado, por meio de modelos locais e globais, respectivamente caracterizados por prismas hexagonais carregados em áreas reduzidas e por vigas-parede, visto que em ambos o mecanismo resistente parece estar diretamente ligado ao fluxo de tensões na biela de concreto. Os resultados mostraram comportamentos semelhantes entre os modelos quanto às deformações do concreto e das armaduras, além de modos de ruptura equivalentes, resultantes da abertura de uma fissura de fendilhamento nas bielas. Com o aumento das taxas de armadura transversal, foram observados ganhos de resistência última, ductilidade e controle da fissuração, principalmente para os espécimes com armaduras em formato de malha, além de resultados superiores e sempre a favor da segurança para a análise por meio de fatores de eficiência de biela. O mesmo não foi verificado para a avaliação de resistência à força cortante pelos códigos normativos, que resultaram em estimativas contra a segurança conforme o aumento da taxa de armadura. Com isso, confirma-se que soluções por bielas e tirantes são métodos mais indicados para o dimensionamento eficiente e seguro de estruturas com regiões de distúrbio na distribuição de tensões e deformações.

Palavras-chave: Método de Bielas e Tirantes. Fator de eficiência da biela. Fendilhamento. Viga-parede.

ABSTRACT

Reinforced concrete beams are usually designed by sectional analysis methods, where Bernoulli hypothesis is taken into account, assuming that strains are linearly distributed along the cross-sectional area of the element. However, many practical situations require distinct calculation alternatives, made by both fundamentally empirical code expressions and numerical or analytical solutions from the Strut-and-Tie Method. This is the case of deep beams, where a bottle-shaped strut is formed and the influence of its reinforcement ratio is generally discounted by the current design codes. Therefore, an experimental study was performed to assess the efficiency of plain and reinforced concrete struts, by local and global models, respectively represented by diamond-shape panels loaded in small bearing areas and deep beams, since in both the resistant mechanism seems to be directly related to the flow of stresses in the concrete strut. The results showed similar behaviors among the models regarding strains in concrete and reinforcement, as well as equivalent failure modes resulting from a splitting crack of the strut. With the increase of transverse reinforcement ratio, gains of ultimate strength, ductility and cracking control were observed, mainly for specimens with mesh reinforcement, as well as higher and safe results for the analysis by the strut efficiency factors. On the other hand, the assessment of shear strength by the design codes showed unconservative predictions with increasing transverse reinforcement. This way, it is confirmed that solutions by strut-and-tie models are more suitable methods for the efficient and safe design of structures with regions of disturbance in the stress-strain distribution.

Keywords: Strut-and-Tie Method. Efficiency factor. Splitting failure. Deep beam.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Modelo de bielas e tirantes para uma biela do tipo garrafa.	19
Figura 1.2 - Analogia entre prismas hexagonais e vigas-parede.	22
Figura 2.1 - Princípio de Saint-Venant.	25
Figura 2.2 - Típicas regiões <i>B</i> e <i>D</i> em uma estrutura.	26
Figura 2.3 - Treliça de Mörsch.	28
Figura 2.4 - Representações típicas de geometrias nodais.	30
Figura 2.5 - Projeção de uma zona nodal ancorando dois tirantes.	30
Figura 2.6 - Configurações típicas de bielas: a) Prismática; b) Leque; c) Garrafa.	31
Figura 2.7 - Biela do tipo garrafa: a) Fissuração; b) Modelo de bielas e tirantes.	32
Figura 2.8 - Distribuição de tensões elásticas transversais à biela conforme sua geometria.	33
Figura 2.9 - Viga-parede em construção de edifício.	34
Figura 2.10 - Modos de ruptura comumente observados em vigas-parede: a) Tração diagonal; b) Compressão diagonal; c) Flexão-cisalhamento; d) Flexão.	36
Figura 2.11 - Barras da armadura que cruzam a biela.	42
Figura 3.1 - Padrão de geometria dos prismas.	44
Figura 3.2 - <i>Layout</i> das armaduras dos prismas: a) P0; b) P11; c) P22; d) P41.	46
Figura 3.3 - Sensores de deslocamento linear nos prismas.	47
Figura 3.4 - Extensômetros internos de concreto nos prismas P0 e P41.	47
Figura 3.5 - Extensômetros de aço nas armaduras dos prismas: a) P11; b) P22; c) P41.	48
Figura 3.6 - Desenho do sistema de ensaio dos prismas.	49
Figura 3.7 - Foto do sistema de ensaio padrão dos prismas.	49
Figura 3.8 - Padrão de geometria e armadura longitudinal das vigas-parede.	50
Figura 3.9 - <i>Layout</i> das armaduras transversais das vigas-parede: a) V0; b) V11; c) V22; d) V41.	51
Figura 3.10 - Sensores de deslocamento linear nas vigas-parede: a) Leitura da largura da fissura de cisalhamento; b) Leitura do deslocamento vertical.	53
Figura 3.11 - Extensômetros de concreto nas vigas-parede: a) Superficial; b) Internos.	54

Figura 3.12 - Extensômetros de aço nas armaduras: a) Longitudinal; b) V0-D; c) V22-E; d) V11-E; e) V11-D; f) V41-E; g) V41-D.	55
Figura 3.13 - Desenho do sistema de ensaio das vigas-parede.	56
Figura 3.14 - Foto do sistema de ensaio padrão das vigas-parede.	57
Figura 3.15 - Desenho do sistema de reforço externo das vigas-parede.	58
Figura 3.16 - Foto do sistema de reforço externo padrão das vigas-parede.	58
Figura 3.17 - Espécimes e corpos-de-prova ao final da concretagem.	59
Figura 4.1 - Gráfico Carga x Deformação interna do concreto no prisma P0.	61
Figura 4.2 - Gráfico Carga x Deformação interna do concreto no prisma P41: a) Trecho pré-fissuração; b) Trecho pós-fissuração	62
Figura 4.3 - Gráfico Carga x Deformação da armadura W do prisma P11.	65
Figura 4.4 - Gráfico Carga x Deformação das armaduras transversais do prisma P22: a) Armadura W; b) Armadura S.	66
Figura 4.5 - Gráfico Carga x Deformação das armaduras transversais do prisma P41: a) Armadura W; b) Armadura S.	67
Figura 4.6 - Gráfico Carga x Largura da fissura de fendilhamento do prisma P0.	69
Figura 4.7 - Gráfico Carga x Largura da fissura de fendilhamento do prisma P11.	69
Figura 4.8 - Gráfico Carga x Largura da fissura de fendilhamento do prisma P22.	70
Figura 4.9 - Gráfico Carga x Largura da fissura de fendilhamento do prisma P41.	70
Figura 4.10 - Mapa de fissuração do prisma: a) P0; b) P11; c) P22; d) P41.	71
Figura 4.11 - Modos de ruptura dos prismas.	72
Figura 4.12 - Gráfico Cortante x Deslocamento vertical das vigas-parede.	73
Figura 4.13 - Gráfico Cortante x Deformação na armadura de flexão das vigas-parede.	74
Figura 4.14 - Gráfico Cortante x Deformação superficial do concreto na região nodal superior das vigas-parede.	75
Figura 4.15 - Gráfico Cortante x Deformação interna do concreto de V0-E: a) Trecho pré-fissura diagonal; b) Trecho pós-fissura diagonal.	76
Figura 4.16 - Gráfico Cortante x Deformação interna do concreto de V41-E: a) Trecho pré-fissura diagonal; b) Trecho pós-fissura diagonal.	78
Figura 4.17 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras horizontais em V0-D.	80
Figura 4.18 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras verticais em: a) V11-E; b) V11-D.	81

Figura 4.19 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras verticais em V22-E.	82
Figura 4.20 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras horizontais em V22-E.	83
Figura 4.21 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras verticais em: a) V41-E; b) V41-D.	84
Figura 4.22 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras horizontais em: a) V41-E; b) V41-D.	85
Figura 4.23 - Gráfico Cortante x Largura da fissura diagonal principal da viga V0.	86
Figura 4.24 - Gráfico Cortante x Largura da fissura diagonal principal da viga V11.	86
Figura 4.25 - Gráfico Cortante x Largura da fissura diagonal principal da viga V22.	87
Figura 4.26 - Gráfico Cortante x Largura da fissura diagonal principal da viga V41.	87
Figura 4.27 - Mapa de fissuração da viga V0.	89
Figura 4.28 - Mapa de fissuração da viga V11.	89
Figura 4.29 - Mapa de fissuração da viga V22.	89
Figura 4.30 - Mapa de fissuração da viga V41.	90
Figura 4.31 - Modos de ruptura das vigas-parede.	90
Figura 4.32 - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos de cortante resistente para as vigas-parede: a) Vão esquerdo; b) Vão direito.	92
Figura 4.33 - Distribuição das deformações internas do concreto: a) Prisma P0; b) Trecho pré-fissuração de V0-E; c) Trecho pós-fissuração de V0-E.	94
Figura 4.34 - Distribuição das deformações internas do concreto: a) Trecho pré-fissuração de P41; b) Trecho pós-fissuração de P41; c) Trecho pré-fissuração de V41-E; d) Trecho pós-fissuração de V41-E.	96
Figura 4.35 - Distribuição das deformações das armaduras <i>W</i> e verticais: a) Trecho pré-fissuração de P11; b) Fissuração de P11; c) Trecho pré-fissuração de V11-E; c) Trecho pós-fissuração de V11-E.	97
Figura 4.36 - Distribuição das deformações das armaduras <i>W</i> e verticais: a) Trecho pré-fissuração de P22; b) Trecho pós-fissuração de P22; c) Trecho pré-fissuração de V22-E; d) Trecho pós-fissuração de V22-E.	98
Figura 4.37 - Distribuição das deformações das armaduras <i>S</i> e horizontais: a) Trecho pré-fissuração de P22; b) Trecho pós-fissuração de P22; c) Trecho pré-fissuração de V22-E; d) Trecho pós-fissuração de V22-E.	99

Figura 4.38 - Distribuição das deformações das armaduras *W* e verticais: a) Trecho pré-fissuração de P41; b) Trecho pós-fissuração de P41; c) Trecho pré-fissuração de V41-E; d) Trecho pós-fissuração de V41-E. 100

Figura 4.39 - Distribuição das deformações das armaduras *S* e horizontais: a) Trecho pré-fissuração de P41; b) Trecho pós-fissuração de P41; c) Trecho pré-fissuração de V41-E; d) Trecho pós-fissuração de V41-E. 101

Figura 4.40 - Fatores de eficiência da biela em função da taxa de armadura transversal para os prismas. 103

Figura 4.41 - Fatores de eficiência da biela em função da taxa de armadura transversal para as vigas-parede (vão esquerdo). 104

Figura 4.42 - Fatores de eficiência da biela em função da taxa de armadura transversal para as vigas-parede (vão direito). 104

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Características das armaduras dos prismas.	45
Tabela 3.2 - Características das armaduras das vigas-parede.	52
Tabela 3.3 - Composição do traço de concreto.	59
Tabela 3.4 - Resultados das propriedades mecânicas do concreto.	60
Tabela 3.5 - Resultados das propriedades mecânicas do aço.	60
Tabela 4.1 - Carga de ruptura dos prismas.	72
Tabela 4.2 - Modos de ruptura das vigas-parede.	90
Tabela 4.3 - Resultados de resistência das vigas-parede.	91
Tabela 4.4 - Fatores de eficiência dos espécimes.	103

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – *American Concrete Institute* (Instituto Americano do Concreto)

COV – Coeficiente de Variação

CP – Cimento Portland

EC2 – Eurocode 2

EER – Extensômetro Elétrico de Resistência

ISO – *International Organization for Standardization* (Organização Internacional de Padronização)

MBP – Método Biela-Painel

MBT – Método de Bielas e Tirantes

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira

NM – Norma Mercosul

LISTA DE SÍMBOLOS

- a – Largura da chapa de apoio do prisma / Vão de cisalhamento da viga-parede
- A_s – Área de aço da armadura longitudinal
- b – Largura do prisma
- b_{plate} – Comprimento da chapa de apoio do prisma
- b_w – Largura da viga-parede
- d – Altura útil
- E_c – Módulo de elasticidade do concreto
- E_s – Módulo de elasticidade do aço
- f_c – Resistência à compressão do concreto
- f_{ct} – Resistência à tração do concreto
- f_{ys} – Tensão de escoamento do aço
- h – Altura do prisma/ viga-parede
- L – Comprimento da viga-parede
- n_s – Quantidade de barras de armadura S
- n_w – Quantidade de barras de armadura W
- P – Carga aplicada
- P_u – Carga última (de ruptura)
- s_s – Espaçamento entre barras de armadura S
- s_w – Espaçamento entre barras de armadura W
- V – Cortante aplicado/ resistente
- V_{ACI} – Cortante resistente estimado pelo ACI 318 (2014)
- V_{EC2} – Cortante resistente estimado pelo Eurocode 2 (2004)
- V_{flex} – Cortante resistente à flexão
- V_{NBR} – Cortante resistente estimado pela ABNT NBR 6118 (2014)
- V_{ref} – Cortante resistente da viga de referência
- V_u – Cortante último (de ruptura)
- w_{cr} – Largura da fissura de fendilhamento / cisalhamento
- w_s – Largura da biela
- β_s – Fator de eficiência da biela

$\beta_{s,ACI}$ – Fator de eficiência estimado pelo ACI 318 (2014)

$\beta_{s,EC2}$ – Fator de eficiência estimado pelo Eurocode 2 (2004)

$\beta_{s,exp}$ – Fator de eficiência experimental

$\beta_{s,NBR}$ – Fator de eficiência estimado pela ABNT NBR 6118 (2014)

ϵ_c – Deformação superficial do concreto

$\epsilon_{c,i}$ – Deformação interna do concreto

ϵ_s – Deformação do aço

ϵ_{sw} – Deformação do aço para a armadura transversal

ϵ_{ys} – Deformação de escoamento do aço

θ – Ângulo de inclinação da biela

ρ – Taxa total de armadura transversal

ρ_l – Taxa de armadura de flexão

ρ_s – Taxa de armadura S

ρ_w – Taxa de armadura W

σ_s – Tensão desenvolvida nas barras de aço

σ_u – Tensão última na biela

ϕ – Diâmetro das barras de aço

ϕ_s – Diâmetro das barras de armadura S / horizontal

ϕ_w – Diâmetro das barras de armadura W / vertical

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	18
1.1. Objetivos	21
1.1.1. Objetivo geral	21
1.1.2. Objetivos específicos	21
1.2. Justificativa	21
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1. Regiões <i>D</i>	24
2.2. Análise e dimensionamento	26
2.2.1. Método de Bielas e Tirantes	27
2.2.2. Nós	29
2.2.3. Tirantes	30
2.2.4. Bielas	31
2.3. Vigas-parede	34
2.3.1. Definição	34
2.3.2. Mecanismos de ruptura	35
2.4. Recomendações normativas	37
2.4.1. ABNT NBR 6118 (2014)	37
2.4.2. Eurocode 2 (2004)	39
2.4.3. ACI 318 (2014)	41
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	44
3.1. Prismas	44
3.1.1. Características	44
3.1.2. Instrumentação	46
3.1.3. Sistema de ensaio	48
3.2. Vigas-parede	49
3.2.1. Características	49
3.2.2. Instrumentação	53
3.2.3. Sistema de ensaio	56
3.2.4. Reforço externo	57
3.3. Materiais	58
3.3.1. Concreto	58

3.3.2. Aço	60
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	61
4.1. Prismas	21
4.1.1. Deformações do concreto	61
4.1.2. Deformações das armaduras transversais	64
4.1.3. Abertura da fissura na biela	68
4.1.4. Mapa de fissuração e modo de ruptura	70
4.1.5. Resistência	72
4.2. Vigas-parede	73
4.2.1. Deslocamentos verticais	73
4.2.2. Deformações da armadura de flexão	74
4.2.3. Deformações do concreto	75
4.2.4. Deformações das armaduras transversais	78
4.2.5. Abertura da fissura na biela	86
4.2.6. Mapa de fissuração e modo de ruptura	88
4.2.7. Resistência	91
4.3. Comparações entre modelos locais e globais	93
4.3.1. Deformações do concreto	93
4.3.2. Deformações das armaduras transversais	97
4.3.3. Fatores de eficiência da biela	102
5. CONCLUSÕES	106
5.1. Considerações gerais	106
5.2. Sugestões para trabalhos futuros	108
6. REFERÊNCIAS	109

1. INTRODUÇÃO

Na análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado, a hipótese de que seções planas permanecem planas após a ocorrência de flexão no elemento se caracteriza como uma teoria universalmente aceita para a predição da resistência de elementos lineares sob a ação deste tipo de esforço, e que pode ser facilmente empregada em casos onde as deformações por cisalhamento sejam pouco significativas, tal qual ocorre para o comportamento de uma viga esbelta, cujo comprimento é muito maior que a altura de sua seção.

No entanto, existem casos em que as discontinuidades de geometria ou de carregamento nas peças levam à formação de regiões de distúrbio na distribuição de tensões na estrutura, inviabilizando a utilização de processos correntes de dimensionamento. Schlaich *et al.* (1987) qualificam os distúrbios e discontinuidades verificados nesta porção do elemento como regiões D , e alguns exemplos de tais regiões são os blocos de fundação sobre estacas, consolos curtos, nós de pórticos, vigas com aberturas na alma e vigas-parede.

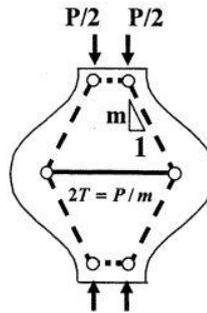
Para efetuar esse tipo de análise em situações práticas de projeto, os modelos comumente escolhidos são fundamentados na generalização da analogia clássica de treliça, que após ter sido aprimorada, vem sendo utilizada por normas técnicas de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Dentre os métodos mais conhecidos para dimensionar as regiões D , tem-se em maior escala de utilização o Método de Bielas e Tirantes (MBT) e o Método dos Elementos Finitos (MEF), e em menor escala, o Método Biela-Painel (MBP).

O MBT (em inglês, *Strut-and-Tie Method*) discretiza os fluxos de compressão na estrutura por meio de bielas – representadas por membros de concreto (em forma prismática, de garrafa ou de leque) – e os fluxos de tração por tirantes – os quais representam a armadura ou a resultante de grupos de armadura. As bielas e tirantes se conectam por nós. Suas soluções analíticas são encontradas manualmente e de forma simples, partindo do princípio de que as tensões devem ser verificadas no elemento de modo que não sejam ultrapassados valores baseados nos limites plásticos do concreto.

Em relação às bielas do tipo garrafa, por serem membros de compressão, espera-se que elas resistam apenas a forças axiais. Seu sistema de forças internas, contudo, pode ser representado por outro modelo de bielas e tirantes, como mostra a Figura 1.1, onde se percebe que sob a ação de carregamentos, uma tensão transversal de tração é induzida na biela para equilibrar a componente lateral da trajetória de tensões de compressão que se dissipam no

meio de sua seção. Com isso, faz-se necessária a utilização de armaduras transversais que cruzem essa biela, pois caso contrário, uma fissura de fendilhamento pode surgir e acarretar em um modo brusco de ruptura.

Figura 1.1 - Modelo de bielas e tirantes para uma biela do tipo garrafa.



Fonte: Singh *et al.*, 2018 (adaptado).

A disposição de uma armadura transversalmente ao eixo longitudinal da biela é considerada ideal para resistir às tensões transversais e controlar a abertura das fissuras. Porém em uma situação prática, como para uma biela do tipo garrafa formada em uma viga-parede, essa tensão transversal de tração tende a ser absorvida, tipicamente, por uma malha ortogonal de armaduras disposta na alma da viga.

As vigas-parede atuam como relevantes elementos estruturais, sendo muitas vezes aplicadas em grandes obras de engenharia. São tipicamente encontradas como paredes de reservatórios elevados, que recebem ações uniformemente distribuídas das lajes de tampa e de fundo, as transmitindo aos pilares. Seu uso também é observado em cortinas de subsolo ou garagem, submetidas a ações oriundas do empuxo do solo.

As abordagens mais comuns para o dimensionamento das vigas-parede são os modelos de bielas e tirantes, encontrados nas recomendações normativas internacionais desde 1984, seguidas pelos modelos numéricos (LIU e MIHAYLOV, 2016). Para aprimorar essas previsões de resistência, vários modelos modificados baseados nos fundamentos do MBT vêm sendo propostos, tendo eles caráter analítico (HWANG *et al.*, 2000; TANG e TAN, 2004; YANG e ASHOUR, 2011) ou semi-empírico (RUSSO *et al.*, 2005; LIM e HWANG, 2016; CHEN *et al.*, 2018).

As soluções, que geralmente consideram as leis constitutivas do concreto fissurado, modo de ruptura e o padrão de fissuração em vigas-parede com e sem armadura na alma, buscam estabelecer uma metodologia clara e consistente, e que possa ser empregada de

maneira confiável ao serem dimensionadas vigas-parede comuns e demais regiões com descontinuidades. Contudo, os estudos relacionados ao dimensionamento desses tipos de elementos ainda apresentam algumas lacunas. A resistência de vigas-parede de concreto armado, por exemplo, sofre influência de diversos parâmetros, que mesmo sendo abordados nos códigos normativos existentes, baseiam-se em equações empíricas, além de geralmente se mostrarem conservadores (TUCHSCHERER *et al.*, 2014; SAGASETA e VOLLUM, 2010).

Além das pesquisas com vigas-parede, as análises relativas à falha de membros estruturais por fendilhamento da biela vêm sendo realizadas por meio de ensaios experimentais em elementos prismáticos de concreto, com carregamento concentrado em áreas reduzidas (PUJOL *et al.*, 2011; ARABZADEH *et al.*, 2012), nos quais se busca representar modelos locais de regiões globais de estruturas, para analisar a influência da distribuição de taxas de armadura transversal na resistência ao fendilhamento.

Um parâmetro usual de projeto, fundamentado nas ideias do MBT, é o fator de eficiência da biela (β_s), aplicado a normas de dimensionamento para indicar a resistência efetiva de bielas e representando um valor que avalia o quanto um elemento estrutural pode resistir em relação à resistência do concreto. Atualmente, observa-se uma grande dispersão nos resultados de resistência ao serem comparados os valores adotados por normas de dimensionamento e aqueles oriundos de ensaios experimentais (REINECK e TODISCO, 2014; TODISCO *et al.*, 2015; CHEN *et al.*, 2016).

Este trabalho busca, portanto, avaliar a eficiência de bielas de concreto em função da taxa de armadura cruzando seu eixo, executando-se um estudo experimental com prismas de geometria hexagonal produzidos tanto em concreto simples como armado, e com vigas-parede de concreto armado com e sem armadura na alma. A ideia surgiu do princípio de que, em ambos os elementos, observa-se um caráter descontínuo de distribuição de tensões e deformações, e a falha se mostra fundamentalmente ligada à resistência efetiva da biela de compressão internamente a eles.

Ademais, a maioria das pesquisas encontradas para esta área de estudo revelam uma grande quantidade de análises relacionadas a parâmetros como a razão entre o vão de cisalhamento e a altura útil (a/d) de vigas-parede, engrenamento de agregados no concreto, *size effect* e resistência do concreto à compressão, porém de maneira isolada para cada elemento, sem fazer a analogia de seus comportamentos resistentes.

Para alcançar os objetivos propostos, foram realizadas análises comparativas de resistência entre os resultados dos ensaios nos elementos prismáticos e nas vigas-parede, bem como a revisão de códigos normativos vigentes de dimensionamento, possibilitando a

avaliação dessas previsões de resistência, no sentido de identificar possíveis limitações a serem retificadas.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar experimentalmente a eficiência de bielas de concreto simples e armado em modelos físicos locais, compostos por prismas hexagonais carregados em áreas de contato reduzidas, e em modelos físicos globais, compostos por vigas-parede.

1.1.2. Objetivos específicos

- Analisar e discutir os resultados provenientes dos ensaios experimentais nos modelos, de forma individual e comparativa entre eles, com relação às deformações do concreto e do aço, aberturas de fissuras, modos de ruptura, capacidade resistente e eficiência das bielas formadas internamente a esses elementos;
- Identificar os efeitos provocados pela variação das taxas de armaduras transversais e da orientação das barras nos modelos, a fim de verificar as contribuições relativas ao controle de fissuração e ao acréscimo de resistência para a biela;
- Comparar os resultados experimentais de resistência das vigas-parede com os critérios de resistência à força cortante para vigas curtas, adotados pelas normas ACI 318 (2014), Eurocode 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014), observando a eficiência das previsões teóricas para os modelos analisados;
- Avaliar as recomendações de eficiência da biela das normas ACI 318 (2014), Eurocode 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014), comparando-as aos resultados obtidos nos ensaios dos modelos locais e globais por meio de um fator de eficiência da biela.

1.2. Justificativa

É comum que em elementos estruturais com zonas de distúrbios exista um estado ímpar de tensões, o qual resulta em deformações não-uniformes e que demandam alternativas

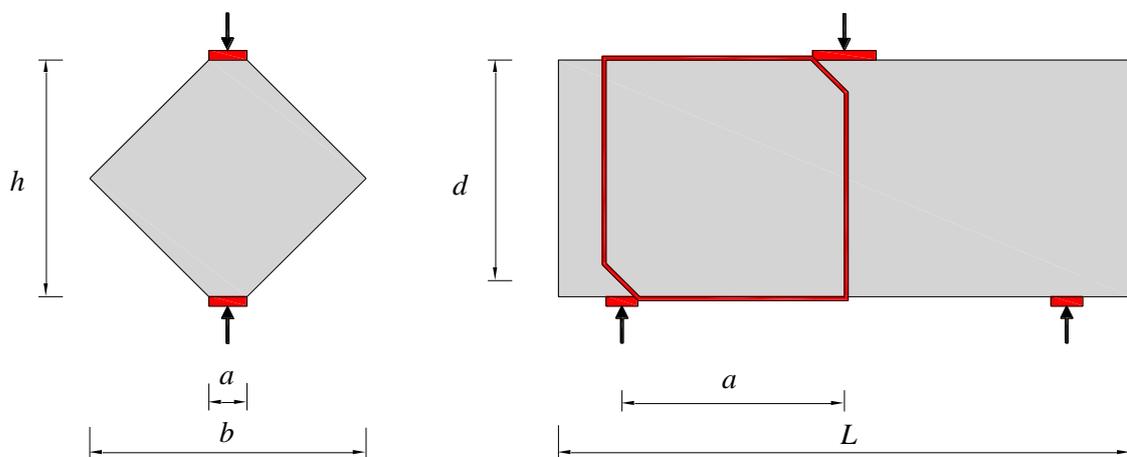
diferenciadas de dimensionamento. Apesar dos contínuos avanços que ocorrem neste campo de estudo e das evidências experimentais oferecidas por pesquisadores, ainda persistem as discussões sobre o fluxo de tensões desenvolvido em estruturas como uma viga-parede, na qual geralmente há formação de bielas de concreto do tipo garrafa, em que atuam simultaneamente tensões de compressão e transversais de tração.

Atualmente, observa-se uma grande quantidade de regiões com descontinuidades na distribuição de deformações em construções de grande porte, como por exemplo em usinas hidrelétricas. Assim, diante da presença da Usina Hidrelétrica de Tucuruí (UHE Tucuruí) na região onde esta pesquisa se desenvolveu, considerou-se pertinente estudar esse caso mais complexo de análise estrutural.

Valendo-se de uma abordagem relativamente recente e ainda pouco explorada a nível internacional nas pesquisas sobre o tema, buscou-se avaliar a eficiência de bielas de concreto com e sem armadura, por meio da análise dos resultados de ensaios experimentais em vigas-parede e prismas hexagonais carregados em áreas reduzidas, por serem exemplos de elementos em que a capacidade resistente é guiada pelo fluxo de tensões desenvolvido em bielas de concreto.

Os prismas representam uma zona de descontinuidade de maneira localizada, onde ocorre a formação de uma biela isolada. Entretanto, acredita-se que da mesma forma isso poderia ocorrer para a viga-parede (Figura 1.2), na qual se desenvolveriam tensões transversais de tração ao longo de uma biela diagonal cruzando seu vão de cisalhamento.

Figura 1.2 - Analogia entre prismas hexagonais e vigas-parede.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Com os dados obtidos, espera-se colaborar para o estabelecimento de recomendações práticas de projeto para as regiões D , por se tratarem de membros estruturais cujos métodos de cálculo ainda não se encontram consolidados. Nas próprias recomendações nacionais da ABNT NBR 6118 (2014), não existe consideração acerca de um parâmetro específico para o dimensionamento de bielas com armadura de controle de fissuração. Desta forma, essa pesquisa pode contribuir diretamente para a determinação de critérios cada vez mais adequados de durabilidade e segurança estrutural.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Em geral, os elementos estruturais mais comuns de concreto armado e protendido são projetados por meio de métodos que negligenciam os efeitos causados pelo cisalhamento, além de admitirem uma distribuição uniforme de deformações ao longo de suas seções perpendiculares. Entretanto, em algumas porções desses elementos, o esforço cortante é preponderante e o fluxo de tensões de compressão cria tensões transversais de tração, que fazem com que os métodos de cálculo usualmente utilizados se tornem pouco eficientes, podendo conduzir a dimensionamentos contra a segurança e até mesmo levar a estrutura ao colapso.

As prescrições normativas atuais recomendam o uso de determinadas metodologias de projeto para tais situações, que envolvem desde análises elásticas de elementos até suposições de uma estrutura real formada por uma treliça, cujos mecanismos de transferência de esforços se diferenciam daqueles observados em modelos tradicionais de dimensionamento. Este último método é considerado com certa ênfase nesta pesquisa, por se tratar de um procedimento racional simples que traz dentre seus componentes as bielas, idealizadas como fluxos de tensões de compressão no concreto, habitualmente identificadas em estruturas de concreto simples e armado.

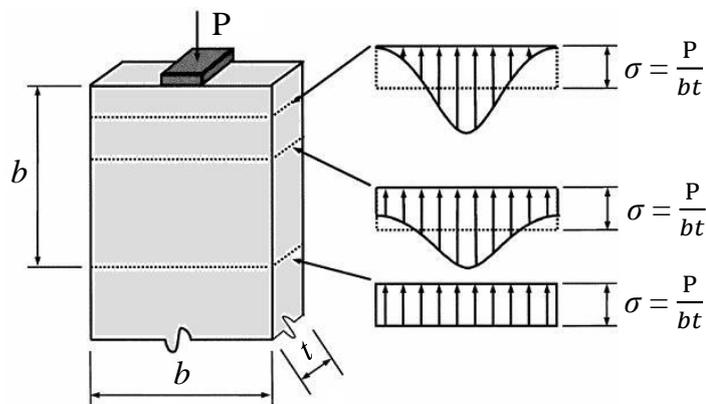
2.1. *Regiões D*

Na engenharia estrutural, é comum dimensionar estruturas de concreto armado com base em uma teoria simplificada conhecida como hipótese de Bernoulli, referente ao pesquisador que primeiramente estabeleceu a teoria das distribuições lineares em vigas, onde se afirma que as seções transversais permanecem planas e com uma distribuição linear de deformações ao longo da altura da seção transversal de um elemento desde o início do carregamento até a sua ruína. Essa ideia simplifica muito o processo de cálculo, porém por desprezar o empenamento da seção e também as deformações de distorção provocadas pela força cortante, não se estende a todas as regiões dos elementos estruturais lineares.

Mais especificamente, observa-se o surgimento de zonas de perturbação onde é possível se aplicar o Princípio de Saint-Venant, o qual considera as trajetórias de tensões como descontínuas em uma região com dimensões da mesma ordem de grandeza da seção transversal do elemento que está sendo carregado (SILVA e GIONGO, 2000). Pelo princípio

de Saint-Venant, quanto mais distante da região de aplicação de carga, mais uniforme tenderá a ser o fluxo de tensões. Admite-se que a perturbação causada por uma carga concentrada, reação do apoio ou descontinuidade geométrica, se propaga por uma distância b do local onde atua a perturbação, e partindo daí, inicia-se a regularização das tensões (Figura 2.1). O resultado desta perturbação é uma distribuição de tensões e deformações não-lineares. Trabalhos como o de Leonhardt e Mönnig (1978), por exemplo, valeram-se deste princípio para estipular pioneiramente os limites entre vigas-parede e vigas comuns.

Figura 2.1 - Princípio de Saint-Venant.

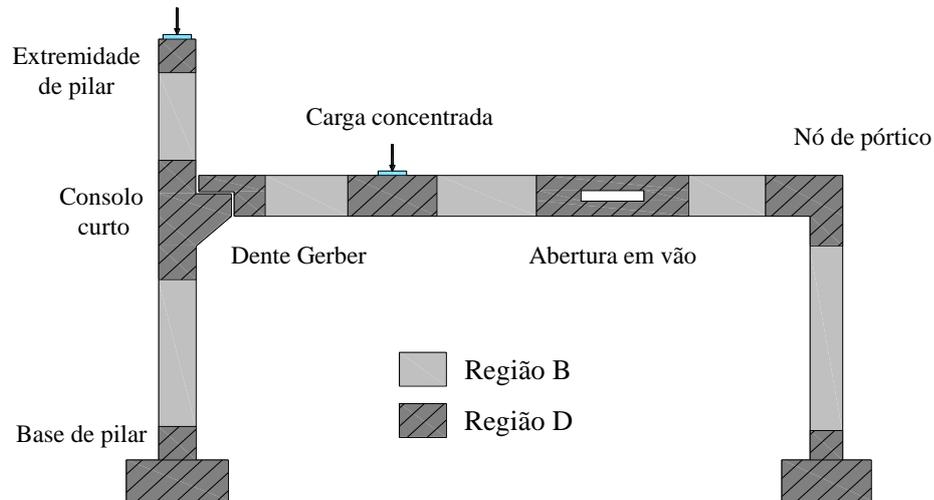


Fonte: Autoria própria, 2019.

Schlaich *et al.* (1987) estabeleceram uma divisão para membros estruturais em regiões B (de Bernoulli ou *Beam*), onde se assume válida a hipótese de Bernoulli, e em regiões D (de *Discontinuity* ou *Disturbance*), nas quais a hipótese não se aplica. Desta forma, em uma região com descontinuidades, a distribuição de deformações na seção transversal do membro estrutural é não-linear. Algumas estruturas especiais podem ser compostas somente por uma região D em sua geometria, entretanto é mais comum que se encontrem os dois tipos de zonas em um membro estrutural.

A formação de regiões D se deve a alguns fatores, tais quais: mudanças bruscas de caráter estático, como a aplicação de um carregamento concentrado; mudanças de caráter geométrico, como aberturas nos vãos; e em áreas de contato com dimensões reduzidas, onde ocorre a ligação ou a transferência de esforços entre elementos, como em estruturas pré-moldadas de concreto. A Figura 2.2 mostra alguns casos onde é possível visualizar a ocorrência de regiões B e D .

Figura 2.2 - Típicas regiões B e D em uma estrutura.



Fonte: Autoria própria, 2019.

2.2. Análise e dimensionamento

Por muito tempo, as regiões com descontinuidades foram projetadas unicamente com base nas boas práticas experimentais e no empirismo, o que ocasionalmente levava as estruturas a terem um desempenho inferior ao esperado e até mesmo à ruína. Hoje, sabe-se que para estes casos é inapropriado assumir que seções planas permanecem planas e que a solução adotada deve necessariamente considerar a não-linearidade das tensões e deformações no elemento. Códigos normativos como o ACI 318 (2014) e a ABNT NBR 6118 (2014) recomendam o emprego de ferramentas que forneçam modelos planos lineares, não-lineares ou com base na análise plástica, para o cálculo dessas estruturas.

Um exemplo bastante usual das soluções disponíveis para a análise das regiões D, por exemplo, é o Método dos Elementos Finitos (MEF), que se baseia na divisão da peça estrutural em vários elementos interconectados, chamados de finitos, os quais fornecem uma solução aproximada para um problema real. Rao (2011) diz que, em suma, o procedimento de solução de uma estrutura pelo MEF é dividido em etapas de: discretização da estrutura em análise; seleção de um modelo de interpolação ou deslocamento; obtenção das matrizes de rigidez dos elementos e vetores de carregamento; obtenção das equações de equilíbrio globais, a partir da reunião de equações dos elementos; solução dos deslocamentos nodais desconhecidos; e cálculo das tensões e deformações do elemento.

Aplicado ao projeto de estruturas que disponham de regiões descontínuas, o MEF permite entender de maneira mais clara o fluxo de tensões, através do elemento em análise, e

prever armaduras resistentes que possibilitem à estrutura um comportamento eficiente em relação aos estados limites. Porém, o sistema gerado muitas vezes exige a utilização de técnicas iterativas, o que constitui uma análise complexa e que exige grande sensibilidade crítica do usuário para a resolução de problemas estruturais.

Muitos são os programas computacionais consagrados na análise de membros estruturais por elementos finitos, capazes de gerar malhas automaticamente e fornecer resultados gráficos importantes. Alguns contemplam, ainda, recursos da mecânica da fratura, tais como a propagação de fissuras e análise da não-linearidade dos materiais. Atualmente, dentre os *softwares* disponíveis para tais fins no mercado, é possível citar o ATENA, TNO DIANA, ANSYS, SAP2000 e MIDAS FEA, dentre vários outros existentes.

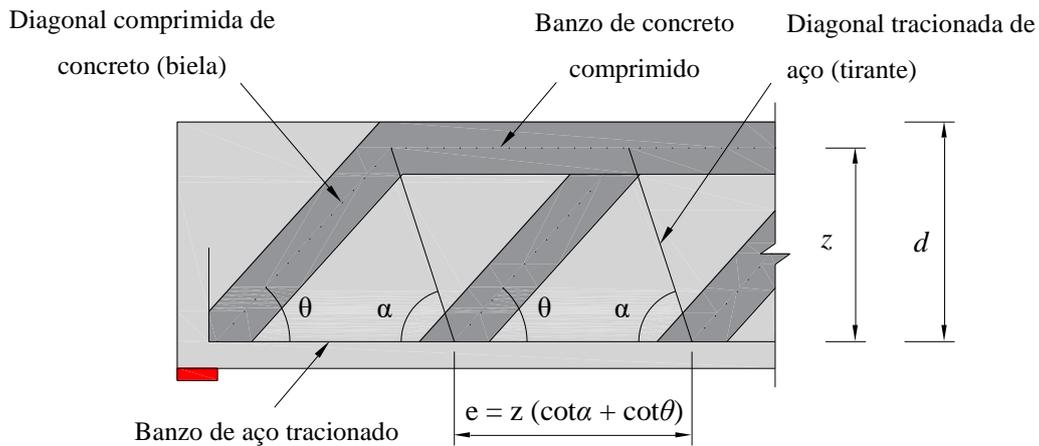
Outra solução bastante eficaz no dimensionamento e análise de regiões com perturbação em elementos estruturais de concreto, onde a ruptura por fendilhamento tem grande propensão de ocorrer, é o Método de Bielas e Tirantes (MBT). Os modelos concebidos por meio desta técnica consistem em uma representação discreta dos campos de compressão e tração na estrutura, chamados respectivamente de bielas e de tirantes, os quais se unem por meio de nós.

O MBT tem sido objeto de conceituadas pesquisas internacionais, como as de Muttoni *et al.* (2015), Tuchscherer *et al.* (2016) e Singh *et al.* (2018). Para Souza (2004), o MEF e o MBT, quando em conjunto, apresentam um grande potencial para a análise de estruturas com regiões D , pois a partir de análises elásticas, é possível se obter tanto um entendimento do fluxo de tensões e deformações na estrutura como definir a posição das bielas e dos tirantes internamente a ela. Dessa forma, o MBT se caracteriza como parte importante desta pesquisa e será visto com mais detalhes a seguir.

2.2.1. Método de Bielas e Tirantes

Seu conceito está originalmente ligado à analogia de treliça proposta por Ritter (1899) e refinada por Mörsch (1902), a qual admite que a distribuição de forças em uma viga de concreto armado sob tensões tangenciais pode acontecer da mesma maneira que em uma treliça isostática interna ao elemento estrutural: o banzo superior é comprimido e o inferior é tracionado, devido ao momento que ali surge; já os montantes (ou diagonais) de aço são tracionados e as diagonais de concreto são comprimidas, devido a esforços de cisalhamento. A Figura 2.3 mostra o modelo de funcionamento de vigas de concreto pelo modelo de treliça.

Figura 2.3 - Treliça de Mörsch.



Fonte: Autoria própria, 2019.

O MBT está também atrelado à Teoria do Campo de Compressão Modificada formulada por Vecchio e Collins (1986) e à proposta de Schlaich *et al.* (1987), que generalizaram a analogia de treliça para ser aplicada não apenas nas regiões descontínuas, mas em qualquer porção da estrutura. Este último trabalho, em especial, destaca-se na área de estudos do MBT, por ter contribuído significativamente na definição de critérios de resistência para verificação dos elementos constituintes dos modelos produzidos, tendo em vista que antes disso, os valores de resistência eram comumente atribuídos com base no bom senso e experiência do projetista.

Wight e MacGregor (2012) explicam que quaisquer modelos desenvolvidos pelo MBT devem ser escolhidos de tal forma que as forças internas nas bielas, tirantes e zonas nodais estejam entre a distribuição elástica e a totalmente plástica, satisfazendo o teorema do limite inferior da plasticidade. Assim, devido ao comportamento plástico assumido, admite-se que a capacidade resistente da estrutura seja igual ou superior à da treliça idealizada, e, portanto, que há capacidade suficiente de deformação para que as forças na estrutura sejam distribuídas conforme o modelo. Tal ideia pode levar as peças à fissuração excessiva e, por esta razão, algumas limitações aos ângulos entre bielas e tirantes e às taxas de armadura mínima são impostas por códigos normativos.

A construção de modelos a partir deste método geralmente é função da geometria e das ações atuantes no contorno da estrutura analisada, permitindo que qualquer elemento sob um complexo estado de tensões possa ser representado, sendo consideravelmente útil no projeto de consolos, dentes *Gerber*, cunhas de ancoragem de protensão e, muito

frequentemente, de vigas-parede. De forma geral, a resistência de cada componente de um modelo de bielas e tirantes deve ser superior à máxima tensão gerada no membro estrutural, proveniente das combinações de ações que nele atuam, porém é possível encontrar um maior detalhamento para esses componentes individualmente, como ocorre no ACI 318 (2014).

2.2.2. Nós

Os nós representam os pontos de interseção dos demais componentes da treliça idealizada para um modelo. Caracterizam-se como zonas altamente tensionadas, devido às variações que ocorrem em sua direção, sob regimes biaxiais ou triaxiais. Apesar das elevadas tensões, tais mudanças de direção não ocorrem subitamente, como é possível se imaginar, mas ao longo de um determinado comprimento do elemento estrutural.

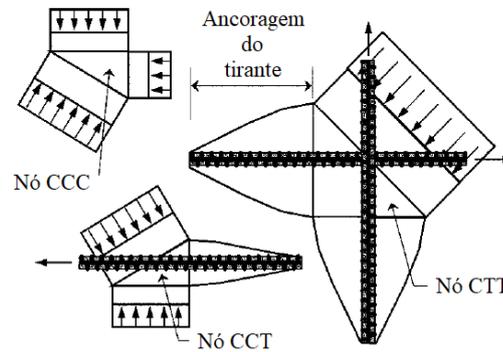
Schlaich *et al.* (1987) classificam os nós em singulares e contínuos. Em nós singulares, também chamados de concentrados, o desvio das forças é feito localmente e eles são considerados críticos para o desenvolvimento do modelo, devendo as forças oriundas dos tirantes e das bielas se equilibrarem sem que haja deformações suficientes para gerar fissuras.

Nos nós contínuos, o desvio das tensões é feito ao longo de um comprimento razoável, suficiente para que as armaduras sejam ancoradas e, assim, eles não sejam considerados críticos. Nesse contexto, as condições de ancoragem, bem como a geometria do nó, o estado de tensões nele instalado e a resistência do concreto são verificações imprescindíveis para a realização do dimensionamento.

Para a definição geométrica do nó, algumas literaturas recomendam que a tensão no seu interior seja igual às tensões nas bielas. Assim, o estado de tensões gerado é pseudo-hidroestático e os lados das regiões nodais são perpendiculares aos eixos das bielas, bastando realizar a verificação destas para garantir a segurança estrutural.

Já as recomendações normativas classificam os nós de acordo com a quantidade de bielas e tirantes que neles se cruzam, adotando “C” para compressão e “T” para tração. Quando não há tensões transversais de tração na biela, tem-se um nó CCC. Quando surgem tensões transversais de tração, os nomes variam conforme a confluência de tirantes: se a biela for atravessada por um único tirante, tem-se um nó CCT; dois tirantes resultam em um nó CTT; e para três tirantes, tem-se um nó TTT (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Representações típicas de geometrias nodais.



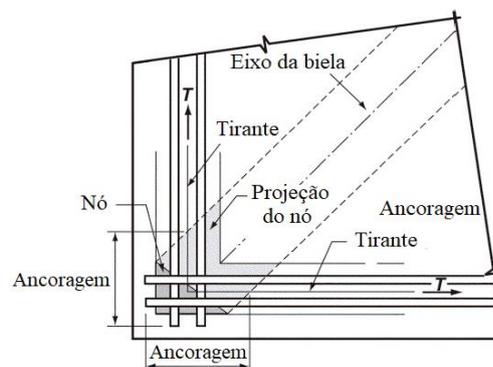
Fonte: ACI 318, 2014 (adaptado).

2.2.3. Tirantes

Em um modelo concebido pelo MBT, os tirantes são as representações discretas dos campos de tração, cujas resultantes internas são absorvidas por camadas de barras de aço que irão suportar os esforços atuantes. Por serem os elementos que suprem a baixa resistência do concreto a tensões de tração axial, existe uma grande preocupação quanto à ancoragem das armaduras nas estruturas.

É recomendável, portanto, o emprego de barras mais finas e em maior quantidade de camadas, pois as armaduras devem ser dispostas ao longo de uma área suficientemente grande para evitar o esmagamento das regiões nodais, apesar de existirem situações em que o equilíbrio só é satisfeito com a utilização de tirantes de concreto, como em regiões sem espaço suficiente para ancorar a armadura. Para melhor ilustrar a disposição destes elementos em um modelo idealizado, a Figura 2.5 mostra um exemplo da ancoragem de dois tirantes em uma zona nodal.

Figura 2.5 - Projeção de uma zona nodal ancorando dois tirantes.



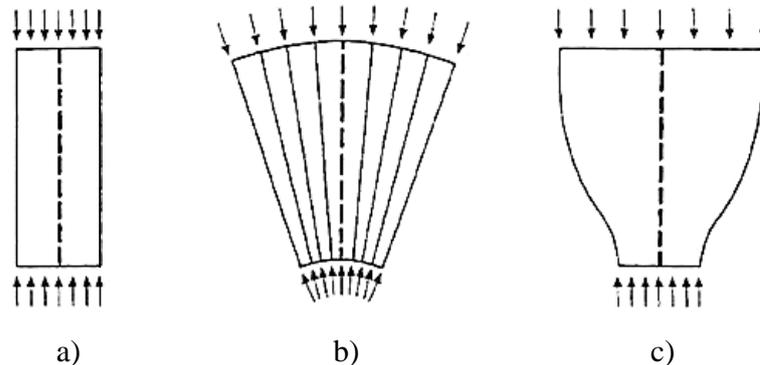
Fonte: ACI 318, 2014 (adaptado).

2.2.4. Bielas

As bielas representam os campos de compressão no modelo e são delimitadas por uma diagonal de concreto envolvida por duas fissuras consecutivas. Schlaich *et al.* (1987) atribuem três configurações típicas para as bielas de concreto, segundo a forma como as tensões se distribuem dentro da estrutura.

Uma biela prismática distribui as tensões de maneira retilínea, em uma seção transversal uniforme ao longo de seu comprimento, enquanto que uma biela em leque idealiza um campo de tensão com curvatura desprezível. Em ambas, não ocorrem tensões transversais de tração. Já uma biela do tipo garrafa apresenta um perfil convexo, com o surgimento de tensões transversais e uma distribuição de tensão ao longo de linhas curvilíneas com afunilamento da seção nas extremidades, como visto na Figura 2.6.

Figura 2.6 - Configurações típicas de bielas: a) Prismática; b) Leque; c) Garrafa.

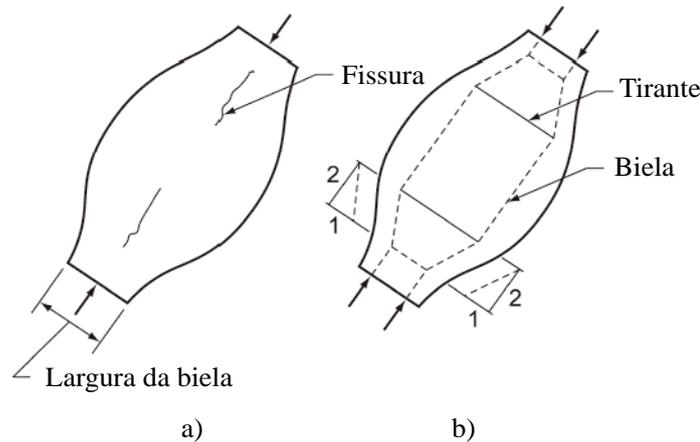


Fonte: Schlaich *et al.*, 1987 (adaptado).

Em uma biela do tipo garrafa, a tensão de tração surge combinada à compressão longitudinal, se dispersando do eixo do elemento e causando um alargamento da seção de concreto em sua porção intermediária, podendo assim ocasionar fissuras que levem à ruptura prematura do concreto (Figura 2.7a) e indicando a necessidade de armadura nessa região para manter o equilíbrio estático.

A ruptura deste tipo de biela ocorre por fendilhamento. A diagonal formada entre a aplicação de uma carga concentrada e o apoio adjacente em uma viga-parede é um exemplo comum de biela do tipo garrafa, que pode ser representada de diversas maneiras no MBT (Figura 2.7b).

Figura 2.7 - Biela do tipo garrafa: a) Fissuração; b) Modelo de bielas e tirantes.



Fonte: ACI 318, 2014 (adaptado).

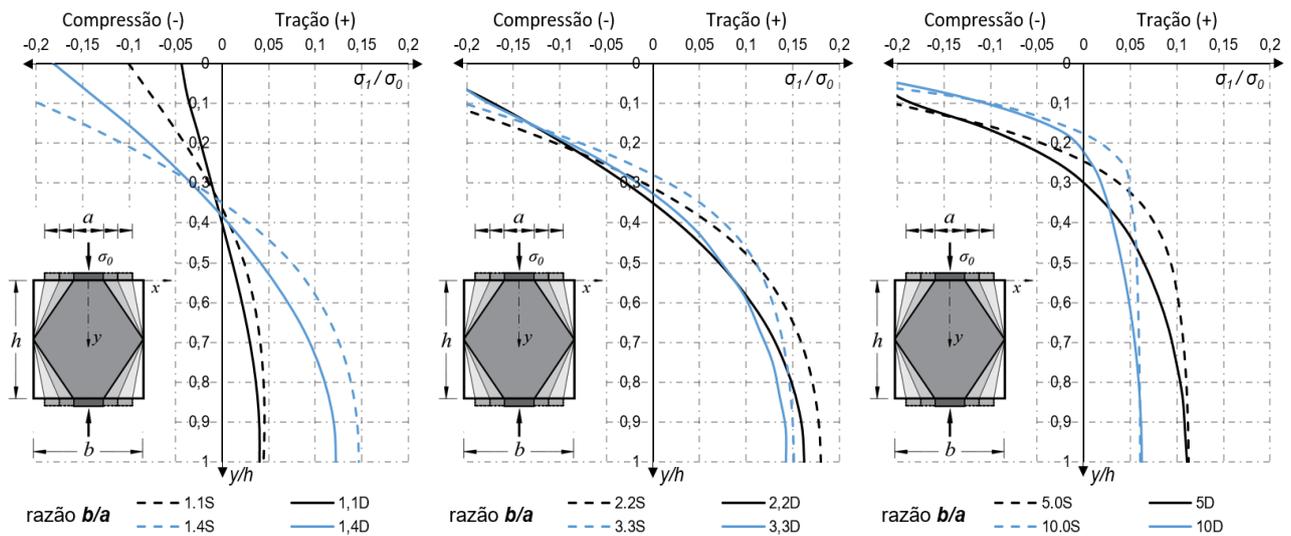
Alguns estudos sobre o comportamento de bielas do tipo garrafa comumente encontrados na literatura envolvem ensaios experimentais em elementos prismáticos com áreas reduzidas nas superfícies de contato, onde a aplicação do carregamento é realizada. Como exemplo, pode-se citar o de Brown *et al.* (2006), que na busca para estabelecer qual a resistência adequada para bielas, concluiu que variações nas taxas de armadura tem pouca ou nenhuma influência no fator de eficiência de bielas do tipo garrafa. Mais tarde, em contrapartida, além de confirmarem um aumento da capacidade resistente em bielas com armaduras, Sahoo *et al.* (2011) questionaram o valor de β_s empregado pela norma norte-americana do ACI, propondo um método analítico para determiná-lo.

Outro exemplo é a pesquisa de Minafò e Campione (2011), que ao investigarem a dispersão das tensões em bielas do tipo garrafa em prismas carregados em áreas de contato com diferentes dimensões, chegaram à conclusão de que carregamentos mais concentrados levaram a menores resultados de carga-deslocamento. Em função do β_s , entretanto, foi observado aumento da eficiência da biela conforme maiores razões entre a largura do espécime e área de concreto em que se aplicou carga. Esta relação é conhecida na literatura como fator de concentração de carregamento (b/a). Os autores destacaram ainda que a presença de armadura transversal gera ganhos para o comportamento resistente da estrutura.

A geometria da região disponível para as tensões de compressão se dispersarem no concreto tem influência direta sobre as características da biela formada, e por esta razão outros autores também vêm investigando a influência de parâmetros como o fator de concentração de carregamento e, ainda, um fator de forma, o qual relaciona a altura do prisma com a sua largura (h/b).

Trabalhos de grande destaque nesse campo de pesquisa são o de Regan (1986) e de Sahoo *et al.* (2009), que mesmo apresentando relações h/b diferentes entre si, chegaram a conclusões similares, de que as bielas atingem maiores resistências quanto mais concentrado o carregamento, em função do β_s . Pamplona *et al.* (2017) comprovaram a mesma ideia ao estudar a influência da geometria da biela por meio de uma análise linear-elástica por elementos finitos, em prismas com h/b e b/a variáveis, como visto na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Distribuição de tensões elásticas transversais à biela conforme sua geometria.



Fonte: Pamplona *et al.*, 2017 (adaptado).

Uma outra abordagem para a análise da resistência de bielas envolve o desenvolvimento de pesquisas com vigas-parede, como nos estudos de Brown e Bayrak (2006), Garber *et al.* (2014) e Khatab *et al.* (2016), sendo que este último concluiu que os principais parâmetros de influência na resistência das vigas-parede são a resistência do concreto e a taxa de armadura transversal existente, sendo as barras verticais mais eficientes que as dispostas horizontalmente.

Outro trabalho interessante é o de Ismail *et al.* (2017), no qual três fatores principais que afetam a resistência efetiva de vigas-parede foram examinados: a relação a/d ; a resistência à compressão do concreto; e a taxa de armadura transversal. Dentre as conclusões, atesta-se que para predições de resistência mais eficientes, os fatores indicados em normas para o cálculo da resistência de bielas devem incluir estes três parâmetros em suas especificações.

2.3. Vigas-parede

2.3.1. Definição

O conceito de viga-parede não é único, pois varia conforme os parâmetros de análise considerados na classificação. Entretanto, é de comum acordo que este tipo de elemento apresenta uma pequena razão a/d (menor que 2), caracterizando-se como uma viga curta ou muito curta, e com um comportamento estrutural ineficiente tanto à flexão quanto ao cisalhamento se adotadas as especificações de projeto para vigas usuais, visto que não obedece à hipótese clássica das seções planas. A Figura 2.9 mostra um exemplo real da construção de uma viga-parede em um edifício.

Figura 2.9 - Viga-parede em construção de edifício.



Fonte: Wight e MacGregor, 2012.

Assim sendo, o ACI 318 (2014) define vigas-parede como membros carregados em uma face e apoiados na face oposta, de tal forma que uma biela de compressão seja formada nessa região e que duas condições sejam satisfeitas: o vão livre l_n não deve exceder quatro vezes a altura h do elemento, e cargas concentradas devem estar até uma distância $2h$ da face de aplicação do carregamento ao apoio.

O Eurocode 2 (2004) considera viga-parede como toda viga cujo vão tenha um valor inferior a três vezes o de sua altura total, e faz recomendações quanto ao uso de uma malha ortogonal de armaduras neste tipo de membro estrutural, com relação à taxa mínima adotada, espaçamento e ancoragem dessas barras. E, por sua vez, a ABNT NBR 6118 (2014)

caracteriza vigas-parede como vigas altas, em que a relação entre o vão e a altura l/h deve ser inferior a 2 em vigas bi-apoiadas, e a 3 em vigas contínuas.

2.3.2. Mecanismos de ruptura

A complexidade da distribuição de tensões em vigas-parede se deve, com certo destaque, à transferência da carga aplicada na face superior do elemento diretamente aos apoios por meio de um efeito arco, o que leva à uma expressiva distribuição não-linear de deformações em sua seção transversal e à formação de uma fissura inclinada entre esses pontos. Esse mecanismo interfere principalmente na capacidade resistente de vigas com a/d menores que 2,5, visto que existe uma tendência de diminuição de resistência conforme essa relação aumenta (FISKER e HAGSTEN, 2016).

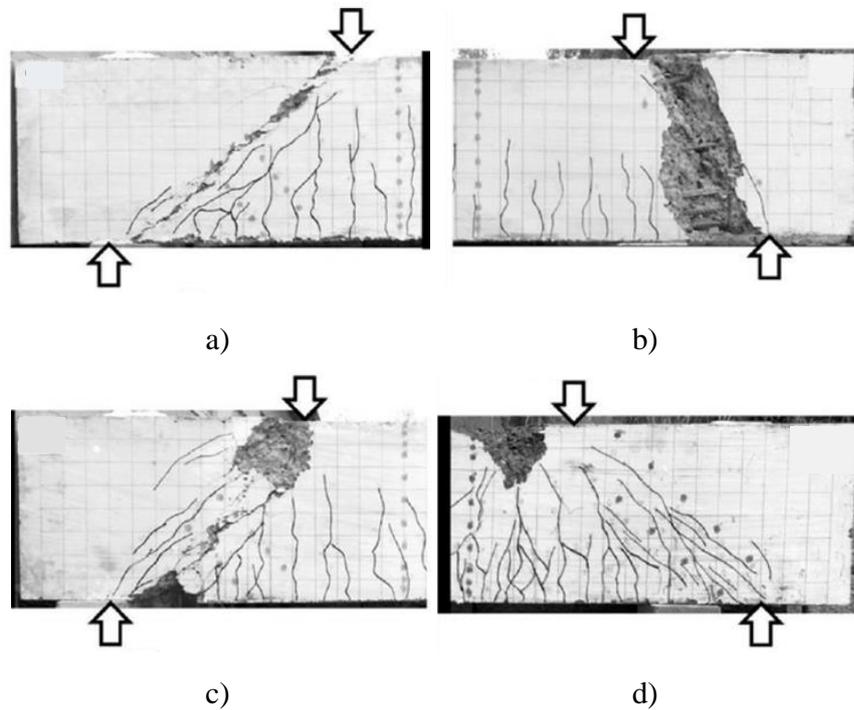
O padrão de fissuração em vigas-parede sob a ação de um carregamento se caracteriza pelo surgimento de fissuras de flexão no meio do vão livre, perpendiculares ao eixo da armadura longitudinal, seguido do início gradual de fissuras diagonais no vão de cisalhamento, que se estendem em direção ao ponto de aplicação de carga. Antes da ruptura, a viga-parede passa por um estágio de propagação de fissuras relativamente estável, conforme a progressão do carregamento aplicado, em que a altura das fissuras inclinadas é geralmente superior à das fissuras de flexão.

Alguns modos de ruptura comuns para vigas-parede são decorrentes da ação de forças cortantes, podendo ser por tração diagonal ou fendilhamento (Figura 2.10a), sem que ocorra o esmagamento do concreto, ou por compressão diagonal (Figura 2.10b), em que a biela comprimida é esmagada.

Também se observam a ruptura por flexão-cisalhamento (Figura 2.10c), que inicia com o escoamento da armadura e posterior esmagamento do concreto na zona comprimida (neste caso, a resistência ao esforço cortante é atingida antes do esmagamento total do concreto), e a ruptura por flexão (Figura 2.10d), com o escoamento da armadura longitudinal no meio do vão da viga, o prolongamento de fissuras verticais desde a base até quase toda a altura e o esmagamento do concreto na região nodal.

Por fim, é possível ainda que a ruptura se dê pelo esmagamento do concreto sobre o apoio ou sob as cargas concentradas (ruptura local), indicando um nível de tensões elevado que resulta no esmagamento do concreto antes que a capacidade resistente da viga seja esgotada, o que na verdade é um modo de ruptura a ser evitado.

Figura 2.10 - Modos de ruptura comumente observados em vigas-parede: a) Tração diagonal; b) Compressão diagonal; c) Flexão-cisalhamento; d) Flexão.



Fonte: Ismail *et al.*, 2017 (adaptado).

Nesse contexto, mesmo que os mecanismos de ruptura de uma viga-parede envolvam expressivas distribuições não-lineares de deformações, sabe-se que sua capacidade resistente está diretamente relacionada à resistência efetiva da biela de compressão e das regiões nodais (TUCHSCHERER *et al.*, 2016). Ressalta-se ainda que, assim como modos de ruptura distintos podem levar a capacidades resistentes similares, vigas com características semelhantes podem vir a desenvolver padrões diferentes de fissuras até o momento da ruptura (CAVAGNIS *et al.*, 2017).

O comportamento resistente de vigas-parede ainda não é inteiramente conhecido, por sofrer interferência de diversos parâmetros, e por esta razão é observada a necessidade de se revisar e aprimorar as atuais prescrições normativas de projeto, para que passem a considerar fatores que interfiram expressivamente na resistência de vigas-parede, conforme aponta Ismail *et al.* (2017).

2.4. *Recomendações normativas*

Como visto, quando a resistência à tração do concreto é excedida, a ruptura da biela do tipo garrafa se dá por fendilhamento e uma fissura longitudinal ao longo de seu eixo é formada. Ao se analisar uma estrutura com descontinuidades, tal qual uma viga-parede, a fissura aparecerá à uma inclinação θ em relação ao eixo horizontal da viga quando ela estiver sob ação do esforço cortante, a qual continuará abrindo até chegar à ruptura. Assim, a armadura na alma de uma viga-parede ajuda a absorver as tensões de tração que cruzam a biela e, por consequência, a conter a fissuração iniciada no concreto, permitindo que a biela suporte cargas adicionais e posteriores ao aparecimento da fissura diagonal.

Diversas recomendações normativas de projeto contemplam fundamentos do MBT em seus métodos de cálculo, principalmente para a estimativa de resistência de bielas, onde se utiliza a resistência à tração do concreto como uma função da resistência à compressão, sendo então de fundamental importância para um correto dimensionamento entender o que as normas preveem para esse parâmetro.

2.4.1. **ABNT NBR 6118 (2014)**

Considerando que o mecanismo resistente de vigas comuns não é apropriado para o dimensionamento das regiões com descontinuidades, a norma brasileira introduziu, em sua mais recente revisão, algumas disposições relevantes guiando o desenvolvimento de modelos baseados no MBT, relacionadas principalmente à determinação da resistência de cálculo para bielas de concreto. Essa nova abordagem se caracteriza como um avanço para as pesquisas a nível nacional, pois desta forma é possível correlacionar de maneira mais adequada a ABNT NBR 6118 (2014) às normas internacionais de dimensionamento estrutural.

Para a verificação da tensão resistente máxima do concreto (f_{cd}), a norma distingue a resistência de cálculo nas bielas conforme as regiões nodais: para nós do tipo CCC, faz-se uso da Equação 2.1; para nós do tipo CTT e TTT, a Equação 2.2 é utilizada; e para nós do tipo CCT, que é o caso observado para bielas do tipo garrafa, utiliza-se a Equação 2.3.

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.1)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.2)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.3)$$

Onde:

α_{v2} é um termo dependente da resistência do concreto, calculado por $1 - f_{ck} / 250$, onde f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, expressa em MPa;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto, calculada por f_{ck} / γ_c , sendo γ_c um coeficiente de segurança estrutural.

Esta norma trata, ainda, do caso específico de vigas-parede, em relação à quantidade e distribuição das armaduras. Apesar de fornecer detalhamento para as barras de flexão e armaduras vertical e horizontal (mínimo de $0,075\% \cdot b_w$ por face, por metro), uma grande deficiência desta norma é que ela ainda não considera de maneira direta a função das armaduras para o ganho de resistência das bielas.

Para a estimativa da resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado, a recomendação é que a força resistente de cálculo deve ser verificada, tanto relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto quanto à ruína por tração diagonal. São apresentados dois modelos de cálculo nesta norma, sendo um ponto em comum a consideração de que a resistência à tração diagonal para elementos reforçados transversalmente (V_{Rd3}) é dada pela somatória de uma parcela de contribuição do concreto íntegro entre as fissuras (V_c) e outra do aço (V_{sw}), conforme a Equação 2.4.

$$V_{Rd3(I, II)} = V_{c(I, II)} + V_{sw(I, II)} \quad (2.4)$$

O modelo de cálculo I admite que a inclinação da biela θ seja igual a 45° e recomenda o uso das Equações 2.5 e 2.6 para estabelecer as parcelas contribuintes do concreto e da armadura transversal, respectivamente. A resistência máxima ao cisalhamento à diagonal de compressão (V_{Rd2}) é dada pela Equação 2.7.

$$V_{c(I)} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.5)$$

$$V_{sw(I)} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.6)$$

$$V_{Rd2(I)} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.7)$$

Onde:

f_{ctd} é calculado pela relação $f_{ctk,inf} / \gamma_c$, sendo $f_{ctk,inf}$ a resistência à tração frágil do concreto em 5% dos casos, encontrada por meio de $0,7.f_{ctm}$, sendo $f_{ctm} = 0,3.f_{ck}^{2/3}$ para concretos de classes até C50;

A_{sw} é a área de aço de uma camada da armadura transversal;

s é o espaçamento entre as camadas de armadura transversal;

f_{ywd} é a tensão de cálculo na armadura transversal passiva, com valor não superior a 435 MPa;

α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da viga, podendo-se tomar um valor dentro do intervalo de $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

O modelo de cálculo II considera os efeitos de fissuração diagonal, que acabam reduzindo a inclinação da biela e, por consequência, a contribuição do concreto para a resistência. Nele, θ pode variar de 30° a 45° , desde que o valor da contribuição do concreto seja obtido conforme a Equação 2.8. Em casos como este, esta parcela de contribuição do concreto é função do cortante aplicado V , calculado por meio de um processo iterativo. A contribuição das armaduras transversais é dada pela Equação 2.9 e a resistência máxima quanto à compressão diagonal do concreto pela Equação 2.10.

$$V_{c(II)} = V_{c(I)} [(V_{Rd2(II)} - V) / (V_{Rd2(II)} - V_{c(I)})] \leq V_{c(I)} \quad (2.8)$$

$$V_{sw(II)} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sen \alpha \quad (2.9)$$

$$V_{Rd2(II)} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sen^2 \theta (\cotg \theta + \cotg \alpha) \quad (2.10)$$

Essa norma recomenda ainda que, para o cálculo da armadura transversal de vigas curtas, onde a carga e a reação de apoio sejam aplicadas em faces opostas de uma viga com $a/d \leq 2$ e cuja força cisalhante não seja proveniente de cabos de protensão, deve-se considerar um fator de redução no dimensionamento, multiplicando-se a força cortante por $a/2d$.

2.4.2. Eurocode 2 (2004)

As prescrições normativas do Eurocode 2 (2004) para o dimensionamento estrutural pelo MBT são bastante simplificadas e consideram que a resistência de cálculo para uma biela

de concreto sujeita a tensões transversais de compressão deve ser calculada por meio da Equação 2.11. Esta expressão é a mesma adotada pela norma brasileira para o caso de bielas do tipo garrafa sob significativas tensões transversais de tração, sendo v' obtido da mesma maneira prevista para α_{v2} e, portanto, função apenas da resistência do concreto.

$$\sigma_{Rd,max} = 0,60.v'.f_{cd} \quad (2.11)$$

Para o cálculo da resistência ao cisalhamento unidirecional de elementos de concreto armado sem armadura transversal ($V_{Rd,c}$), esta norma recomenda que seja utilizado o máximo valor encontrado nas Equações 2.12 e 2.13, bem como prevê a multiplicação do cortante por um fator de redução $\beta = a/2d$ para situações de vigas curtas, em que a carga aplicada está à uma distância igual a $0,5d \leq a \leq 2d$ da extremidade do apoio.

$$V_{Rd,c} = [0,18.k.(100.\rho_l.f_{ck})^{1/3}].b_w.d \quad (2.12)$$

$$V_{Rd,c} = 0,035.k^{3/2}.\sqrt{f_{ck}}.b_w.d \quad (2.13)$$

Onde:

k é um termo que considera a redução da resistência ao cisalhamento devido ao efeito de escala e pode ser obtido por $1 + \sqrt{200/d} \leq 2$;

ρ_l é a parcela referente à taxa de armadura longitudinal que contribui para a resistência ao cisalhamento devido ao efeito pino e pela contenção da fissuração de uma viga, calculada por $A_s / b_w.d$.

Já para elementos contendo armadura transversal, o Eurocode 2 (2004) considera para o ângulo de inclinação da biela um valor entre $21,8^\circ$ e 45° , e a estimativa da resistência ao cisalhamento ($V_{Rd,s}$) de vigas armadas com estribos perpendiculares ao seu eixo horizontal ($\alpha = 90^\circ$) deve ser dada pela Equação 2.14. Este valor não deve ultrapassar aquele obtido por meio da Equação 2.15, que equivale à resistência máxima ao cisalhamento ($V_{Rd,max}$) quando a biela rompe próximo à aplicação do carregamento.

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s).0,9.d.f_{ywd}.\cotg \theta \quad (2.14)$$

$$V_{Rd,max} = (b_w.0,9.d.f_{cd}) / (\cotg \theta + \tg \theta) \quad (2.15)$$

2.4.3. ACI 318 (2014)

A norma norte-americana faz a distinção entre os procedimentos de cálculo para bielas do tipo garrafa com e sem armaduras, adotando valores constantes e diferentes para cada situação. O valor da resistência à compressão de bielas sem e com armadura é dado pelas Equações 2.16 e 2.17, respectivamente.

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs} \quad (2.16)$$

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs} + A_{s'} \cdot f_{s'} \quad (2.17)$$

Onde:

f_{ce} é a resistência efetiva do concreto na biela, dada pela Equação 2.18;

A_{cs} é a área da seção transversal no final da biela considerada;

$A_{s'}$ é a área da seção transversal da armadura ao longo do comprimento da biela;

$f_{s'}$ é a tensão de escoamento do aço da armadura.

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f_{c'} \quad (2.18)$$

Onde:

β_s é um fator de rendimento igual a 1,0 para bielas prismáticas; 0,75 para bielas do tipo garrafa em que a armadura cruze o eixo da biela; e 0,60 para situações em que essa condição não esteja sendo satisfeita;

$f_{c'}$ é a resistência à compressão do concreto.

Percebe-se então que o fator de eficiência da biela do tipo garrafa depende da taxa mínima de armadura empregada. Assim, no caso em que a armadura que a estiver cruzando puder resistir a uma tensão transversal igual à metade do valor nominal de compressão axial nesta biela (recomendação de 1:2 para a dispersão da carga aplicada), ou ainda, se $f_{c'} \leq 40$ MPa e a Equação 2.19 for atendida, o valor de β_s equivale a 0,75; caso contrário, β_s terá valor igual a 0,60. A Figura 2.11 auxilia no entendimento dos parâmetros utilizados na expressão de cálculo.

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \cdot \text{sen } \alpha_i \geq 0,003 \quad (2.19)$$

Onde:

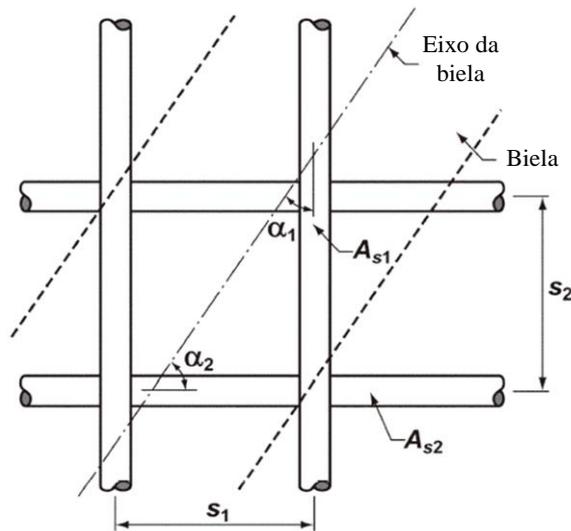
A_{si} é a área total de armadura cruzando a biela na i -ésima camada;

b_s é a largura da biela;

s_i é o espaçamento entre as armaduras na i -ésima camada;

α_i é o ângulo entre a i -ésima camada de armadura e o eixo da biela.

Figura 2.11 - Barras da armadura que cruzam a biela.



Fonte: ACI 318, 2014 (adaptado).

O propósito da armadura é resistir às tensões transversais de tração que surgem na biela, evitando assim o surgimento de fissuras que venham a comprometer a resistência do concreto. Com relação a vigas-parede, essa norma recomenda uma área de aço mínima de $0,0025 \cdot b_w \cdot s$ para as armaduras com função de controle de fissuração, sendo s o espaçamento correspondente às barras distribuídas vertical e horizontalmente.

Para a determinação da resistência ao cisalhamento em membros sem reforço transversal, o modelo de cálculo desta norma adota uma expressão generalizada, apresentada na Equação 2.20, e assume um ângulo fixo de inclinação para a biela igual a 45° .

$$V_c = (1/6) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.20)$$

Para elementos de concreto armado com armadura transversal, a resistência ao cisalhamento (V_n) é obtida por meio da Equação 2.21, envolvendo as contribuições do

concreto (V_c) e do aço (V_s), sendo esta última dada pela Equação 2.22. Ressalta-se que este valor de V_s corresponde à situação de estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$), devendo ser utilizada outra expressão para o caso de estribos inclinados.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.21)$$

$$V_s = (d / s) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad (2.22)$$

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

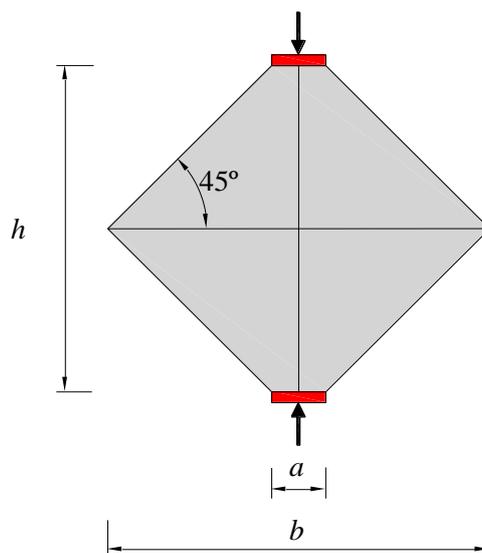
A metodologia adotada para esta pesquisa consistiu em um estudo experimental com 8 espécimes de concreto simples e armado, sendo eles 4 prismas hexagonais e 4 vigas-parede, tendo como variável a taxa de armadura transversal. Com os ensaios, buscou-se avaliar as contribuições que as camadas de armadura oferecem à eficiência das bielas de concreto desses elementos, sob tensões de fendilhamento para os prismas e para os vãos de cisalhamento das vigas, estabelecendo ainda algumas comparações entres seus mecanismos resistentes a partir dos resultados encontrados. O programa experimental foi conduzido no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará (LEC/UFPA), no *Campus* Tucuruí.

3.1. Prismas

3.1.1. Características

Foram produzidos 4 prismas hexagonais de concreto, com dimensões de 1060 x 910 x 150 mm, razão b/a aproximadamente igual a 7 e, como já mencionado, cada prisma teve por finalidade representar o vão de cisalhamento de uma viga-parede correspondente, onde ocorre a formação de uma biela do tipo garrafa devido a fluxos de tensão de compressão e tração no concreto. A Figura 3.1 mostra a geometria escolhida para todos os prismas.

Figura 3.1 - Padrão de geometria dos prismas.



Onde: $h = 910$ mm; $b = 1060$ mm; $a = 150$ mm.

Fonte: Autoria própria, 2019.

A nomenclatura atribuída aos prismas (P0, P11, P22 e P41) diz respeito à cada taxa de armadura transversal, sendo que os espécimes com armadura transversal apresentavam barras distribuídas em camadas a 45° do eixo da biela. A definição de uma geometria hexagonal para os prismas teve por finalidade dispor suas armaduras em uma direção menos favorável, que não correspondesse à direção das tensões transversais de tração no elemento, ficando assim mais próximo do que ocorre na alma de uma viga-parede.

A Tabela 3.1 apresenta as características gerais das armaduras dos prismas, como diâmetro, quantidade e espaçamento das barras de aço, bem como as taxas de armadura conforme a direção, e a taxa de armadura transversal total para cada um dos espécimes prismáticos.

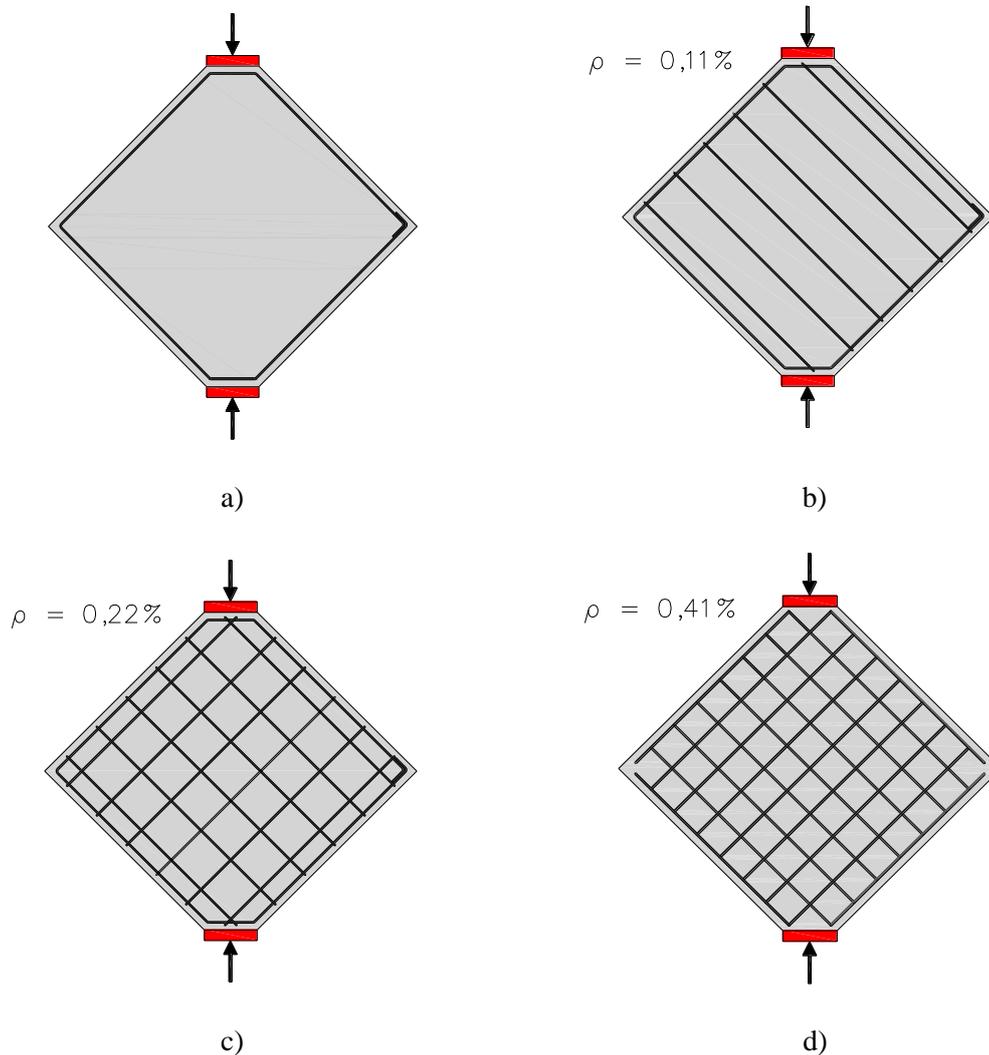
Tabela 3.1 - Características das armaduras dos prismas.

Prisma	\varnothing_w (mm)	n_w	s_w (mm)	ρ_w (%)	\varnothing_s (mm)	n_s	s_s (mm)	ρ_s (%)	ρ (%)
P0	-	-	-	-	-	-	-	-	0
P11	4,2	6	120	0,11	-	-	-	-	0,11
P22	4,2	6	120	0,11	4,2	5	120	0,11	0,22
P41	5,0	7	90	0,21	5,0	7	90	0,21	0,41

O prisma P0 (Figura 3.2a) foi produzido com concreto simples e utilizado na análise da resistência de bielas do tipo garrafa na ausência de armadura. Apesar disso, ele e os demais prismas foram confeccionados com armaduras de contorno para garantir a integridade dos espécimes durante os ensaios e possibilitar a fixação de ganchos de aço que facilitaram sua movimentação. Ressalta-se que essas barras não proporcionaram aumento de resistência ao fendilhamento, visto que não estavam posicionadas no plano de ruína dos prismas.

O prisma P11 (Figura 3.2b) apresentava barras em somente uma direção transversal (*web reinforcement* - *W*), com taxa de armadura de 0,11%, enquanto os prismas P22 (Figura 3.2c) e P41 (Figura 3.2d) contaram com armaduras transversais em duas direções (*W* e *skin reinforcement* - *S*) e taxas de armadura iguais a 0,22% e 0,41%, respectivamente. O prisma P41, além de dispor da maior taxa de armadura transversal dentre os prismas de concreto armado, funcionou como referência para os demais, visto que seus valores foram estabelecidos por meio da Equação 2.19.

Figura 3.2 - *Layout* das armaduras dos prismas: a) P0; b) P11; c) P22; d) P41.

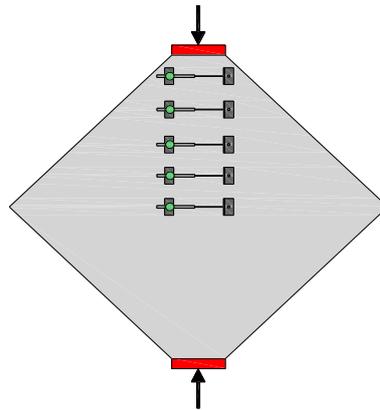


Fonte: Autoria própria, 2019.

3.1.2. Instrumentação

O monitoramento das respostas do comportamento mecânico dos prismas se deu em função da abertura de fissuras e das deformações no concreto e nas armaduras. As leituras referentes à abertura da fissura de fendilhamento foram realizadas com sensores de deslocamento linear com potenciômetro de mola, fixados em pares de cantoneiras parafusadas na superfície dos prismas. Foram posicionados 5 sensores ao longo da linha longitudinal que vai desde a região comprimida abaixo da aplicação da carga até a porção central do prisma, onde deve ocorrer a máxima tensão transversal de tração na biela (Figura 3.3).

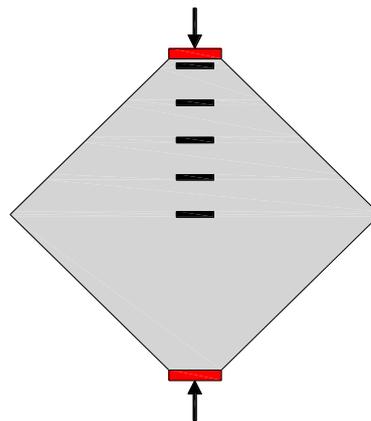
Figura 3.3 - Sensores de deslocamento linear nos prismas.



Fonte: Autoria própria, 2019.

A leitura de deformações no concreto foi realizada de maneira interna. Foram escolhidos para monitoramento os prismas P0 e P41, por serem, respectivamente, o prisma sem armadura e com maior taxa de armadura transversal. Foram utilizados 5 extensômetros uniaxiais de imersão, envoltos pela massa de concreto e inseridos transversalmente até a meia-altura dos prismas, com o primeiro extensômetro posicionado 10 mm abaixo da chapa onde o carregamento foi aplicado. A Figura 3.4 mostra a posição dos extensômetros internos.

Figura 3.4 - Extensômetros internos de concreto nos prismas P0 e P41.



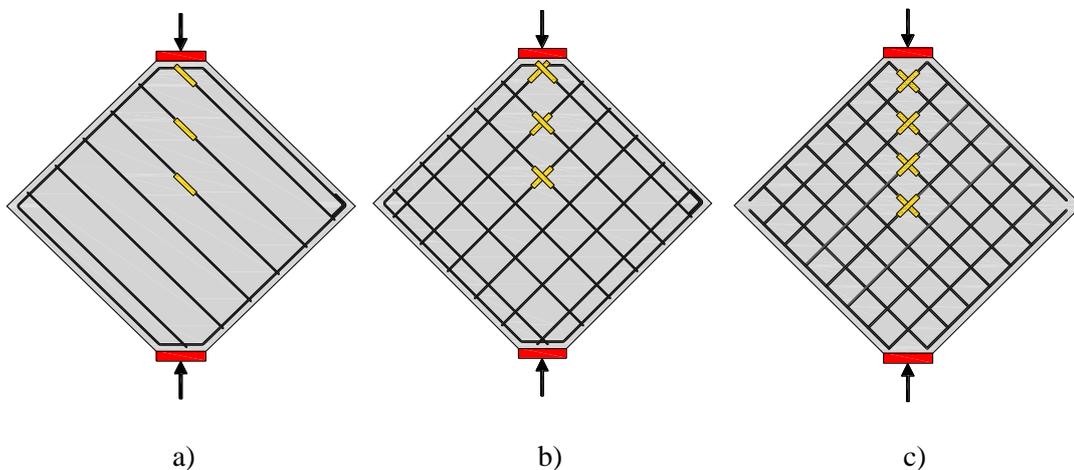
Fonte: Autoria própria, 2019.

Para a leitura de deformações das armaduras dos prismas e também das vigas-parede, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER), com uma leitura em duas direções, ou seja, em cada ponto de análise foram fixados 2 extensômetros, um em cada face da barra de aço. Desta forma, a deformação adotada foi a média aritmética das leituras na

seção transversal das barras, com o objetivo de eliminar quaisquer efeitos que porventura viessem a prejudicar o registro dos dados durante o ensaio.

Os extensômetros foram posicionados ao longo do eixo vertical, na armadura *W* do prisma P11 (Figura 3.5a) e nas armaduras *W* e *S* dos prismas P22 (Figura 3.5b) e P41 (Figura 3.5c), nos pontos de cruzamento dessas barras, sempre na mesma face dos prismas. Ressalte-se que a escolha do posicionamento dos extensômetros somente até a porção intermediária se justificou pela simetria da distribuição de tensões no elemento prismático.

Figura 3.5 - Extensômetros de aço nas armaduras dos prismas: a) P11; b) P22; c) P41.



Fonte: Autoria própria, 2019.

3.1.3. Sistema de ensaio

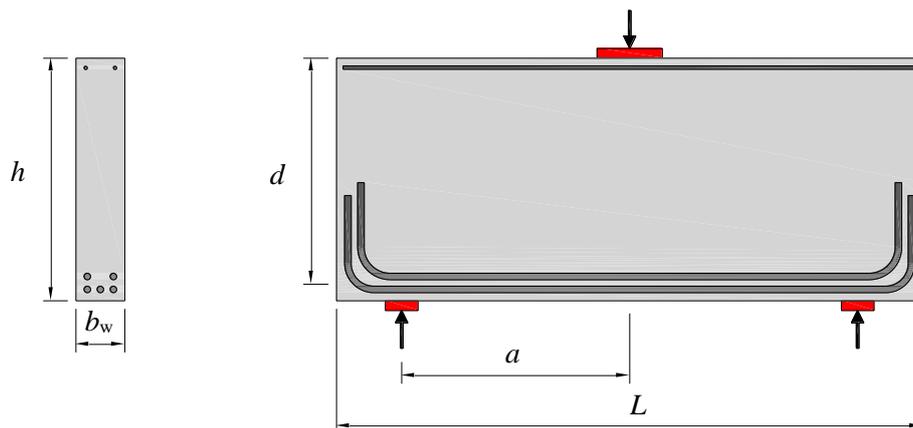
Os prismas foram submetidos a forças axiais de compressão centrada, mediante a aplicação de carregamento na prensa hidráulica, em passos de carga de 10 kN. Os apoios foram constituídos por chapas de aço quadradas e maciças (150 x 150 mm), uma disposta no apoio inferior e outra no superior. Para minimizar a fricção entre a superfície de contato do concreto com as chapas, uma demão de graxa foi aplicada nessas interfaces. As Figuras 3.6 e 3.7 exemplificam o sistema de ensaio dos prismas.

Os dados do monitoramento nos ensaios foram coletados com o módulo de aquisição de dados ADS 2002, no qual foram conectados os cabos dos leitores de deformação e deslocamento. O aparelho foi instalado a um *notebook*, sendo controlado pelo *software* do próprio fabricante. O mesmo sistema foi empregado nos ensaios das vigas-parede.

transversal, distribuída conforme a especificação de cada viga em barras de aço verticais e horizontais. O cobrimento de concreto adotado foi de 25 mm.

Para atingir os objetivos da pesquisa, o valor encontrado no dimensionamento para a área de aço longitudinal foi superestimado a fim de se garantir uma resistência à flexão superior à resistência ao esforço cortante. Na zona tracionada, foram utilizadas 5 barras de aço CA-50 com 20 mm de diâmetro e ganchos dobrados a 90° nas extremidades para prevenir a falha prematura devido à perda de ancoragem. Já na zona comprimida, 2 barras com 10 mm de diâmetro atuaram como armaduras de composição. Nestas barras superiores foram também fixados ganchos de aço para permitir uma melhor locomoção das vigas durante os ensaios. A Figura 3.8 mostra as características geométricas e da armadura longitudinal comuns às vigas-parede.

Figura 3.8 - Padrão de geometria e armadura longitudinal das vigas-parede.



Onde: $h = 750$ mm; $b_w = 150$ mm; $L = 1800$ mm; $a = 700$ mm; $d = 700$ mm.

Fonte: Autoria própria, 2019.

A ideia principal das diferentes disposições das barras de aço ao longo da alma das vigas-parede foi ter sempre taxas de armadura iguais às dos prismas em cada vão esquerdo, e no vão direito taxas superiores a elas, induzindo assim que a ruptura ocorresse no vão menos reforçado. As nomenclaturas das vigas-parede foram escolhidas com base na taxa de armadura de cada vão esquerdo (V0, V11, V22 e V41).

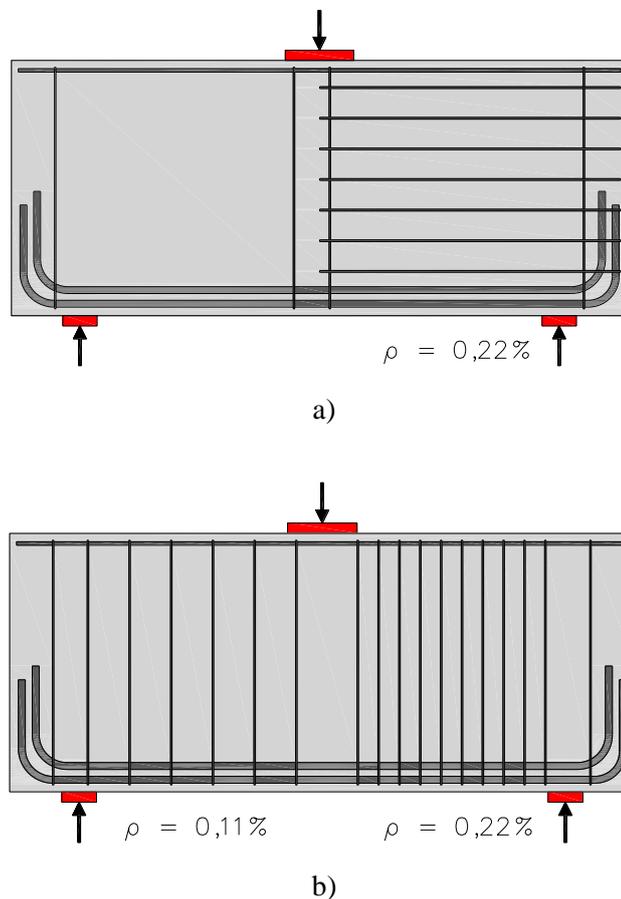
Todas as armaduras transversais foram estribos fechados de 2 pernas e tanto as verticais quanto as horizontais foram compostas por barras de aço CA-60 com diâmetros de 4,2 e 5 mm, conforme o *layout* das armaduras de cada um. A exceção se deu para a viga V41, que por representar o espécime com a maior taxa de armadura, apresentava barras de aço CA-50 com diâmetro de 8 mm nos estribos do vão direito.

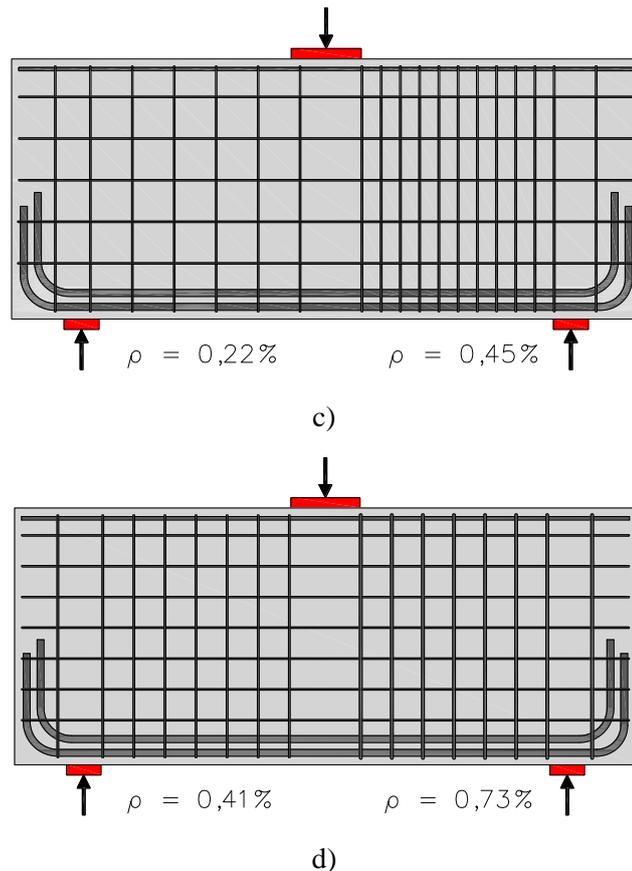
A viga V0 (Figura 3.9a) foi o espécime de referência, por não apresentar armaduras transversais em seu vão esquerdo, contendo apenas 4 estribos localizados fora de ambos os vãos de cisalhamento, com fins exclusivamente construtivos. O objetivo desta viga foi avaliar a resistência de bielas do tipo garrafa formadas em vigas-parede sem armadura transversal. Seu vão direito contou apenas com armadura horizontal ($\rho = 0,22\%$).

Na viga V11 (Figura 3.9b) havia somente armaduras verticais, sendo a taxa de armadura do vão esquerdo igual a 0,11% e do vão direito igual à da viga anterior ($\rho = 0,22\%$), possibilitando identificar qual a influência exercida pela orientação das barras sobre a resistência e evolução das fissuras nas vigas para uma mesma taxa de armadura.

As vigas V22 e V41 contavam com armaduras verticais e horizontais em ambos os vãos de cisalhamento. A viga V22 (Figura 3.9c) apresentava taxa de armadura de 0,22% no vão esquerdo e no direito um valor de área de aço aproximadamente igual à somatória das taxas anteriores para os vãos mais reforçados das vigas ($\rho = 0,45\%$). Já a viga V41 (Figura 3.9d) apresentava taxas de armadura de 0,41% para o vão esquerdo e 0,73% para o vão direito. Dessa forma, a progressão das taxas de armadura foi feita de forma comparativa entre os vãos esquerdo e direito das vigas, possibilitando futuras correlações.

Figura 3.9 - Layout das armaduras transversais das vigas-parede: a) V0; b) V11; c) V22; d) V41.





Fonte: Autoria própria, 2019.

A Tabela 3.2 apresenta, detalhadamente, as características das armaduras contidas em cada vão de cisalhamento das vigas, tais quais quantidade, espaçamento e diâmetro das barras de aço, taxa de armadura conforme a direção das armaduras e taxa de armadura total.

Tabela 3.2 - Características das armaduras das vigas-parede.

Viga	Vão esquerdo					Vão direito				
	Armadura vertical	ρ_w (%)	Armadura horizontal	ρ_s (%)	ρ (%)	Armadura vertical	ρ_w (%)	Armadura horizontal	ρ_s (%)	ρ (%)
V0	-	-	-	-	0	-	-	7Ø5,0@90	0,22	0,22
V11	6Ø4,2@120	0,11	-	-	0,11	10Ø4,2@60	0,22	-	-	0,22
V22	6Ø4,2@120	0,11	5Ø4,2@120	0,11	0,22	11Ø5,0@55	0,34	5Ø4,2@120	0,11	0,45
V41	7Ø5,0@90	0,21	7Ø5,0@90	0,21	0,41	7Ø8,0@90	0,53	7Ø5,0@90	0,21	0,73

Obs: $\rho_l = A_s/b_w.d = 1,5\%$ para todas as vigas; medidas de \varnothing_w , s_w , \varnothing_s e s_s em milímetros.

É importante destacar que, para facilitar a diferenciação entre os vãos das vigas-parede, foram utilizados os sufixos “-E” para se fazer referência ao vão esquerdo e “-D” para se referenciar ao vão direito, podendo se encontrar tais nomenclaturas para os espécimes ao longo do texto neste trabalho.

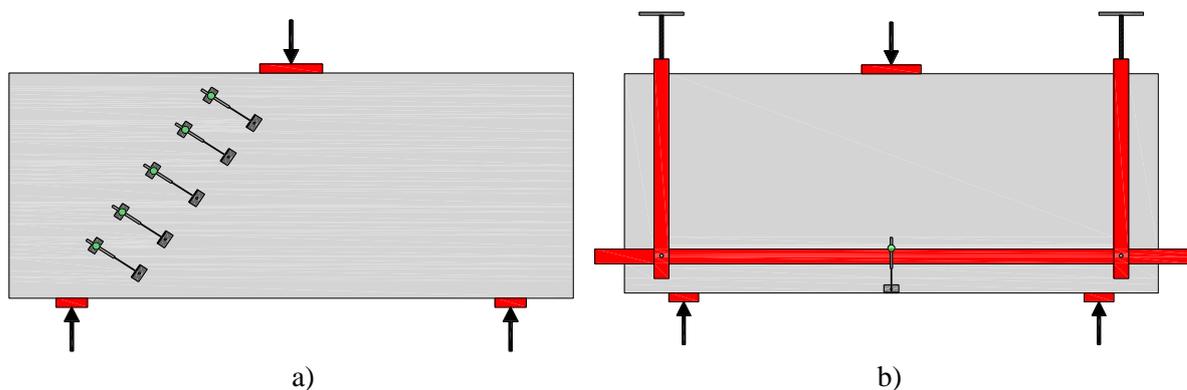
3.2.2. Instrumentação

De maneira geral, os dados do monitoramento executado para as vigas-parede foram referentes a medições de deslocamento vertical, abertura de fissuras e às deformações tanto do concreto quanto das barras de aço, o que inclui armaduras de flexão e transversais. Para as vigas-parede, o vão de cisalhamento esquerdo foi monitorado quanto às deformações e fissuração, por representar a região comum com os prismas, enquanto no vão direito foram monitoradas algumas deformações das armaduras, para fins de correlação com o vão oposto.

Foram utilizados 6 sensores de deslocamento linear com potenciômetro de mola para a leitura de deslocamento vertical e abertura da fissura diagonal principal, instalando-se respectivamente, 1 na região de momento fletor máximo da viga e 5 ao longo do eixo longitudinal da biela formada entre o apoio e o ponto de aplicação do carregamento, no vão esquerdo das vigas-parede.

Para efetivo posicionamento, cada sensor na diagonal contou com um par de pequenas cantoneiras de aço, parafusadas de maneira equidistante em relação ao eixo da biela, estando o sensor fixado em uma cantoneira e com o cursor em contato com a outra (Figura 3.10a). O sensor no meio do vão foi fixado em um *yoke*, cuja função foi formar um sistema monolítico de suporte entre o sensor e a viga, permitindo uma leitura do deslocamento linear sem interferência da acomodação da viga na região dos apoios (Figura 3.10b).

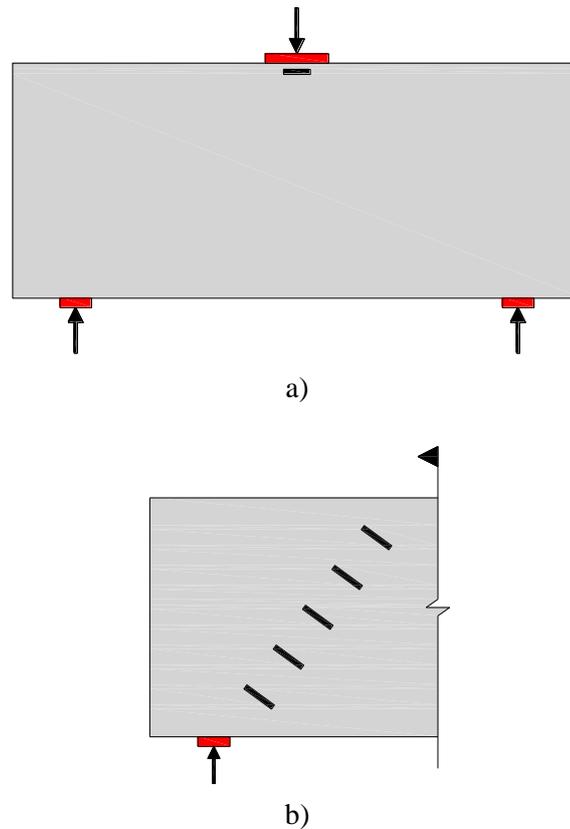
Figura 3.10 - Sensores de deslocamento linear nas vigas-parede: a) Leitura da largura da fissura de cisalhamento; b) Leitura do deslocamento vertical.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Para monitorar as deformações externas do concreto, fixou-se 1 EER de uso em superfície, na zona nodal de cada viga, 10 mm abaixo do ponto de aplicação do carregamento (Figura 3.11a). Para o monitoramento das deformações transversais internas, foram imersos 5 extensômetros uniaxiais ao longo da diagonal que forma o vão de cisalhamento esquerdo das vigas V0 e V41, por serem, respectivamente, a viga sem armadura transversal e a com maior taxa de armadura transversal (Figura 3.11b).

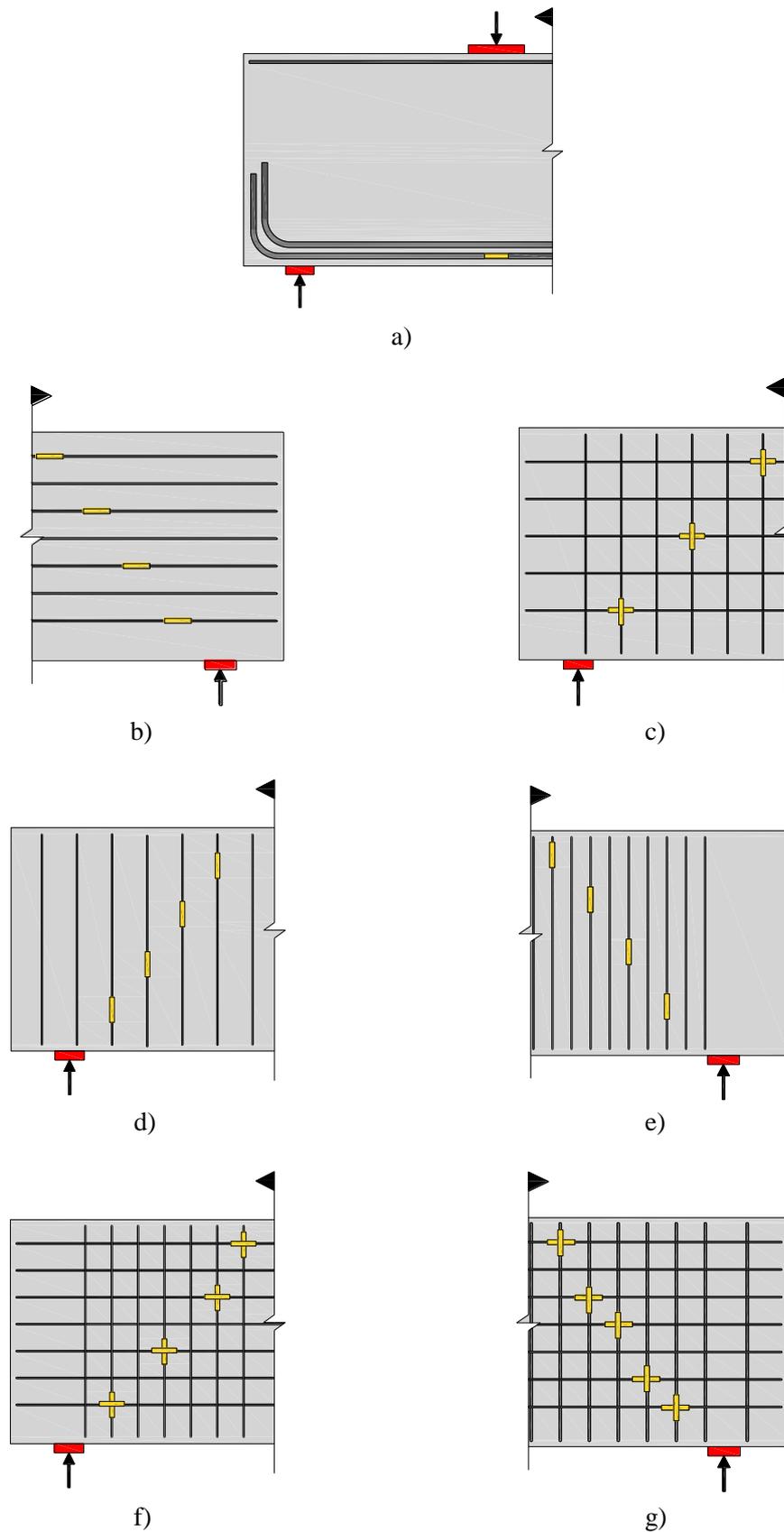
Figura 3.11 - Extensômetros de concreto nas vigas-parede: a) Superficial; b) Internos.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Quanto às deformações nas armaduras, foram utilizados EER para uso em superfície de aço. Em todas as vigas-parede, a leitura de deformações na armadura de flexão foi realizada no ponto intermediário da barra central da camada inferior de armaduras longitudinais, localizada na região de momento fletor máximo (Figura 3.12a). Já nas armaduras transversais, os extensômetros foram posicionados ao longo da diagonal dos vãos de cisalhamento das vigas-parede cujas armaduras foram consideradas importantes para monitoramento (Figuras 3.12b a 3.12g).

Figura 3.12 - Extensômetros de aço nas armaduras: a) Longitudinal; b) V0-D; c) V22-E; d) V11-E; e) V11-D; f) V41-E; g) V41-D.



Fonte: Autoria própria, 2019.

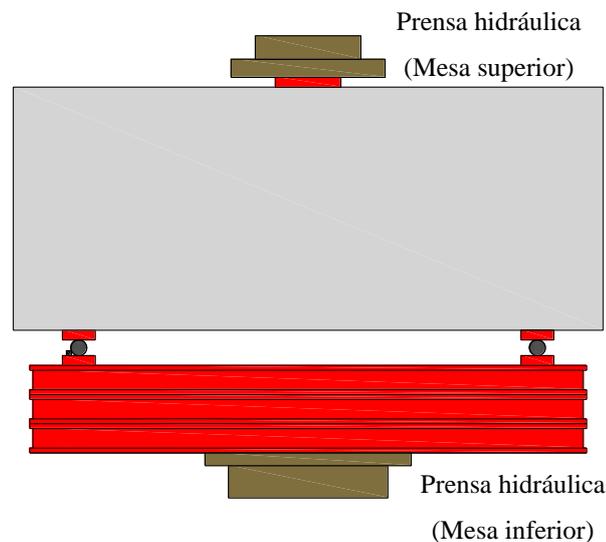
3.2.3. Sistema de ensaio

O esquema de ensaio das vigas-parede foi de três pontos: um deles sendo o carregamento aplicado por uma prensa hidráulica, em passos de carga de 10 kN, no ponto central da face superior da viga; os outros dois, um sistema de apoios de 1° e de 2° gênero, equidistantes do eixo da chapa do carregamento. Como a mesa da prensa não possui comprimento suficiente para posicionar as vigas-parede, foram utilizadas 3 chapas de aço de seção transversal de 380 x 90 mm e 1700 mm de comprimento, sendo a chapa superior enrijecida em seu núcleo por 4 perfis “I” de aço soldados. Empilhadas sobre o centro da mesa, elas funcionaram como perfis de reação das vigas, complementando o sistema de ensaio.

Para a aplicação da carga, utilizou-se uma chapa de aço retangular maciça (200 x 150 mm). Nos apoios, outras duas chapas metálicas maciças (100 x 150 mm) foram posicionadas, uma contendo um rolete com restrição ao deslocamento horizontal e outra com um rolete livre desse tipo de restrição, simulando seus graus de liberdade. Sobre estas chapas de apoio, outra chapa foi disposta para evitar o esmagamento localizado. Os detalhes de montagem do sistema de ensaio podem ser vistos nas Figuras 3.13 e 3.14.

Após a desforma, tanto as vigas-parede quanto os prismas apresentaram superfícies niveladas e íntegras, dispensando a regularização dos locais onde as chapas de apoio foram posicionadas. Para facilitar a identificação e acompanhamento das fissuras durante os ensaios, as faces laterais dos 8 espécimes foram lixadas e receberam uma demão de cal para pintura.

Figura 3.13 - Desenho do sistema de ensaio das vigas-parede.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 3.14 - Foto do sistema de ensaio padrão das vigas-parede.



Fonte: Arquivo pessoal, 2019.

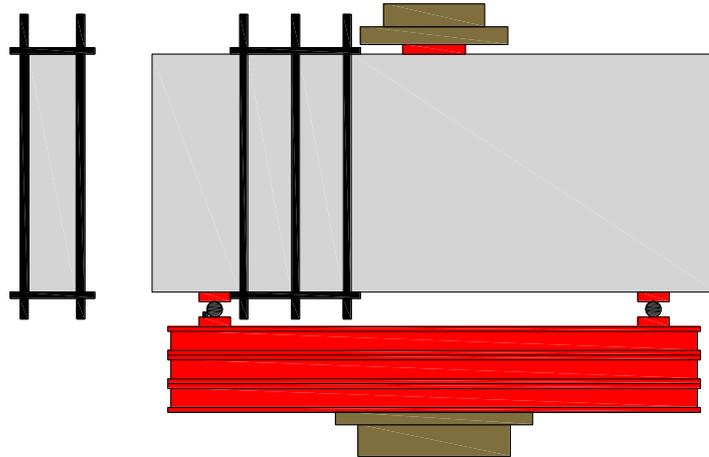
3.2.4. Reforço externo

Os ensaios das vigas-parede foram divididos em duas etapas de realização: primeiramente, com o objetivo de testar o vão esquerdo, foram aplicados os passos de carga conforme se coletavam os dados do monitoramento referente a ele, até a formação da fissura principal e posterior ruptura neste mesmo lado, em cada uma das vigas; na sequência, esse vão foi reforçado externamente, para que assim fosse possível reiniciar a aplicação de carga e, desta vez, a ruptura ocorresse no vão direito.

Desta forma, buscou-se ampliar a quantidade de dados coletados nos ensaios experimentais das vigas-parede. Ressalta-se que somente na 1ª etapa dos ensaios foram monitoradas as respostas dos extensômetros e leitores de deslocamento, sendo a 2ª etapa destinada para a análise dos modos de ruptura e capacidade de carga das vigas.

O sistema de reforço externo foi composto por 2 chapas de aço retangulares (415 x 270 mm), pelas quais passavam, no total, 6 barras roscadas de diâmetro 12,7 mm, envolvendo transversalmente o vão esquerdo das vigas. As barras foram ancoradas por um conjunto de porcas e parafusos em cada uma de suas extremidades. Os detalhes do esquema de reforço externo das vigas-parede podem ser vistos nas Figura 3.15 e 3.16.

Figura 3.15 - Desenho do sistema de reforço externo das vigas-parede.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 3.16 - Foto do sistema de reforço externo padrão das vigas-parede.



Fonte: Arquivo pessoal, 2019.

3.3. *Materiais*

3.3.1. Concreto

Devido ao grande volume de concreto do programa experimental, utilizou-se concreto usinado para a moldagem dos espécimes, o qual foi produzido com agregados miúdo

e graúdo da região, além de contar com um aditivo para aumentar a trabalhabilidade da mistura e auxiliar no lançamento na região das barras de flexão das vigas-parede (taxa de armadura densa). A Tabela 3.3 apresenta a relação de materiais por metro cúbico de concreto (kg/m^3) para o traço adotado.

Tabela 3.3 - Composição do traço de concreto.

Materiais	Traço unitário	Quantidade (kg/m^3)
Cimento CP II E 32	1	388
Areia média lavada	2,3	891
Brita nº 1	2,5	968
Aditivo multifuncional <i>Muraplast</i> FK 101	0,01	3,88
Relação água/cimento (a/c)	0,44	170,7

No momento do recebimento do concreto, foi realizado o *slump test* conforme as recomendações da NBR NM 67 (1998), que resultou em um abatimento do tronco de cone igual a 12 cm. Durante o lançamento do concreto nas formas, realizou-se seu adensamento com o auxílio de vibradores mecânicos de imersão, tanto para os espécimes quanto para os corpos-de-prova, que foram moldados para uso na caracterização das propriedades mecânicas do concreto.

Ao término da concretagem (Figura 3.17), iniciou-se o processo de cura dos espécimes, que consistiu no uso de sacos de cimento umidificados sobre as superfícies de concreto expostas, sendo molhados 2 vezes ao dia durante um período de 7 dias. Ressalta-se que foram mantidas as mesmas condições ambientes para os espécimes e os corpos-de-prova durante a cura úmida.

Figura 3.17 - Espécimes e corpos-de-prova ao final da concretagem.



Fonte: Arquivo pessoal, 2019.

Foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de concreto com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, conforme as recomendações da ABNT NBR 5738 (2015), os quais foram utilizados na determinação das resistências à compressão e à tração por compressão diametral e do módulo de elasticidade do concreto, obtidos respectivamente pelas normas ABNT NBR 5739 (2018), ABNT NBR 7222 (2011) e ABNT NBR 8522 (2017). A Tabela 3.4 apresenta os resultados encontrados na caracterização do concreto. Os resultados considerados para a análise dos resultados dessa pesquisa foram os valores médios.

Tabela 3.4 - Resultados das propriedades mecânicas do concreto.

Corpo-de-prova	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
1	28,6	4,2	25,2
2	29,7	4,1	25,8
3	23,0	3,7	24,2
Média aritmética	27,1	4,0	25,1
Desvio-padrão	3,6	0,3	0,8
COV (%)	13,3	6,6	3,2

3.3.2. Aço

Para determinação das propriedades mecânicas do aço, de cada bitola das barras instrumentadas foram retiradas 3 amostras com 500 mm de comprimento. Elas foram submetidas a ensaios de resistência à tração axial, conforme as recomendações normativas da ABNT NBR ISO 6892-1 (2013). Os valores médios encontrados nos ensaios foram os adotados na análise de resultados dessa pesquisa, os quais podem ser vistos na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Resultados das propriedades mecânicas do aço.

\emptyset (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (%)	E_s (GPa)
4,2	649,8	3,1	207,9
5,0	615,0	3,0	202,2
8,0	537,0	2,3	232,2
20,0	580,7	2,9	203,1

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

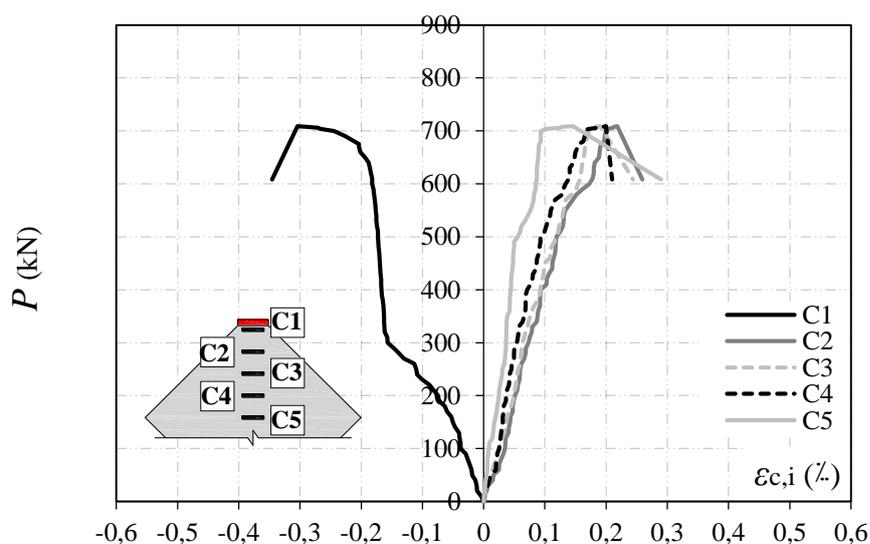
4.1. Prismas

4.1.1. Deformações do concreto

Como as deformações internas do concreto auxiliam na identificação da seção transversal em que a fissura de fendilhamento deveria surgir, elas foram monitoradas e apresentadas nas Figuras 4.1 e 4.2 a seguir, as quais relacionam carga e deformações transversais do concreto durante os ensaios. De maneira geral, observou-se uma correlação aproximadamente linear do concreto até a fissuração de fendilhamento, com maiores inclinações nas curvas onde foram monitoradas maiores deformações, e vice-versa.

O posicionamento dos extensômetros permitiu a leitura de deformações de compressão no ponto mais próximo à chapa do apoio e deformações de tração ao longo da biela nos demais leitores, para os mesmos níveis de carregamento, evidenciando que à medida que as leituras se afastam do local de aplicação de carga ocorre uma mudança na distribuição de tensões no prisma. Essa resposta apresenta uma resposta coerente com o que se espera de uma análise linear-elástica para elementos prismáticos com reduzidas áreas de contato.

Figura 4.1 - Gráfico Carga x Deformação interna do concreto no prisma P0.



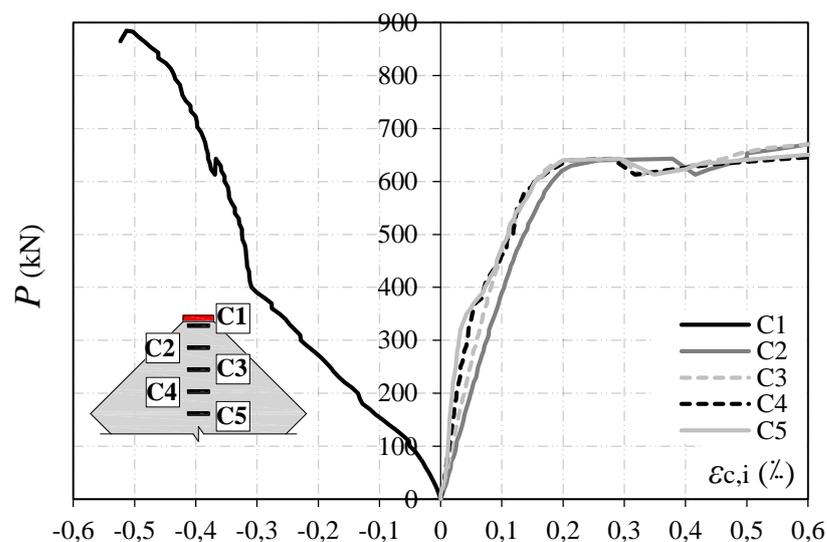
Fonte: Autoria própria, 2019.

Os resultados da relação entre carga e deformações internas do concreto para o prisma sem armadura são mostrados na Figura 4.1. O prisma P0 não apresentava armadura transversal e, por consequência, sua carga de ruptura coincidiu com a abertura da fissura longitudinal, ponto a partir do qual as curvas do gráfico mostraram ganhos de deformação apesar do decréscimo de carga. O fendilhamento ocorreu com valores de deformação variando de 0,15% até 0,22%.

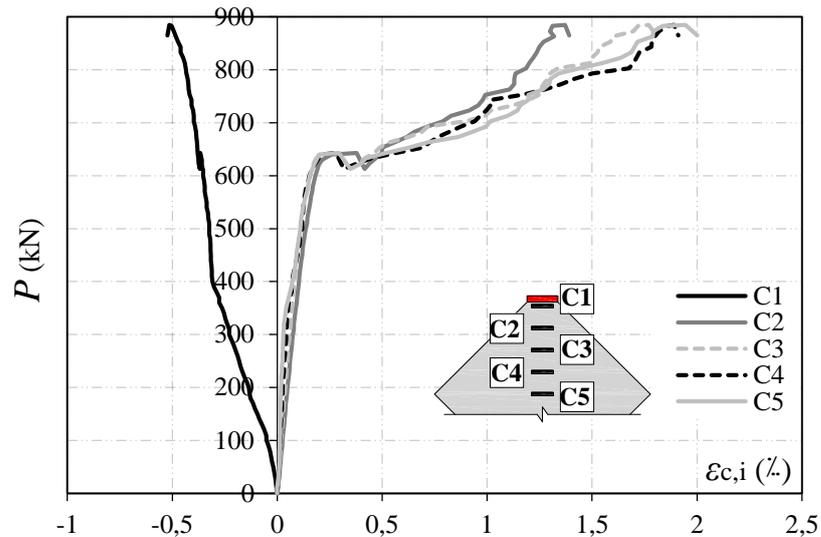
Conforme esperado, o comportamento do extensômetro C1 revelou uma tendência de elevadas deformações de compressão na zona nodal do prisma, porém com resultados menores que -0,35% e, portanto, muito distantes do valor do esmagamento do concreto. A leitura dos extensômetros C2 a C5 mostrou que a fissura tende a surgir na região em que foram posicionados, apresentando os maiores valores de deformação de tração quanto mais próximos da aplicação de carga. Observou-se que o extensômetro C5, apesar de ter registrado as menores deformações até a iminência da fissura, mostrou o maior valor dentre os demais resultados no momento da ruptura, indicando uma abertura de fissura mais expressiva nesse ponto.

Já a Figura 4.2 mostra os resultados da relação entre carga e deformações internas do concreto para o prisma com a maior taxa de armadura dentre os espécimes, divididos em etapas de pré-fissuração (Figura 4.2a) e pós-fissuração (Figura 4.2b), pois diferentemente do que ocorre para os prismas de concreto simples, a carga de fissuração não é igual à carga máxima, devido à contribuição de resistência das armaduras após o início da fissura de fendilhamento.

Figura 4.2 - Gráfico Carga x Deformação interna do concreto no prisma P41: a) Trecho pré-fissuração; b) Trecho pós-fissuração.



a)



b)

Fonte: Autoria própria, 2019.

As curvas referentes ao trecho de pré-fissuração mostraram um comportamento aproximadamente linear e com inclinações muito próximas entre si para as deformações de tração dos extensômetros C2 a C5, para os mesmos níveis de carregamento. Em contrapartida, o extensômetro C1 apresentou valores de deformações de compressão durante todo o ensaio, sem se aproximar do limite de esmagamento do concreto, visto que sua deformação na carga de ruptura foi igual a -0,51%. A fissura longitudinal teve início com deformações de tração partindo de 0,28% até 0,38% entre os extensômetros C2 a C5.

No trecho pós-fissuração, observou-se inicialmente uma queda nas curvas dos extensômetros, caracterizando a perda da capacidade resistente do concreto conforme a fissura de fendilhamento se formou. Posteriormente, o concreto continuou com deformações transversais crescentes e com valores muito elevados. Dessa forma, as leituras das deformações internas do concreto nessa etapa, por se mostrarem muito distantes do limite de deformação à tração do concreto, evidenciam que a armadura passou a ser, provavelmente, o principal mecanismo resistente.

Em geral, ambos os resultados de deformações internas do concreto – para os prismas sem e com armadura –, mostraram um mesmo comportamento, de que a seção imediatamente abaixo da zona de aplicação de carga foi a mais solicitada à compressão, enquanto as demais seções apresentaram valores de deformação de tração ligeiramente menores conforme se aproximavam da zona intermediária da biela.

4.1.2. Deformações das armaduras transversais

Para a análise dos resultados das deformações das armaduras transversais, os valores foram relacionados graficamente por um limite de tensão, dado pela razão entre a tensão desenvolvida nas armaduras com a resistência ao escoamento das barras solicitadas, calculado por $(E_s \varepsilon_s / f_{ys}$, ou ainda, σ_s / f_{ys}). As curvas dos gráficos mostraram um trecho linear-elástico (alguns com discretas oscilações), correspondente às etapas de pré-fissuração dos prismas, sendo que após tal estágio o concreto deixou de resistir às tensões de tração, que passaram a ser absorvidas pelas armaduras.

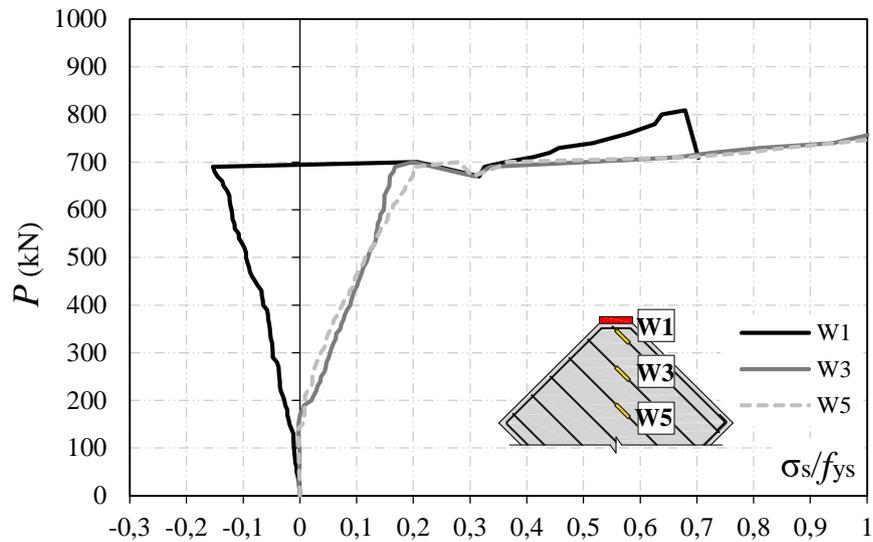
Assim, conforme esperado, a presença da armadura transversal nos prismas não só resultou em um acréscimo nas cargas de ruptura em relação ao prisma de concreto simples, como também gerou um aumento de ductilidade conforme a progressão da taxa de armadura neles. Também foi possível observar que a utilização de barras de aço em duas direções influenciou na distribuição de tensões transversais, pois os prismas P22 e P41, de maneira geral, atingiram menores valores de deformação que o prisma P11. Para todos os prismas analisados, as maiores deformações ocorreram nas armaduras presentes na zona intermediária da biela, onde tensões transversais de tração deveriam surgir.

A Figura 4.3 mostra a relação entre os resultados de carga e deformação nas armaduras W do prisma P11. O comportamento apresentado pelas curvas dos gráficos permite perceber que houve duas quedas de carga durante o ensaio, sendo que a fissura de fendilhamento se formou na primeira e a ruptura ocorreu na segunda delas, pois a presença de armadura transversal atuou no controle de abertura da fissura e possibilitou um aumento do carregamento durante mais alguns passos de carga, elevando o valor de resistência última do prisma.

As leituras no extensômetro $W1$ indicaram maioria de deformações de compressão na barra, justificadas pelo posicionamento deste leitor, imediatamente abaixo do ponto de carregamento. Os valores negativos foram progressivos até o momento da ruptura do prisma, onde se observou um salto nos valores de deformação para essa barra, passando a exibir deformações positivas até o fim do ensaio.

Os extensômetros $W3$ e $W5$ apresentaram curvas com comportamentos próximos, mostrando majoritariamente deformações de tração nas armaduras que monitoravam, as quais romperam depois de atingir o limite de escoamento do aço. O acréscimo de carga que a taxa de 0,11% gerou no prisma, em relação ao prisma sem armadura, foi de 14,1%.

Figura 4.3 - Gráfico Carga x Deformação da armadura *W* do prisma P11.



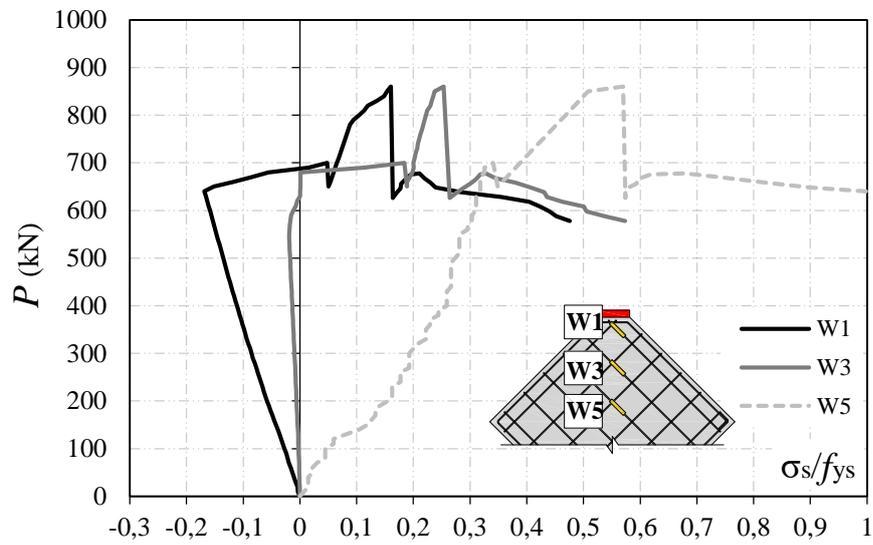
Fonte: Autoria própria, 2019.

A Figura 4.4 mostra os resultados das deformações para o prisma P22, que foi um dos prismas contendo armadura transversal na forma de malha, composta por barras na direção *W* (Figura 4.4a) e direção *S* (Figura 4.4b). As curvas dos gráficos mostram duas quedas de carga para o prisma, sendo que na primeira delas houve a formação da fissura de fendilhamento e na segunda, ocorreu a ruptura, o que mostra o ganho de resistência que as armaduras proporcionaram a ele. A taxa de 0,22% gerou um acréscimo de carga de 21,3% em relação ao prisma sem armadura, e de 6,3% em relação ao prisma com taxa de armadura inferior.

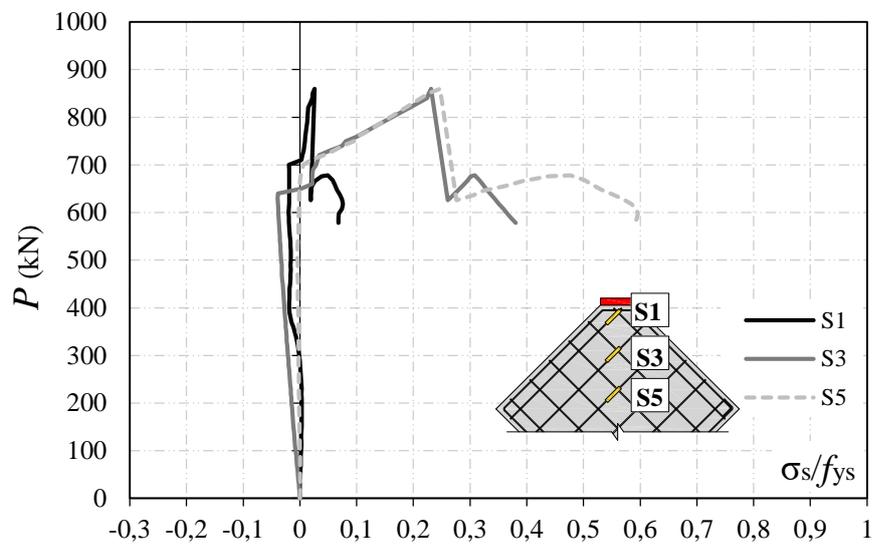
Os extensômetros que monitoraram as deformações na direção *W* apresentaram, de maneira geral, maiores valores de deformação nas barras quando em comparação aos instalados nas barras da direção *S*. Até a primeira queda de carga, os valores monitorados nos extensômetros W1 e S1 indicaram maioria de deformações de compressão nas barras, passando a apresentar valores positivos de deformação a partir do momento em que a fissura de fendilhamento surgiu, o que se deve ao esgotamento da resistência do concreto à tração nesse momento e consequente solicitação das armaduras.

Os extensômetros W3, S3 e S5 apresentaram comportamentos relativamente semelhantes, majoritariamente com leitura de deformações de tração e mais expressivas após a fissuração. O extensômetro W5 indicou que sua barra atingiu o limite de escoamento, apresentando as maiores deformações dentre as armaduras transversais do prisma P22.

Figura 4.4 - Gráfico Carga x Deformação das armaduras transversais do prisma P22: a) Armadura W; b) Armadura S.



a)



b)

Fonte: Autoria própria, 2019.

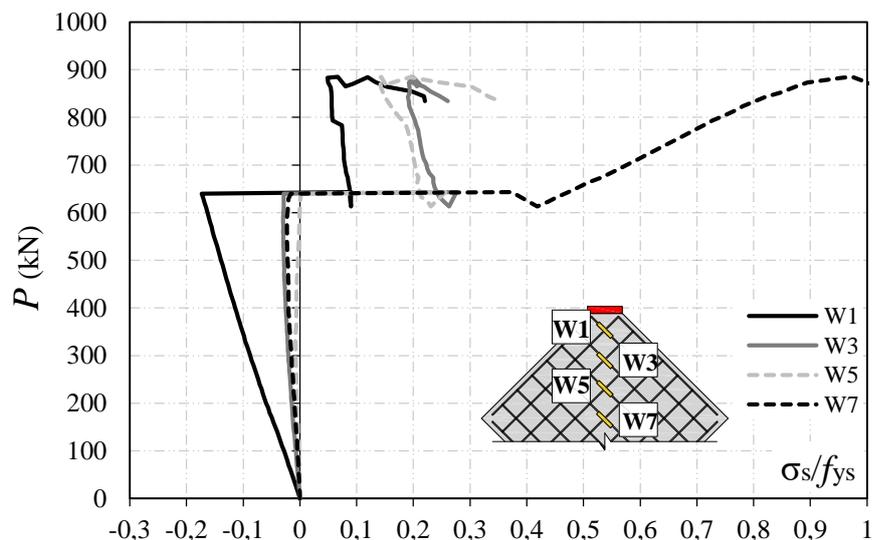
Por fim, a Figura 4.5 mostra os resultados das deformações nas armaduras *W* e *S* do prisma P41 (respectivamente, Figuras 4.5a e 4.5b). Assim como para os prismas anteriores com armadura, o comportamento apresentado pelas curvas dos gráficos revela que houve duas quedas de carga durante o ensaio, com a formação da fissura de fendilhamento na primeira e

ruptura do prisma na segunda, evidenciando um ganho de resistência proveniente das armaduras. A taxa de 0,41% gerou um acréscimo de carga de 24,8% em relação ao prisma sem armadura e de 2,9% em relação ao prisma com taxa de armadura inferior à sua.

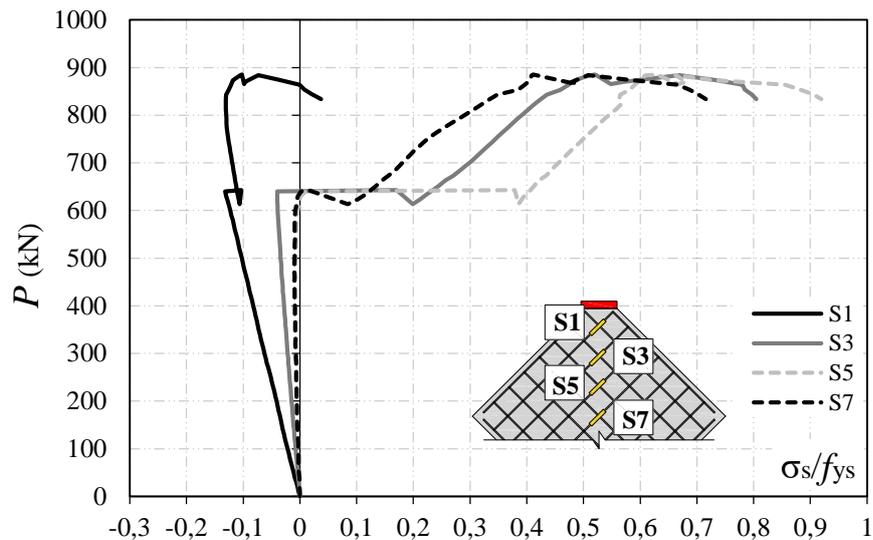
O extensômetro W1 apresentou comportamento semelhante ao dos ensaios anteriores, exibindo deformações de compressão até o surgimento da fissura de fendilhamento e, posteriormente, deformações de tração na barra em que estava instalado. O extensômetro S1 mostrou grande maioria de deformações de compressão, o que indica que não chegou a ser efetivamente solicitado à tração para a contribuição de resistência do prisma.

Os demais extensômetros apresentaram valores muito baixos de deformação e majoritariamente negativos até a abertura da fissura longitudinal, quando as deformações passaram a ser apenas positivas, indicando a solicitação das barras à tração e acréscimo de resistência para o prisma. Ao se comparar as leituras nos extensômetros W3, W5 e W7 com as de S3, S5 e S7, notou-se que as barras na direção *W* sofreram um alívio de deformações e não contribuíram tão efetivamente quanto aquelas na direção *S*, que atingiram maiores deformações até o fim do ensaio. A leitura no extensômetro W7 indica que nessa barra o limite de escoamento do aço foi atingido.

Figura 4.5 - Gráfico Carga x Deformação das armaduras transversais do prisma P41: a) Armadura *W*; b) Armadura *S*.



a)



b)

Fonte: Autoria própria, 2019.

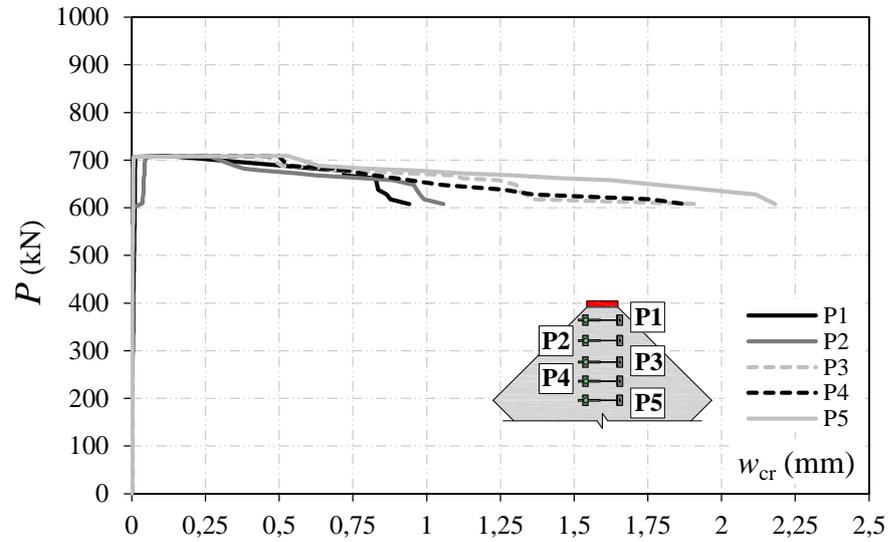
Foi possível então perceber que o incremento de carga em relação ao prisma de concreto simples foi mais expressivo para a presença de armadura cruzando a biela do que para taxas de armadura crescentes. De forma geral, o trecho pré-fissuração visto nos gráficos de deformações das armaduras se mostra condizente com as deformações transversais medidas no concreto, com valores de deformação muito próximos entre si para a maioria das barras e com expressivas deformações de compressão na zona abaixo do ponto de aplicação do carregamento. Contudo, após a fissuração de fendilhamento, as barras localizadas na região intermediária do prisma apresentam deformações maiores.

4.1.3. Abertura da fissura na biela

Além da observação visual da fissuração e do monitoramento das deformações transversais na biela, também foram realizadas as leituras referentes às aberturas das fissuras de fendilhamento nas superfícies dos prismas. Desta forma, os resultados da relação entre carga e largura da fissura longitudinal podem ser vistos nas Figuras 4.6 a 4.9.

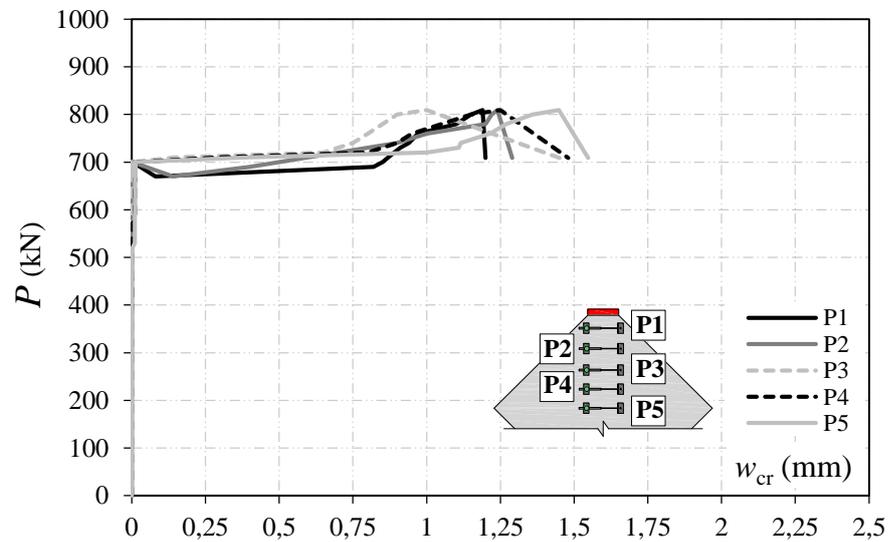
Observou-se que quanto maior a taxa de armadura dos prismas, maior o controle de fissuração alcançado. Como esperado, a configuração de armaduras que levou às menores aberturas de fissura para os maiores níveis de carregamento foi a do prisma P41.

Figura 4.6 - Gráfico Carga x Largura da fissura de fendilhamento do prisma P0.



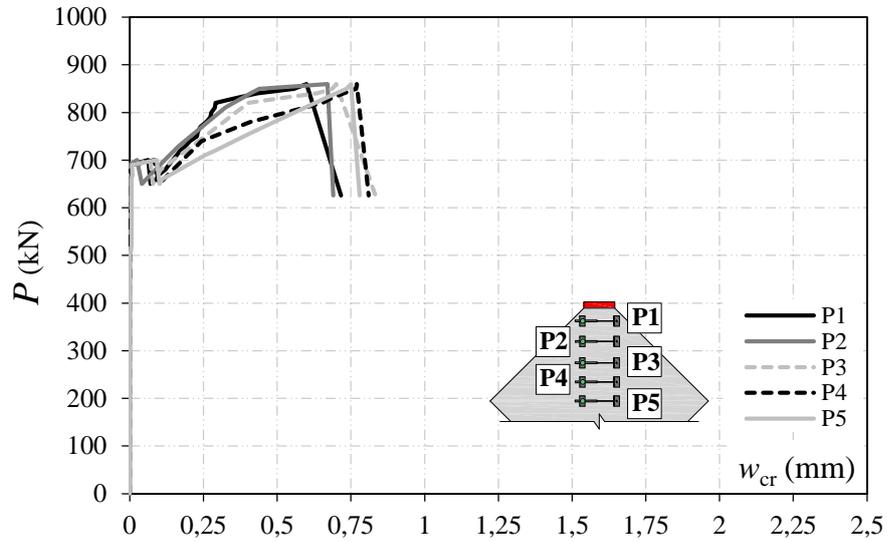
Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.7 - Gráfico Carga x Largura da fissura de fendilhamento do prisma P11.



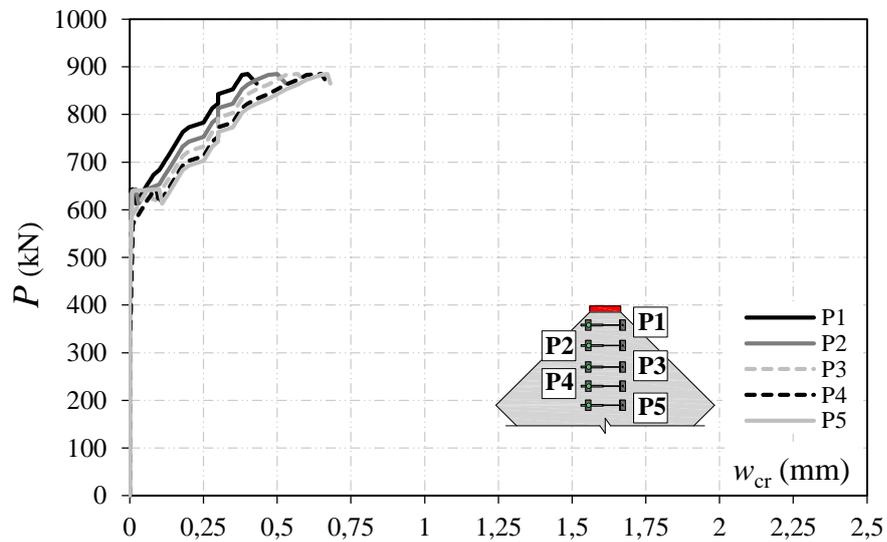
Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.8 - Gráfico Carga x Largura da fissura de fendilhamento do prisma P22.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.9 - Gráfico Carga x Largura da fissura de fendilhamento do prisma P41.



Fonte: Autoria própria, 2019.

4.1.4. Mapa de fissuração e modo de ruptura

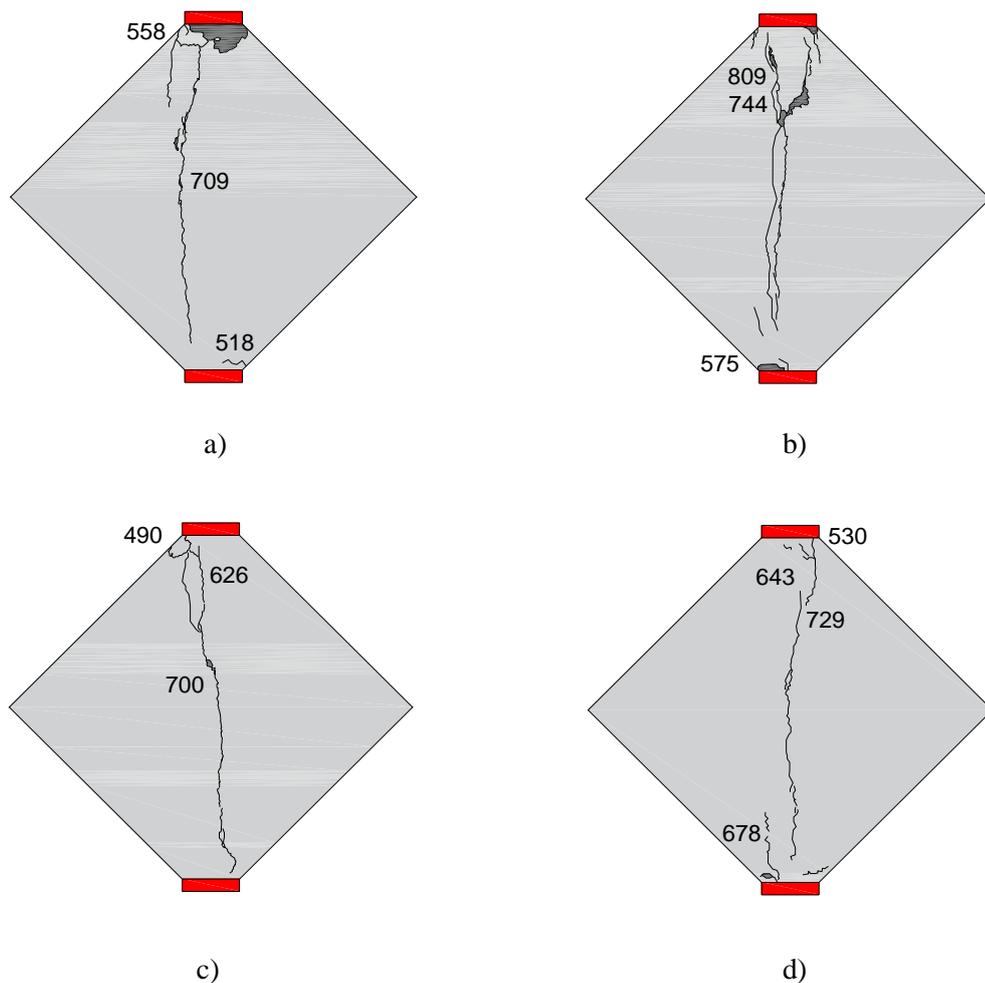
Todos os prismas romperam por fendilhamento, com uma leve fissuração de compressão na região das chapas de aplicação do carregamento e posterior abertura de uma fissura longitudinal ao longo dos espécimes. Para o prisma P0, a ruptura ocorreu de maneira

brusca, quando as tensões transversais na biela ultrapassaram a resistência à tração do concreto e resultaram na formação da fissura de fendilhamento. Para os prismas P11, P22 e P41, a ruptura foi ligeiramente mais dúctil e a abertura da fissura se deu de maneira mais controlada.

Não foi observado o esmagamento da região nodal da biela, que seria um outro modo de ruptura possível, porém indesejado para os prismas, tendo sido identificado apenas um deslocamento próximo à região nodal superior do prisma sem armadura. Para os prismas com armadura, a formação da fissura ocorreu antes de se atingir a carga máxima de ensaio, visto que as barras de aço foram responsáveis por absorver as tensões de tração na biela, garantindo maior resistência aos prismas.

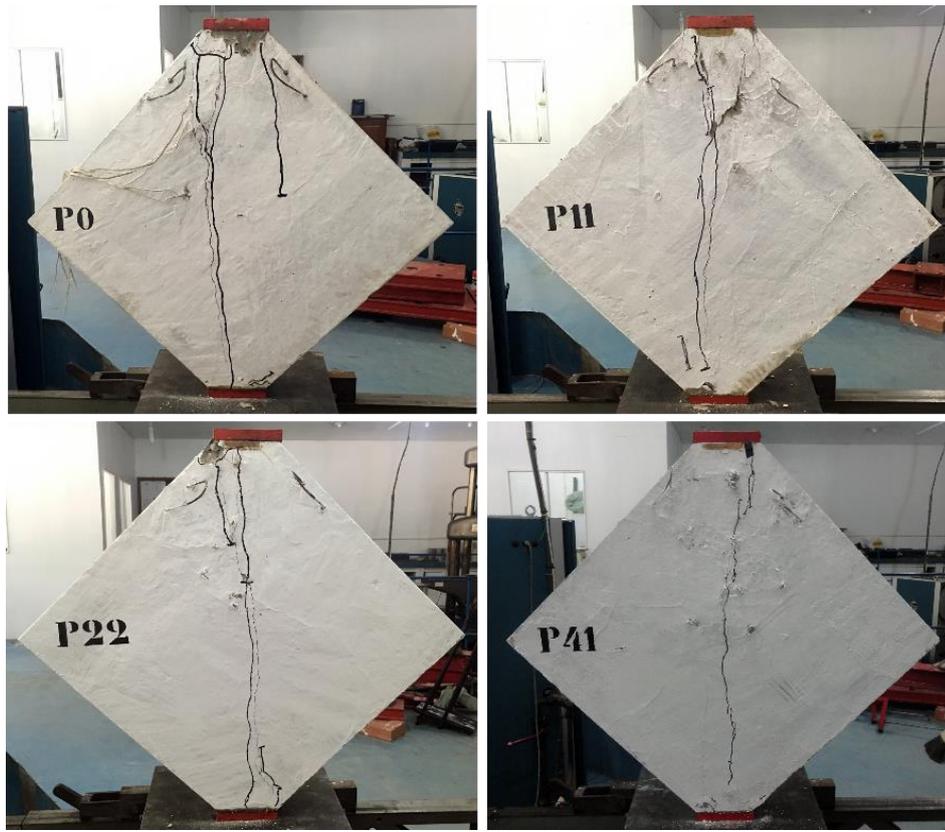
A Figura 4.10 mostra os mapas de fissuração dos prismas, com a indicação da carga correspondente ao estágio em que se encontra a fissuração superficial no concreto. Os modos de ruptura dos prismas podem ser vistos na Figura 4.11.

Figura 4.10 - Mapa de fissuração do prisma: a) P0; b) P11; c) P22; d) P41.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.11 - Modos de ruptura dos prismas.



Fonte: Arquivo pessoal, 2019.

4.1.5. Resistência

Os resultados das cargas de ruptura para os prismas são apresentados na Tabela 4.1, os quais ratificam que quanto maior a taxa de armadura, maiores os valores de carga máxima dos espécimes. Ressalta-se que, para fins de comparação com os ensaios das vigas-parede, não foram utilizados os valores absolutos de resistência encontrados, mas uma resistência relativa que será vista mais adiante.

Tabela 4.1 - Carga de ruptura dos prismas.

Prisma	ρ (%)	f_c (MPa)	P_u (kN)	σ_u (MPa)
P0	0	27,1	709	31,5
P11	0,11		809	36,0
P22	0,22		860	38,2
P41	0,41		885	39,3

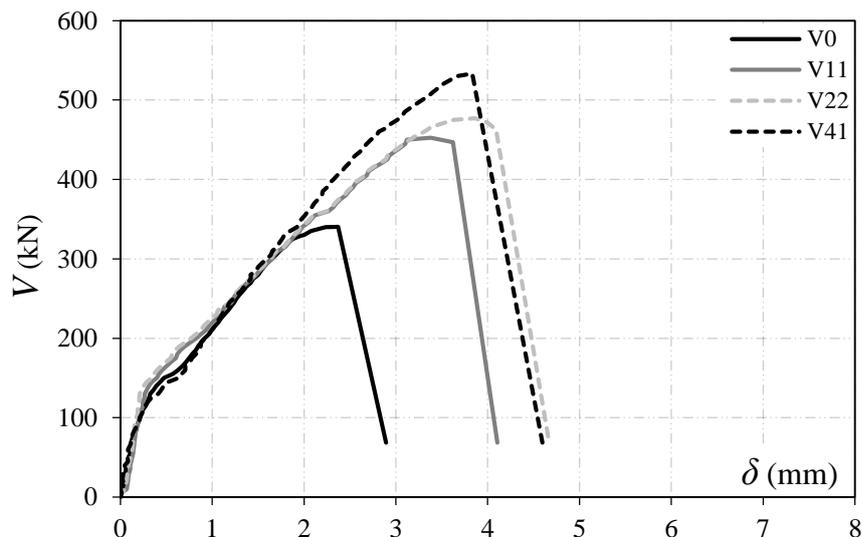
4.2. Vigas-parede

4.2.1. Deslocamentos verticais

A Figura 4.12 mostra a relação entre o cortante e o deslocamento vertical monitorado para as vigas-parede durante a 1ª etapa dos ensaios. Foi possível observar que a viga V0, que apresentava a menor taxa de armadura dentre os espécimes, foi a que apresentou menor resistência e ductilidade, e conseqüentemente o menor valor de deslocamento vertical. Já as vigas que continham armadura na alma em ambos os vãos, mostraram maior ductilidade, atingindo maiores níveis de carregamento e também valores de deslocamentos superiores.

Pela inclinação das curvas no gráfico, observa-se que todas as vigas mostraram rigidez e deslocamentos muito próximos entre si até a iminência da formação da fissura diagonal (abaixo dos 150 kN), indicando que essa rigidez inicial não é influenciada diretamente pela taxa de armadura e orientação das barras. Notou-se que para as vigas com armadura em formato de malha, tal configuração se mostrou eficiente para o acréscimo de carga da viga V41, porém apresentou resultados finais de deslocamento análogos e ligeiramente inferiores aos da viga V22.

Figura 4.12 - Gráfico Cortante x Deslocamento vertical das vigas-parede.

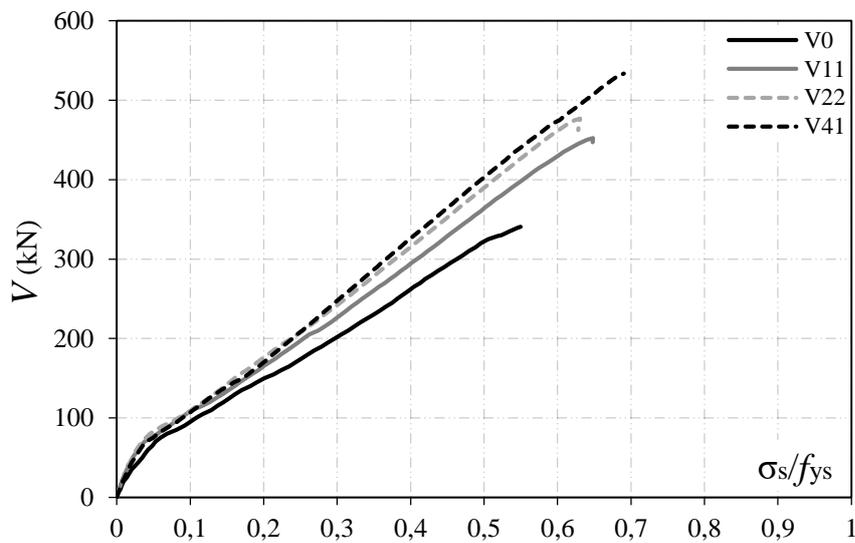


Fonte: Autoria própria, 2019.

4.2.2. Deformações da armadura de flexão

A Figura 4.13 mostra a relação entre o cortante e o limite de tensão da armadura longitudinal de cada viga-parede. Conforme esperado, a distribuição dos esforços de flexão não permitiu o escoamento dessas barras e, portanto, todos os modos de ruptura das vigas ficaram distantes de ocorrer por flexão.

Figura 4.13 - Gráfico Cortante x Deformação na armadura de flexão das vigas-parede.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Com exceção da viga V0, que desde o início do ensaio exibiu o maior nível de deformação nas armaduras para os mesmos níveis de carregamento das demais vigas, as inclinações dos gráficos se mostraram extremamente semelhantes até aproximadamente a formação da 1ª fissura diagonal, que foi o momento em que se observou a redistribuição mais significativa das deformações na armadura longitudinal.

A partir dessa etapa, a viga V11 passou a apresentar maiores valores de deformação, para os mesmos níveis de carregamento, em comparação com as vigas V22 e V41, as quais foram as únicas a exibir inclinações muito próximas até o fim do ensaio. Entretanto, a viga com maior taxa de armadura ainda atingiu a maior carga máxima dentre os espécimes.

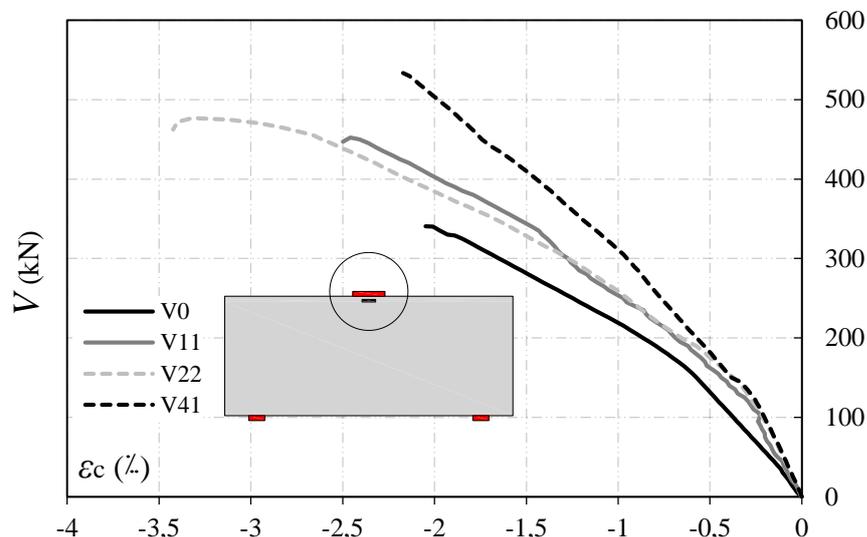
As curvas também indicaram uma proporcionalidade inversa entre a taxa de armadura transversal e a progressão das deformações na armadura longitudinal, pois quanto maior a taxa

de armadura presente na alma da viga, menor a deformação desenvolvida nas barras de flexão, para os mesmos níveis de carregamento.

4.2.3. Deformações do concreto

A Figura 4.14 mostra a relação entre o cortante e os resultados das deformações externas do concreto, monitoradas na superfície da região nodal superior das vigas-parede, logo abaixo do ponto de aplicação do carregamento.

Figura 4.14 - Gráfico Cortante x Deformação superficial do concreto na região nodal superior das vigas-parede.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Verificou-se que a viga V0 foi a que apresentou o comportamento menos rígido, conforme esperado, pois como seu vão esquerdo não continha armadura e no direito havia somente armaduras horizontais de controle de fissuração, sua área comprimida apresentava basicamente só o concreto resistindo às tensões aplicadas. Da mesma maneira, a viga V41 foi a que apresentou comportamento mais rígido, exibindo as menores deformações superficiais para os mesmos níveis de carregamento das demais vigas.

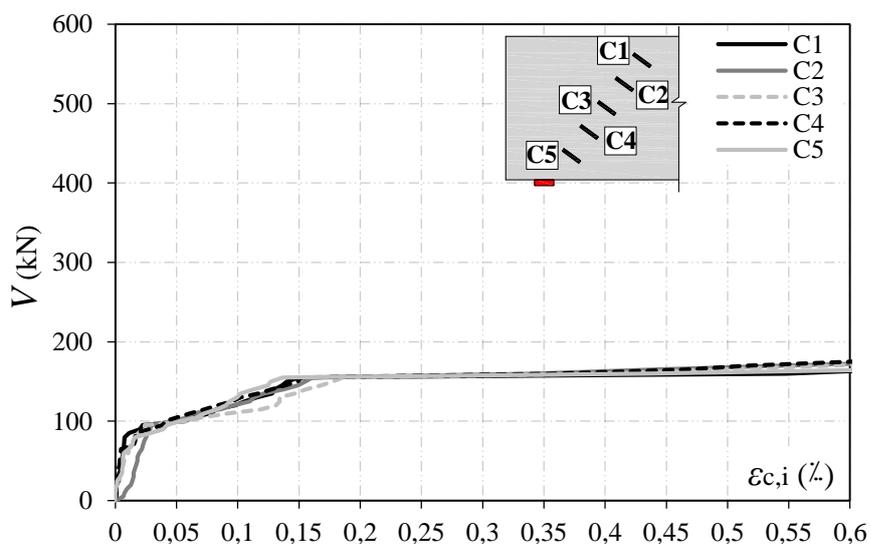
As curvas das vigas V11 e V22 se mostraram próximas durante os ensaios, entretanto a viga V22 atingiu valores de deformação superficial entre 3 e 3,5%, indicando que ela chegou próximo do limite de esmagamento do concreto, o que vai de encontro com o observado para as demais vigas, as quais apresentaram deformações de compressão entre 2,04 e 2,66%.

Além das deformações externas foram realizadas também as leituras das deformações internas do concreto, para as vigas sem armadura e com maior taxa de armadura na alma (respectivamente em V0-E e V41-E), a fim de se analisar a influência dessa área de aço transversal no início e controle da fissuração diagonal. O posicionamento adotado para os extensômetros uniaxiais de concreto monitorou deformações de tração na biela formada entre o apoio e o ponto de aplicação do carregamento das vigas-parede.

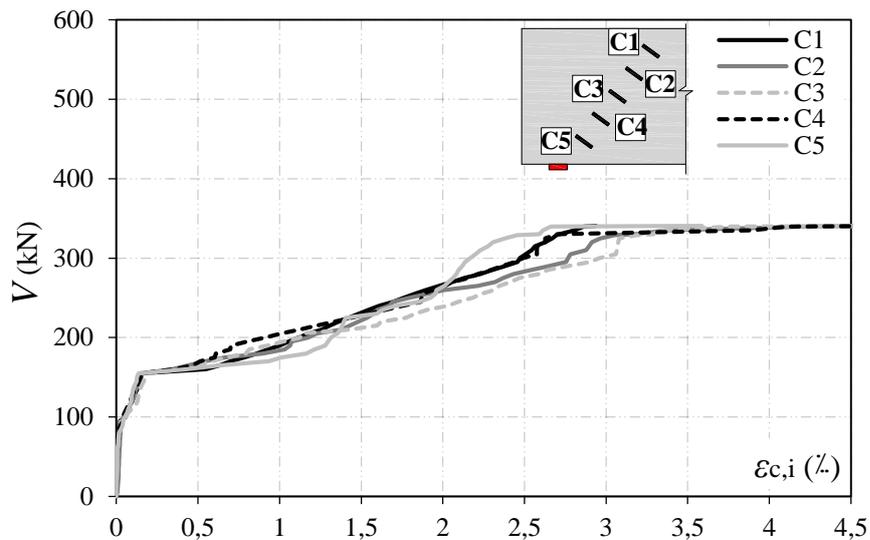
Os gráficos foram divididos em trechos pré-fissura e pós-fissura diagonal, buscando uma avaliação mais detalhada da contribuição do concreto como mecanismo resistente das vigas-parede. A leitura dos extensômetros permitiu observar que, independente da presença ou não de armadura nas vigas, tensões e deformações de tração atuaram ao longo de toda a biela em níveis bastante próximos apesar da progressão do carregamento, distanciando-se somente quando os espécimes se aproximaram da ruptura.

A relação entre o cortante e os resultados das deformações internas do concreto para V0-E são mostrados na Figura 4.15. Observou-se que nas fases iniciais em que o nível de carregamento aplicado não era tão elevado, foram monitorados valores baixos de deformações de tração no concreto e uma súbita mudança de inclinação das curvas próximo de um cortante de 100 kN, mostrando uma resposta bastante aproximada do que ocorre no diagrama tensão-deformação bilinear de tração do concreto, apresentado pela ABNT NBR 6118 (2014).

Figura 4.15 - Gráfico Cortante x Deformação interna do concreto de V0-E: a) Trecho pré-fissura diagonal; b) Trecho pós-fissura diagonal.



a)



b)

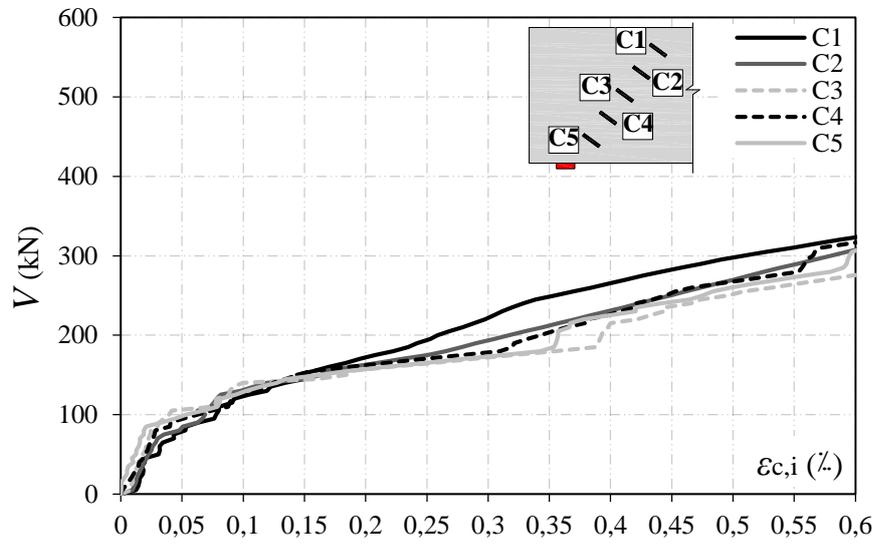
Fonte: Autoria própria, 2019.

Na iminência da formação da 1ª fissura diagonal, entretanto, as leituras registraram valores maiores de deformação, e quando houve a fissuração, foram observadas deformações de 0,14% a 0,19% (Figura 4.15a). Apesar da fissura diagonal indicar o esgotamento da resistência do concreto à tração, os extensômetros continuaram lendo deformações transversais crescentes e bastante elevadas até a ruptura da viga V0, conforme o acréscimo de carga aplicada, o que mostra que o ganho de resistência da viga é resultado da ação de outros mecanismos resistentes, tal qual o efeito arco e engrenamento dos agregados (Figura 4.15b).

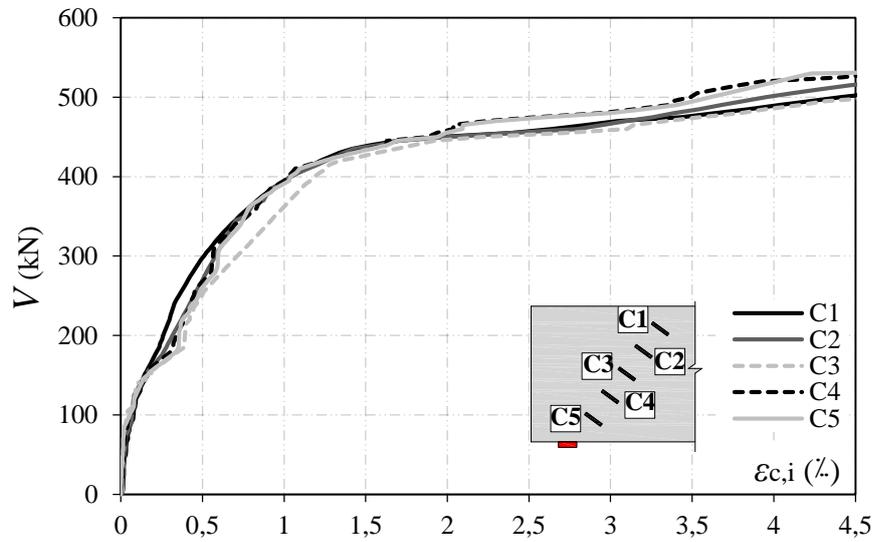
A Figura 4.16 mostra a relação entre cortante e as deformações transversais do concreto para V41-E. Assim como para a viga sem armadura na alma, foram observados níveis pouco expressivos de deformações internas do concreto durante o início do ensaio, até o momento em que as curvas apresentaram uma mudança na inclinação e houve a formação da 1ª fissura diagonal, com deformação entre 0,14% e 0,18% (Figura 4.16a).

A partir de então, as deformações continuaram progredindo e atingiram níveis elevados no momento da ruptura (Figura 4.16b). Acredita-se que, como os valores lidos excedem em demasiado o limite de deformação de tração axial do concreto, chegando a até mais de 7%, na verdade há outros mecanismos resistentes responsáveis pela contribuição mais efetiva de resistência para a viga do que o próprio concreto.

Figura 4.16 - Gráfico Cortante x Deformação interna do concreto de V41-E: a) Trecho pré-fissura diagonal; b) Trecho pós-fissura diagonal.



a)



b)

Fonte: Autoria própria, 2019.

4.2.4. Deformações das armaduras transversais

Os resultados do monitoramento das deformações nas armaduras transversais presentes nas vigas-parede foram relacionados ao cortante correspondente a cada passo de carga

aplicado por meio de gráficos, com os quais foi possível compreender melhor a contribuição de resistência obtida com as diferentes configurações de armadura utilizadas nos vãos das vigas.

Foi observado que a presença da armadura transversal na alma das vigas-parede resultou em um acréscimo de resistência última em relação ao vão V0-E, composto por concreto simples, e também gerou um aumento progressivo de ductilidade e das cargas de ruptura conforme a variação das taxas de armadura neles. Isso se deve ao fato de que as armaduras verticais de cisalhamento (estribos) são capazes de absorver diretamente parte do cortante desenvolvido na viga e, em conjunto com as armaduras horizontais, fornecem confinamento ao concreto e permitem o alcance de maiores tensões resistentes.

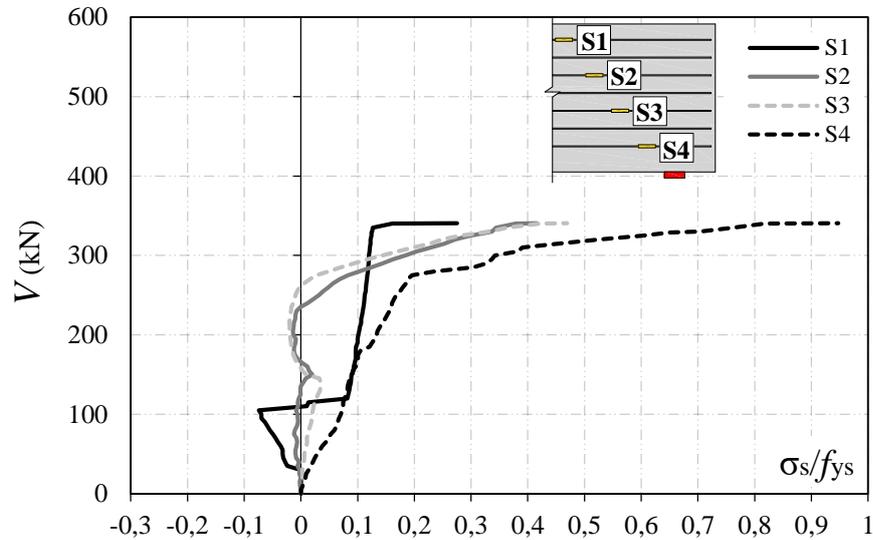
Outra observação importante foi que a utilização de barras de aço em duas direções e de uma maior área de aço influenciaram positivamente na distribuição de tensões transversais, pois de forma geral, a viga V41 mostrou os menores valores de deformação em seus estribos, seguida pela viga V22 e pela viga V11. Isso se justifica pelo controle de fissuração mais eficiente oferecido pelas armaduras em configuração de malha, que garantiu maior contribuição de resistência ao cortante por parte do concreto, por meio do engrenamento de seus agregados.

A Figura 4.17 mostra a relação entre o cortante e os resultados de deformação nas armaduras horizontais da viga V0. Apesar do vão direito ter rompido somente na 2ª etapa dos ensaios, as leituras de seus extensômetros apresentaram uma certa correlação com o comportamento do vão esquerdo. O leitor S1 indicou que inicialmente houve deformações de compressão nessa barra, provavelmente devido à sua posição próxima à aplicação do carregamento, porém antes mesmo da formação da 1ª fissura diagonal no vão oposto da viga, as leituras passaram a ser positivas e assim permaneceram até o fim do ensaio.

Os extensômetros S2 e S3 apresentaram curvas com comportamentos próximos entre si, com maioria de deformações de tração nas armaduras que monitoravam e mostraram uma mudança de comportamento em suas curvas no momento em que a fissura diagonal surgiu no vão oposto da viga. O extensômetro S4 apresentou desde o início do ensaio os maiores níveis de deformação, para os mesmos passos de carga dos demais leitores, e chegou próximo de atingir o limite de escoamento do aço.

Dessa forma, concluiu-se que os maiores níveis de deformações ocorreram nos pontos de leitura mais próximos da chapa de apoio, o que indica que a fissura diagonal desse vão começou a se formar nessa região, interceptando inicialmente a camada de armadura inferior. O acréscimo de carga que a taxa de 0,22% gerou em relação ao vão oposto da viga, que não continha armadura transversal alguma, foi de 11%.

Figura 4.17 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras horizontais em V0-D.



Fonte: Autoria própria, 2019.

A Figura 4.18 mostra a relação entre o cortante e as deformações nas armaduras de cisalhamento verticais em ambos os vãos da viga V11. As curvas dos gráficos mostram um trecho linear-elástico inicial, que em geral coincidiu com a etapa de pré-fissuração da viga. Para o vão esquerdo de V11 (Figura 4.18a), observou-se que todas as camadas de armadura atingiram o limite de escoamento do aço.

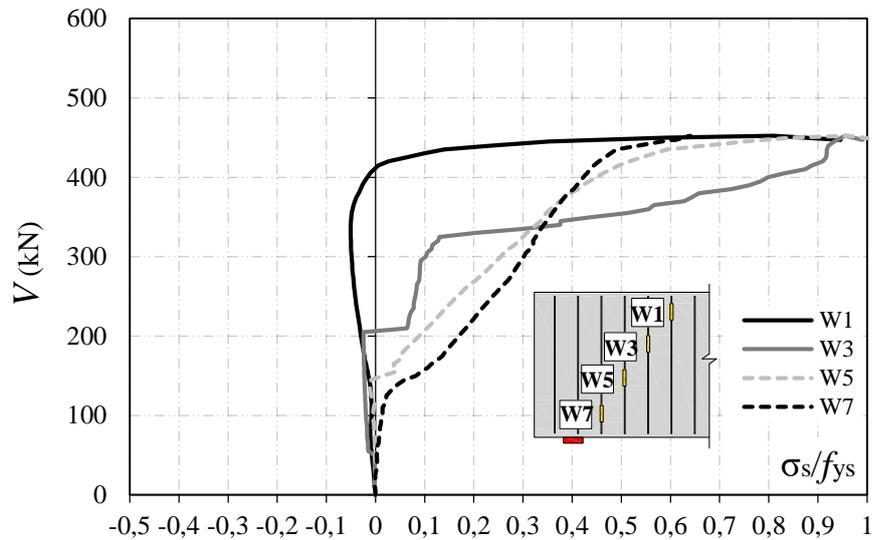
Os extensômetros W1 e W3, que ficavam localizados mais próximo à aplicação de carga, exibiram deformações iniciais de compressão, principalmente o leitor W1, passando a apresentar deformações de tração na iminência da ruptura. Já os extensômetros W5 e W7 mostraram curvas semelhantes, com deformações majoritariamente positivas e com uma maior inclinação a partir da formação da fissura diagonal no vão.

Dessa forma, notou-se que os maiores níveis de deformações ocorreram nos pontos de leitura mais próximos à chapa de apoio, o que indica que a fissura diagonal começou a se formar nessa região, interceptando inicialmente a camada de armadura mais próxima do apoio. Ao longo do ensaio, entretanto, foram observadas maiores deformações nas camadas de armadura que cruzavam a região central da biela, o que confirma a ideia de que elevadas tensões transversais atuaram na seção intermediária do vão de cisalhamento da viga.

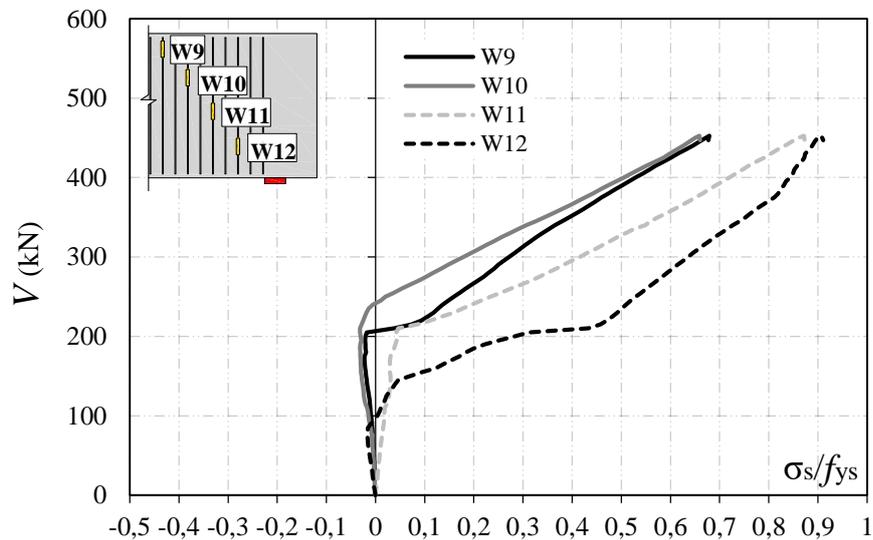
Para o vão direito de V11 (Figura 4.18b), notou-se que nenhuma das camadas de armadura atingiu o limite de escoamento do aço. A inclinação das curvas dos extensômetros W9, W10 e W11 foi alterada conforme a formação da fissura diagonal nesse vão da viga, sob

um cortante de 215 kN, enquanto que o comportamento do extensômetro W12 se aproximou mais daqueles observados no vão oposto. Houve um acréscimo de carga de 13% causado pela taxa de 0,22% no vão direto em relação à taxa de 0,11% no vão esquerdo.

Figura 4.18 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras verticais em: a) V11-E; b) V11-D.



a)



b)

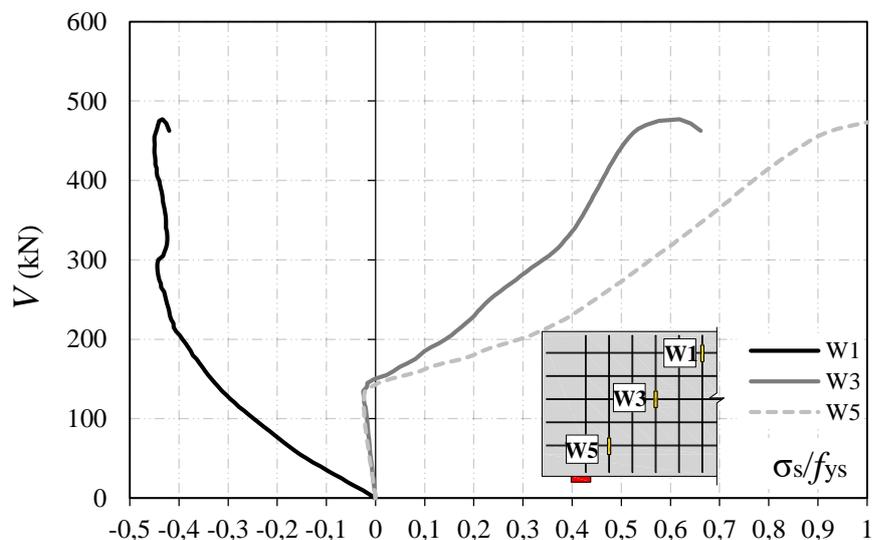
Fonte: Autoria própria, 2019.

A viga V22 foi a primeira a apresentar barras em duas direções na alma, e ao se realizar uma comparação entre os resultados de resistência do seu vão esquerdo com aqueles observados para V0-D e V11-D, percebeu-se que para uma mesma taxa de armadura transversal de 0,22%, o uso de estribos verticais gerou um acréscimo de carga máxima de pelo menos 26% nos vãos.

As Figuras 4.19 e 4.20 mostram a relação entre o cortante e as deformações nas armaduras transversais da viga V22, respectivamente, nas direções vertical e horizontal. Como os pontos de leitura *W* e *S* estavam no mesmo posicionamento, acredita-se que eventuais diferenças entre curvas de um mesmo ponto podem ser dadas por possíveis acomodações ou alívios no extensômetros, devido ao fluxo descontínuo de tensões e deformações no interior da biela. Assim sendo, podem ter sido geradas leituras diferente entre si, conforme a orientação que o leitor viesse a adquirir durante a progressão de carregamento.

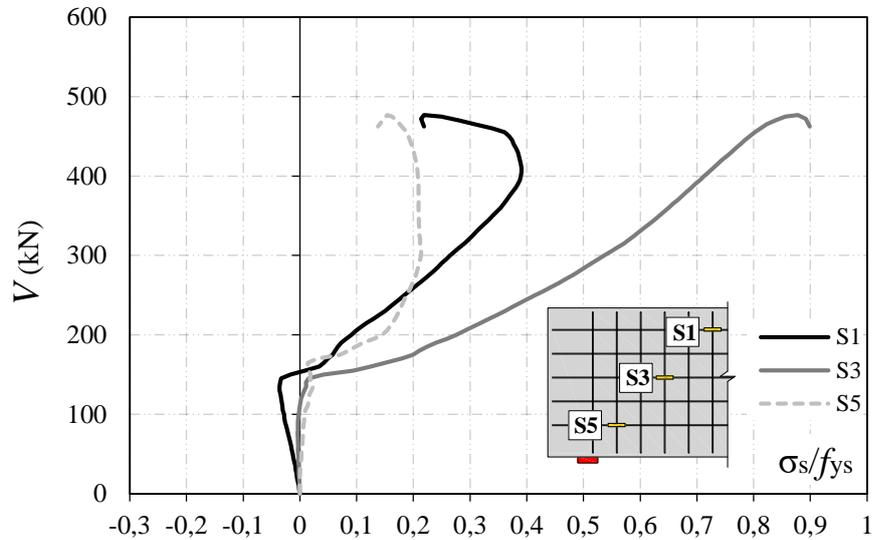
A grande maioria das curvas dos gráficos mostram um trecho inicial linear-elástico, correspondente à etapa de pré-fissuração da viga, e uma mudança de inclinação no momento em que surgiu a fissura diagonal. Para os mesmos níveis de carregamento, observou-se que as maiores deformações foram medidas na região que vai do apoio até a zona intermediária da biela, indicando que foi onde a fissura diagonal teve início, interceptando inicialmente a camada de armadura mais próxima do apoio, devido às maiores inclinações da curva do extensômetro W5. Destaca-se ainda que a barra onde esse leitor estava instalado foi a única a ultrapassar o limite de escoamento do aço.

Figura 4.19 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras verticais em V22-E.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.20 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras horizontais em V22-E.



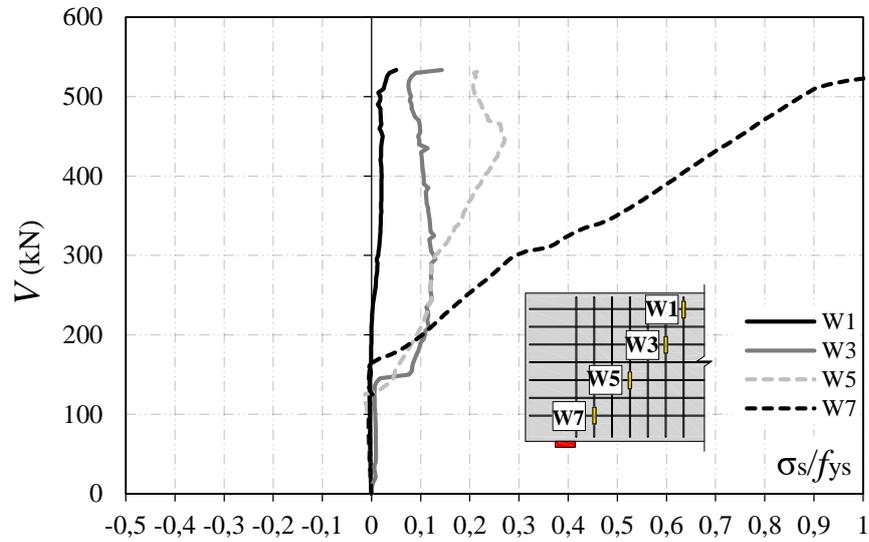
Fonte: Autoria própria, 2019.

A viga V41 apresentava as maiores taxas de armadura transversal dentre os espécimes, dispostas em formato de malha, com barras na direção vertical e horizontal, e, portanto, gerou o maior volume de dados de monitoramento de deformações nas armaduras. A Figura 4.21 mostra a relação entre o cortante e as deformações nas armaduras de cisalhamento verticais para os vãos esquerdo e direito da viga. As curvas dos gráficos mostram um trecho linear-elástico inicial, que em geral coincidiu com a etapa de pré-fissuração diagonal.

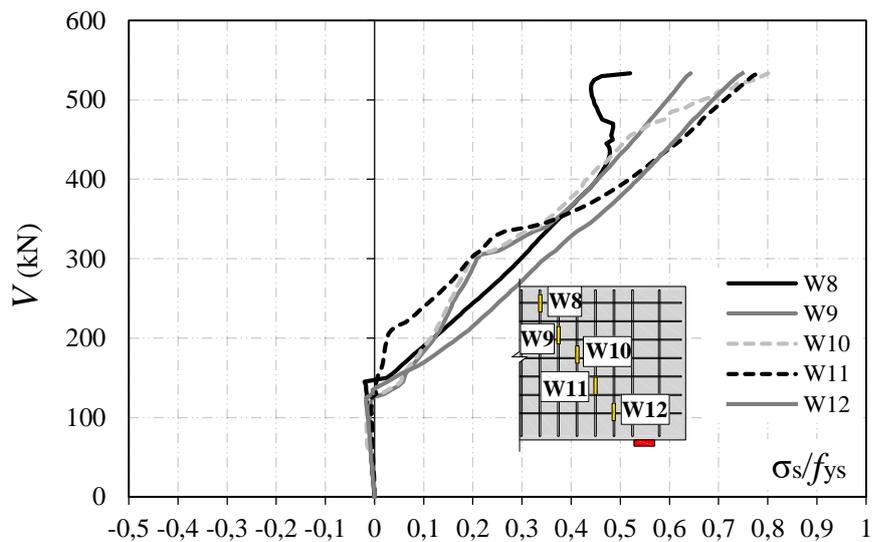
No vão esquerdo (Figura 4.21a), observou-se que somente a barra em que o extensômetro W7 estava instalado atingiu o limite de escoamento do aço, sendo que sua curva foi a que apresentou as maiores deformações dentre os demais pontos de leitura, para os mesmos níveis de carregamento aplicado. Isso mostra que a fissura diagonal interceptou primeiramente a camada de armadura mais próxima da chapa de apoio. Os extensômetros W1, W3 e W5 exibiram níveis de deformações de tração sempre muito baixos, o que indica que não foram tão solicitados.

No vão direito (Figura 4.21b), conforme esperado, nenhuma das camadas de armadura atingiu o limite de escoamento do aço na 1ª etapa de ensaios. A inclinação das curvas dos extensômetros, em geral, foi alterada conforme a formação da fissura diagonal no vão oposto da viga. Houve um acréscimo de carga de 19,1% gerado pela taxa de 0,73% no vão direito em relação à taxa de 0,41% no vão esquerdo.

Figura 4.21 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras verticais em: a) V41-E; b) V41-D.



a)



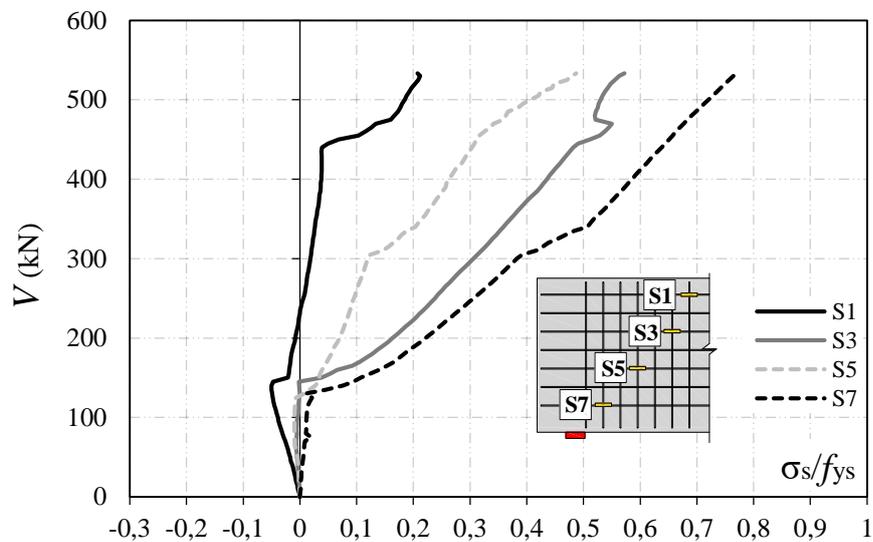
b)

Fonte: Autoria própria, 2019.

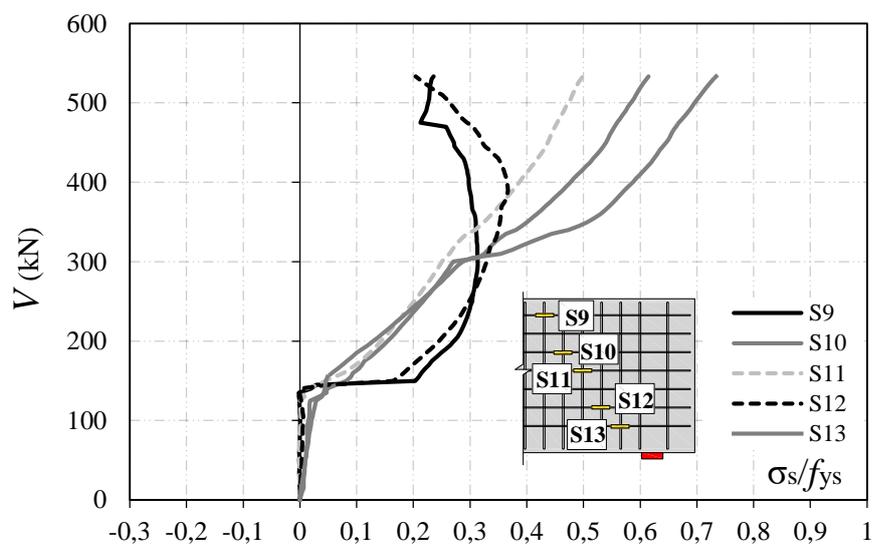
Por fim, a Figura 4.22 mostra a relação entre o cortante e as deformações nas armaduras horizontais em ambos os vãos desta viga. As curvas dos gráficos mostram um trecho linear-elástico inicial (alguns com discretas oscilações), que coincidiu com a etapa de pré-fissuração diagonal da viga V41. No vão esquerdo (Figura 4.22a), observou-se que nenhuma das camadas de armadura atingiu o limite de escoamento do aço, porém apresentaram maiores

níveis de deformação que seus extensômetros correspondentes na posição *W*, para os mesmos níveis de carregamento, indicando que essas barras foram mais solicitadas. No vão direito (Figura 4.22b), percebeu-se que as armaduras desenvolveram, em sua maioria, valores elevados de deformação de tração, com exceção dos extensômetros S9 e S12 que parecem ter sofrido uma acomodação em certa fase do ensaio e passaram a exibir deformações inferiores às lidas alguns passos de carga antes.

Figura 4.22 - Gráfico Cortante x Deformação das armaduras horizontais em: a) V41-E; b) V41-D.



a)



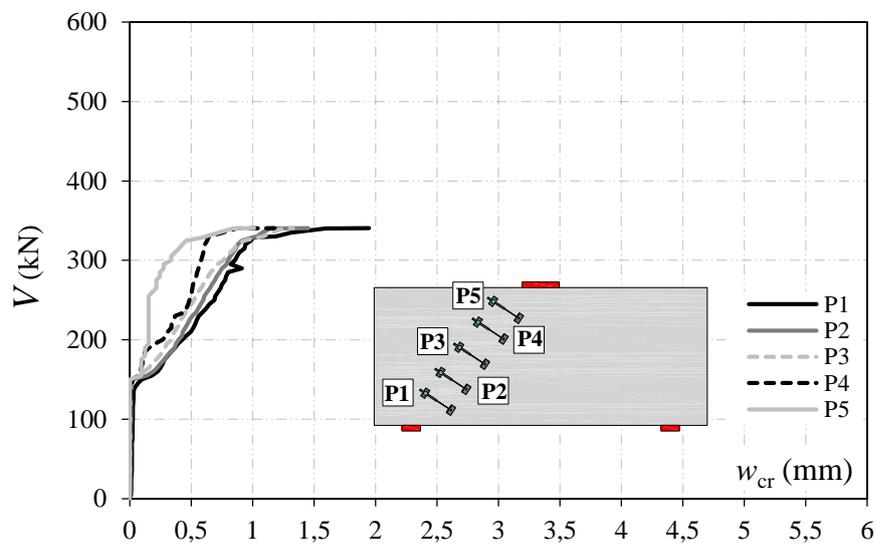
b)

Fonte: Autoria própria, 2019.

4.2.5. Abertura da fissura na biela

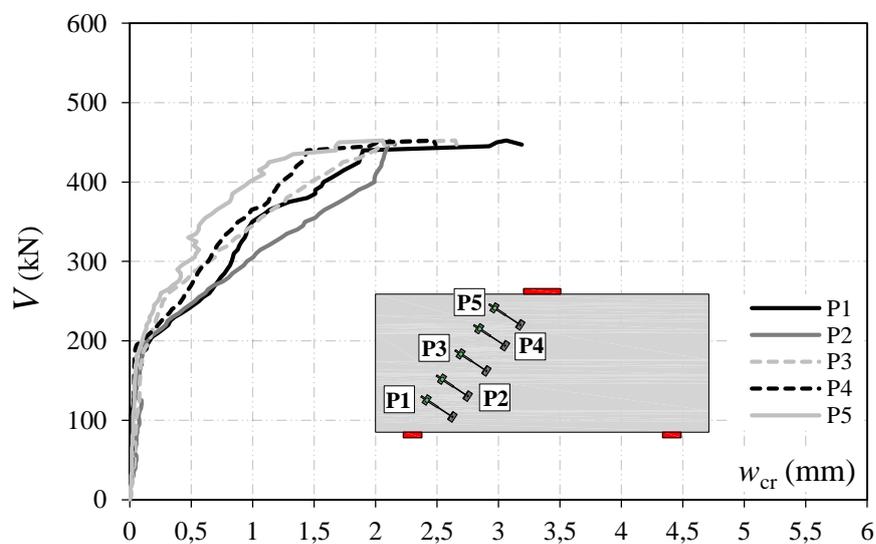
As Figuras 4.23 a 4.26 mostram os resultados da relação entre o cortante e a largura das fissuras diagonais monitoradas na superfície de cada viga-parede. Em todos os espécimes, a fissura teve início na extremidade interna da chapa de apoio inferior e se desenvolveu sob uma inclinação específica, com iniciais fissuras de flexão na região de momento fletor máximo. A súbita mudança na inclinação das curvas representa o momento da fissuração diagonal.

Figura 4.23 - Gráfico Cortante x Largura da fissura diagonal principal da viga V0.



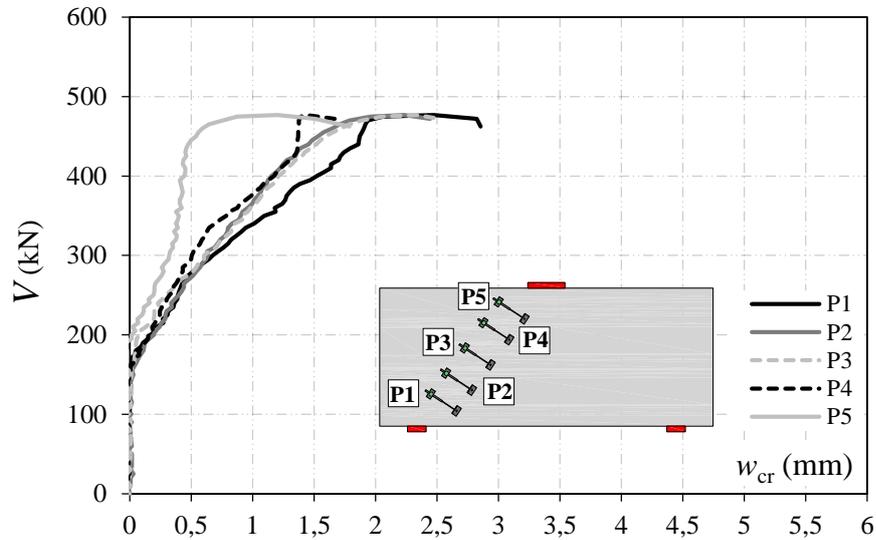
Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.24 - Gráfico Cortante x Largura da fissura diagonal principal da viga V11.



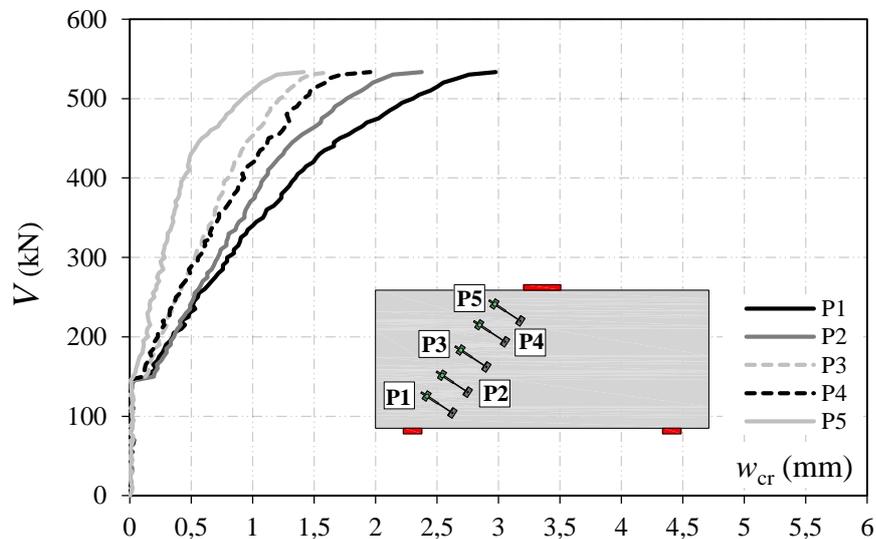
Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.25 - Gráfico Cortante x Largura da fissura diagonal principal da viga V22.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.26 - Gráfico Cortante x Largura da fissura diagonal principal da viga V41.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Observou-se que para a viga sem armadura na alma, a 1ª fissura diagonal surgiu aos 158 kN e apresentou aberturas de até aproximadamente 2 mm no momento da ruptura. Para as demais vigas, percebeu-se que devido ao aumento de ductilidade proporcionado pelas armaduras e conseqüentemente o alcance de maiores valores de carga máxima, a maioria das aberturas de fissura se intensificaram e atingiram valores superiores a 2 mm.

Apesar disso, ao se comparar as larguras da fissura diagonal das vigas com e sem armadura na alma, foi possível perceber que, para os mesmos níveis de carregamento, as vigas V11, V22 e V41 apresentaram larguras inferiores às da viga V0. Dessa forma, pode-se concluir que quanto maior a taxa de armadura transversal nos vãos das vigas, maior o controle de fissuração alcançado, sendo que a presença da armadura em malha mostrou um controle ainda mais eficiente do que o uso de apenas estribos verticais.

4.2.6. Mapa de fissuração e modo de ruptura

Como visto, as primeiras fissuras que surgiram nas vigas-parede foram provenientes dos esforços de flexão, iniciando-se no meio do vão, seguidas de uma fissura inclinada que teve início na região do apoio, progredindo rumo ao ponto de aplicação do carregamento conforme o incremento do cortante. Com o acréscimo nos níveis de carga também foram observados, em geral, ramificações da fissura diagonal e o aumento de sua largura, além da elevação da altura das fissuras iniciais de flexão e o surgimento de novas.

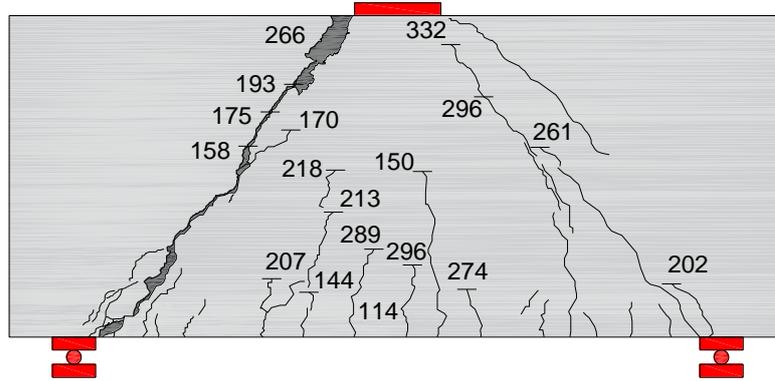
Ressalta-se que a 1ª fissura diagonal surgiu no vão esquerdo de todas as vigas, por ser o vão com a menor taxa de armadura para cada uma delas. A fissura diagonal no vão direito das vigas se desenvolveu somente na etapa seguinte de cada ensaio (com exceção da viga V0), após o reforço externo ser instalado nos espécimes.

Todas as vigas-parede romperam por tração diagonal da biela, geralmente associado a um destacamento do concreto nas regiões nodais. Para o vão direito da viga V22, entretanto, foi observado um modo de ruptura combinado, pois além da tração diagonal também ocorreu um esmagamento do bloco de compressão.

Foram observadas rupturas bruscas e explosivas em todas as vigas da 1ª etapa e para os vãos direitos das vigas V0 e V11, na 2ª etapa de ensaios. Desta forma, atestou-se que a utilização de armadura transversal em formato de malha e com taxas mais elevadas levaram a um controle maior do nível de fissuração, capaz de modificar a intensidade da abertura da fissura no momento da ruptura.

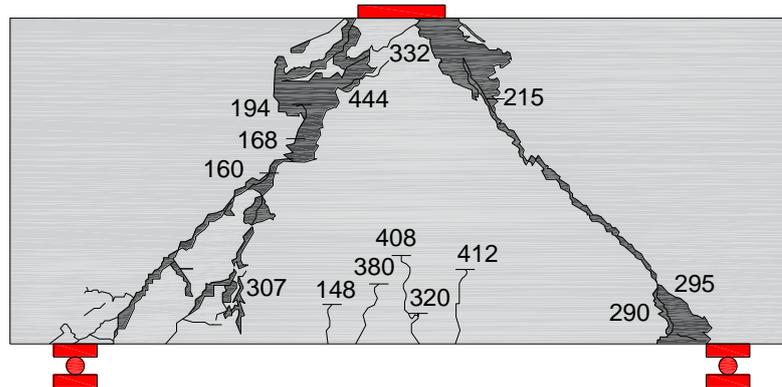
As Figuras 4.27 a 4.30 mostram os mapas de fissuração das vigas-parede, com a indicação do cortante correspondente ao estágio em que se encontram as fissuras superficiais no concreto. Já os modos de ruptura são apresentados na Tabela 4.2 e podem ser visualizados na Figura 4.31.

Figura 4.27 - Mapa de fissuração da viga V0.



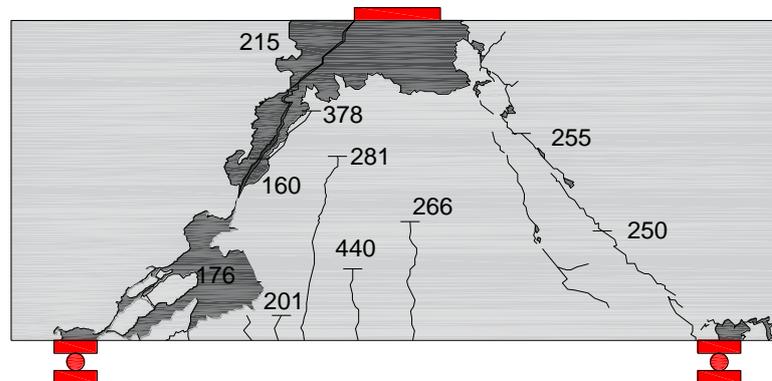
Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.28 - Mapa de fissuração da viga V11.



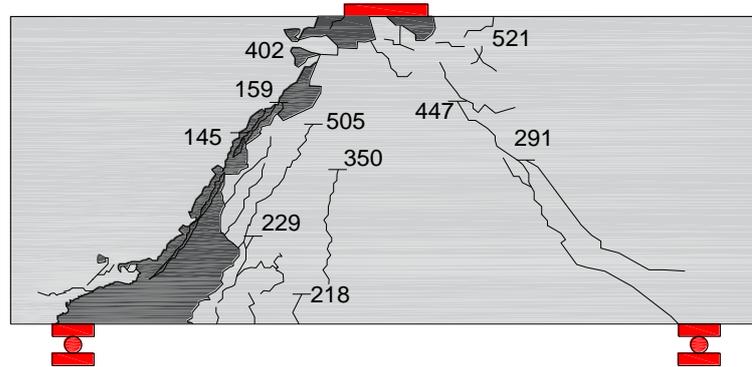
Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.29 - Mapa de fissuração da viga V22.



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.30 - Mapa de fissuração da viga V41.

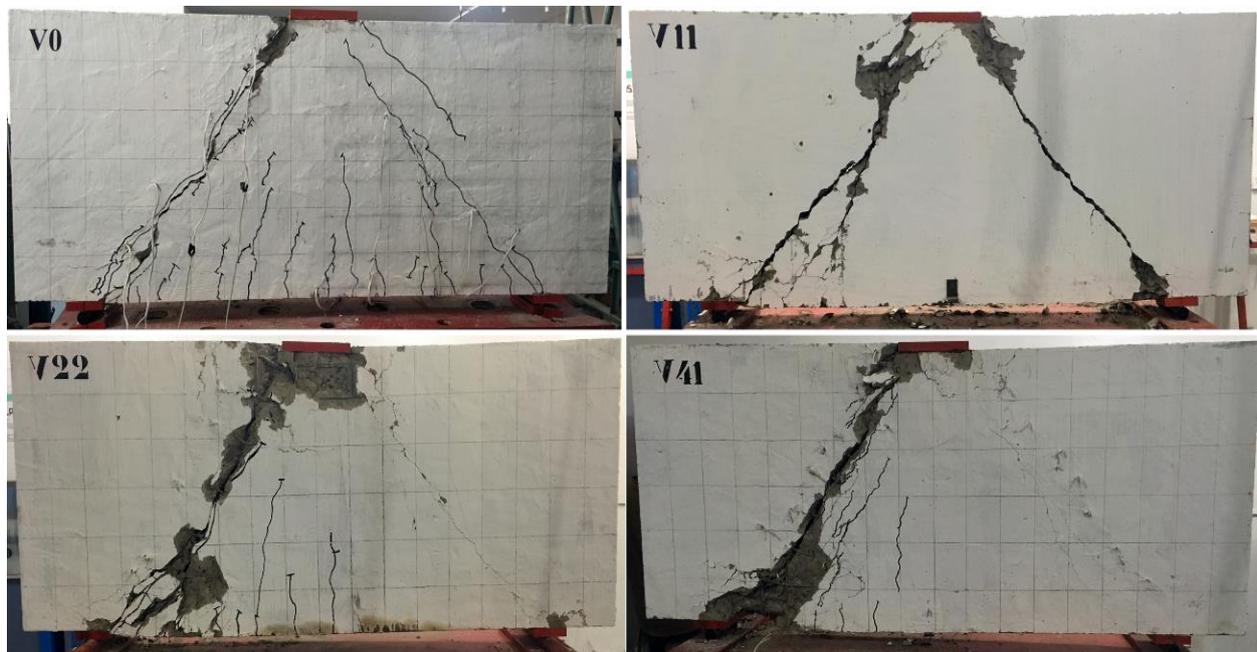


Fonte: Autorial própria, 2019.

Tabela 4.2 - Modos de ruptura das vigas-parede.

Viga	Vão esquerdo		Vão direito	
	θ (°)	Modo de ruptura	θ (°)	Modo de ruptura
V0	51	Tração diagonal	52	Tração diagonal
V11	49	Tração diagonal	50	Tração diagonal
V22	48	Tração diagonal	51	Tração diagonal / flexão-compressão
V41	52	Tração diagonal	49	Tração diagonal

Figura 4.31 - Modos de ruptura das vigas-parede.



Fonte: Arquivo pessoal, 2019.

4.2.7. Resistência

A Tabela 4.3 apresenta os resultados experimentais e teóricos de resistência para vigas curtas para ambos os vãos das vigas-parede, relacionando suas cargas de ruptura, os cortantes resistentes experimentais, a relação do cortante experimental de cada viga com sua viga de referência, e as razões entre os resultados de cortante experimental e normativos.

Tabela 4.3 - Resultados de resistência das vigas-parede.

Viga	ρ (%)	P_u (kN)	V_u (kN)	V_u / V_{ref}	V_u / V_{NBR}	V_u / V_{EC2}	V_u / V_{ACI}
V0-E	0	681	341	1,00	2,86	1,35	3,74
V11-E	0,11	905	453	1,33	1,06	1,89	2,31
V22-E	0,22	954	477	1,40	1,12	1,99	2,44
V41-E	0,41	1067	534	1,57	0,93	1,24	1,92
V0-D	0,22	760	380	1,00	3,19	1,50	4,18
V11-D	0,22	1023	512	1,35	0,83	1,07	1,70
V22-D	0,45	1128	564	1,48	0,71	0,80	1,42
V41-D	0,73	1272	636	1,67	0,64	0,66	1,25

Tanto na 1ª como na 2ª etapa dos ensaios, observou-se uma relação de ganho diretamente proporcional entre a variação da taxa de armadura e as cargas máximas alcançadas, pois quanto maior a taxa de armadura transversal no vão das vigas-parede, maiores os valores de carga de ruptura atingidos. Ao se variar a taxa de armadura transversal no vão esquerdo das vigas, de 0 a 0,41%, foi observado um acréscimo de resistência de até 57%, enquanto que no vão direito, ao se variar de 0,22 a 0,73%, houve um incremento de resistência de 67%.

Quanto às recomendações normativas, para as estimativas referentes ao vão esquerdo das vigas, somente o resultado previsto pela NBR para V41-E se mostrou contra a segurança, enquanto os demais resultados revelaram um caráter bastante conservador. Em contrapartida, a previsão da norma brasileira para V11-E foi a que apresentou relação mais próxima de 1, o que indica ter sido a estimativa mais aproximada do que se verificou experimentalmente.

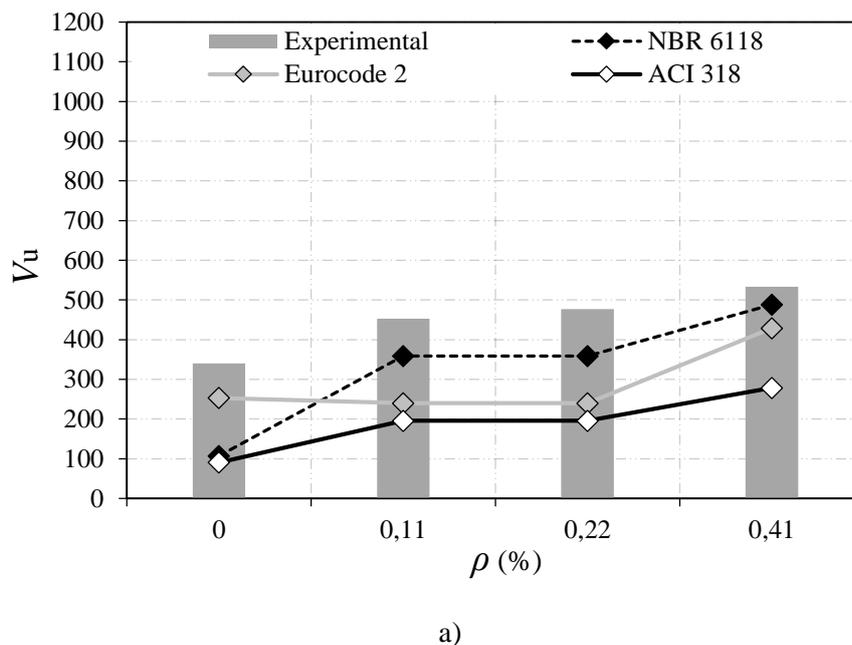
Com relação aos resultados para o vão direito, as previsões de resistência das normas se mostraram demasiadamente conservadoras para V0-D, com destaque para as estimativas da NBR e do ACI, que exibiram valores extremamente distantes de 1. Considerando que nesse vão da viga havia somente armaduras horizontais na alma, percebeu-se que, apesar das normas não considerarem uma contribuição de resistência advinda da armadura nessa direção, houve um acréscimo de carga de 11% gerado por elas em relação ao outro vão, composto somente por concreto simples.

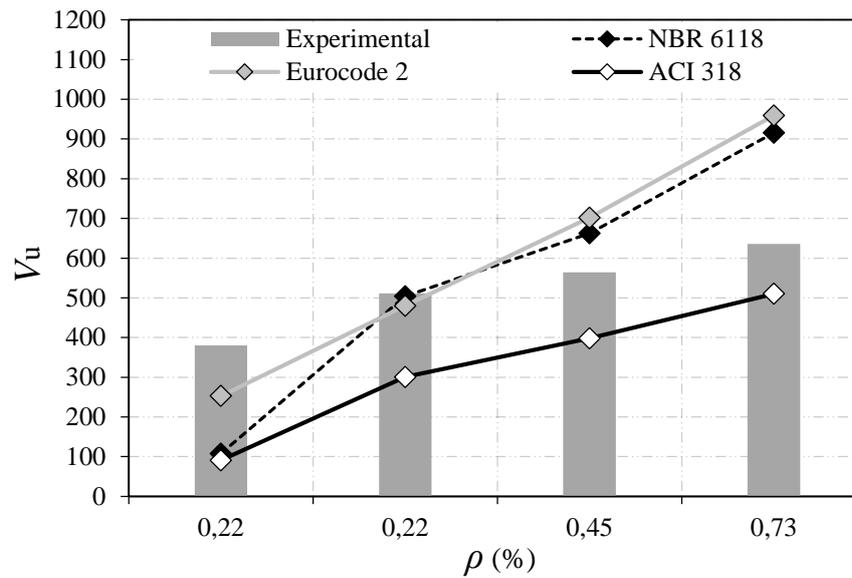
Para as vigas com armadura transversal, ainda para o vão direito, o ACI continuou com critérios de resistência conservadores e a NBR levou a resultados contra a segurança. O EC2 se mostrou ligeiramente conservador para o resultado de V11-D, porém contra a segurança para as estimativas restantes.

A análise dos valores de resistência à força cortante das vigas levou à conclusão de que a melhor correlação entre os resultados experimentais e teóricos foi obtida para a 1ª etapa dos ensaios. Para a 2ª etapa, foi observada uma maior quantidade de resultados contra a segurança, o que provavelmente se justifica pelo fato de serem situações mais extremas, onde se reduziu o espaçamento entre barras em demasia, com o intuito de aumentar as taxas de armadura dos vãos direitos.

Assim, acredita-se que as normas NBR e EC2 geraram uma expectativa muito grande para seus resultados e que isso não se confirmou na prática, pois as armaduras transversais parecem não ter desenvolvido toda a capacidade resistente estimada para elas. Para facilitar a visualização dos resultados, a Figura 4.32 mostra as variações dos cortantes experimentais e normativos em função da taxa de armadura transversal no vão esquerdo (Figura 4.32a) e no vão direito (Figura 4.32b) das vigas-parede.

Figura 4.32 - Comparação entre os resultados experimentais e teóricos de cortante resistente para as vigas-parede: a) Vão esquerdo; b) Vão direito.





b)

Fonte: Autoria própria, 2019.

4.3. Comparações entre modelos locais e globais

4.3.1. Deformações do concreto

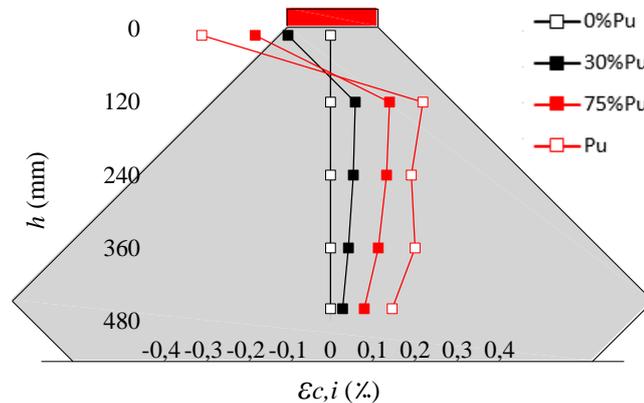
Uma das formas utilizadas para comparar os resultados experimentais dos prismas e das vigas-parede foi avaliando a maneira como as deformações transversais do concreto se distribuíram, uma vez que evidenciaram os momentos de suas máximas deformações e permitiram identificar possíveis mudanças na distribuição de tensões em diferentes níveis de carregamento. Portanto, foram elaborados perfis dessas deformações, distribuídas conforme os níveis de carregamento aplicado.

A Figura 4.33 mostra os gráficos que representam os perfis de deformação transversal do concreto ao longo da altura de cada ponto de leitura dos extensômetros para os espécimes sem armadura transversal, ou seja, para o prisma P0 (Figura 4.33a) e para V0-E (Figuras 4.33b e 4.33c).

Como para o prisma de concreto simples, o início da fissura de fendilhamento coincidiu com a sua ruptura, sem ganhos posteriores de carga e aumento expressivo de deformações, um gráfico único é apresentado. Por outro lado, para a viga-parede, optou-se por uma separação em dois gráficos em função da fissura diagonal, visto que na etapa de pré-

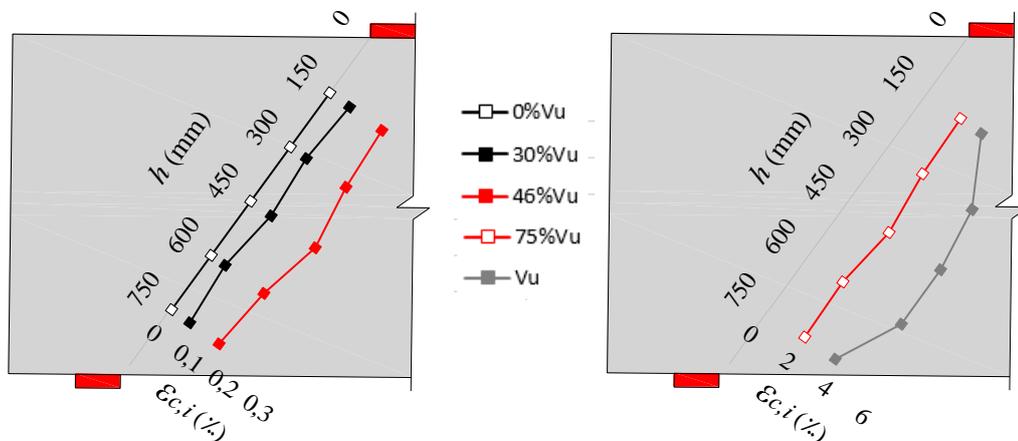
fissuração as deformações têm valores sempre muito inferiores aos observados para a etapa de pós-fissuração do concreto.

Figura 4.33 - Distribuição das deformações internas do concreto: a) Prisma P0; b) Trecho pré-fissuração de V0-E; c) Trecho pós-fissuração de V0-E.



Onde: $0\% P_u$ = sem carregamento; $30\% P_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $75\% P_u$ = fissuração na zona comprimida; P_u = abertura da fissura longitudinal e ruptura.

a)



Onde: $0\% V_u$ = sem carregamento; $30\% V_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $46\% V_u$ = fissura diagonal; $75\% V_u$ = trecho pós-fissuração; V_u = ruptura.

b)

c)

Fonte: Autoria própria, 2019.

A análise das deformações transversais do concreto para o prisma sem armadura mostrou a ocorrência de tensões de compressão numa região imediatamente abaixo do local de aplicação do carregamento, passando a exibir deformações de tração a partir de aproximadamente 10% da altura do prisma, e sequencialmente um decréscimo gradual desses resultados, quanto mais afastado do ponto de aplicação de carga se encontrava o extensômetro.

Apesar da região à certa altura da chapa de apoio ser uma zona com muitos distúrbios, que levou à mudança na distribuição de deformações, os valores seguiram em geral uma distribuição bastante uniforme e com diferenças discretas entre si.

Para a viga sem armadura na alma, foi possível perceber que as deformações internas se mostraram próximas das observadas para o prisma na fase de pré-fissuração, comparando-se à uma altura proporcional do posicionamento dos extensômetros, o que indica um comportamento resistente do concreto análogo nas bielas dos espécimes. A diferença observada entre os perfis foi um valor ligeiramente maior de deformação à meia-altura do vão de cisalhamento, na região onde se espera que as tensões transversais de tração sejam máximas e provoquem um fendilhamento e surgimento de uma fissura.

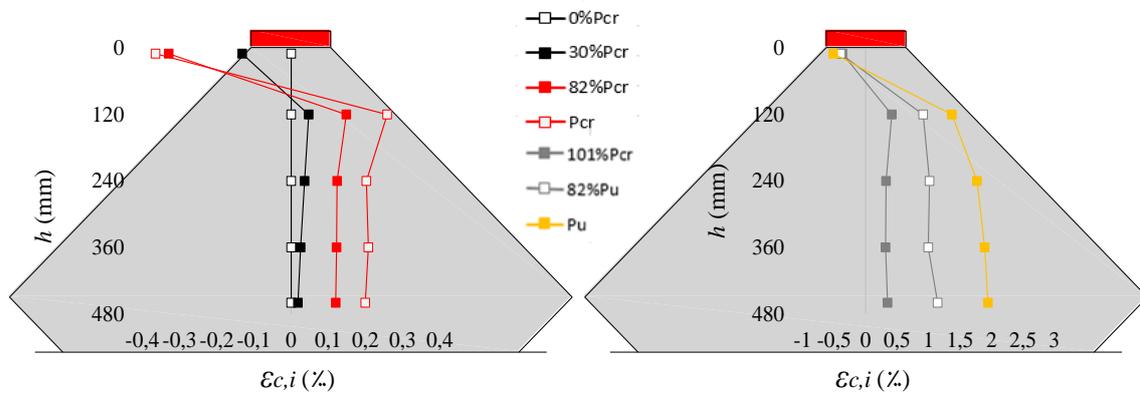
Para o trecho pós-fissuração, os níveis de deformação interna se mostraram muito superiores, com valores entre 2,9 e 5%, além de apresentarem os maiores resultados para as leituras dos extensômetros na zona intermediária da biela.

A Figura 4.34 mostra os gráficos de deformação transversal do concreto ao longo da altura de cada ponto de leitura dos extensômetros internos para os espécimes com as maiores taxas de armadura transversal, ou seja, para o prisma 41 (Figuras 4.34a e 4.34b) e para V41-E (Figura 4.34c e 4.34d). Ambos os resultados foram divididos em gráficos em função da fissura principal e relacionam as etapas de pré e pós-fissuração do concreto nos espécimes.

O perfil das deformações internas do concreto para o prisma com armadura se mostrou muito próximo do encontrado para o prisma de concreto simples na etapa de pré-fissuração, com a leitura de deformações de compressão na região da aplicação de carga e de tração a partir de certa altura do eixo longitudinal do espécime, com um decréscimo gradual nos resultados quanto mais afastado o extensômetro se encontrava do ponto de aplicação do carregamento.

Na iminência da fissura de fendilhamento, as deformações na porção central da biela apresentaram valores discretamente menores que os demais, o que já não se observou para a fase de pós-fissuração, onde os leitores registraram níveis de deformação mais elevados, chegando a valores próximos de 2% na ruptura, dessa vez concentrados na porção intermediária do prisma. As respostas se assemelham bastante ao já observado experimentalmente por Sahoo *et al.* (2011).

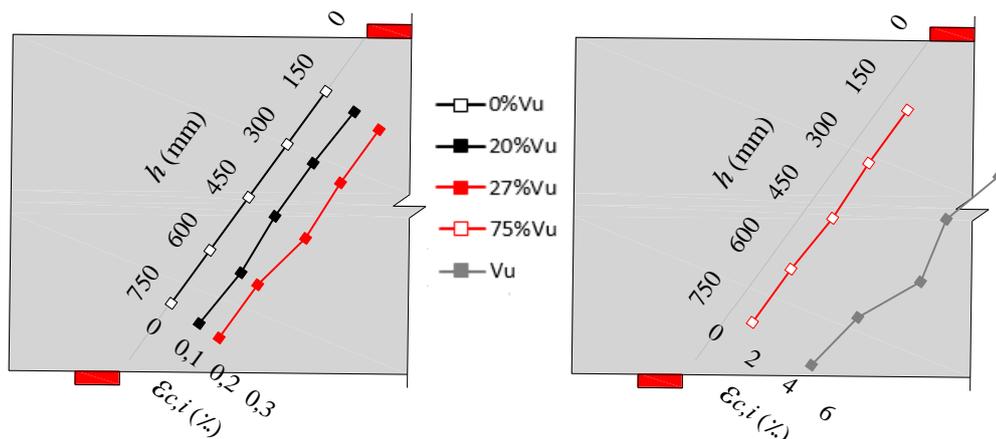
Figura 4.34 - Distribuição das deformações internas do concreto: a) Trecho pré-fissuração de P41; b) Trecho pós-fissuração de P41; c) Trecho pré-fissuração de V41-E; d) Trecho pós-fissuração de V41-E.



Onde: $0\%P_{cr}$ = sem carregamento; $30\%P_{cr}$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $82\%P_u$ = fissuração na zona comprimida; P_{cr} = abertura da fissura longitudinal; $101\%P_{cr}$ = deformação imediatamente após a fissura longitudinal; $82\%P_u$ = trecho pós-fissuração; P_u = ruptura.

a)

b)



Onde: $0\%V_u$ = sem carregamento; $20\%V_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $27\%V_u$ = fissura diagonal; $75\%V_u$ = trecho pós-fissuração; V_u = ruptura.

c)

d)

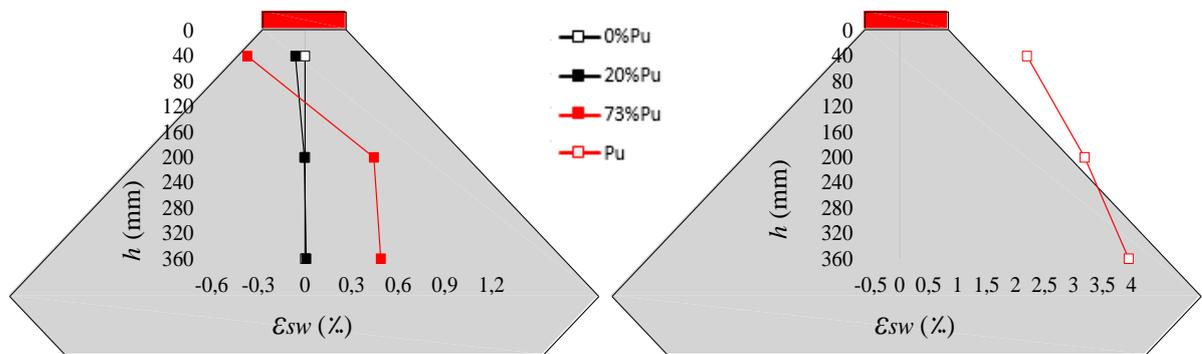
Fonte: Autoria própria, 2019.

Após a análise do perfil de deformações transversais do concreto da viga com armadura, ficou claro que durante a pré-fissuração, tanto as vigas-parede quanto os prismas apresentaram comportamentos análogos, com níveis próximos de deformações de tração a partir de uma dada distância do local onde o carregamento é aplicado. Assim como para a viga sem armadura, um valor ligeiramente maior de deformações à meia-altura do vão de cisalhamento foi observado. Para o trecho pós-fissuração, os níveis de deformação interna se mostraram elevados e com valores entre 4,2 e 6%.

4.3.2. Deformações das armaduras transversais

Outro instrumento utilizado na comparação entre os resultados experimentais dos prismas e das vigas-parede foram os perfis de deformação das armaduras transversais, buscando-se avaliar de maneira qualitativa a contribuição das barras de aço na resistência às tensões transversais da biela desses elementos. As Figuras 4.35 a 4.39 mostram os gráficos de distribuição das deformações nas armaduras empregadas em cada espécime, conforme a orientação em que foram dispostas.

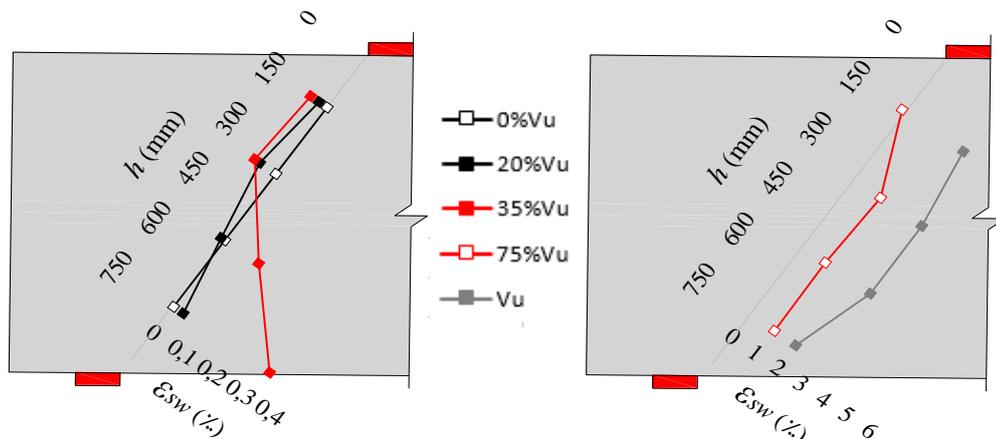
Figura 4.35 - Distribuição das deformações das armaduras W e verticais: a) Trecho pré-fissuração de P11; b) Fissuração de P11; c) Trecho pré-fissuração de V11-E; c) Trecho pós-fissuração de V11-E.



Onde: $0\% P_u$ = sem carregamento; $20\% P_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $73\% P_u$ = fissuração na zona comprimida; P_u = abertura da fissura longitudinal e ruptura.

a)

b)



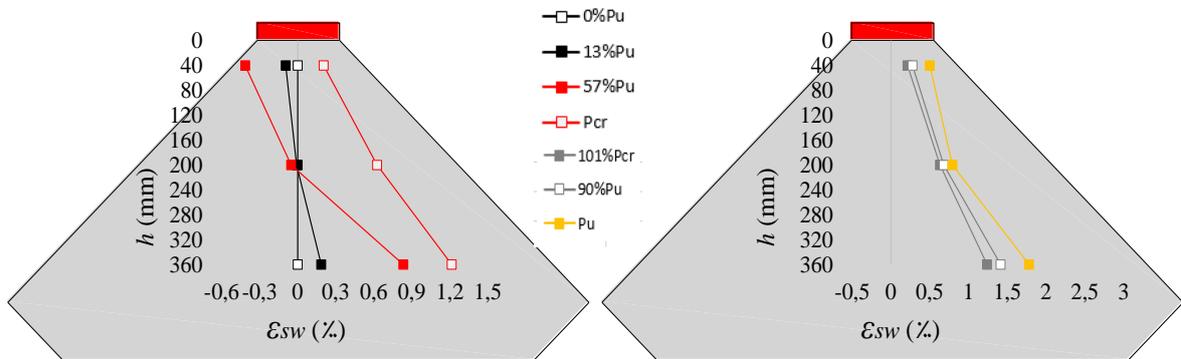
Onde: $0\% V_u$ = sem carregamento; $20\% V_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $35\% V_u$ = fissura diagonal; $75\% V_u$ = trecho pós-fissuração; V_u = ruptura.

c)

d)

Fonte: Autoria própria, 2019.

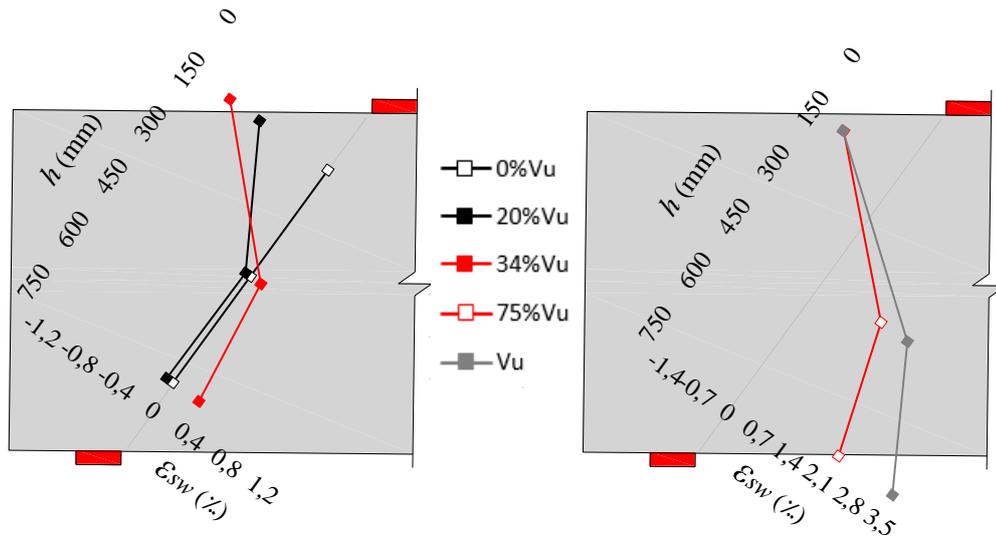
Figura 4.36 - Distribuição das deformações das armaduras W e verticais: a) Trecho pré-fissuração de P22; b) Trecho pós-fissuração de P22; c) Trecho pré-fissuração de V22-E; d) Trecho pós-fissuração de V22-E.



Onde: $0\%P_u$ = sem carregamento; $13\%P_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $57\%P_u$ = fissuração na zona comprimida; P_{cr} = abertura da fissura longitudinal; $101\%P_{cr}$ = deformação imediatamente após a fissura longitudinal; $90\%P_u$ = trecho pós-fissuração; P_u = ruptura.

a)

b)



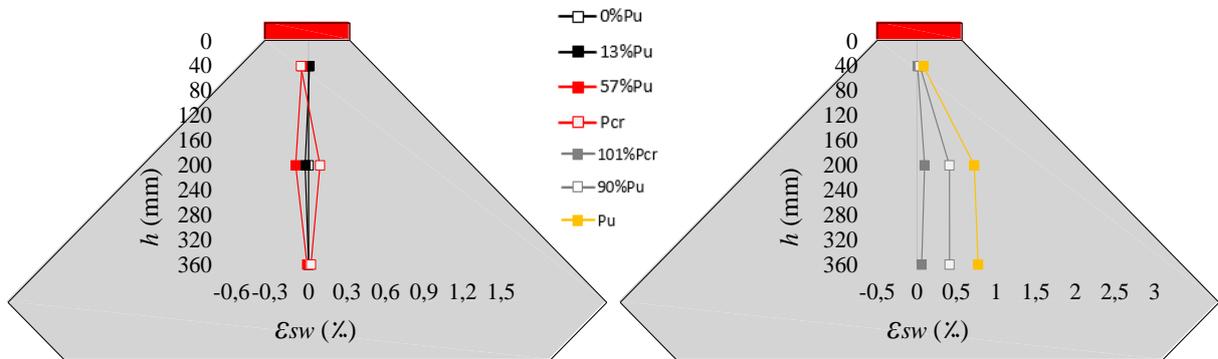
Onde: $0\%V_u$ = sem carregamento; $20\%V_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $34\%V_u$ = fissura diagonal; $75\%V_u$ = trecho pós-fissuração; V_u = ruptura.

c)

d)

Fonte: Autoria própria, 2019.

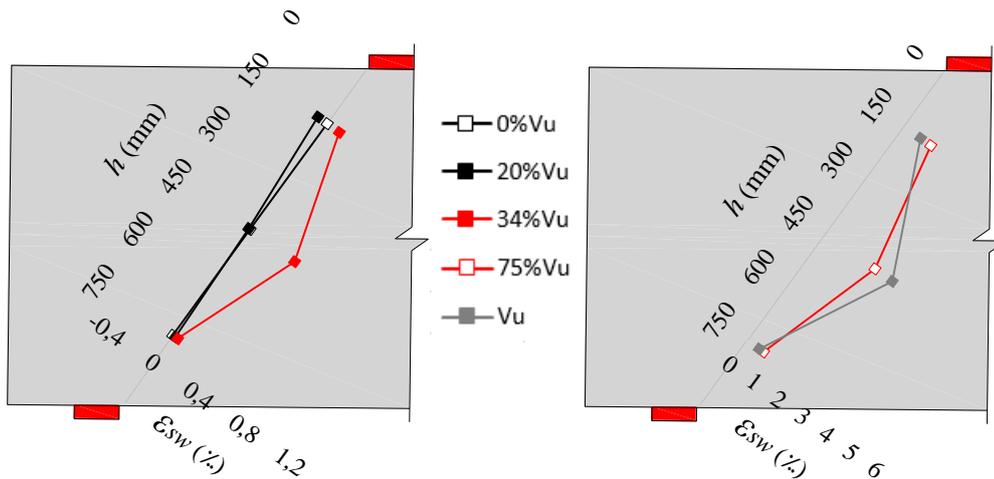
Figura 4.37 - Distribuição das deformações das armaduras *S* e horizontais: a) Trecho pré-fissuração de P22; b) Trecho pós-fissuração de P22; c) Trecho pré-fissuração de V22-E; d) Trecho pós-fissuração de V22-E.



Onde: $0\%P_u$ = sem carregamento; $13\%P_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $57\%P_u$ = fissuração na zona comprimida; P_{cr} = abertura da fissura longitudinal; $101\%P_{cr}$ = deformação imediatamente após a fissura longitudinal; $90\%P_u$ = trecho pós-fissuração; P_u = ruptura.

a)

b)



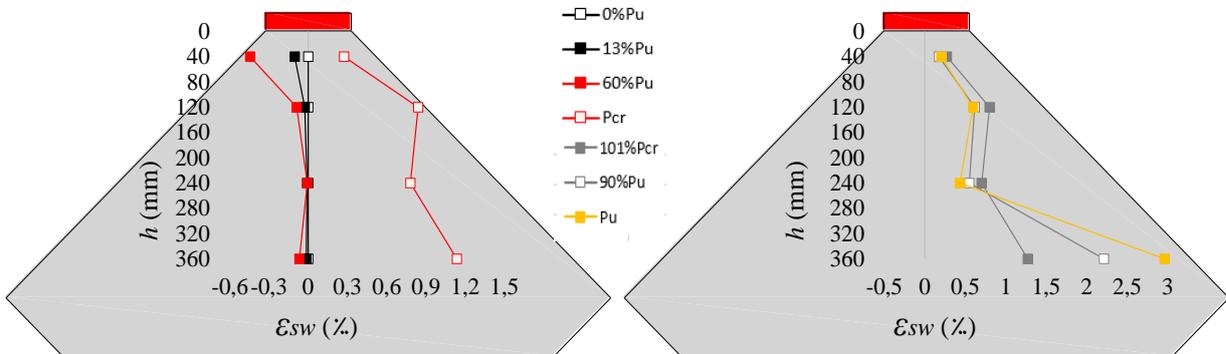
Onde: $0\%V_u$ = sem carregamento; $20\%V_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $34\%V_u$ = fissura diagonal; $75\%V_u$ = trecho pós-fissuração; V_u = ruptura.

c)

d)

Fonte: Autoria própria, 2019.

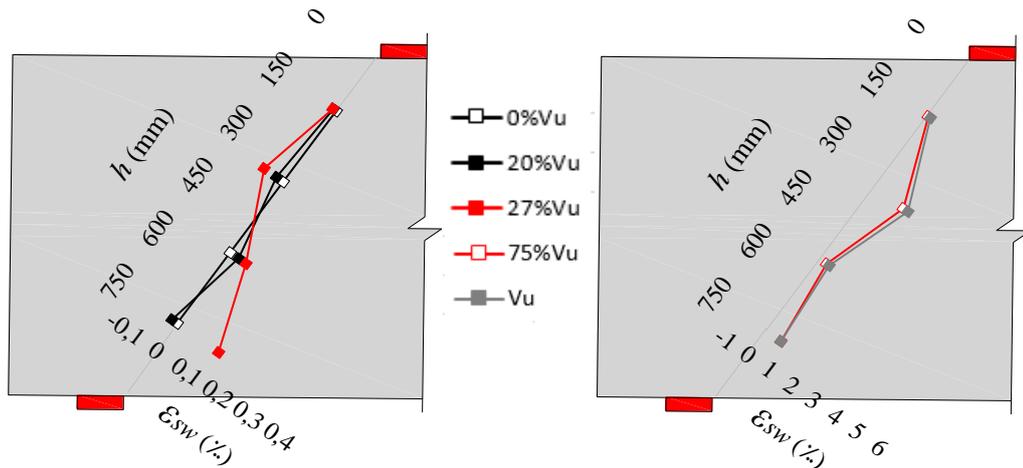
Figura 4.38 - Distribuição das deformações das armaduras *W* e verticais: a) Trecho pré-fissuração de P41; b) Trecho pós-fissuração de P41; c) Trecho pré-fissuração de V41-E; d) Trecho pós-fissuração de V41-E.



Onde: $0\%P_u$ = sem carregamento; $13\%P_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $60\%P_u$ = fissuração na zona comprimida; P_{cr} = abertura da fissura longitudinal; $101\%P_{cr}$ = deformação imediatamente após a fissura longitudinal; $90\%P_u$ = trecho pós-fissuração; P_u = ruptura.

a)

b)



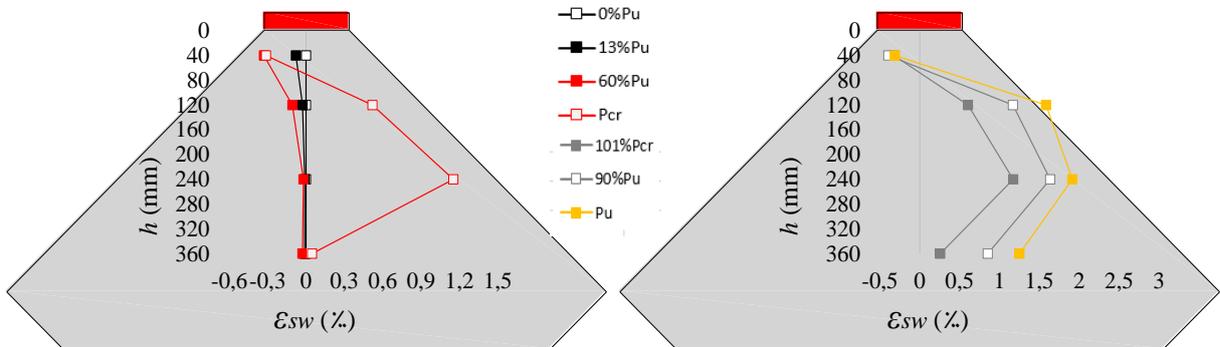
Onde: $0\%V_u$ = sem carregamento; $20\%V_u$ = trecho linear-elástico (pré-fissuração); $27\%V_u$ = fissura diagonal; $75\%V_u$ = trecho pós-fissuração; V_u = ruptura.

c)

d)

Fonte: A autoria própria, 2019.

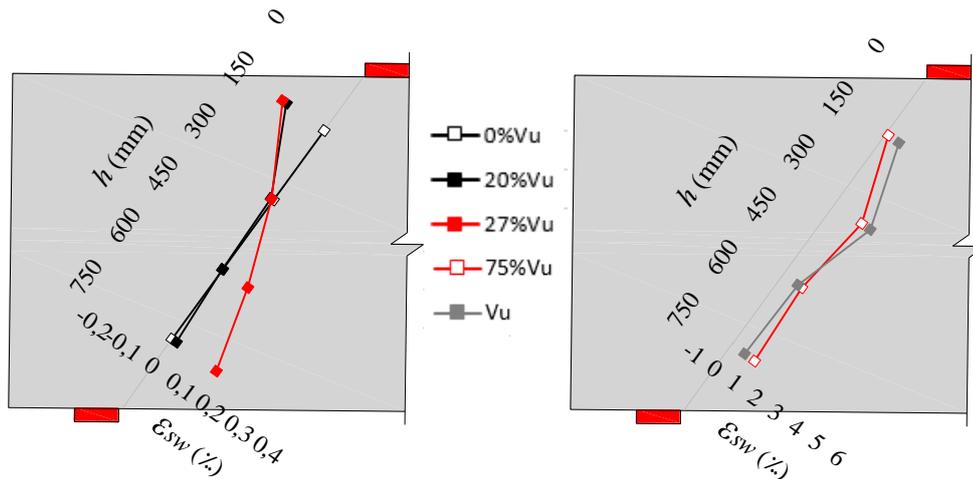
Figura 4.39 - Distribuição das deformações das armaduras S e horizontais: a) Trecho pré-fissuração de P41; b) Trecho pós-fissuração de P41; c) Trecho pré-fissuração de V41-E; d) Trecho pós-fissuração de V41-E.



Onde: 0% P_u = sem carregamento; 13% P_u = trecho linear-elástico (pré-fissuração); 60% P_u = fissuração na zona comprimida; P_{cr} = abertura da fissura longitudinal; 101% P_{cr} = deformação imediatamente após a fissura longitudinal; 90% P_u = trecho pós-fissuração; P_u = ruptura.

a)

b)



Onde: 0% V_u = sem carregamento; 20% V_u = trecho linear-elástico (pré-fissuração); 27% V_u = fissura diagonal; 75% V_u = trecho pós-fissuração; V_u = ruptura.

c)

d)

Fonte: Autoria própria, 2019.

Quanto aos gráficos, apesar de algumas leituras dos extensômetros mostrarem valores muito reduzidos de deformação ou sem grandes diferenças nas leituras em uma das direções, acredita-se que isso ocorreu apenas devido à um alívio dos extensômetros naquela barra, resultando em valores muito baixos que, contudo, foram compensados pelo extensômetro localizado nesse mesmo ponto, na barra da outra direção. Também se observou que alguns dos extensômetros localizados logo abaixo do ponto de aplicação de carga mostraram majoritariamente deformações de compressão nas armaduras durante a progressão do

carregamento, evidenciando que não conseguiram absorver completamente as tensões de tração que deveriam resistir e, portanto, pouco contribuíram na função esperada para eles.

Com a análise dos perfis de deformação nas armaduras transversais, percebeu-se uma correlação entre os comportamentos apresentados pelas barras de aço cruzando a biela dos prismas e vigas-parede. De maneira geral, o comportamento apresentado pelos gráficos das deformações nas armaduras dos prismas se caracterizou por valores reduzidos de deformações nos estágios iniciais, onde a resposta do concreto é linear-elástica, seguido de um aumento nas solicitações na zona de máxima tração da biela quando a fissura de fendilhamento surgiu, e por fim, uma ruptura mostrando que os maiores níveis de deformação ocorreram nas barras cruzando a região central do prisma.

As deformações das armaduras das vigas, em síntese, apresentaram valores de tração muito baixos até a iminência da fissura diagonal, por vezes com valores negativos, caracterizando a absorção de tensões de compressão na região mais próxima do ponto de aplicação de carga. Com o esgotamento da resistência à tração do concreto e a formação da fissura, a região entre o apoio e a porção central da biela foi mais solicitada, pois esses extensômetros passaram a medir maiores deformações. Na etapa pós-fissuração até a ruptura, os maiores níveis de deformação foram observados nas barras que cruzam a região central da biela, à meia-altura do vão de cisalhamento.

4.3.3. Fatores de eficiência da biela

Um parâmetro importante da análise e dimensionamento com base nos princípios do MBT é a definição de um fator que relaciona a resistência efetiva do concreto, utilizado no cálculo da resistência das bielas em elementos estruturais. Dessa forma, as correlações entre os prismas e ambos os vãos da vigas-parede foram estabelecidas com base em um fator de eficiência experimental, o qual relaciona a tensão última na biela e a resistência do concreto à compressão ($\beta_s = \sigma_u / f_c$).

No caso dos prismas, a tensão última foi dada pela razão entre a carga última e a área de contato em que o carregamento foi aplicado ($\sigma_u = P_u / b_{plate}.a$). Para as vigas-parede, calculou-se a tensão última pela razão entre o cortante e a área da seção transversal da biela de concreto ($\sigma_u = V_u / w_s.a$).

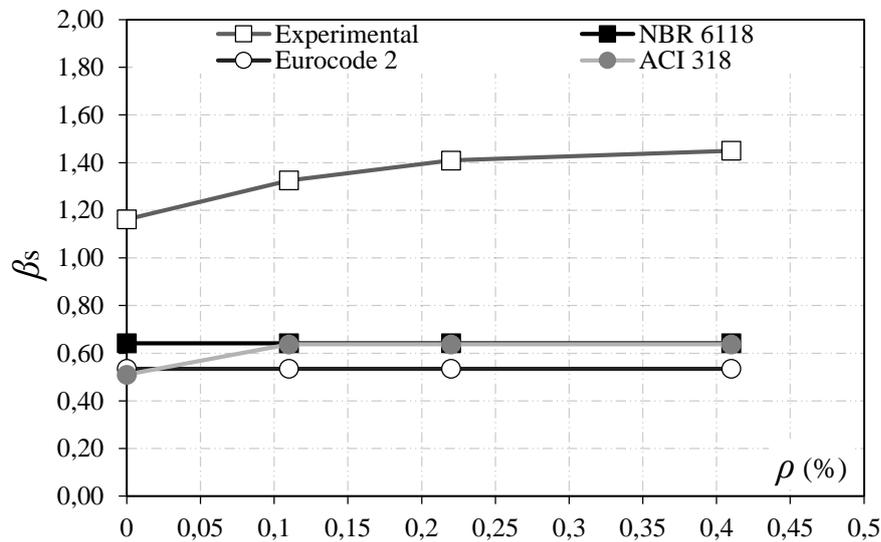
Os resultados dos fatores de eficiência da biela foram reunidos na Tabela 4.4, que apresenta os valores de resistência do concreto, taxa de armadura transversal para cada

espécime, tensão e carga última experimentais, fator de eficiência experimental e as relações desses resultados experimentais de fator de eficiência com os teóricos provenientes das normas. As Figuras 4.40 a 4.42 mostram as variações da relação entre os fatores de eficiência experimental e normativos conforme a taxa de armadura transversal de cada espécime.

Tabela 4.4 - Fatores de eficiência dos espécimes.

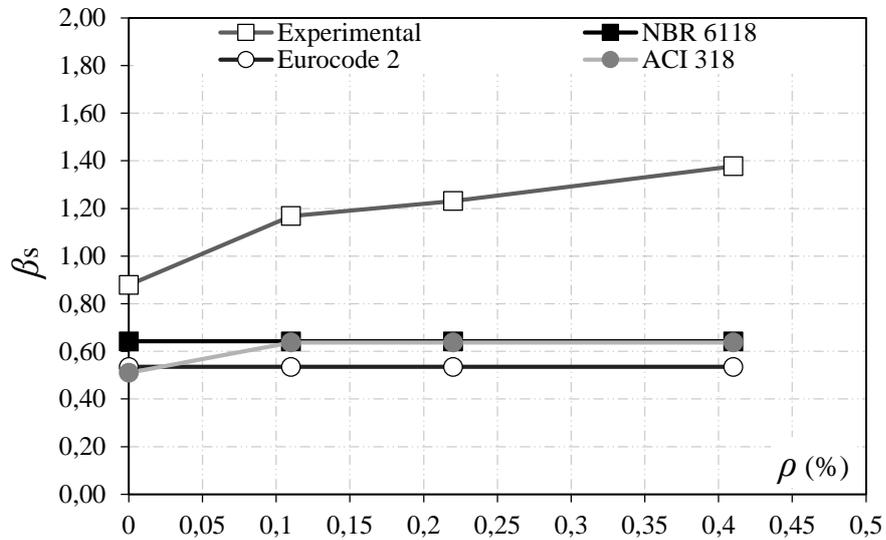
Espécime	f_c (MPa)	ρ (%)	σ_u (MPa)	P_u (kN)	$\beta_{s,exp}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,NBR}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,EC2}$	$\beta_{s,exp} / \beta_{s,ACI}$
P0	27,1	0	31,5	709	1,16	1,81	2,17	2,28
P11		0,11	36,0	809	1,33	2,07	2,48	2,08
P22		0,22	38,2	860	1,41	2,20	2,63	2,21
P41		0,41	39,3	885	1,45	2,26	2,71	2,28
V0-E	27,1	0	23,8	681	0,88	1,37	1,64	1,72
V11-E		0,11	31,7	905	1,17	1,82	2,18	1,83
V22-E		0,22	33,4	954	1,23	1,92	2,30	1,93
V41-E		0,41	37,4	1067	1,38	2,15	2,57	2,16
V0-D	27,1	0,22	26,6	760	0,98	1,53	1,83	1,54
V11-D		0,22	35,8	1023	1,32	2,06	2,47	2,07
V22-D		0,45	39,5	1128	1,46	2,27	2,72	2,28
V41-D		0,73	44,5	1272	1,64	2,56	3,07	2,58

Figura 4.40 - Fatores de eficiência da biela em função da taxa de armadura transversal para os prismas.



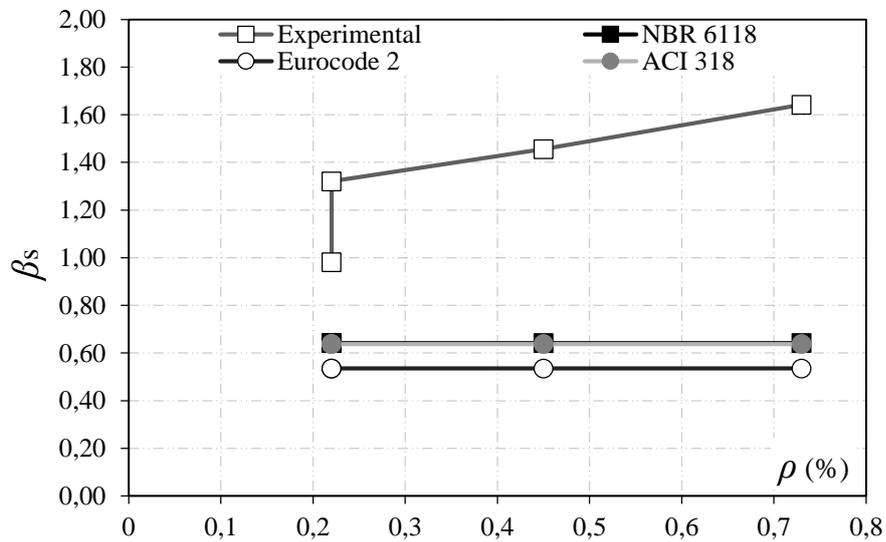
Fonte: A autoria própria, 2019.

Figura 4.41 - Fatores de eficiência da biela em função da taxa de armadura transversal para as vigas-parede (vão esquerdo).



Fonte: Autoria própria, 2019.

Figura 4.42 - Fatores de eficiência da biela em função da taxa de armadura transversal para as vigas-parede (vão direito).



Fonte: Autoria própria, 2019.

Independente do espécime analisado, todos os valores calculados pelas normas foram considerados conservadores em relação aos verificados experimentalmente, chegando a resultados até 207% menores que os experimentais. Outra conclusão geral foi que a variação

crecente da taxa de armadura influenciou diretamente nos fatores de eficiência, os quais apresentaram maiores valores quanto maior a taxa de armadura transversal.

Ao se comparar os resultados dos prismas e do vão esquerdo das vigas, cujas taxas de armadura eram idênticas e correspondentes, percebeu-se que os fatores de eficiência dos prismas se mostraram sempre superiores. Além disso, os maiores incrementos de eficiência (25% para os prismas e 56,8% para as vigas) foram observados com a variação da taxa de armadura de 0 para 0,41%, que foi a única configuração de armaduras com valor acima da taxa mínima de 0,3% indicada pelo ACI (Equação 2.19).

Quanto às comparações estabelecidas entre os vãos das vigas, foi possível concluir que as maiores taxas de armaduras presentes nos vãos direitos garantiram sempre incrementos de eficiência em relação ao vão esquerdo. Observou-se ainda que o aumento da taxa de armadura partindo de 0 para valores acima da recomendação de 0,3% do ACI se caracterizou como a variação que gerou maiores acréscimos de eficiência, com ganhos de até 67,3%. Entretanto, os ganhos nos fatores de eficiência a partir dessa taxa se mostraram mais modestos, uma vez que a variação de 0,41 para 0,73% e de 0,45 para 0,73% apresentaram aumentos de 18,8% e 12,3%, respectivamente. Resultados muito similares já foram encontrados por Singh *et al.* (2018).

Dessa forma, entende-se que a taxa de armadura transversal possui influência decisiva com relação à eficiência de bielas do tipo garrafa, além das já discutidas contribuições de ductilidade e controle de fissuração. Os resultados obtidos confirmaram que a taxa mínima de armadura estabelecida pelo ACI para o ganho de resistência da biela é coerente, já que taxas de armadura superiores a esse valor proporcionaram os maiores fatores de eficiência. Contudo, acredita-se que tal valor não deve ser restritivo para fins de dimensionamento, pois apesar dos aumentos de eficiência terem sido mais discretos, a utilização de taxas de armadura elevadas ainda foi considerada vantajosa do ponto de vista de resistência da biela.

5. CONCLUSÕES

5.1. Considerações gerais

A ocorrência de tensões transversais em bielas do tipo garrafa é resultado de seu sistema de forças interno. Logo, essa tensão é uma componente indispensável no dimensionamento de elementos de concreto a partir de soluções com base no MBT, mas ainda assim não existe consenso na literatura e entre os códigos normativos atuais em relação ao papel da taxa de armadura para a eficiência de bielas de concreto. Deste modo, buscou-se avaliar experimentalmente o comportamento resistente de bielas de concreto simples e armado em modelos com proporções distintas, na intenção de aumentar o banco de resultados referentes ao assunto e contribuir para a segurança, durabilidade e vida útil de elementos estruturais em que se observam regiões com distribuição descontínua de tensões e deformações.

Como variável dos ensaios, tomou-se a quantidade e configuração das armaduras transversais à biela em prismas hexagonais e vigas-parede, e de forma geral, os resultados permitem concluir que a presença de armadura e o aumento progressivo dessa taxa são eficientes em relação ao controle de fissuração nessas regiões de distúrbio, além de elevar a capacidade resistente e ductilidade dos elementos. Nas vigas-parede, as armaduras verticais tiveram melhor desempenho para a capacidade resistente do que as horizontais.

Nos ensaios, o mesmo modo de ruptura foi observado para os modelos locais e os globais, guiado pelo fendilhamento da biela com a formação de uma fissura principal ao longo de seu eixo, entre os apoios. Quanto ao início e propagação da fissura para os prismas, ressaltou-se que ela se formou partindo de uma das extremidades da chapa de apoio, o que também se observou para as vigas-parede, em que a fissura diagonal surgiu entre as extremidades internas das chapas de apoio. As rupturas das bielas sem armadura foram extremamente bruscas, e, quanto maior a taxa de armadura transversal, rupturas cada vez mais dúcteis ocorreram, sendo o controle de fissuração mais efetivo aquele proveniente de armaduras em formato de malha.

Para o cálculo do cortante resistente das vigas-parede por meio das equações para dimensionamento de vigas curtas, as previsões do ACI foram as únicas com caráter conservador para todos os espécimes. Os resultados da NBR variaram entre contra e a favor da segurança, sendo que ainda foram os mais precisos em comparação com os valores das demais normas, por terem se aproximado de 1 em mais situações. Com exceção da viga sem armadura vertical, para a qual os resultados se mostraram bastante conservadores, em geral o conservadorismo da

norma brasileira diminuiu à medida que as taxas de armadura transversal nos vãos cresceram, principalmente para as situações em que os espaçamentos entre barras foram muito reduzidos. O EC2 se mostrou bastante conservador, porém apresentou estimativas contra a segurança para os resultados das vigas com armadura em malha. Sendo assim, tanto NBR quanto EC2 parecem superestimar a parcela de contribuição das barras de aço para o cálculo do cortante em situações com maiores taxas de armadura.

Quanto à distribuição das deformações no concreto, foi encontrada uma correlação entre os resultados de ambos os modelos, pois até o limite de resistência do concreto à tração, deformações pequenas foram medidas ao longo da biela, aumentando os níveis de deformação a partir do momento de sua fissuração e apresentando os maiores resultados em sua porção intermediária, onde de fato se esperava que ocorressem as tensões transversais máximas. Na zona nodal, onde os carregamentos foram aplicados, foram observadas deformações de compressão para os prismas e vigas-parede, medidos respectivamente pelos extensômetros internos e superficiais de concreto.

Em relação às deformações nas armaduras, os resultados entre os modelos se mostraram muito similares, pois em geral as deformações iniciais foram reduzidas, devido ao comportamento linear-elástico do concreto de resistência, passando a exibir maiores valores de deformação quanto mais próximo do fendilhamento da biela e conseqüente fissuração. Devido às particularidades de comportamento dos modelos globais de viga-parede, as maiores deformações foram absorvidas pelas camadas de armadura que cruzaram a porção entre a extremidade interna da chapa do apoio e o eixo médio da biela, já que a fissura diagonal se forma em uma trajetória ascendente nesse local. Nem todas as barras de armadura transversal nos modelos atingiram a resistência ao escoamento do aço durante os ensaios.

Em relação ao fator de eficiência da biela, que foi o parâmetro utilizado para se comparar os resultados de resistência entre os modelos, à medida que a taxa de armadura transversal aumentou, os fatores de eficiência também aumentaram e apresentaram totalidade de resultados a favor da segurança. Ou seja, foi observada uma relação diretamente proporcional para esses resultados, pois de maneira geral, o caráter ficou ainda mais conservador quanto maiores as taxas de armadura nos espécimes. O ACI é o único que considera o efeito das armaduras na resistência efetiva da biela. A taxa recomendada por ele, de 0,003, apesar de coerente não mostrou um valor ótimo para os resultados experimentais, visto que maiores fatores de eficiência foram obtidos para taxas bastante acima desse limite.

Em suma, ao contrário da análise por meio do fator de eficiência da biela, as previsões de resistência à força cortante para vigas curtas com base nas recomendações normativas

mostraram alguns resultados contra a segurança, o que indica que soluções baseadas no MBT, por exemplo, proporcionam estimativas mais eficientes e seguras para o projeto de estruturas com regiões descontínuas.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Como complemento a este trabalho, no qual foram feitas análises relativas à eficiência de bielas com e sem armadura, pesquisas futuras podem ser feitas se estabelecidas novas variáveis de estudo ou metodologias diferentes para a obtenção e avaliação dos resultados. Nesse sentido, como sugestão de temas para dar continuidade à pesquisa, propõe-se:

- Desenvolver uma metodologia de análise computacional por elementos finitos para o programa experimental executado, para fins de comparação e complementação de resultados;
- Desenvolver uma metodologia analítica para os resultados experimentais observados, com modelos matemáticos de bielas e tirantes e/ou outros métodos encontrados na literatura, para fins de comparação e complementação de resultados;
- Realizar novos ensaios com variáveis distintas, tal qual a resistência do concreto à compressão, relação a/d das vigas-parede, condições de apoio e carregamento aplicado, dentre outros, para fins de comparação e complementação de resultados, contribuindo assim para a montagem de um banco de dados experimentais nessa área de estudo;
- Executar um programa experimental semelhante ao desenvolvido, porém com o uso de concreto com agregados reciclados ao invés de agregados naturais, para avaliar possíveis contribuições de resistência a elementos estruturais oriundas de alternativas ambientalmente sustentáveis de produção de concreto.

6. REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-14**: Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, 2014.

ARABZADEH, A.; AGHAYARI, R.; RAHAI, A. R. A new model for predicting the effective strength in reinforced concrete bottle-shaped struts. **International Journal of Civil Engineering**, v. 10, n. 4, p. 253-261, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de Tração, Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. 1998.

BROWN, M. D.; BAYRAK, O. Minimum transverse reinforcement for bottle-shaped struts. **ACI Structural Journal**, v. 103, p. 813-821, 2006.

BROWN, M. D.; SANKOVICH, C. L.; BAYRAK, O.; JIRSA, J. O. Behavior and efficiency of bottle-shaped struts. **ACI Structural Journal**, v. 103, p. 348-355, 2006.

CAVAGNIS, F.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. **Structural Concrete**, v. 19, p. 49-64, 2017.

CHEN, H.; YI, W-J.; HUANG, B. Research on shear strength of reinforced concrete continuous deep flexural members based on database. **Journal of Buildings Structures**, v. 37, p. 273-83, 2016.

CHEN, H.; YI, W-J.; HWANG, H-J. Cracking strut-and-tie model for shear strength evaluation of reinforced concrete deep beams. **Engineering Structures**, v. 163, p. 396-408, 2018.

EUROCODE 2. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels: CEN, 2004.

FISKER, J.; HAGSTEN, L. G. Mechanical Model for the Shear Capacity of R/C Beams without Stirrups: A proposal Based on Limit Analysis. **Engineering Structures**, v. 115, p. 220-231, 2016.

GARBER, D. B.; GALLARDO, J. M.; HUACO, G. D.; SAMARAS, V. A.; BREEN, J. E. Experimental evaluation of strut-and-tie model of indeterminate deep beam. **ACI Structural Journal**, v. 111, p. 873-880, 2014.

HWANG, S-J.; LU, W-Y.; LEE, H-J. Shear Strength Prediction for Deep Beams. **ACI Structural Journal**, v. 97, p. 367-376, 2000.

ISMAIL, K. S.; GUADAGNINI, M.; PILAKOUTAS, K. Shear behavior of reinforced concrete deep beams. **ACI Structural Journal**, v. 114, p. 87-99, 2017.

KHATAB, M. A. T.; ASHOUR, A. F.; SHEEHAN, T.; LAM, D. Experimental investigation on continuous reinforced SCC deep beams and comparisons with code provisions and models. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, 2016.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência 2, 1978.

LIM, E.; HWANG, S-J. Modeling of the strut-and-tie parameters of deep beams for shear strength predictions. **Engineering Structures**, v. 108, p. 104-112, 2016.

LIU, J.; MIHAYLOV, B. I. A comparative study of models for shear strength of reinforced concrete deep beams. **Engineering Structures**, v. 112, p. 81-89, 2016.

MINAFÒ, G.; CAMPIONE, G. Experimental investigation of compressive behavior of bottle-shaped struts. **ACI Structural Journal**, v. 108, p. 294-303, 2011.

MÖRSCH, E. Der eisenbetonbau, seine theorie und anwendung – 1 ed. Stuttgart: 1902.

MUTTONI, A.; RUIZ, M. F.; NIKETIC, F. Design versus assessment of concrete structures using stress fields and strut-and-tie models. **ACI Structural Journal**, v. 112, p. 605-616, 2015.

PAMPLONA, M. K. Y.; FERREIRA, M. P.; VOLLUM, R. L. Bearing capacity of partially loaded concrete elements. **fib Symposium**, n. 318, v. 1, 2017.

PUJOL, S.; RAUTENBERG, J. M.; SOZEN, M. A. Compressive Strength of Concrete in Nonprismatic Elements. **Concrete International**, v. 33, n. 9, p. 42-49, 2011.

RAO, S. S. The Finite Element Method in Engineering - 5 ed. Burlington: Elsevier, 2011.

REGAN, P. E. The bearing strength of reinforced concrete subjected to strip loading. London: Structures Research Group Polytechnic of Central London, 1986.

REINECK, K-H.; TODISCO, L. Database of shear tests for non-slender reinforced concrete beams without stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 111, p. 1363–1372, 2014.

RITTER, W. Die bauweise hennebique. Zurich: Schweizerische Bauzeitung, v. 17, 1899.

RUSSO, G.; VENIR, R.; PAULETTA, M. Reinforced Concrete Deep Beams – Shear Strength Model and Design Formula. **ACI Structural Journal**, v. 102, p. 429-437, 2005.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. Shear design of short-span beams. **Magazine of Concrete Research**, v. 62, p. 267-282, 2010.

SAHOO, D. K.; SINGH, B.; BHARGAVA, P. Investigation of Dispersion of Compression in Bottle-Shaped Struts. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 2, p. 178-186, 2009.

SAHOO, D. K.; SINGH, B.; BHARGAVA, P. Minimum reinforcement for preventing splitting failure in bottle-shaped struts. **ACI Structural Journal**, v. 108, p. 206-212, 2011.

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete. **PCI Journal**, v. 32, p. 74-150, 1987.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado. 1 ed. São Carlos: EESC-USP, 2000.

SINGH, B.; VIMAL, A.; GAURAV, G. Whither transverse reinforcement in bottle-shaped struts? **Structures**, v.14, p.43-55, 2018.

SOUZA, R. A. **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

TANG, C-Y.; TAN, K-H. Interactive mechanical model for shear strength of deep beams. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v. 130, p. 1534-1544, 2004.

TODISCO, L.; REINECK, K-H.; BAYRAK, O. Database with shear tests on non-slender reinforced concrete beams with vertical stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 112, p. 761-769, 2015.

TUCHSCHERER, R.; BIRRCHE, D.; BAYRAK, O. Reducing discrepancy between deep beam and sectional shear-strength predictions. **ACI Structural Journal**, v. 113, 2016.

TUCHSCHERER, R.; BIRRCHE, D.; WILLIAMS, C.; DESCHENES, D.; BAYRAK, O. Evaluation of existing strut-and-tie methods and recommended improvements. **ACI Structural Journal**, v. 111, p. 1451-1460, 2014.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Structural Journal**, v. 83, p. 219-231, 1986.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. Reinforced concrete: mechanics and design – 6 ed. New Jersey: Pearson Education, Inc., 2012.

YANG, K-H.; ASHOUR, A. F. Strut-and-tie model based on crack band theory for deep beams. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v. 137, p. 1030-1038, 2011.