



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE TUCURUÍ
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

DIEGO FERREIRA DE SOUZA
ROMARIO RIBEIRO DA SILVA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
COM DIFERENTES TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO**

DIEGO FERREIRA DE SOUZA

ROMARIO RIBEIRO DA SILVA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM
DIFERENTES TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará.

Orientador: Prof. Aarão Ferreira Lima Neto, D.Sc..

Co-orientador: Eng. Luamim Sales Tapajós.

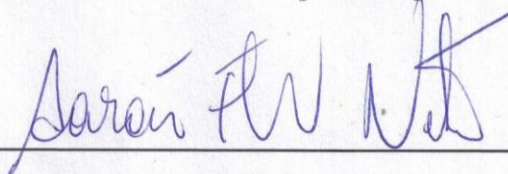
DIEGO FERREIRA DE SOUZA
ROMARIO RIBEIRO DA SILVA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM
DIFERENTES TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO**

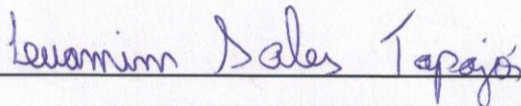
Trabalho de Conclusão de Curso como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará.

Tucuruí – PA, 19 de janeiro de 2017

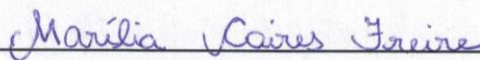
Aprovado por:



Aarão Ferreira Lima Neto, D.Sc. Estruturas e Construção Civil (UnB)
(Orientador)



Luamim Sales Tapajós, Engenheiro Civil (UFPA)
(Co-orientador)



Marília Caires Freire, Engenheira Civil (UFPA)
(Examinadora Interna)

AGRADECIMENTOS

Agradecemos, primordialmente, a Deus pelo dom da vida e por sempre nos fortalecer em todas as nossas caminhadas, nos concedendo graças e bênçãos.

Gostaríamos de agradecer à empresa Concrenorte pelo apoio com o concreto utilizado para a realização deste trabalho. Nosso muito obrigado.

Nossos agradecimentos ao grande professor e amigo, Aarão Ferreira Lima Neto, que além de um ótimo professor, sempre buscou nos passar seus conhecimentos científicos e de vida, dentro e fora da sala de aula, contribuindo muito para a nossa graduação, crescimento pessoal e profissional. Obrigado pelo carinho conosco. Agradecemos pelos puxões de orelha e conselhos que sempre nos deu, apenas por preocupação e por querer sempre o nosso melhor.

Agradecemos ao professor Mauricio Pina Ferreira por ter nos dado a oportunidade de trabalhar em seus projetos de pesquisa e pela confiança depositada. Obrigado também pela amizade e conhecimentos repassados.

O nosso muito obrigado para Luamim Sales Tapajós, nosso co-orientador e grande amigo que ganhamos durante essa jornada. Só temos a agradecer a imensa ajuda em todos os momentos, nunca medindo esforços para nos ajudar.

Gostaríamos de agradecer aos nossos amigos que trabalharam diretamente para o término desse trabalho, que são: Jedson Abrantes, um grande amigo que ganhamos para a vida toda, Renan Torquato, amigo para todas as horas, Leticia Siqueira e Vanessa Valeria pelo apoio e parceria.

Não poderíamos esquecer o apoio dos colaboradores do Laboratório de Mecânica, Danilo, Edno, Jaqueline, Mateus Henrique, Matheus Santos, Railan, Suene, Jhovany Lopes, que muito contribuíram na confecção das armaduras e sistemas de ensaio, coordenados pelo Professor Wassim Raja, por quem temos grande estima

Aos amigos que estiveram presente durante toda a graduação ao nosso lado, em noites de estudos e nas horas de lazer, nos contagiando com a sua alegria só temos a agradecer e torcer para que essas amizades durem para sempre. Em especial aos nossos amigos Gabriela Barroso, João Tiago Serra, João Pedro Nascimento, Mateus Lima, Lorrany Marques, Leonardo Melo, Michele Gomes, Marlon Braga, Patrícia Mota, Patrick Silva e Gabriel Lemos.

Aos colaboradores do Laboratório de Engenharia Civil, pela paciência e apoio na execução e preparação dos ensaios experimentais, em especial à colega Francirene Bonfim, e ao Romulo Brito que sempre cooperaram para o sucesso dos nossos ensaios.

Eu, Romario Ribeiro, queria agradecer a Deus pela oportunidade de me tornar um Engenheiro Civil, e aos meus pais que sempre lutaram por mim e sempre apoiaram as minhas decisões. Maria Diva e Raimundo Ribeiro, dois guerreiros que lutaram muito para que eu pudesse chegar até esse momento.

Queria agradecer ao meu irmão, Rondnely Ribeiro, pelos cuidados como irmão, carinho e dedicação e por sempre estar ao meu lado. Só tenho a agradecer a Deus por colocar você na minha vida.

E também dedico muito esse momento à minha esposa, Lauana Lima, que sempre esteve ao meu lado nos momentos bons e ruins, sempre me apoiando e me levando para cima. E obrigado pelo melhor presente da minha vida, a nossa filha Geovanna Ribeiro, que é a principal razão para me dedicar ao máximo, passando várias noites acordado para poder dar um futuro melhor para todos nós.

Queria agradecer aos meus tios, Zaqueu Ribeiro e Maria Vilma que sempre tiveram um cuidado e um carinho muito especial por mim. E aos meus primos Rafael Ribeiro e Rayssa Ribeiro que são como meus irmãos.

E um agradecimento especial ao meu melhor amigo e irmão que ganhei para vida toda Diego Ferreira, saiba que sempre pode contar comigo, pois nos momentos bons e ruins sempre estivemos juntos porque amizade verdadeira é isso.

Eu, Diego Ferreira de Souza gostaria de agradecer primeiramente a Deus, pois só Ele sabe de todas as coisas, me guia e guiou durante todos estes anos de Graduação, e Maria minha mãezinha que sempre cuidou de mim nesse período longe de casa e da família.

À minha mãe Maria Albertina, por todo empenho de me manter em Tucuruí mesmo nos momentos difíceis, pela paciência que sempre teve em conversar comigo nas dificuldades da graduação e da vida, por me aconselhar, acalmar, e sempre me motivar a não deixar de seguir meus sonhos.

Ao meu pai, Hosmar Mendes, e minha irmã, Maria Clara, que sempre estiveram comigo em todos os momentos cuidando de mim e me fazendo sorrir com nossas brincadeiras mais bobas.

Não posso esquecer de meus padrinhos/avós, Gilbertina Ribeiro e Rosalino Ribeiro, que mesmo à distância sempre preocupados e atenciosos com seu neto, me dando muito amor e carinho.

Ao meu parceiro e melhor amigo Romario Ribeiro, que durante estes anos sempre estive do meu lado nos momentos bons e ruins e a todos os amigos que ganhei durante a graduação que irei levar para sempre no peito e que espero, de verdade, que essa amizade nunca tenha um fim, em especial João Pedro, João Tiago, Mateus Lima, Gabriel Lemos, Lorrany Marques, Renan Torquato, Leonardo Melo, Jedson Abrantes, obrigado por me aturarem e aguentarem durante 05 anos de suas vidas. Em especial quero agradecer a Gabriela Barroso que sempre estive ao meu lado me aconselhando, apoiando e aguentando minhas reclamações e estresse. Amigos eu amo vocês.

RESUMO

As vigas são elementos estruturais de grande importância para a transferência de esforços verticais, e são, geralmente, dimensionadas para o combate de esforços de flexão e cisalhamento. A fim de apresentarem melhor ductilidade, é necessário que as vigas apresentem resistência ao cisalhamento superior à resistência à flexão. Isso pode ser proporcionado pela adoção da armadura transversal, que auxilia o concreto na resistência aos efeitos cortantes. Logo, esta pesquisa objetiva verificar experimentalmente e comparar os reforços tipo estribo convencional, tipo *W* e *stud*, com a intenção de verificar a funcionalidade do estribo tipo *W* em relação aos outros tipos de reforço, por se tratar de uma armadura transversal interna o seu desempenho está diretamente associado à sua ancoragem. Para isso, foram ensaiadas vigas em concreto armado utilizando-se de estribo convencional, estribo proposto tipo *W* com e sem gancho, conectores de aço *stud rail* e uma viga de referência sem armadura transversal. Todas as vigas utilizaram taxa de armadura transversal equivalente a 0,24, com exceção das vigas com estribo tipo *W*, cujo valor equivale a 0,25. O programa experimental envolve confecção, instrumentação, concretagem e ensaios das vigas. Os principais resultados foram: (i) Para carregamentos superiores a 300kN, a viga com estribo convencional apresentou maior resistência que as demais, contudo, a viga com estribo *W* com gancho apresentou resistência aproximada; (ii) A viga *W* sem gancho não apresentou resultados satisfatórios quanto à flexão devido à necessidade de melhor ancoragem, logo a viga com estribo *W* com gancho se mostrou mais eficiente na transferência e resistência dos esforços. Por esse motivo, pode-se notar a possível aplicabilidade do estribo tipo *W* como alternativa ao uso de estribos convencionais armados em obra. Além disso, a análise mostrou que as armaduras internas podem apresentar ganho de produtividade na execução.

Palavras-chave: Vigas, cisalhamento, armadura transversal, ancoragem.

ABSTRACT

The beams are structural elements of great importance for the transfer of vertical forces, and are generally sized to resist transversal forces (bending and shear stresses). In order to provide better ductility, it is necessary that the beams exhibit shear force greater than the bending force; this can be provided by different types of transverse reinforcements. Therefore, this research aims to verify experimentally and compare the reinforcements by conventional stirrup, type W stirrup, and stud stirrup. Thereby, beams were tested in reinforced concrete using conventional stirrup, proposed stirrup type "W" with and without hook, and stud rail steel connectors. All the beams used a transverse reinforcement ratio equivalent to 0.24, except for beams with "W" type stirrup, whose value is 0.25. The experimental program involves confection, instrumentation, concreting and testing of beams. The main results were: (i) For loads greater than 300 kN, the beam with conventional stirrup presented greater resistance than the others, however, the beam with hook stirrup W presented approximate resistance; (ii) The non-hooked W beam did not present satisfactory results in terms of bending due to the need for better anchoring, thus the beam with hooked W-beam was more efficient in the transfer of forces. For this reason, it is possible to note a practical applicability of the W-type stirrup as an alternative to the use of conventional stirrups on site. In addition, the analysis presented that the internal reinforcement may present gains in productivity during execution.

Keywords: Beams, stirrup, reinforced concrete

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Estribo tipo convencional. _____	2
Figura 1.2 - Conector de aço tipo Stud. _____	2
Figura 2.1 – Comportamento resistente de uma viga biapoiada. a) Trajetória das tensões de tração e compressão na viga; b) Tensão e deformação no estágio I e II; c) Estado de fissuração no estágio II _____	7
Figura 2.2 - Treliça análoga de Morsch para estribos _____	9
Figura 2.3 - Estrutura dividida em Regiões B e D e Modelo de treliça para uma viga. _____	11
Figura 2.4 - Ruptura na ausência de armadura transversal eficaz. _____	12
Figura 2.5 - Influencia de a/d no efeito arco _____	13
Figura 2.6 - Ruptura em peças de concreto armado com armadura transversal _____	15
Figura 2.7 - Arrancamento de barras embutidas no concreto. _____	17
Figura 2.8 - Ruptura da armadura transversal _____	17
Figura 2.9 - Módulo de estribo "W" _____	19
Figura 2.10 - Ancoragem por meio de solda dos estribos _____	22
Figura 2.11 - Recomendações quanto à ancoragem de estribos _____	23
Figura 3.1 - Detalhe da armadura das vigas _____	27
Figura 3.2 - Vista lateral e seção transversal da viga R-3.5 e armadura de referencia executada. _____	28
Figura 3.3 - Vista lateral e seção transversal da viga C-3.5-0.24 e armadura executada. _____	28
Figura 3.4 - Vista lateral e seção transversal da viga S-3.4-0.24 _____	29
Figura 3.5 - Seção transversal W-3.5-0.25 _____	30
Figura 3.6 - Modulo de estribo W _____	31
Figura 3.7 - Vista lateral do estribo W de projeto e armadura com estribo W executada. _____	31
Figura 3.8 - Vista lateral do estribo W com adição de ganchos projetada. _____	32
Figura 3.9 - Estribo W com adição de ganchos de projeto e estribo W com adição de ganchos executados _____	33
Figura 3.10 - Vista lateral do estribo W com adição de ganchos projetada _____	33
Figura 3.11 - Yoke posicionado _____	34
Figura 3.12 - Extensômetro de concreto utilizado _____	35
Figura 3.13 - Local de posicionamento do extensômetro nas vigas. _____	35
Figura 3.14 - Posicionamento do extensômetro na barra de flexão. _____	35
Figura 3.15 - Extensômetros executados e fixados. _____	36

Figura 3.16 - Vista lateral da viga C-3.5-0.24 instrumentada.	36
Figura 3.17 - Seção transversal da viga C-3.5-0.24 instrumentada.	37
Figura 3.18 - Vista lateral da viga S-3.5-0.24 instrumentada	37
Figura 3.19 - Seção transversal da viga S-3.5-0.24 ilustrando posicionamento dos extensômetros	38
Figura 3.20 - Vista lateral da viga W-3.5-0.25 e Wd-3.5-0.25 instrumentada	38
Figura 3.21 - Seção transversal da viga W-3.5-0.25 e Wd-3.5-0.25 instrumentada	39
Figura 3.22 - Esquema do sistema de ensaio.	40
Figura 3.23 - Sistema de ensaio montado	40
Figura 3.24 - Forma de compensado plastificado	41
Figura 3.25 - Armaduras montadas	41
Figura 3.26 - Slump test	42
Figura 3.27 - Lançamento do concreto	43
Figura 3.28 Adensamento do concreto e moldagem dos corpos de prova.	43
Figura 3.29 - Cura do concreto	44
Figura 3.30 - Corpos de prova moldados	45
Figura 3.31 - Ensaio de compressão e tração por compressão diametral	45
Figura 3.32 - Ensaio do módulo de elasticidade	46
Figura 3.33 - Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 5,0 mm.	49
Figura 3.34 - Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 8,0 mm.	49
Figura 3.35 - Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 20 mm.	49
Figura 4.1 - Carga x Deslocamento	50
Figura 4.2 -Carga x Deformação da superfície das vigas de concreto.	51
Figura 4.3 - Carga x Deformação da armadura longitudinal das vigas	52
Figura 4.4 - Carga x Deformação estribos da viga C-3.5-0.24	53
Figura 4.5 - Carga x Deformação dos estribos da viga S-3.5-0.24	54
Figura 4.6 - Carga x Deformação dos estribos da viga W-3.5-0.25	55
Figura 4.7 - Carga x Deformação dos estribos da viga Wd-3.5-0.25	56
Figura 4.8 - Mapa da fissuração da viga R-3.5	58
Figura 4.9 -Mapa da fissuração da viga C-3.5-0.24	59
Figura 4.10 - Mapa de fissuração da viga S-3.5-0.24	59
Figura 4.11 - Mapa de fissuração da viga W-3.5-0.25	59
Figura 4.12 - Mapa de fissuração da viga Wd-3.5-0.25	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Características das vigas ensaiadas _____	26
Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de compressão e tração _____	46
Tabela 3.3 - Resultado de ensaio de módulo de elasticidade. _____	47
Tabela 3.4 - Resultado dos ensaios das barras de aço e tração. _____	48
Tabela 4.1 - Modo de ruptura por viga _____	57
Tabela 4.2 - Valores de carga de ruptura comparados entre as normas. _____	60

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	3
1.1.1 Objetivo Geral.....	3
1.1.2 Objetivo específico.....	3
1.2 JUSTIFICATIVA.....	4
1.3 Estrutura do trabalho.....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 CISALHAMENTO.....	6
2.2 TRELIÇA DE MÖRSCH E MODELO DE BIELAS E TIRANTES.....	7
2.2.1 Treliça de Mörsch.....	8
2.2.2 Modelo de Bielas e Tirantes.....	9
2.3 TIPOS DE RUPTURA POR CORTANTE.....	11
2.3.1 Modo de ruptura sem armadura transversal.....	11
2.3.2 Modo de ruptura com armadura transversal.....	14
2.4 ANCORAGEM.....	15
2.5 TIPOS DE ESTRIBOS.....	17
2.6 ESTUDO REALIZADO COM ESTRIBO W.....	19
2.7 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS.....	20
2.7.1 NBR 6118 (2014).....	20
2.7.2 ACI 318M (2014).....	22
2.7.3 EUROCODE 2 (2004).....	23
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	26
3.1 VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	26
3.1.1 Características das vigas estudadas.....	26
3.1.2 Geometria e Armadura de Flexão das Vigas.....	27
3.1.3 Armadura de cisalhamento.....	27
3.1.4 Viga de referência (R-3.5).....	28
3.1.5 Viga C-3.5-0.24.....	28
3.1.6 Viga S-3.5-0.24.....	29
3.1.7 Viga W-3.5-0.25.....	30
3.1.8 Viga Wd-3.5-0.25.....	32
3.1.9 Instrumentação das vigas.....	33
3.1.9.1 Deslocamento vertical.....	33
3.1.9.2 Monitoramento do concreto.....	34
3.1.9.3 Armadura de flexão.....	35
3.1.9.4 Armadura de cisalhamento.....	36
3.1.9.5 Viga C-3.5-0.24.....	36
3.1.9.6 Viga S-3.5-0.24.....	37
3.1.9.7 Viga W-3.5-0.25 e Wd-3.5-0.25.....	38
3.2 SISTEMAS DE ENSAIO DAS VIGAS.....	39
3.3 Processo executivo.....	41
3.3.1 Montagem das formas.....	41
3.3.2 Montagem das armaduras.....	41
3.3.3 Concretagem.....	42

3.3.4 Adensamento das vigas e corpos-de-prova	43
3.3.5 Cura	44
3.3.6 Processo de desforma	45
3.3.7 Resistência a compressão e tração	45
3.4 Módulo de elasticidade do concreto	46
3.5 Aço	47
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	50
4.1 DESLOCAMENTO VERTICAL	50
4.2 DEFORMAÇÃO	51
4.2.1 Deformação na superfície do concreto	51
4.2.2 Deformação na armadura de flexão	51
4.2.1 Deformação da armadura de cisalhamento	52
4.3 MODO DE RUPTURA	57
4.4 Mapa de fissuração	57
4.5 CARGA DE RUPTURA E COMPARAÇÃO COM AS NORMAS	60
5 CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	61
5.1 CONCLUSÃO	61
5.2 Sugestões para trabalhos futuros	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63

1 INTRODUÇÃO

O concreto é o material mais utilizado para a construção de edificações, fundações, pontes, túneis e etc. Em estruturas de concreto armado, por exemplo, os elementos estruturais mais importantes: lajes, vigas e pilares, devem ser dimensionados para combater principalmente esforços normais, de flexão e de cisalhamento.

As vigas, em geral, são dimensionadas para combater esforços de flexão e de cisalhamento, ou seja, são analisados efeitos de momento e força normal aplicados à viga. De acordo com Bastos (2015), a ruptura deste elemento estrutural por cortante é violenta e frágil, portanto, não ocorre um “aviso” prévio por parte da viga, não permitindo assim, a adoção de uma medida mitigatória para redução desses esforços atuantes, ou, simplesmente, adoção de medidas de segurança como a evacuação do local.

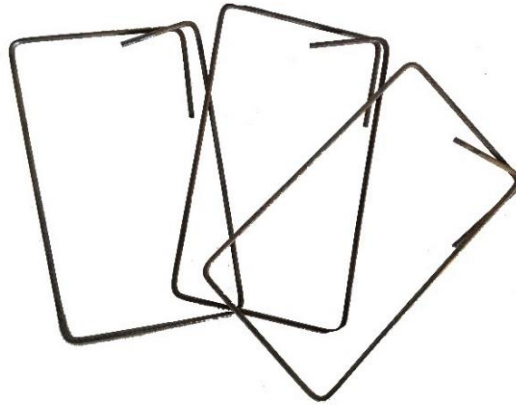
A NBR 6118 (2014) cita, no item 16.2.3, que é necessário garantir uma boa ductilidade, de forma que uma eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando os usuários. Para que ocorra essa ductilidade, a viga deve apresentar um reforço aos esforços cisalhantes maior do que aos esforços de flexão, pois se esta vier a falhar, que falhe preferencialmente por flexão apresentando fissuras, desenvolvendo lentamente e gradualmente (BASTOS, 2015).

A utilização de uma armadura transversal se faz necessária para garantir a resistência do elemento estrutural ao cisalhamento e garantir que a peça atinja sua ruptura por flexão. Porém, objetiva-se encurtar o prazo de entrega da obra, garantindo a segurança, conforto e economia do usuário, e a indústria da construção civil está mecanizando várias etapas da construção, reduzindo custos com mão de obra, e obtendo ganhos de produtividade relacionado ao tempo que seria despendido se a fabricação continuasse manual. Entretanto, para isso é necessário que sejam realizados ensaios para avaliação e teste destes materiais, evitando a queda de qualidade e de segurança.

Um tipo de armadura transversal bastante utilizado nas obras civis é o estribo convencional, conforme mostra a Figura 1.1. Este tipo de estribo garante uma boa resistência aos esforços cisalhantes e pode ser executado *in situ*, mas é necessária mão de obra e tempo para sua fabricação e posicionamento na armadura longitudinal. Ainda existem outras

limitações, como o diâmetro da barra não pode ser muito elevado pois dificulta na dobra da mesma, ou seja, quando se necessita de uma grande área de aço, utiliza-se muitos estribos, tornando a armadura muito densa e dificultando a execução da peça de concreto armado.

Figura 1.1 - Estribo tipo convencional.



Outra armadura de cisalhamento que está sendo bastante utilizada são os *Studs*, conforme ilustrado na Figura 1.2. As armaduras são barras de aço com comprimento necessário para realizar o reforço ao cortante e possui, em pelo menos uma de suas extremidades, placas de ancoragem com diâmetro mínimo de três vezes o valor das barras de aço utilizadas, de acordo com a ACI 440-2R (2008). A fabricação dos *studs* é industrial, permitindo economia com mão de obra e ganho em tempo, uma vez que a armadura chega pronta para ser posicionada. Por possuir a placa de ancoragem, é possível a utilização de barras de diâmetros maiores, já que não é mais necessário a realizar a dobra da barra.

Figura 1.2 - Conector de aço tipo Stud.



As armaduras transversais de acordo com as recomendações normativas devem ser externas as barras longitudinais para que a ancoragem das armaduras seja garantida e os esforços possam ser transmitidos no elemento de concreto armado, porém, realizar a armação deste elemento pode ser muito trabalhoso e demandar muito tempo, uma vez que, a necessidade de uma grande quantidade de aço atrapalha o posicionamento das armaduras. Diversos pesquisadores propõem uma armadura transversal ancorada internamente a armadura longitudinal.

Do ponto de vista construtivo, a utilização de estribos fabricados industrialmente é ideal pois há ganhos em produtividade e em segurança, uma vez que um erro de fabricação é reduzido, porém pode conflitar com a armadura longitudinal gerando dificuldade para posicionamento e deixando a armadura densa quando utiliza-se uma alta taxa de armadura para barras longitudinais. Uma solução para este problema é a utilização de armaduras transversais internas, que são posicionadas entre as barras de flexão não conflitando com as mesmas. Entretanto a falta de pesquisa sobre armaduras internas faz com que não seja utilizada preferencialmente, tendo em vista que até as recomendações normativas sugerem a utilização de armadura externa para que a ancoragem seja garantida, já que a resistência ao cisalhamento depende da ancoragem da armadura utilizada.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo verificar experimentalmente o comportamento de estribos convencionais, tipo *w* e *stud*, aplicados em vigas de concreto armado comparando seus modos de ruptura, capacidade de carga e verificar a influência de ancoragem em cada tipo de armadura, verificando assim a eficácia e aplicabilidade deste tipo de armadura para o cisalhamento em vigas.

1.1.2 Objetivo específico

Com a finalidade de alcançar o objetivo geral deste trabalho, estabelecem-se os seguintes objetivos específicos:

- Confeccionar e ensaiar, em laboratório, 5 vigas de concreto armado;

- Variar os tipos de armadura de cisalhamento nestas vigas, empregando o estribo convencional, o *stud* e o estribo W;
- Identificar a influência da ancoragem em diferentes tipos de armaduras em vigas sujeitas ao cisalhamento unidirecional;
- Verificar o comportamento das vigas quanto a sua rigidez, ductilidade, modo de fissuração quando submetidas ao cisalhamento;
- Avaliar o funcionamento da armadura de cisalhamento interna, comparando os resultados com conectores de aço e estribos convencionais.

1.2 JUSTIFICATIVA

A proposta de analisar um novo dispositivo para combate ao cisalhamento em estruturas, motiva a concretização deste trabalho. Em estruturas de concreto armado o tratamento dos elementos estruturais para combater os esforços cisalhantes ainda é um tema em discussão. Diferente do comportamento à flexão, em que as hipóteses de Bernoulli são aceitas, ao se tratar de cisalhamento as recomendações de normas e dimensionamento dependem de muitas variáveis e incertezas, já que ao falhar por cortante a ruptura é frágil e brusca, necessitando-se de uma visão voltada à segurança.

Este trabalho se justifica por contribuir para os estudos de armaduras transversais eficientes no aumento da resistência do elemento estrutural para esforços de cisalhamento, e tentar oferecer uma armadura transversal que possa agilizar a execução na obra e garantir maior resistência à peça, assim como comportamento mais dúcteis destes elementos estruturais.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está dividido em 5 capítulos, incluindo conteúdos teóricos e experimentais referentes ao tema proposto, com dados analisados em tabelas, gráficos e figuras que permitem um melhor entendimento do que foi desenvolvido.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, abordando os principais fatores sobre cisalhamento, estudos realizados sobre o cortante, tipos de armadura de cisalhamento, trabalhos realizados na área e recomendações normativas para auxiliar no cálculo de resistência ao cisalhamento para elementos de concreto armado, recomendado por três diferentes normas.

O capítulo 3 contém o programa experimental da pesquisa, trazendo dimensionamento e detalhamento das vigas, com detalhes em armaduras, materiais utilizados para confecção dos espécimes, metodologia de ensaio e instrumentação.

No capítulo 4 apresentam-se os resultados dos ensaios em laboratório das vigas (flecha, deformações, fissuração, carga de ruptura, modo de ruína), e, em seguida são realizadas algumas análises pelos autores comparando os resultados dos diferentes tipos de armadura utilizadas na pesquisa. As conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentados no capítulo 5.

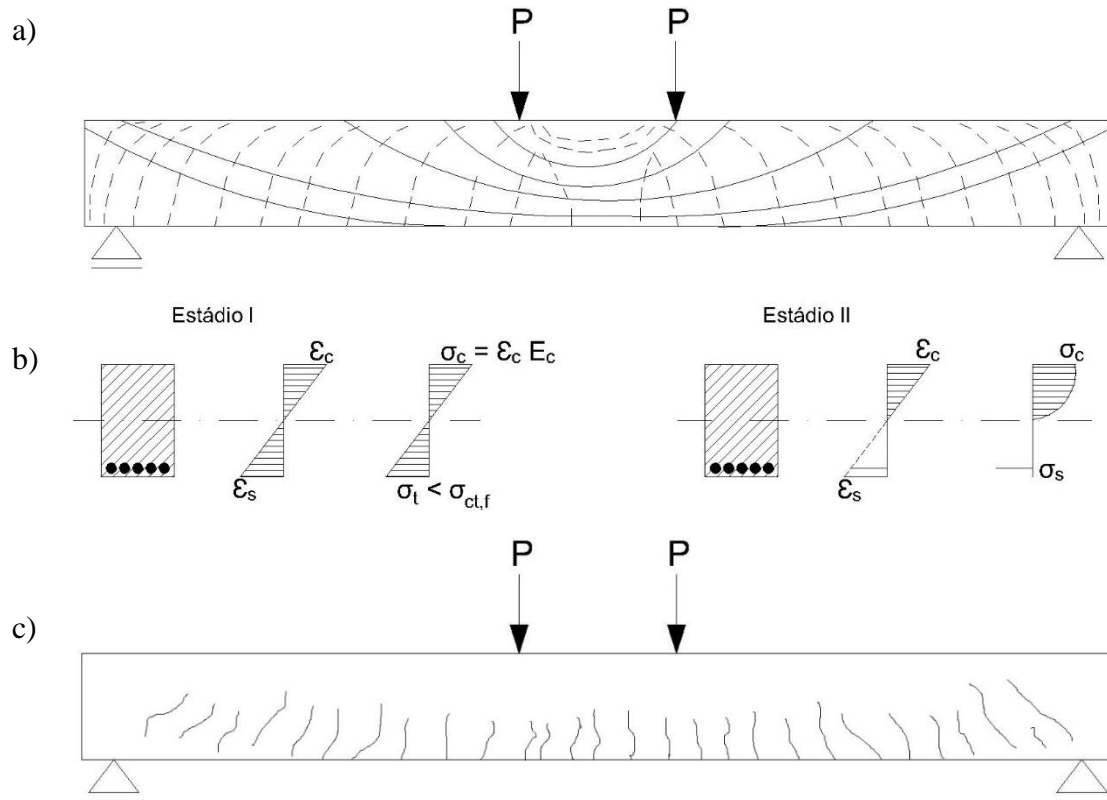
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CISALHAMENTO

O comportamento das estruturas de concreto armado pode ser dividido em três fases distintas. A primeira fase é quando as tensões de tração provenientes de um carregamento qualquer são inferiores à resistência à tração do concreto. Neste caso, a estrutura não apresenta fissuras e se diz que o concreto se encontra no Estádio I. A segunda se dá quando as tensões de tração no concreto ultrapassam sua capacidade resistente e as primeiras fissuras aparecem, neste caso, diz-se que a estrutura se encontra no Estádio II. A terceira possibilidade é o Estádio III, quando um dos componentes da estrutura, aço ou concreto, ultrapassa o limite elástico de deformação, caracterizando desta forma o início da plastificação da estrutura.

Analisando uma viga bi apoiada com um carregamento uniforme aplicado sobre ela, surgem momentos fletores e tensões normais de flexão, gerando um estado biaxial ou duplo, de tensões em vários pontos do elemento conforme a Figura 2.1a. As tensões geradas e atuantes no interior da viga são de tração e compressão e, conforme é aumentada a intensidade do carregamento atuante sobre a viga, faz-se com que esta atinja o estágio II como é ilustrado na Figura 2.1b, pois aparecem no elemento estrutural as primeiras fissuras, as quais são inclinadas perpendicularmente por causa da inclinação das tensões principais de tração de acordo com a Figura 2.1c.

Figura 2.1 – Comportamento resistente de uma viga biapoiada. a) Trajetória das tensões de tração e compressão na viga; b) Tensão e deformação no estágio I e II; c) Estado de fissuração no estágio II



Segundo Carvalho *et al.* (2014), a fissuração gerada pelo esforço de tração na viga gera uma redistribuição de tensões complexa entre o concreto e a armadura, que podem chegar a ruptura. Na alma da viga, as tensões de compressão são resistidas pelo concreto comprimido que se mantém íntegro entre as fissuras, e as tensões de tração são resistidas por uma armadura transversal (armadura de cisalhamento) que tem por finalidade *costurar* as fissuras presentes no concreto e impedir o prolongamento dos distintos tipos de fissuras.

2.2 TRELIÇA DE MÖRSCH E MODELO DE BIELAS E TIRANTES

A armadura de uma viga, basicamente, deve resistir aos esforços de flexão e esforços cortantes, e a viga, após sofrer um carregamento que se aproxime do estado limite último, ocorre uma intensa fissuração. De acordo com Fusco (2008), no estado fissurado, a viga de concreto armado tem um funcionamento que lembra o das treliças. As bielas diagonais delimitadas pelas fissuras formam as diagonais comprimidas e as armaduras transversais formam os tirantes que ligam os banzos da treliça.

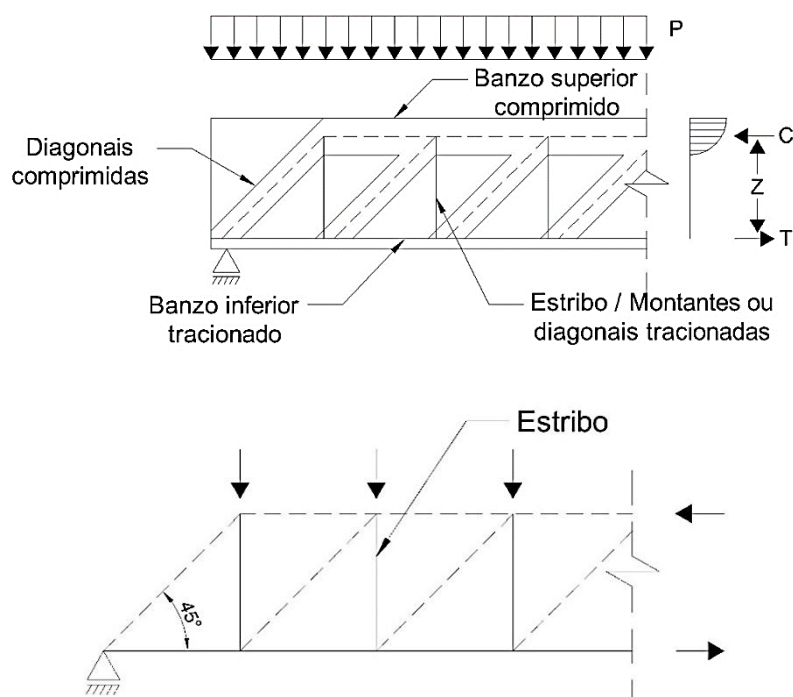
2.2.1 Treliça de Morsch

Este modelo de treliça foi proposto por volta de 1900, W. Ritter e E. Morsch, com o intuito de determinar a armadura de cisalhamento, onde uma viga de concreto armado no estágio II, ou seja, fissurada, pudesse ser comparada com uma treliça em que as armaduras e o concreto resistissem juntos aos esforços de cisalhamento, unindo-se na transferência de cargas e definindo assim o mecanismo de funcionamento da mesma. A treliça do modelo é composta por:

- Banzo superior: composto pelo concreto comprimido acima da linha neutra;
- Banzo inferior: as barras longitudinais de tração compõem o banzo inferior;
- Montantes ou diagonais tracionadas: Armadura de cisalhamento (estribos) que cruzam fissuras no elemento estrutural, pode estar disposto em inclinação de 45° a 90° ;
- Diagonais comprimidas: composto pelo concreto íntegro entre as fissuras, seguindo a inclinação das fissuras e auxiliando na resistência ao cortante.

O modelo propõe uma inclinação θ para as diagonais menor ou igual a 45° , essa inclinação depende da altura da alma da viga e da taxa de armadura adotada. Usualmente adota-se a inclinação como 45° para facilitar as condições de dimensionamento, como exemplificado na Figura 2.2. Percebeu-se experimentalmente que a inclinação das fissuras tem uma variação em direção aos apoios chegando em 90° , porém o modelo considera a inclinação adotada para todo o elemento. A armadura transversal da peça pode apresentar uma inclinação α entre 45° e 90° , entretanto, por motivos construtivos, por dificuldade de execução e de manter a inclinação calculada das barras dobradas, na prática utilizam-se os estribos a 90° (SANTOS; GIONGO, 2000).

Figura 2.2 - Treliça análoga de Morsch para estribos



Fonte: Adaptado de Carvalho et al. (2014)

De acordo com Corte e Boel (2013), todos os métodos de cálculo em vigor para o dimensionamento de estribos em vigas são baseados na analogia de treliça de Ritter (1899) e Morsch (1908), sendo que diversas modificações foram propostas ao longo dos anos por diversos autores, como Bruggeling (1976) e Leonhardt (1978). Segundo Carvalho *et al.* (2014), ao dimensionar a armadura transversal pelo método de Morsch, percebe-se que a armadura encontrada é superior à realmente necessária para resistir os esforços solicitantes. Para ocorrer a adequação da armadura, foram feitas algumas alterações no modelo, resultando na treliça generalizada de Morsch. A NBR 6118 (2014), apresenta dois modelos de cálculos que dependem da inclinação adotada para as bielas comprimidas, e permitem encontrar a armadura transversal e realizar a verificação da compressão nas bielas. O modelo I considera $\theta = 45^\circ$, e o modelo II permite uma variação de θ entre 30° e 45° (CARVALHO *et al.*, 2014).

2.2.2 Modelo de Bielas e Tirantes

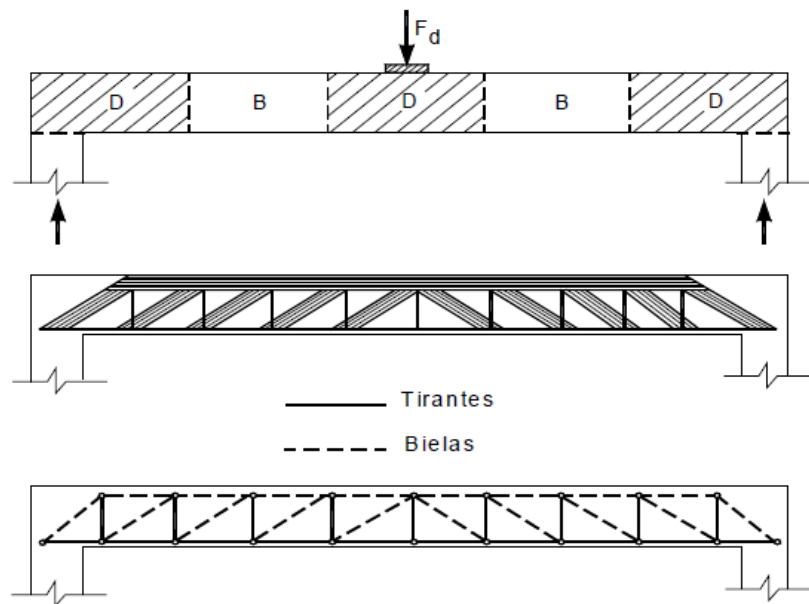
A treliça de Morsch, ao longo dos anos, passou por várias análises de pesquisadores que sugeriram algumas modificações para tornar o modelo da treliça mais próximo do real e assim aproximar-se das tensões reais que agem em um elemento estrutural. Permitindo assim uma melhor análise de elementos estruturais com regiões descontínuas de concreto armado.

No final da década de 80 foi apresentada por Schlaich *et al.* (1981) uma proposta, onde a treliça foi generalizada e foi possível aplicá-la em regiões descontínuas, ou seja, regiões onde as hipóteses de Bernoulli não são válidas. Este avanço foi muito importante para o dimensionamento e garantia de segurança em um elemento, onde permitiu um detalhamento mais adequado de uma estrutura, deixando de utilizar procedimentos empíricos e regras baseadas em experiências anteriores.

De acordo com Filho (1996), enquanto uma seção está no estágio I, as tensões são calculadas com o auxílio das propriedades da seção, mas, quando as tensões de tração superam a resistência à tração do concreto, o comportamento do elemento passa a ser representado pelo modelo da treliça. Ao entrar nesse estado a peça divide-se em regiões B e D, como ilustrado na Figura 2.3. As regiões B vêm do Bernoulli, *Beam* (viga) e *Bending Theory* (teoria da flexão), e podem ser calculadas considerando as hipóteses de Bernoulli, pois nestas seções as tensões distribuem-se linearmente. A região D vem de Descontinuidade, Detalhe, Distúrbio, *Deep beam* (viga parede), e as tensões nessas partes do elemento sofrem distúrbios dificultando a análise nestes pontos. A treliça também é composta por bielas, que representam a parte comprimida do elemento, e os tirantes, a parte tracionada, representados pela armadura da peça.

Os esforços nas bielas e nos tirantes são encontrados através de um equilíbrio entre as forças aplicadas e os esforços internos, ou seja, as bielas, tirantes e nós serão dimensionados baseados nos esforços internos, atendendo o teorema do limite inferior da teoria da plasticidade. As vigas usuais, como a que será apresentada neste trabalho, apresentam regiões descontínuas apenas onde ocorre a aplicação de forças e onde estão localizados os apoios, o restante da peça é composto por regiões contínuas (SANTOS; GIONGO, 2000).

Figura 2.3 - Estrutura dividida em Regiões B e D e Modelo de treliça para uma viga.



Fonte: Adaptado de Santos e Giongo (2000).

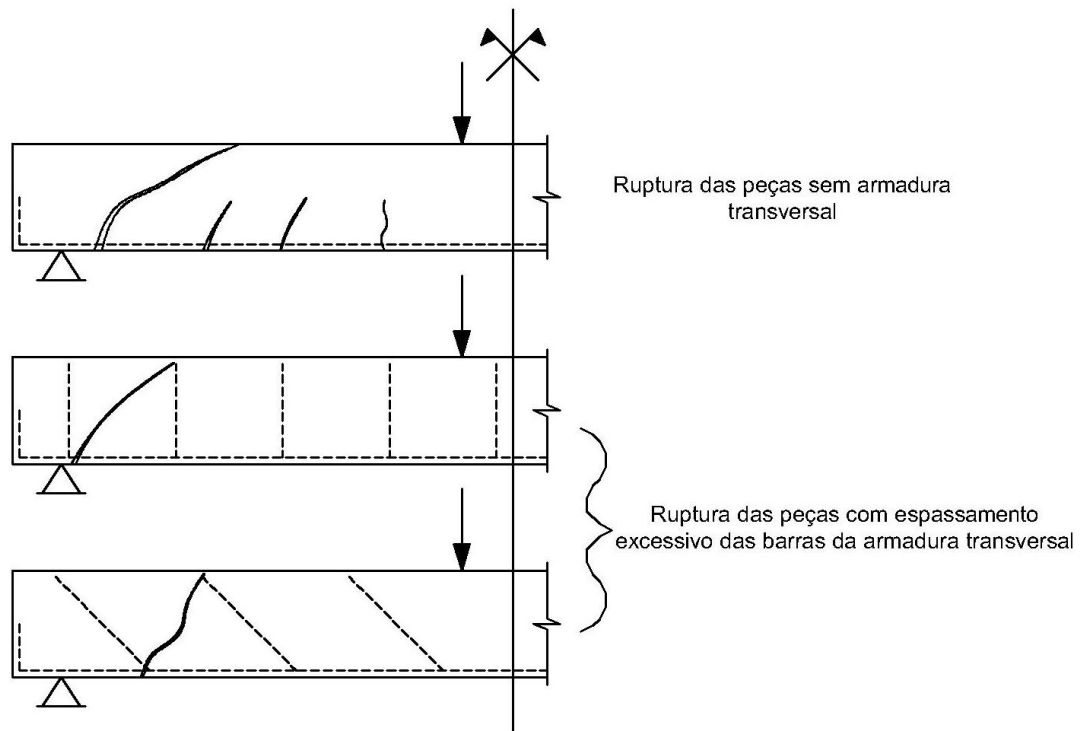
2.3 TIPOS DE RUPTURA POR CORTANTE

2.3.1 Modo de ruptura sem armadura transversal

Para entender o real funcionamento e a necessidade de utilizar uma armadura transversal em elementos estruturais de concreto armado, destacando as vigas, é preciso entender os possíveis modos de rupturas e verificar como ocorre a fissuração no elemento estrutural. É fundamental entender como uma peça sem a utilização de estribos, somente com a armadura longitudinal, resiste aos esforços aplicados.

Segundo Fusco (2008), a falta de uma armadura transversal eficaz, ou seja, sua total ausência ou espaçamento elevado, onde ocorrerão as possíveis fissurações, faz com que a peça dependa apenas da resistência do concreto à tração. A ausência de uma armadura de combate aos esforços cortantes somente é permitida em vigas de dimensões muito pequenas e em peças estruturais de superfície como lajes e cascas. Este modo de ruptura ocorre também em peças onde o espaçamento da armadura transversal é superior ao que é permitido pela norma, e as barras adotadas não interceptam as fraturas que surgem no concreto, de acordo com a Figura 2.4. A solução neste caso não é aumentar o diâmetro das barras utilizadas, mas sim, espaçá-las adequadamente ao longo do elemento.

Figura 2.4 - Ruptura na ausência de armadura transversal eficaz.

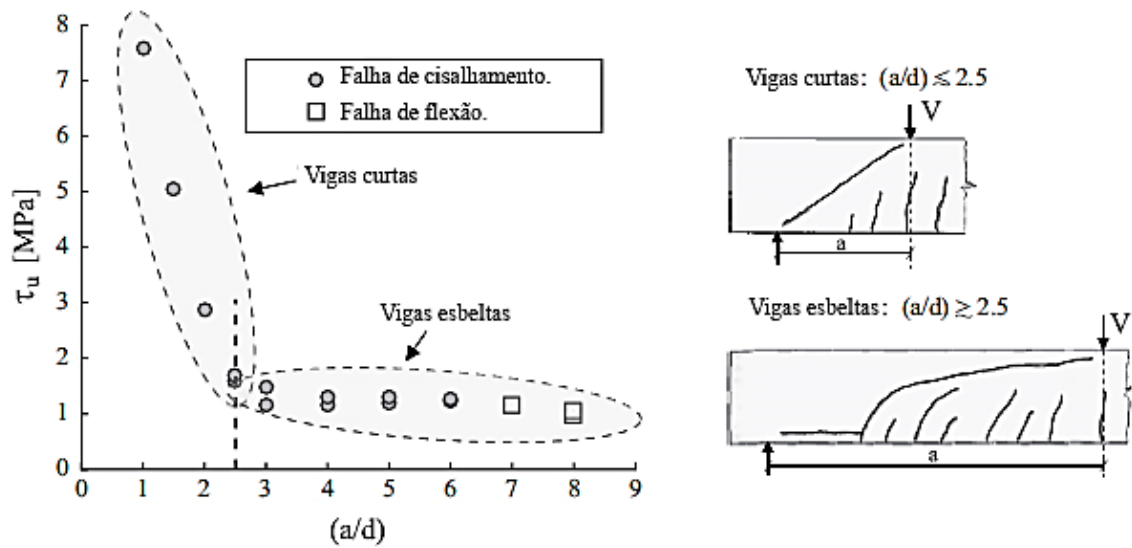


Fonte: Adaptado de Fusco (2008).

Uma viga que não contenha uma armadura de combate ao cisalhamento e está sujeita a esforço cortantes, a resistência do concreto, se dá pela capacidade de transmitir esforços como o efeito de arco, concreto não fissurado, engranamento dos agregados e efeito pino.

O efeito de arco, segundo Fusco (2008), ocorre quando se tem uma viga em um vão pequeno e sua altura é relativamente grande, sem armadura transversal. Ao ser solicitada, essa viga redistribui suas cargas internamente e ocorre o arqueamento dos esforços, e estes são transmitidos diretamente para os apoios, independente do eventual fissuramento da alma, porém esse efeito só é considerado efetivo em vigas com relação a/d de até 2,5, conforme estudos de Leonhardt e Walther (1962) e Kani (1966).

Vigas com a/d maior que 2,5 possuem uma tendência de resistência ao cisalhamento menor, devido ao efeito arco, uma vez que em vigas mais esbeltas os mecanismos de transferência de cisalhamento não se dão mais de forma direta. A variação do efeito arco em função da relação a/d pode ser verificada na Figura 2.5, com base nos estudos de Fisker e Hagsten (2016).

Figura 2.5 - Influencia de a/d no efeito arco

Fonte: Adaptado de Fisker e Hagsten (2016).

Em outros casos, em que a viga necessita de uma armadura transversal eficaz, já que as fissuras por cisalhamento não ocorrem perpendicularmente ao eixo da peça, a fissura é oblíqua, chamada também de fissura crítica. A viga fissurada pode passar a trabalhar pelo método da treliça e as partes de concreto presentes entre duas fissuras passam a resistir à compressão. Estas fissuras por flexão não diminuem nem destroem a resistência da peça ao cortante, uma vez que ainda ocorre a transmissão dos esforços para os apoios, este fenomeno é conhecido como engrenamento dos agregados (FUSCO, 2008).

O engranamento dos agregados de acordo com Walraven (1980) e Sagaseta e Vollum (2011) é governado pela rugosidade da superfície de contato, diâmetro máximo do agregado graúdo e abertura e tipos de fissuras. A armadura de flexão coopera na resistência entre fissuras, pois as barras funcionam como pino de ligação entre as duas faces da fissura, porém essa resistência só será garantida se a qualidade do concreto na camada de cobrimento da armadura for boa, permitindo uma boa aderência para a transferência de esforços e ancoragem da barra na peça (FUSCO, 2008).

Por fim, percebe-se então, a real importância da utilização de uma armadura para combater o cortante, pois, como citado anteriormente, mesmo que o concreto apresente esse conjunto de mecanismos para redistribuição dos seus esforços internos e de combate ao cisalhamento, ainda há dependência da resistência máxima à tração do concreto, portanto limita-se para pequenos vãos.

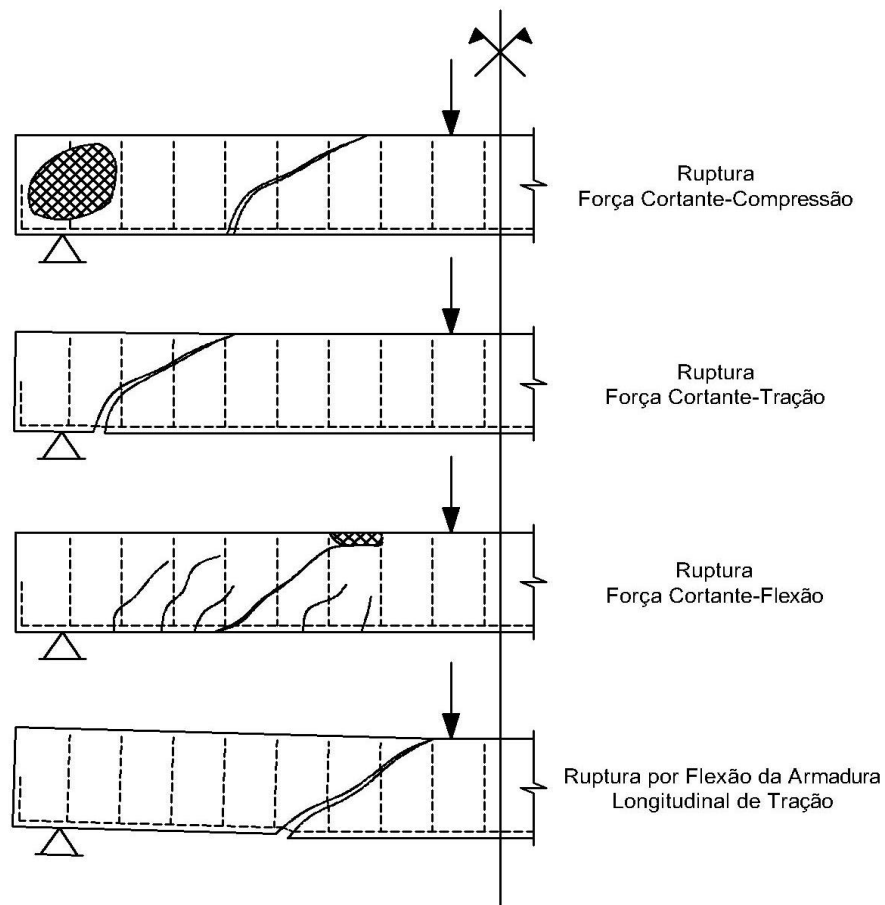
2.3.2 Modo de ruptura com armadura transversal

O bom funcionamento de peças fletidas de concreto armado pode ser garantido verificando corretamente as condições de fissuração e de ruptura, ou seja, verifica-se o atendimento do estado limite de serviço (ELS) e o estado limite último (ELU), para, assim, evitar fissuras na alma da viga e evitar que falhe por esforços cortantes.

Carvalho *et al.* (2014) diz que a armadura transversal proporciona segurança frente aos diferentes tipos de ruptura do concreto e mantém a fissuração dentro dos limites de utilização. Segundo Fusco (2008), os tipos de ruínas que podem ocorrer em vigas submetidas a tensões cisalhantes são:

- Ruptura por força cortante-compressão: Ocorre quando a viga está subarmada na sua armadura transversal e as bielas diagonais de concreto chegam ao estado limite último e são esmagadas. A ruptura é dúctil, pois ocorre todo o escoamento da armadura transversal e fissuração excessiva.
- Ruptura por força cortante-tração: Ocorre em peças que a armadura transversal é superarmada e falha por tração, porém a sua ruptura é considerada frágil, uma vez que o concreto é esmagado antes da falha da armadura.
- Ruptura por força cortante-flexão: A ruptura ocorre quando as fissuras diagonais de flexão atingem o banzo comprimido da peça diminuindo sua seção e, conseqüentemente, provocam um acréscimo de tensões causando o esmagamento do concreto. Este tipo de ruptura não é frágil e geralmente ocorre onde se tem regiões com cargas elevadas.
- Ruptura por flexão da armadura longitudinal de tração: Ocorre quando há uma deficiência localizada na armadura longitudinal, por exemplo, espaçamento e ancoragem incorreta da armadura transversal. Quando inicia-se a fissuração, as bielas diagonais de compressão que se apoiam na armadura longitudinal provocam tensões de flexão muito elevadas na armadura.

Figura 2.6 - Ruptura em peças de concreto armado com armadura transversal



Fonte: Adaptado de Fusco (2008).

2.4 ANCORAGEM

A eficácia da armadura de cisalhamento está relacionada à máxima tensão desenvolvida na barra vertical. Diferentemente de um ensaio de tração em uma barra de aço, as condições em que a armadura se encontra torna difícil que se desenvolva níveis de tensão equivalentes à ruptura, pois a armadura tracionada está sujeita ao limite de resistência da ancoragem no concreto.

Para que ocorra um bom funcionamento do elemento estrutural de concreto armado é necessário que ocorra uma boa transferência dos esforços das barras para o concreto. Para que isto ocorra, as barras devem apresentar um comprimento adicional da peça permitindo essa transferência de esforços, denominada ancoragem (CARVALHO *et al.*, 2014).

O item 9.4.1 da NBR 6118 (2014) afirma que todas as barras das armaduras devem estar bem ancoradas ao concreto, de modo que quando submetida ao carregamento, as forças

sejam transmitidas integralmente ao concreto, seja por meio de aderência, por dispositivos mecânicos ou combinação de ambos.

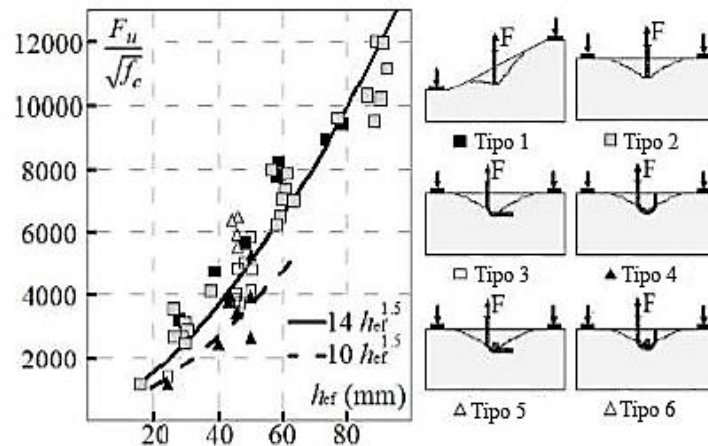
- Ancoragem por aderência: Ocorre quando os esforços são ancorados por meio de um comprimento reto ou com grande raio, seguido de gancho ou não;
- Ancoragem por dispositivos mecânicos: Ocorre quando as forças a ancorar são transmitidas por meio de dispositivos mecânicos acoplados à barra.

A aderência entre concreto e aço é o que permite o funcionamento do concreto armado como elemento estrutural, sem a aderência entre concreto e aço, as barras deslizariam dentro da massa de concreto, não ocorreria a transmissão de esforços entre os materiais, e a estrutura se comportaria sendo como concreto simples.

Uma má ancoragem da armadura de uma peça estrutural pode ocorrer o fendilhamento longitudinal do concreto com o desligamento dos materiais, ou seja, a perda da aderência entre o concreto e o aço, perdendo assim o funcionamento solidário entre os materiais, ocorrendo o deslizamento das barras aparecendo tensões longitudinais de cisalhamento (FUSCO, 2008).

De acordo com o item 9.4.6 da NBR 6118 (2014), a ancoragem dos estribos deve ser feita por meio de ganchos ou por barras longitudinais soldadas. Quando uma barra embutida no concreto é submetida a uma força de arrancamento, a transferência de esforços ao concreto tende a provocar uma ruptura ao longo de uma superfície cônica, quando a ancoragem é suficiente, ou por deslizamento, quando a ancoragem não é suficiente. Regan (2000) realizou o estudo de arrancamento de barras de aço para verificar a ancoragem variando a profundidade das barras. Os ensaios ocorreram com barras as 90° e a 180°. As barras foram tracionadas forçando seu arrancamento do concreto, porém todas resultaram na ruptura do concreto em forma de cone, de acordo com a Figura 2.7.

Figura 2.7 - Arrancamento de barras embutidas no concreto.

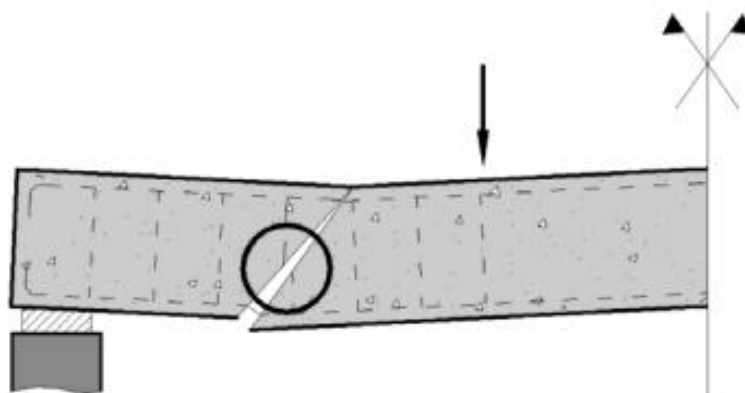


Fonte: Adaptado de Regan (2000).

2.5 TIPOS DE ESTRIBOS

Para uma melhor análise a respeito do tema iremos tratar sobre três tipos de armaduras transversais, que são elas o estribo fechado ou convencional, os conectores de aço *studs rail* e o estribo “w”. As armaduras transversais têm como objetivo manter as barras longitudinais da viga posicionadas de acordo com o seu dimensionamento, e também servem para combater esforços cortantes que provocam tensões de cisalhamento. Portanto, faz-se necessário um dimensionamento correto da armadura transversal, pois a mesma irá romper por tensões cisalhantes. Esse é o tipo mais comum de ruptura, resultante da deficiência da armadura transversal para resistir às tensões de tração devidas à força cortante, o que faz com que a peça tenha a tendência de se dividir em duas partes, como ilustrado na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Ruptura da armadura transversal



No Brasil a armadura de cisalhamento, mas utilizada tanto para lajes e vigas são os estribos fechados devido a sua capacidade de envolver as barras de flexão. Essas armaduras apresentam algumas desvantagens em relação aos estribos industrializados já que exige uma grande quantidade de tempo na sua montagem pois é montado um por vez.

Regan (2000) propõe que as armaduras de cisalhamento sejam divididas em dois tipos: externas e internas. O primeiro tipo no caso as externas são aquelas em que os estribos envolvem às barras longitudinais, como nos casos os *studs* e os estribo convencionais utilizados nessa pesquisa, que ultrapassam a altura das armaduras de flexão, e as internas são um caso oposto a esse, pois o estribo localiza-se abaixo da armadura de flexão, nesse caso o estribo “W”. Do ponto de vista estrutural, as armaduras externas apresentam melhor desempenho do que a interna, segundo a maioria dos autores.

Segundo Lubell *et al.* (2009), em áreas que possuam grande quantidade de armadura transversal como vigas faixas e ligações laje-pilar, causando congestionamento das barras, torna-se complicada a ancoragem com a utilização de estribos externos. Portanto, para melhorar essas situações recomenda-se a utilização de estribos internos, como *studs*, que resultará em uma eficiência construtiva que irá fornecer uma maior facilidade de instalação, porém, devido à alta densidade de aço ocasionará o conflito de barras, atrapalhando a montagem.

Conforme Soltani (2016), os *studs* são armaduras de cisalhamento que consistem em barras de aço com fatias circulares em suas extremidades, posicionada a sua base em um trilho através de solda. O *stud* é considerado um mecanismo do tipo pino, e possui forte direcionamento para resistência à punção, devido seu aumento considerável na ancoragem.

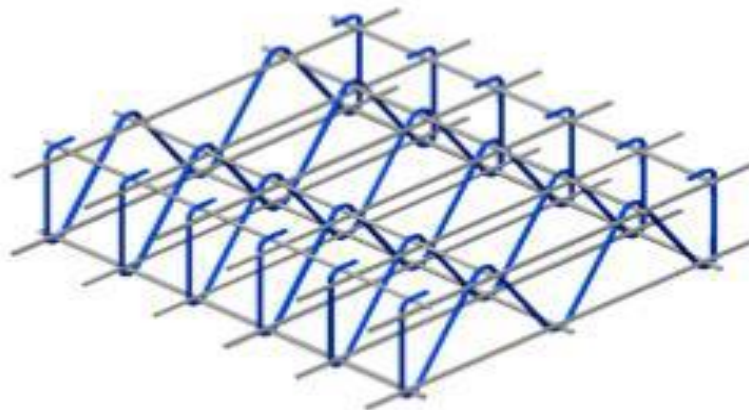
Diante dessas situações, as armaduras internas apresentam vantagem, porém em termos de conhecimento científico, este é um campo vago, uma vez que existem poucos resultados experimentais acerca do assunto. Os principais resultados existentes foram obtidos dos trabalhos de Yamada *et al.* (1992), Gomes; Andrade (2000), Regan; Samadian (2001) e Trautwein *et al.* (2011) e envolvem testes em ligações laje-pilar rompendo por punção. Ressalta-se, também, que esses pesquisadores verificaram uma ruptura prematura de suas lajes por delaminação, devido à condição de ancoragem dessas armaduras internas.

Contudo, Trautwein *et al.* (2011) verificaram que foi possível controlar a delaminação por meio do uso de uma armadura complementar, que possibilitou a transferência dos esforços para a armadura de flexão. Caldentey *et al.* (2013) também realizaram um estudo comparando estribos fechados ancorados às barras de flexão e não ancorados, e verificaram que tanto a resistência última quanto a rigidez das lajes com ambas as variáveis apresentaram desempenho semelhante.

2.6 ESTUDO REALIZADO COM ESTRIBO *W*

O estudo realizado por Ferreira *et al.* (2016), teve por objetivo avaliar a resistência e o comportamento da armadura transversal interna proposta pelos autores, (estribo *W*, que foi nomeada pelo seu formato), como ilustrado na figura 2.9, e almeja a industrialização do mesmo, facilitando a produção em larga escala e que permita o fornecimento em módulos, de modo a otimizar a montagem nas armaduras.

Figura 2.9 - Módulo de estribo "W"



Ferreira *et al.* (2016) desenvolveram 8 séries de testes em vigas de concreto armado, sendo duas vigas de referência, sem a presença de armadura transversal; duas compostas com estribos convencionais e quatro vigas compostas por estribo *W*. O mesmo apresenta diferentes inclinações ao longo da armadura para avaliar o aumento da resistência ao cisalhamento.

Após a realização dos ensaios e tratamento de dados, Ferreira *et al.* (2016), constataram que o comportamento das vigas compostas por estribos convencionais e estribo do tipo *W* apresentaram comportamentos semelhantes, porém o estribo *W* obteve um aumento de

resistência ao cisalhamento em torno de 84% quando o mesmo foi comparado a viga de referência.

2.7 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Para melhorar o mecanismo de transferência de forças, as recomendações normativas sugerem que as armaduras transversais, como estribos, devem se estender o mais próximo possível das extremidades tracionada e comprimida do elemento. Elas também recomendam que as armaduras transversais se ancorem nas armaduras longitudinais.

2.7.1 NBR 6118 (2014)

A NBR 6118 (2014) cita dois modelos para cálculo de estimativa de resistência ao cisalhamento unidirecional em elementos de concreto armado. Os mesmos levam em conta que a resistência ao cisalhamento em elementos armados transversalmente ($V_{R,cs}$) e constituída pela soma de uma parcela de contribuição do concreto ($V_{R,c}$) e outra parcela composta pelo aço ($V_{R,s}$), como mostram as equações 2.1 e 2.5.

O Modelo I da NBR 6118 (2014) adota o valor de inclinação da biela igual a 45°, com isso recomenda-se a utilização das equações 2.2 e 2.3 para o cálculo das parcelas contribuintes do concreto e aço, respectivamente, e ainda limita-se a resistência máxima ao cisalhamento pela equação 2.4.

$$V_{R,cs I} = V_{R,c I} + V_{R,s I} \quad (2.1)$$

$$V_{R,c I} = V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctk,inf} \cdot b_w \cdot d \quad (2.2)$$

$$V_{R,s I} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.3)$$

$$V_{R,max I} = 0.27 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) \cdot f_c \cdot b_w \cdot d \cdot (\cot \alpha + 1) \quad (2.4)$$

Onde:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ é a resistência à tração frágil do concreto em 5% dos casos;

$f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, definida para concretos com resistência de no máximo 50 MPa, calculada por $f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$;

$$f_{ywd} = \min\{f_{yw} ; 500 \text{ MPa}\} \text{ é a tensão de escoamento da armadura transversal.}$$

O Modelo II da NBR 6118 (2014) considera os efeitos causados pela fissuração diagonal, que influencia na redução de inclinação da biela e conseqüentemente na contribuição do concreto. Nesse modelo, a norma brasileira permite a variação do ângulo de inclinação da biela entre 30° e 45°, desde que o valor da contribuição do concreto ($V_{r,cII}$) seja calculado pela Equação 2.6. Nesse caso, a contribuição do concreto é uma função da força aplicada (V_{sd}), calculada por meio de um processo iterativo. A contribuição das armaduras transversais ($V_{r,sII}$) é calculada pela Equação 2.7 e a resistência máxima ao cisalhamento ($V_{R,max}$) pela Equação 2.8.

$$V_{Rcs, II} = V_{R,c II} + V_{R,s II} \quad (2.5)$$

$$V_{R,c II} = V_{c0} \cdot \frac{V_{R,max II} - V_{sd}}{V_{R,max II} - V_{c0}} \leq V_{c0} \quad (2.6)$$

$$V_{R,s II} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.7)$$

$$V_{R,max II} = 0.54 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) f_c \cdot b_w \cdot d \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (2.8)$$

Assim como o Eurocode 2 (2004), a NBR 6118 (2014) recomenda que os estribos sejam ancorados às barras de flexão, ou ainda por meio de barras soldadas transversalmente a esses estribos, respeitando os limites apresentados na Figura 2.10.

Figura 2.10 - Ancoragem por meio de solda dos estribos



Fonte: NBR 6118 (2014).

2.7.2 ACI 318M (2014)

A ACI 318M (2014) no item 11.1.1 cita que a resistência ao cisalhamento do elemento estrutural não deve ser ultrapassada pela força cortante aplicada na viga ou laje de acordo com a equação 2.9, onde V_n é a resistência ao cisalhamento do elemento resultante da soma da resistência do concreto ao cisalhamento e resistência da armadura transversal da peça, e V_u é a carga aplicada cisalhante aplicada na seção.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.9)$$

A norma não possui dados experimentais e resultados com concretos acima de 70MPa, por isso limita-se o termo $\sqrt{f_c}$ a 8,3 MPa para cálculo da resistência de cisalhamento para elementos de concreto armado. A resistência ao cisalhamento para elementos sem reforço transversal é definida pela equação 2.10, onde M é o momento e V , o cortante aplicado na seção.

$$V_{R,c} = \left(0.16\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{Vd}{M} \right) b_w d \leq 0.29\sqrt{f_c} b_w d \quad (2.10)$$

Os fatores $\rho_l \frac{Vd}{M}$ são conhecidos por alterarem a resistência ao cisalhamento do concreto por isso a norma permite utilizar o termo $0,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c}$ para obtenção de resultados mais próximos do real, sendo que se utiliza para concreto convencional, λ igual a 1. A equação 2.11 mostra a simplificação da fórmula do cortante após aplicar o termo.

$$V_{R,c} = 0,17\sqrt{f_c}b_w d \quad (2.11)$$

Para concretos com armadura transversal, encontra-se a resistência do elemento estrutural ao cisalhamento através da soma da parcela de contribuição do concreto $V_{R,c}$ e a parcela referente à resistência da armadura de cisalhamento $V_{R,s}$, conforme a equação 2.12, sendo que a parcela da resistência do aço encontra-se pela equação 2.13. O termo f_{yw} representa a tensão de escoamento dos estribos. A tensão é limitada a 420 MPa. A resistência máxima ao cisalhamento é encontrada a partir da equação 2.14.

$$V_{R,cs} = V_{R,c} + V_{R,s} \quad (2.12)$$

$$V_{R,s} = \left(\frac{A_{sw} f_{yw} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \right) \quad (2.13)$$

$$V_{R,max} = 0,66\sqrt{f_c}b_w d \quad (2.14)$$

2.7.3 EUROCODE 2 (2004)

A Eurocode 2 (2004) recomenda o uso da Equação 2.15 para o cálculo da resistência ao cisalhamento unidirecional de elementos de concreto armado sem armadura transversal.

$$V_{R,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \right) \cdot b_w \cdot d \\ 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. \quad (2.15)$$

Onde:

k considera a redução da resistência ao cisalhamento devido ao efeito de escala e calculado por $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$;

ρ_l é a parcela referente à taxa de armadura longitudinal, que contribui para a resistência de uma viga ao cisalhamento tanto pelo efeito pino, como pela contenção da fissuração da peça, favorecendo os mecanismos apresentados anteriormente, e calculado por $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 2,0$, sendo:

A_{st} a área de aço transversal da viga;

f_c é a resistência à compressão do concreto;

b_w é a largura da viga;

d é a altura útil da peça.

Para os elementos com armadura transversal, o EC2 considera o mesmo mecanismo apresentado na Seção 2.2, contudo o ângulo de inclinação da biela recomendado pela norma europeia pode variar entre 21,8° e 45°. A Equação 2.16 apresenta a estimativa de resistência de vigas armadas ao cisalhamento pelo Eurocode 2 (2004), que corresponde a resistência de uma ruptura dentro da região das armaduras, sendo que este valor não pode ultrapassar o correspondente a Equação 2.17, que equivale a resistência máxima ao cisalhamento, quando rompe a biela próximo da aplicação da carga.

$$V_{R,cs} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yk} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \\ V_{R,c} \end{array} \right. \quad (2.16)$$

Onde:

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

s é o espaçamento entre as camadas de armadura transversal;

θ é o ângulo de inclinação da biela, podendo variar entre 21,8° e 45°;

α é o ângulo entre a armadura transversal e a longitudinal.

$$V_{R,max} = \frac{0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_c \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (2.17)$$

Onde:

$$v_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_c}{250} \right]$$

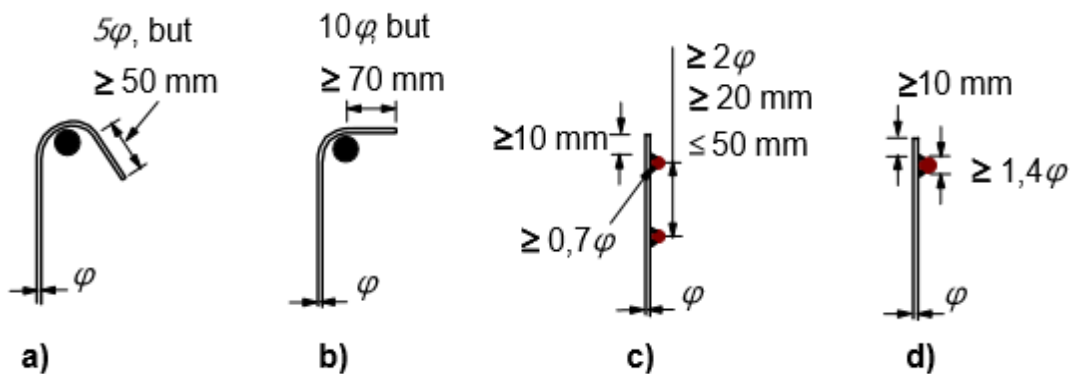
Como o Eurocode 2 (2004) permite a variação do ângulo de inclinação da biela para o dimensionamento, ele sugere que para a verificação da resistência sejam igualadas as resistências 2.16 e 2.17, de modo que se obtenha o ângulo a ser utilizado para este fim, desta forma, a Equação 2.18 apresenta o resultado desse método.

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{b_w s v_1 f_c}{A_{sw} f_{yd} \sin\alpha}} \quad (2.18)$$

Onde:

f_{yd} é a tensão de escoamento do aço, recomendada pelo EC2 como $0,8f_{ys}$, que é a tensão de escoamento no ensaio de caracterização do aço. Além dessas recomendações, o documento europeu recomenda, também, que a ancoragem das armaduras transversais, quando estribos, seja externa, como apresentado nos casos A e B da Figura 3.1, ou ainda por meio de solda em barras longitudinais, como nos casos C e D da mesma figura.

Figura 2.11 - Recomendações quanto à ancoragem de estribos



Fonte: Eurocode 2 (2004)

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Com o objetivo de verificar a influência da ancoragem no cisalhamento unidirecional, esse trabalho propõe ensaios em cinco vigas chatas, onde se verificou a eficiência dos estribos pré-fabricados propostos *W*, comparando-os com a viga de referência, com os estribos fechados convencionais e os *studs rail*, sendo que todas as vigas foram dimensionadas para romper por cisalhamento. Todos os ensaios serão realizados no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) no Campus de Tucuruí (CAMTUC).

3.1 VIGAS DE CONCRETO ARMADO

3.1.1 Características das vigas estudadas

Foram ensaiadas cinco vigas de concreto armado para essa análise, sendo que destas, a viga de referência possui armadura de cisalhamento mínima, que serve para a montagem da armadura da viga e para que a mesma não venha a romper nos apoios, servindo como viga de referência, de modo a verificar o acréscimo de resistência das demais vigas que possuem armaduras transversais. A principal variável desses ensaios corresponde aos tipos de armaduras transversais. Foi realizada uma série de ensaio cuja sua nomenclatura foi dada da seguinte forma: X-Y-Z, onde X se refere ao tipo de armadura testada na viga, Y à relação a/d da mesma e Z à taxa de armadura transversal da peça, como apresenta a Tabela 3.1. Esses ensaios foram realizados para complementação do trabalho realizado por FERREIRA *et al.* (2016).

Tabela 3.1 - Características das vigas ensaiadas

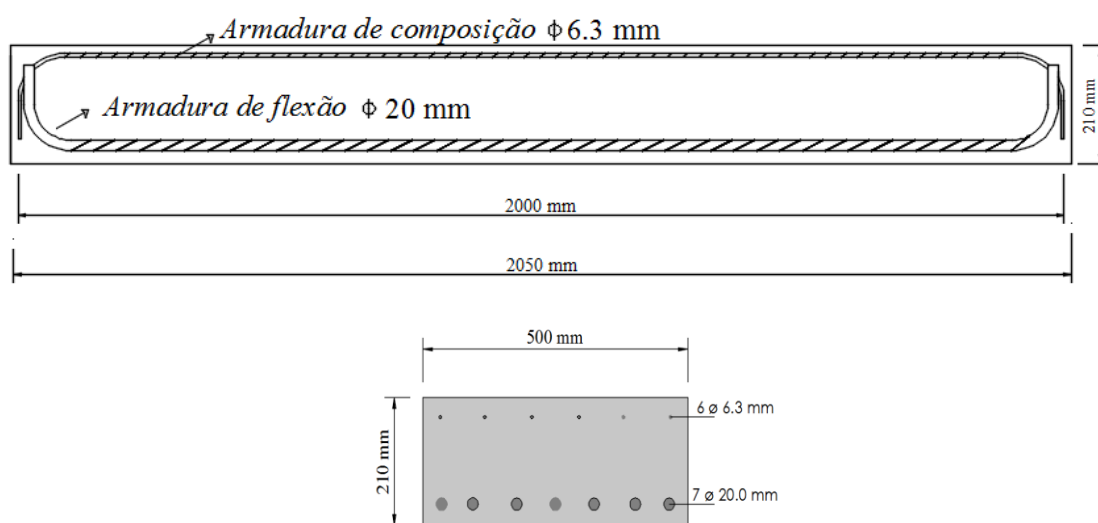
Viga	Dados da Armadura de Cisalhamento					
	Φ_w (mm)	Nº	A_{sw} (mm ²)	S (mm)	ρ_w (%)	f_{yw} (MPa)
R-3.5	-	-	-	-	-	-
C-3.5-0.24	5	6	117.8	100	0.24	5500
S-3.5-0.24	8	3	150.8	125	0.24	500
W-3.5-0.25	5	6.3	124.3	100	0.25	500
Wd-3.5-0.25	5	6.3	124.3	100	0.25	500
Obs.: $b_w= 500\text{mm}$; $h= 210\text{mm}$; $a/d= 3.5$; $A_s= 2198.0\text{mm}^2$; $f_c= 25 \text{ MPa}$; $f_{ys} = 550 \text{ MPa}$; $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w S}$						

3.1.2 Geometria e Armadura de Flexão das Vigas

As geometrias e armaduras de flexão das vigas foram mantidas constantes, de modo a não influenciarem nas análises das armaduras transversais, também foram dimensionadas a possibilitar uma ruptura por cisalhamento e permitir uma relação a/d aproximadamente igual a 3,5, de modo que o efeito arco tivesse pouca influência no comportamento das peças das armaduras transversais fossem solicitadas, e permitindo uma comparação com as vigas ensaiadas por FERREIRA *et al.* (2016).

As vigas possuem altura (h) de 210 mm, largura (b_w) de 500 mm e comprimento de 2050 mm. As armaduras de flexão na parte inferior das peças são compostas por 7 barras de aço CA 50 com 20 mm de diâmetro, e as barras superiores compostas por 6 barras de aço CA 50 com 6,3 mm de diâmetro. A Figura 3.1 apresenta a seção transversal contendo as armaduras de flexão e a armaduras de composição, bem como uma vista lateral das mesmas situações das vigas.

Figura 3.1 - Detalhe da armadura das vigas



3.1.3 Armadura de cisalhamento

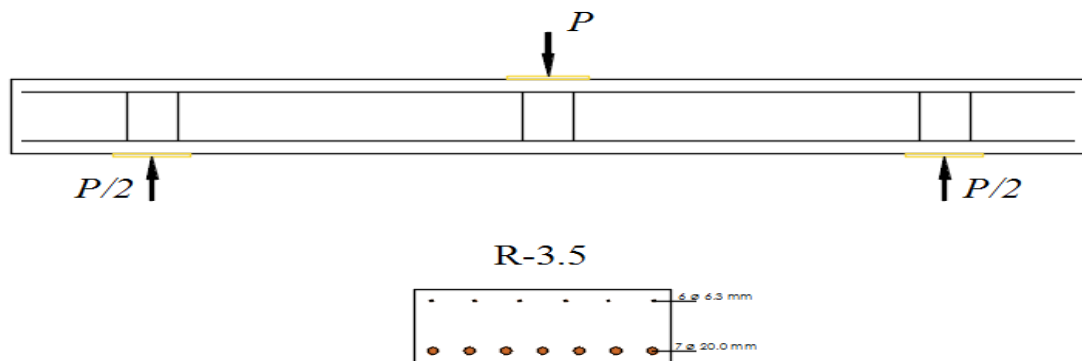
Os presentes estudos contem três tipos de armaduras transversais que foram denominados por letras para facilitar a identificação: os estribos convencionais foram chamados de vigas tipo *C*, as armaduras *studs rail* foram chamadas de vigas do tipo *S*, já os estribos *W*

foram denominados de vigas do tipo *W*, e por último foram incrementados ganchos ao estribo *W* e assim chamado de viga *Wd*.

3.1.4 Viga de referência (R-3.5)

A viga de referência tem as mesmas dimensões das outros quatro vigas, porém possui uma quantidade bem reduzida de estribo convencional. Foram colocados dois pares de estribos nas extremidades aonde se encontram os apoios, no centro da viga por ser o local de recebimento da carga e também para a fixação durante a montagem das armaduras de flexão e composição com isso proporcionando a mesma um posicionamento correto, como demonstrado na figura 3.2:

Figura 3.2 - Vista lateral e seção transversal da viga R-3.5 e armadura de referencia executada.

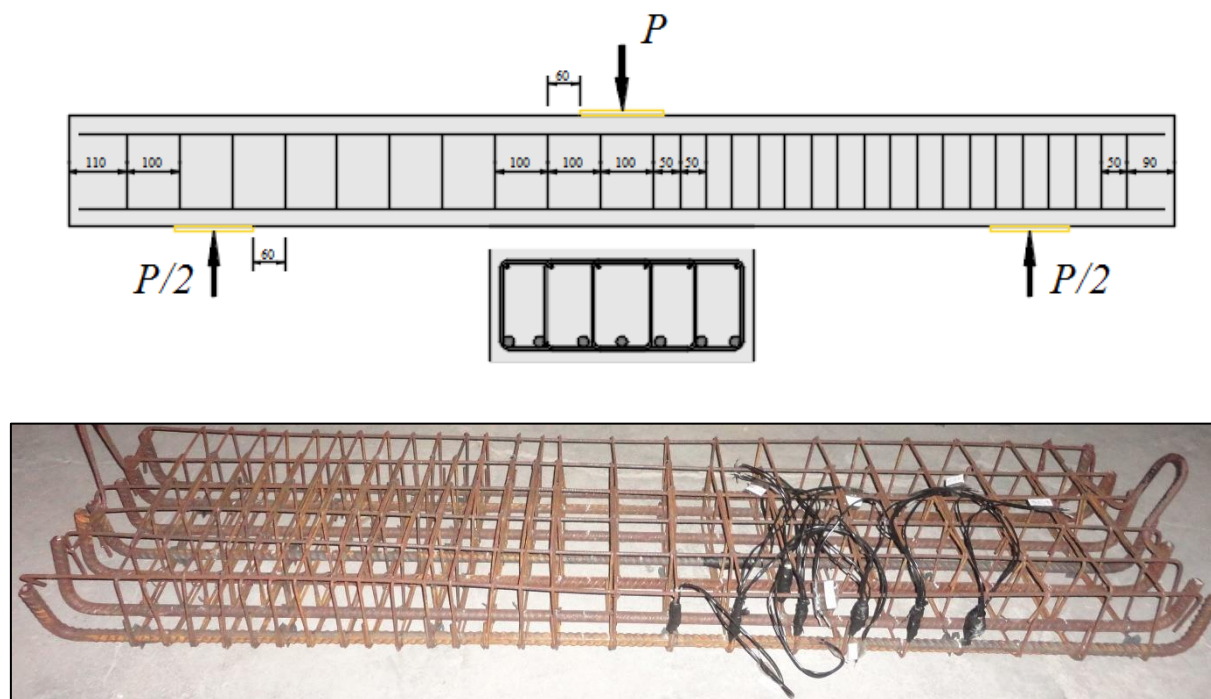


3.1.5 Viga C-3.5-0.24

A Viga C-3.5-0.24 apresenta a mesma seção transversal das demais, porém é composta por estribos convencionais durante toda a peça, com uma diferenciação no espaçamento já que

metade da peça possui espaçamento de 100 mm e a outra metade espaçamento de 50 mm, como mostra a Figura 3.3. O intuito foi de aumentar a taxa de armadura transversal em um dos lados para garantir a ruptura do lado menos armado, assegurando os resultados representativos para este estudo nessa viga.

Figura 3.3 - Vista lateral e seção transversal da viga C-3.5-0.24 e armadura executada.

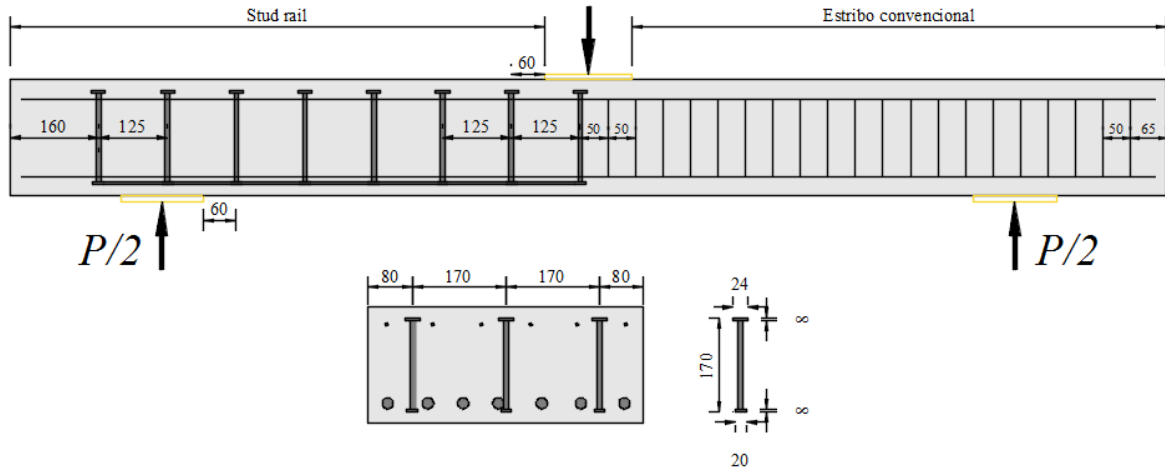


3.1.6 Viga S-3.5-0.24

A viga S-3. 5-0.24 possui três fileiras de *studs* que foram fabricados na cidade de Tucuruí no laboratório de engenharia (LEM) da UFPA no CAMTUC. O objetivo seria a utilização desses conectores industrializados, porém a área de aço dimensionada exigiu uma bitola menor do que as indústrias confeccionam. Os *studs* foram fabricados com barra de vergalhão de 8 mm de diâmetro e as cabeças possuem um diâmetro de 24 mm e na base foi utilizada uma barra chata servindo como trilho, conforme a figura 3.4. Para a unificação das peças foi utilizada a solda do tipo bisel. Esse dimensionamento teve como base a ACI 421.1R-08 (2008). A altura dos *studs* foi definida para que ficasse igual a dos estribos convencionais e para que atingisse a altura necessária para prender as cabeças dos *studs* na armadura de composição. Foram testados três *studs* à tração na prensa universal do laboratório de engenharia civil (LEC) para verificar se a solda garantiria resistência maior que à barra. Verificado que os

studs romperiam na barra e não na solda, foi possível a continuação e utilizá-los sem que ocorresse uma ruptura prematura na solda.

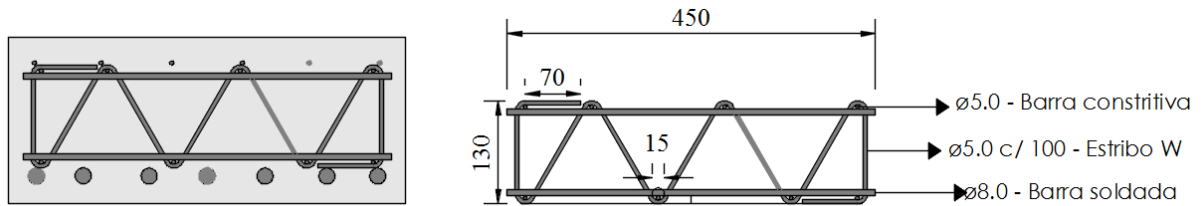
Figura 3.4 - Vista lateral e seção transversal da viga S-3.4-0.24



3.1.7 Viga W-3.5-0.25

A viga W-3.5-0.25 é composta por estribo W que é um novo tipo de armadura transversal que será analisado com base no trabalho de FERREIRA *et al.* (2016). Com o intuito de melhorar a eficiência e aumentar a área de aço por camada, foi sugerido aumentar a inclinação das pernas do meio que eram de 45° no trabalho de FERREIRA *et al.* (2016). Com isso adotou-se uma inclinação de 60°, conforme a figura 3.5. Esses estribos foram confeccionados no laboratório de engenharia civil (FEC) e para que a sua montagem fosse possível adaptou-se uma bancada específica com o ângulo e dimensões reproduzidas na mesma, favorecendo assim a reprodução do previsto em projeto.

Figura 3.5 - Seção transversal W-3.5-0.25



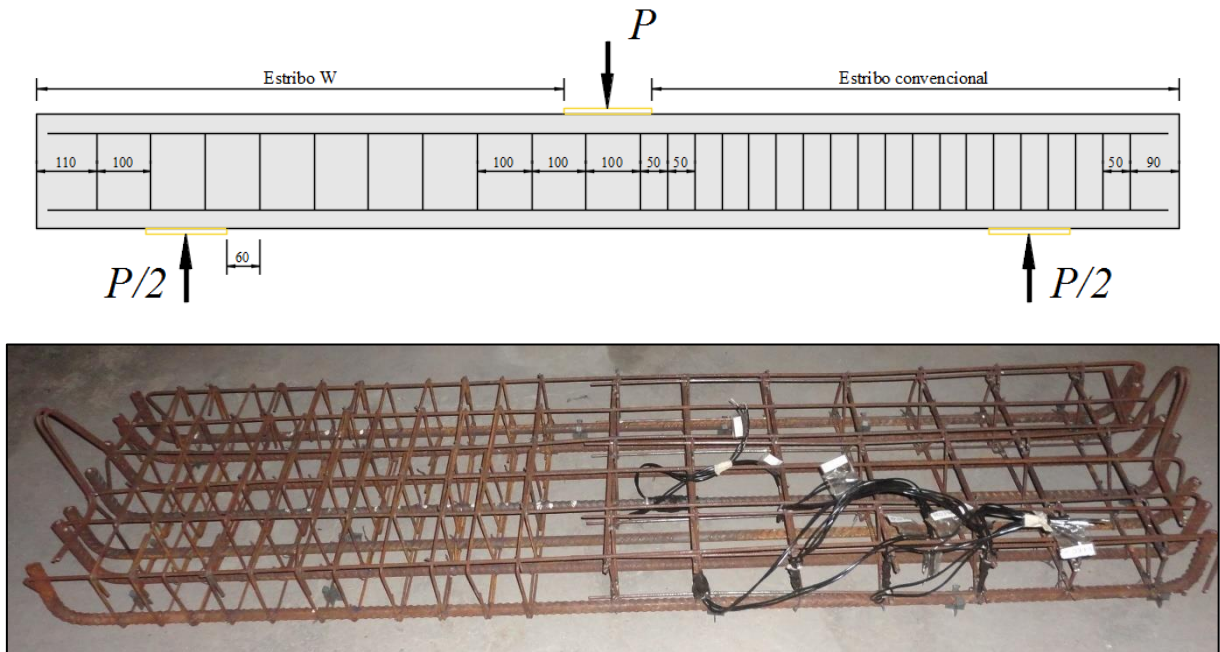
Com o novo formato do estribo *W* foi possível aumentar o número de pernas equivalentes às verticais de 4,8 do trabalho de FERREIRA *et al.* (2016) para 6,3 neste trabalho. Além disso, acrescentaram barras soldadas de 8 mm de diâmetro nas duas extremidades do estribo, com o intuito de contribuir para a ancoragem, respeitando as recomendações da NBR 6118 (2014) e do Eurocode 2 (2004). Ainda foram acrescentadas barras de 5 mm de diâmetro em cada dobra do estribo, de forma a facilitar a montagem em módulos, como apresenta a Figura 3.6.

Figura 3.6 - Módulo de estribo *W*



Com o objetivo de induzir a ruptura em apenas um lado da viga, já que ela é composta por metade com estribo *W* e a outra metade com estribo convencional, como mostrado na figura 3.7. As vigas receberam diferentes espaçamentos sendo que o estribo *W* foi espaçado a cada 100 mm e o convencional a cada 50 mm.

Figura 3.7 - Vista lateral do estribo W de projeto e armadura com estribo W executada.



3.1.8 Viga Wd-3.5-0.25

A viga Wd-3.5-0.25 possui o mesmo esquema de disposição de estribos da armadura W-3.5-0.25 (a figura 3.8 mostra essa igualdade), porém com adição de ganchos na região de estribos W, como mostra a figura 3.9. Isso proporciona ao mesmo combater a delaminação, fenômeno esse que ocorre quando a ancoragem da armadura transversal é insuficiente e não consegue transferir os esforços para barras de flexão, como ocorreu no trabalho de Ferreira *et al.* (2016). A eficiência desses ganchos foi comprovada por Trautwein *et al.* (2011). Os ganchos foram fabricados com vergalhão de 6.3 mm e presos às armaduras de flexão e composição com auxílio do arame recozido.

Figura 3.8 - Vista lateral do estribo W com adição de ganchos projetada.

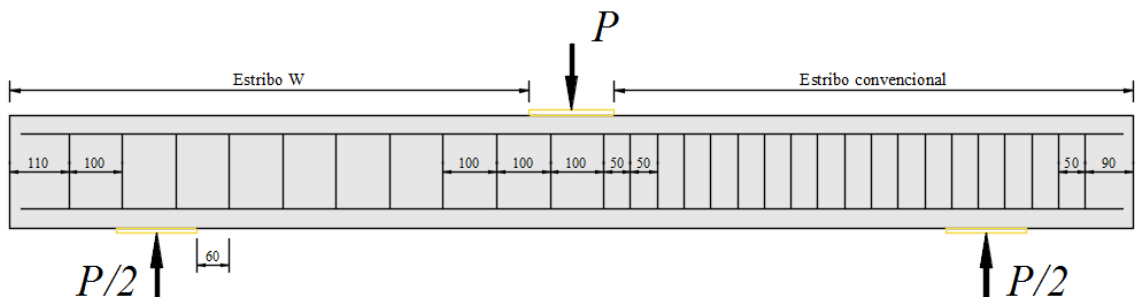
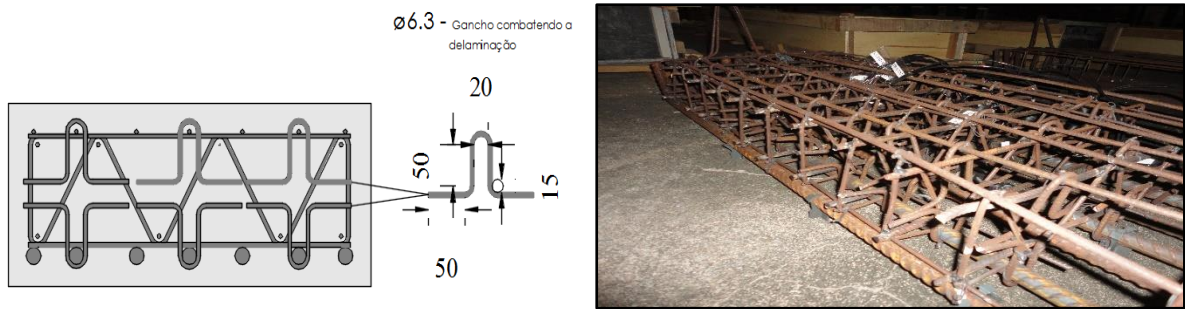


Figura 3.9 - Estribo W com adição de ganchos de projeto e estribo W com adição de ganchos executados



3.1.9 Instrumentação das vigas

Esse processo tem como objetivo monitorar as vigas de concreto armado durante os ensaios em laboratório, e para a obtenção desses dados foram utilizados extensômetros responsável por analisar deformações que ocorrem tanto no aço quanto no concreto. Essas análises foram divididas em três tipos de monitoramento que são: do concreto, da armadura de flexão e da armadura de cisalhamento.

3.1.9.1 Deslocamento vertical

Com o objetivo de medir os deslocamentos verticais das vigas durante os ensaios que foram realizados, foi necessário a utilização de um transdutor de deslocamento linear variável (LVDT), posicionado no meio do vão, com o intuito de medir as flechas máximas, conforme e mostrado na figura 3.10. A medição dos deslocamentos verticais das vigas é importante para traçar o comportamento das mesmas com base em gráficos de carga x deslocamento, verificando a rigidez dos elementos. De modo a facilitar o posicionamento do LVDT, bem como impedir que a acomodação nos apoios das vigas atrapalhe as leituras, foi utilizado um *yoke*, aparelho responsável por medir o deslocamento vertical como demonstrado na figura 3.11, também para auxiliar nas leituras dos deslocamentos verticais.

Figura 3.10 - Vista lateral do estribo W com adição de ganchos projetada



Figura 3.11 - Yoke posicionado



3.1.9.2 Monitoramento do concreto

Para a verificação das deformações do concreto, foi utilizado um extensômetro elétrico de resistência (EER) da marca Excel, representado na figura 3.12. O posicionamento foi realizado na face superior das 5 vigas de concreto. Devido a aplicação de carga ser localizada no centro, em virtude de ser adotado um sistema de ensaio de três pontos, não foi possível posicionar o extensômetro no centro da viga local em que as deformações seriam máximas. Portanto ele sofreu um pequeno deslocamento como mostra a figura 3.13.

Figura 3.12 - Extensômetro de concreto utilizado

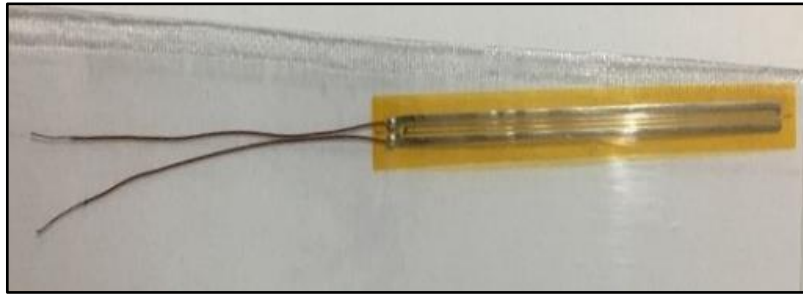
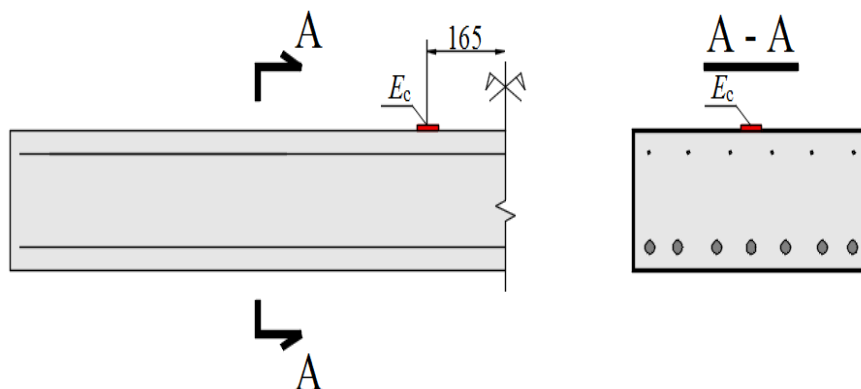


Figura 3.13 - Local de posicionamento do extensômetro nas vigas.



3.1.9.3 Armadura de flexão

Nas armaduras de flexão foram fixados dois Extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca excel, posicionados em cada barra central da armadura de tração, como é possível identificar na figura 3.14. Responsável por medir as deformações, pois é nesse ponto que irá surgir a média das deformações. Devido a adaptação feita com o extensômetro do concreto, foi adotado um alinhamento padrão que irá facilitar a análise em um mesmo ponto. A figura 3.15 mostra os extensômetros executados.

Figura 3.14 - Posicionamento do extensômetro na barra de flexão.

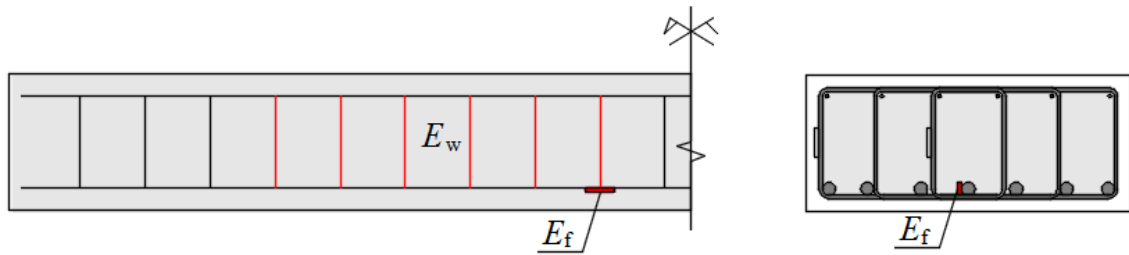


Figura 3.15 - Extensômetros executados e fixados.



3.1.9.4 Armadura de cisalhamento

Nas armaduras de cisalhamento foram fixados dois extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca excel posicionados em cada barra monitorada. Optou-se por monitorar as armaduras que compõem o vão de cisalhamento efetivo das vigas. O lado escolhido para o posicionamento dos EER foi de acordo com o estribo do estudo, para facilitar o monitoramento.

3.1.9.5 Viga C-3.5-0.24

A viga composta por estribos convencionais foi instrumentada de acordo com a figura 3.16 e para a análise de deformações efetivas foram selecionadas 6 linhas de estribos localizadas no vão de cisalhamento. Em cada camada foi instrumentada a barra da extremidade esquerda da seção, objetivando uma comparação com as vigas do grupo “W”, uma vez que essas vigas só possuem pernas verticais nas extremidades (com exceção de uma das camadas centrais em foram instrumentadas duas barras). Conforme mostra a Figura 3.17 Essa instrumentação foi

adotada de forma que possibilitasse comparar os níveis de deformação em uma barra da extremidade e uma central, adotando-se a barra com maior probabilidade de ser solicitada, devido aos mecanismos de transferência apresentados anteriormente.

Figura 3.16 - Vista lateral da viga C-3.5-0.24 instrumentada.

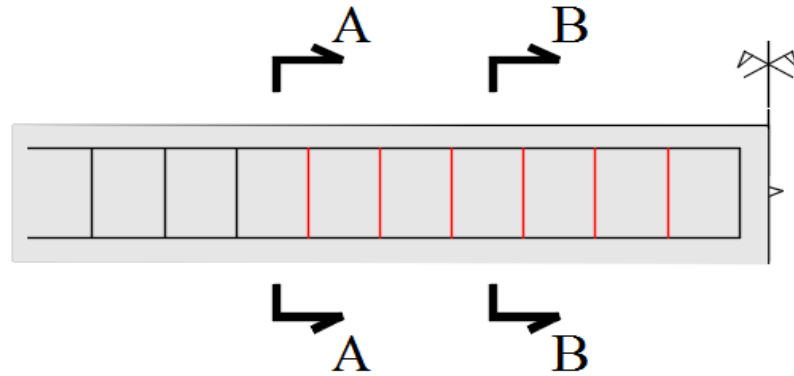
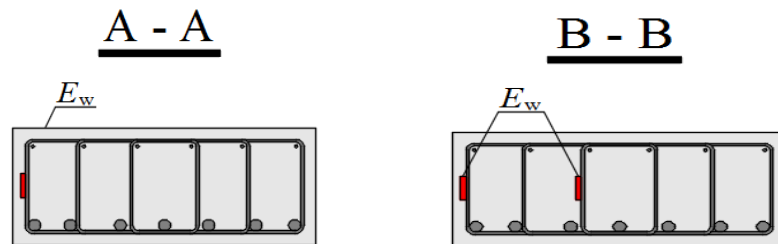


Figura 3.17 - Seção transversal da viga C-3.5-0.24 instrumentada.



3.1.9.6 Viga S-3.5-0.24

A viga composta por conectores de aço *stud rail*, foi instrumentada de acordo com a figura 3.18. Para a análise de deformações efetivas foram selecionadas 5 barras das 8 presentes, sendo essas as mais solicitadas ao cisalhamento como mostra a figura 3.19. Nas camadas monitoradas adotou-se os *studs* da extremidade esquerda da seção transversal para fixar os EER, sendo que na camada do meio foram instrumentados dois *studs*.

Figura 3.18 - Vista lateral da viga S-3.5-0.24 instrumentada

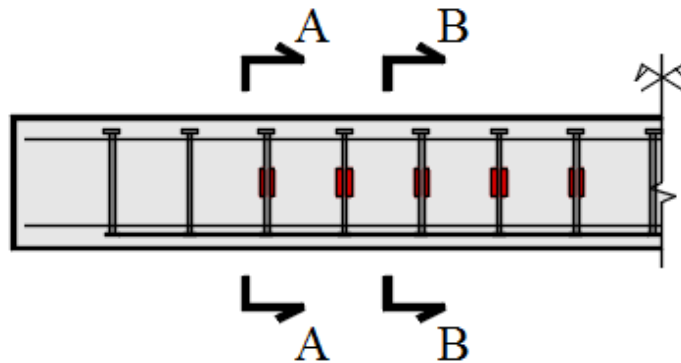
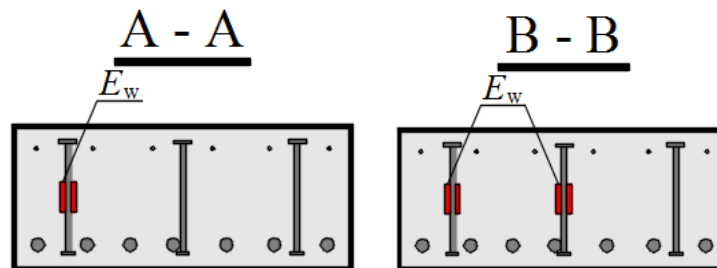


Figura 3.19 - Seção transversal da viga S-3.5-0.24 ilustrando posicionamento dos extensômetros



3.1.9.7 Viga W-3.5-0.25 e Wd-3.5-0.25

As vigas compostas por estribos W foram instrumentadas de acordo com as figuras 3.20 e são similares à viga instrumentada com estribo convencional. Também foram instrumentadas 6 barras por camada, com exceção de algumas camadas selecionadas para se monitorar duas barras, sendo uma a de extremidade e outra uma barra central, nesse caso inclinada, de forma que possibilitasse analisar a diferença nas deformações de uma barra vertical e outra inclinada, conforme mostra a figura 3.21.

Figura 3.20 - Vista lateral da viga W-3.5-0.25 e Wd-3.5-0.25 instrumentada

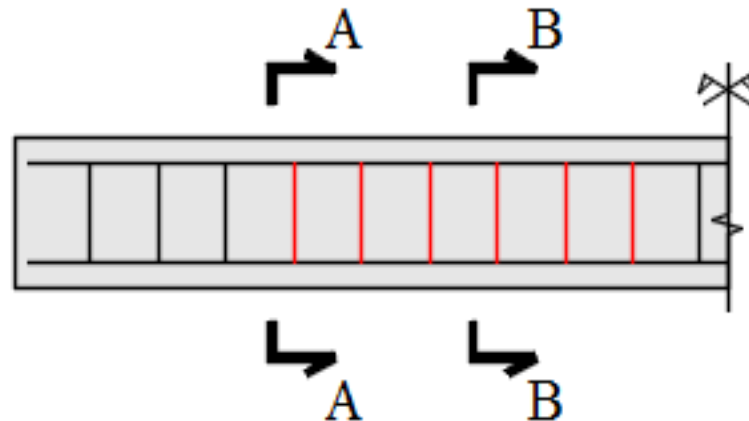
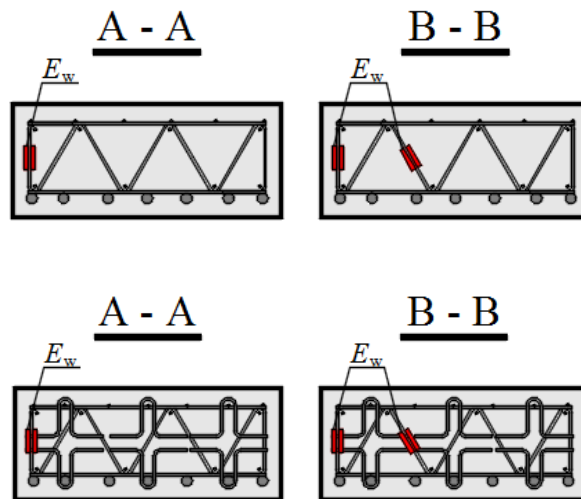


Figura 3.21 - Seção transversal da viga W-3.5-0.25 e Wd-3.5-0.25 instrumentada



3.2 SISTEMAS DE ENSAIO DAS VIGAS

As vigas testadas tinham seção transversal retangular de 500 x 210 mm e comprimento total de 2050 mm. Devido ao comprimento das vigas serem superiores ao comprimento da prensa, foram realizadas algumas adaptações para a realização dos ensaios, como a utilização de três chapas de aço que possuem um comprimento de 1700 mm. Porém para certificar que as mesmas não influenciariam nos resultados dos ensaios foram carregadas 50 toneladas diretamente nas três chapas, valor esse dimensionado como estimativa de ruptura das vigas de concreto e observou-se que os valores de deslocamento das chapas eram mínimos tornando viável a utilização das chapas.

Para a aplicação da carga utilizou-se um perfil duplo “I” com largura de 160 mm, para evitar uma ruptura localizada no ponto de aplicação da carga, e com isso para garantir a dimensão idealizada para o vão de cisalhamento, dando altura para o sistema de ensaio. Outros dois perfis metálicos também foram utilizados nos apoios para garantir altura ao sistema de ensaio, sendo apoiadas sobre eles chapas metálicas com 150 mm de largura, uma com um rolete sem restrição ao deslocamento horizontal e outra com restrição, simulando um apoio de primeiro e segundo gênero respectivamente, e sobre os roletes outra chapa, para evitar o esmagamento localizado, como demonstrado na figura 3.22 e 3.23.

Figura 3.22 - Esquema do sistema de ensaio.

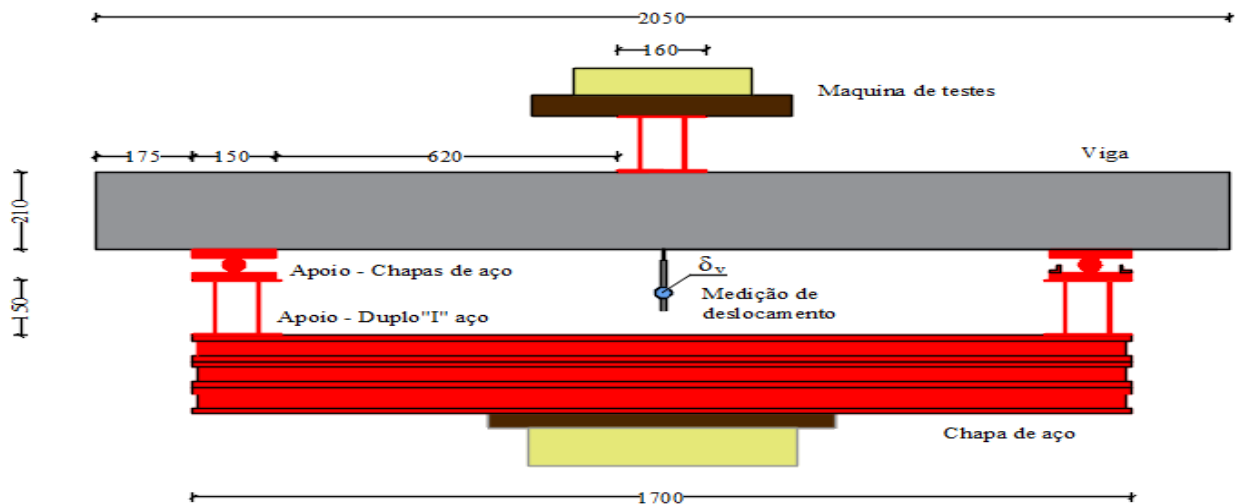


Figura 3.23 - Sistema de ensaio montado



3.3 PROCESSO EXECUTIVO

O processo executivo é uma importante fase do estudo, pois nele será aplicado tudo que foi proposto em teoria para ser executado e testado para análise de um real funcionamento. Essa etapa é dividida nas fases: montagem de formas, montagem de armadura, concretagem, adensamento, cura e desforma.

3.3.1 Montagem das formas

Foram utilizadas na confecção das vigas formas de madeirite plastificado e o compensado, com espessura de 15 mm e 12 mm respectivamente, que receberam a aplicação de duas camadas de óleo de linhaça como desmoldante para facilitar a desforma das peças após a concretagem. Após essa etapa foram inseridas as armaduras nas formas, já instrumentadas e com os espaçadores conectados, respeitando o espaçamento mínimo exigido por norma que é de 25mm segundo a NBR 6118 (2014). A figura 3.24 a seguir mostra as formas montadas.

Figura 3.24 - Forma de compensado plastificado



3.3.2 Montagem das armaduras

Para a montagem das armaduras foram adquiridas barras de vergalhões com as bitolas dimensionadas para o seguinte estudo e o processo de corte e montagem foi realizado no Laboratório de engenharia civil (LEC). A figura 3.25 mostra as 5 armaduras já prontas.

Figura 3.25 - Armaduras montadas

3.3.3 Concretagem

O concreto utilizado para moldagem de todas as vigas foi fornecido pela empresa Concrenorte S.A. Foi necessário aproximadamente 1,5 m³ para moldagem das peças e corpos de prova. O cimento utilizado foi o CP-II-Z 32 (cimento Portland com adição pozolânica) da marca Açai. Como agregado graúdo utilizou-se seixo e agregado miúdo areia, ambos os agregados provenientes de jazidas localizadas aos arredores do município de Tucuruí-PA.

Com a chegada do concreto foi realizado o *slumptest*, para determinar a consistência do concreto. Neste ensaio, colocou-se uma massa de concreto dentro de uma forma tronco-cônica, em três camadas igualmente adensadas, cada uma com 25 golpes, atingindo uma altura de 14 cm, como mostra a figura 3.26.

Figura 3.26 - Slump test

A concretagem foi auxiliada por um caminhão-betoneira através de uma calha e o lançamento foi realizado diretamente nas vigas, com pausas para o adensamento. Em locais que a calha não alcançou as vigas, o concreto foi lançado com o auxílio de um carrinho de mão. Como mostra a figura 3.27.

Figura 3.27 - Lançamento do concreto

3.3.4 Adensamento das vigas e corpos-de-prova

O adensamento foi realizado com o auxílio de dois vibradores seguindo a NBR 14931 (2004), que indica que durante e imediatamente após o lançamento, o concreto deve ser vibrado

ou apiloado de forma contínua e energicamente com equipamento adequado à sua consistência. O adensamento deve ser cuidadoso para que o concreto preencha todos os recantos das fôrmas e dos corpos-de-prova, como será mostrado nas figuras 3.28.

Figura 3.28 Adensamento do concreto e moldagem dos corpos de prova.



3.3.5 Cura

O processo de cura foi realizado com auxílio de papelões umedecidos, diariamente e durante sete dias, garantindo que a água que satura o concreto fresco permanecesse em seu interior, evitando tensões internas e consequentemente sua fissuração, como ilustra a Figura 3.29. Os corpos-de-prova foram submetidos a esse mesmo processo de cura, com o intuito de simular a realidade das vigas. Passados 28 dias da concretagem, as vigas foram desformadas e transportadas.

Figura 3.29 - Cura do concreto



3.3.6 Processo de desforma

É o processo de retirada da estrutura em madeira, responsável por conter o concreto e dar a forma desejada para qual a mesma foi montada. A retirada da forma aconteceu aos 28 dias e foi uma etapa rápida, pois foi aplicado desmoldante na mesma, facilitando o processo.

3.3.7 Resistência a compressão e tração

Para os ensaios de resistência à compressão foi utilizado como referência a NBR 5739 (2007) e tração a NBR 7222 (2011), foram moldados seis corpos de prova de diâmetro 100x200 mm, três para o ensaio de resistência à compressão e três para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral. E mais três corpos de prova de 150x300 mm, utilizados para os ensaios de módulo de elasticidade baseados na NBR 8522 (2008), como ilustrado na figura 3.30:

Figura 3.30 - Corpos de prova moldados



Os ensaios de resistência à compressão e tração por compressão diametral foram realizados na prensa hidráulica pertencente ao LEC, seguindo as recomendações normativas NBR 5739 (2007) como mostrado na Figura 3.31.

Figura 3.31 - Ensaio de compressão e tração por compressão diametral



A tabela 3.2 irá demonstrar os valores médios das resistências encontradas nos seus respectivos ensaios:

Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de compressão e tração

Compressão		Tração	
CP-C1 (Mpa)	24	CP-T1 (Mpa)	4
CP-C2 (Mpa)	23	CP-T2 (Mpa)	4
CP-C3 (Mpa)	21	CP-T3 (Mpa)	3
Média (Mpa)	22	Média (Mpa)	3

3.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

O módulo de elasticidade do concreto foi obtido pelo no qual o corpo-de-prova é submetido a um carregamento crescente preestabelecido em função da resistência à compressão do concreto, previamente medida, e sua deformação é lida por meio de um extensômetros fixados em sua face. O procedimento é uma simulação de uma estrutura em seu primeiro carregamento e o valor do módulo de elasticidade, em GPa, é determinado conforme a equação 3.32 a seguir:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b^{-0,5}}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3} \quad (3.1)$$

Onde:

σ_b é a tensão maior, em MPa ($0,3f_{ck}$); ou outra tensão especificada em projeto;

0,5 é a tensão básica (MPa);

ϵ_b é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão maior;

ϵ_a é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão básica.

Figura 3.32 - Ensaio do módulo de elasticidade



A norma indica que só devem ser considerados validos resultados de corpos-de-prova em que a sua resistência efetiva não sofra uma variação de resistência de mais de 20 % da resistência à compressão prevista. Sendo assim, apenas dois corpos-de-prova dos três que foram moldados serão utilizados, como mostra a tabela 3.3:

Tabela 3.3 - Resultado de ensaio de módulo de elasticidade.

Amostras	Módulo de elasticidade
CP - C1 (Mpa)	20,85
CP - C2 (Mpa)	19,59
Média (Mpa)	20.22

3.5 AÇO

As armaduras das vigas são compostas tanto por aço CA 50, que são as barras de Ø 8 mm e Ø 20 mm, quanto por aço CA 60, que é a barra de Ø 5 mm. Nas armaduras transversais, foram utilizadas diferentes bitolas. O estribo W e o convencional foram fabricados com barras de Ø 5mm e o *stud rail* com Ø 8 mm. Para confirmação das resistências dessas barras a tração foram realizados ensaios conforme a figura 3.39, monitorada com o auxílio de extensômetro e em conformidade com a NBR 6152 (2002). Os resultados serão apresentados na tabela 3.4 e

comprovados através dos gráficos 3.40, 3.41 e 3.43 que mostram a relação Tensão x Deformação das barras ensaiadas.

Figura 3.39 - Ensaio a tração do aço



Tabela 3.4 - Resultado dos ensaios das barras de aço e tração.

Diâmetro	Deformação Específica de Escoamento	Tensão de Escoamento (Mpa)
5.0	2,6	620
8.0	2,3	510
20.0	2,2	552

Figura 3.33 - Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 5,0 mm.

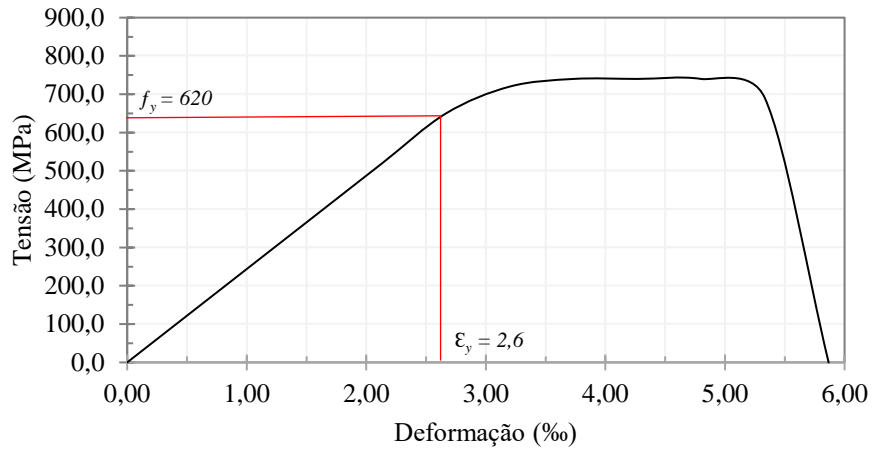


Figura 3.34 - Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 8,0 mm.

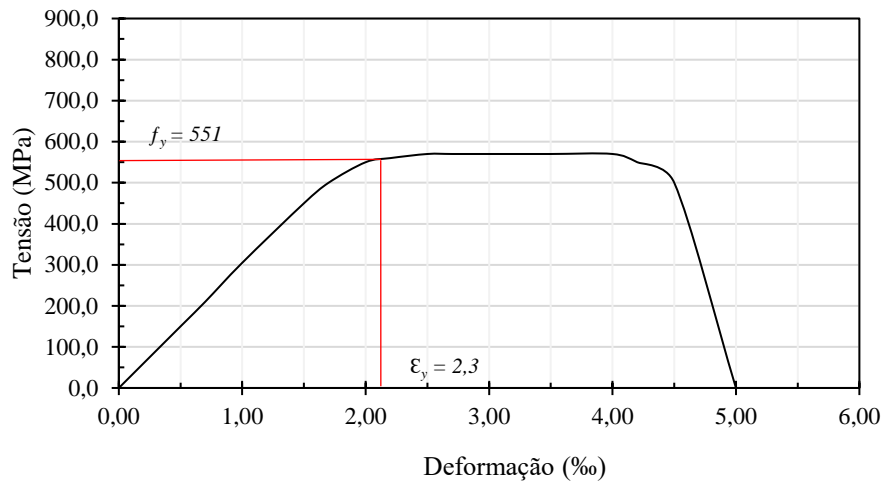
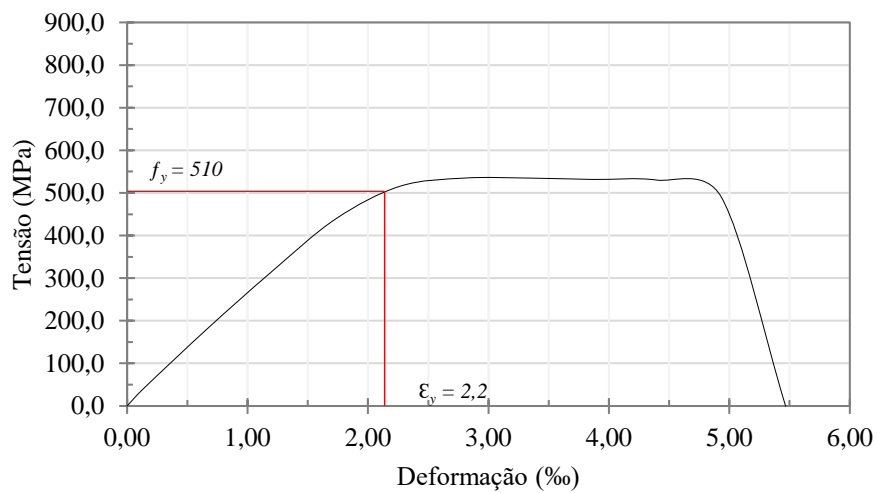


Figura 3.35 - Diagrama Tensão x Deformação Específica do aço de 20 mm.



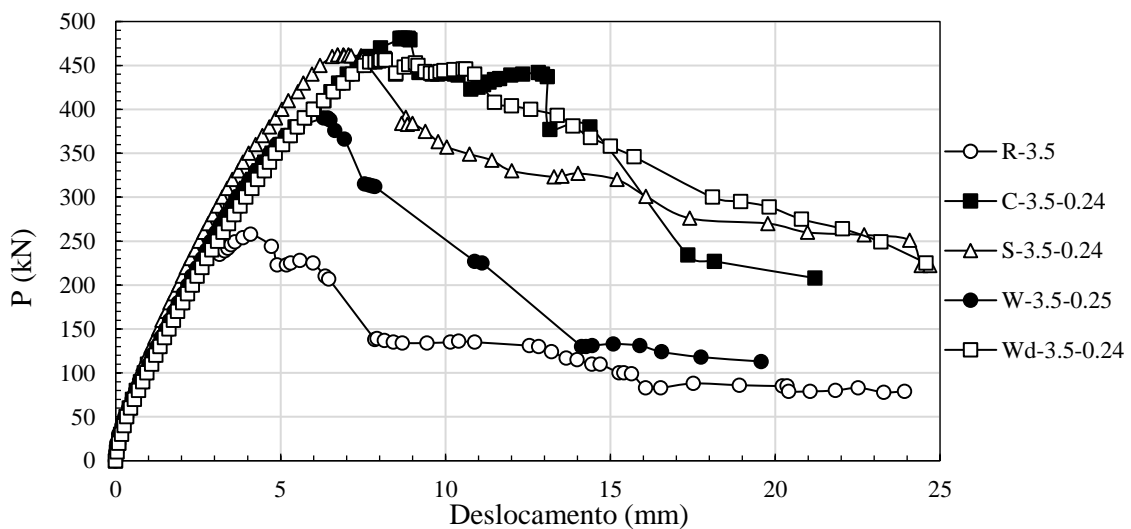
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados referentes as 05 vigas de concreto armado desta pesquisa, através da apresentação de gráficos, tabelas, figuras e uma breve discussão sobre os resultados obtidos. As análises serão realizadas acerca do: deslocamento; deformação na superfície do concreto, na armadura de flexão e na armadura de cisalhamento; mapa de fissuração; modo de ruptura; carga de ruptura e comparação com as normas.

4.1 DESLOCAMENTO VERTICAL

A leitura do deslocamento foi realizada até que as vigas atingissem o pós-pico, o que permitiu analisar se o comportamento das vigas seria dúctil ou frágil e a flecha máxima das peças. A Figura 4.1 ilustra as curvas de Carga x Deslocamento de todas as vigas ensaiadas.

Figura 4.1 - Carga x Deslocamento



Em geral todas as vigas obtiveram uma rigidez semelhante até atingirem as suas cargas máximas. A viga R-3.5 e a viga W-3.5-0.25, após atingirem a carga máxima sofreram uma perda de carga associada a pequenos deslocamentos, o que caracterizou um comportamento frágil enquanto as vigas C-3.5-0.24, S-3.5-0.24, Wd-3.5-0.25 após atingirem a carga máxima sofrem uma perda de carga associada a deslocamentos maiores quando comparados as outras vigas estudadas, caracterizando um comportamento mais dúctil, isto se deu pela utilização de estribos que permitiram o aumento da ductilidade das peças, não permitindo que estas atingissem a ruptura precoce. A viga R-3.5 não continha armadura de cisalhamento, o que

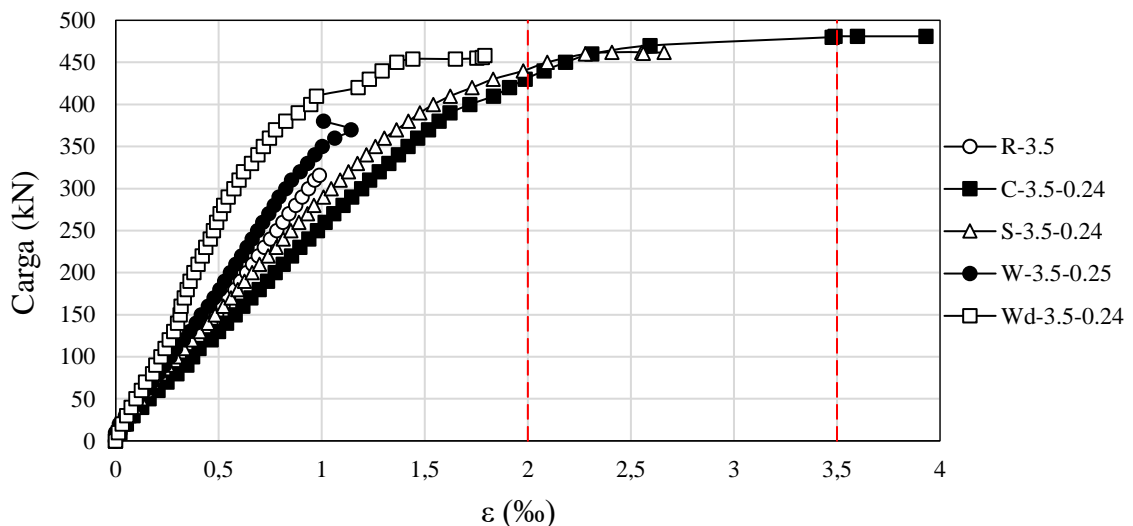
justificou seu comportamento, enquanto a viga W-3.5-0.25 mesmo contendo armadura transversal apresentou este comportamento devido a falha de ancoragem dos estribos.

4.2 DEFORMAÇÃO

4.2.1 Deformação na superfície do concreto

A Figura 4.2 mostra que as vigas tiveram um comportamento semelhante em resistir o carregamento aplicado, porém, a viga Wd-3.5-0.25 e W-3.5-0.25 apresentaram uma maior rigidez quando comparada as outras. As vigas R-3.5 e W-3.5-0.25 apresentaram deformações próximas, o mesmo ocorreu entre as vigas C-3.5-0.24 e S-3.5-0.24 com pequenas variações ao longo das curvas e alguns trechos apresentando sobreposição, atingindo a deformação última do concreto, que fica entre os limites de 2 e 3,5%.

Figura 4.2 -Carga x Deformação da superfície das vigas de concreto.

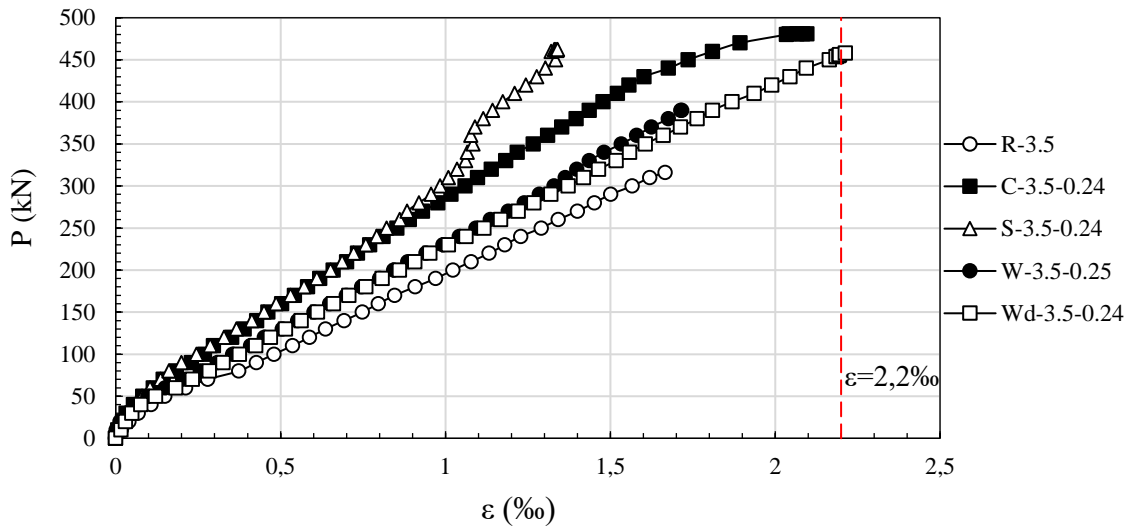


4.2.2 Deformação na armadura de flexão

Visualmente percebe-se na Figura 4.3 que as vigas no início do carregamento apresentam um comportamento semelhante, porém a medida que o carregamento aumentou as vigas C-3.5-0.24, S-3.5-0.24, W-3.5-0.25, Wd-3.5-0.25 passaram a apresentar uma rigidez maior que a viga R-3.5. Este comportamento provavelmente se deu pela presença da armadura transversal nas vigas. As curvas das vigas S-3.5-0.24 e C-3.5-0.24 apresentam sobreposição assim como as curvas das vigas W-3.5-0.25 e Wd-3.5-0.25. Porém a viga C-3.5-0.24 se aproximou do valor de escoamento obtido na caracterização do aço e a viga Wd-3.5-0.25

ultrapassou o valor de escoamento provavelmente porque os ganchos utilizados na armadura transversal auxiliaram a resistir os esforços de tração transmitindo para as barras da armadura longitudinal.

Figura 4.3 - Carga x Deformação da armadura longitudinal das vigas



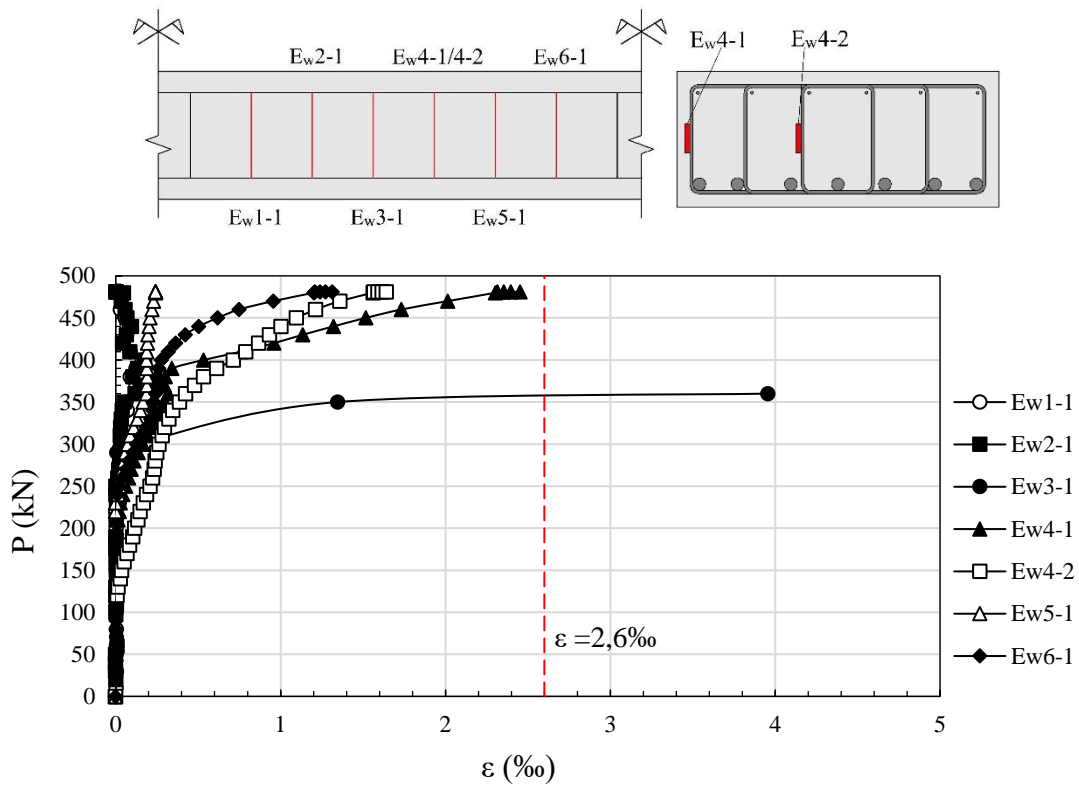
4.2.1 Deformação da armadura de cisalhamento

A Figura 4.4 mostra a Carga x Deformação dos estribos da viga C-3.5-0.24 e pode-se perceber que todos os estribos analisados apresentaram rigidez semelhante, ocorrendo até sobreposição das curvas. Os estribos, porém, passaram a apresentar uma maior deformação à medida que o carregamento aumentava, pois, a viga iniciou sua fissuração e os estribos começaram a ser solicitados.

O estribo E_w3-1 , provavelmente por estar entre o apoio e o ponto de aplicação de carga recebe maior sollicitação que os demais, já que as fissuras de cisalhamento se iniciam na alma da viga, e após os 300kN a barra passou a apresentar maior deformação em relação aos outros estribos analisados, atingindo o valor de escoamento do aço aproximadamente em 350kN.

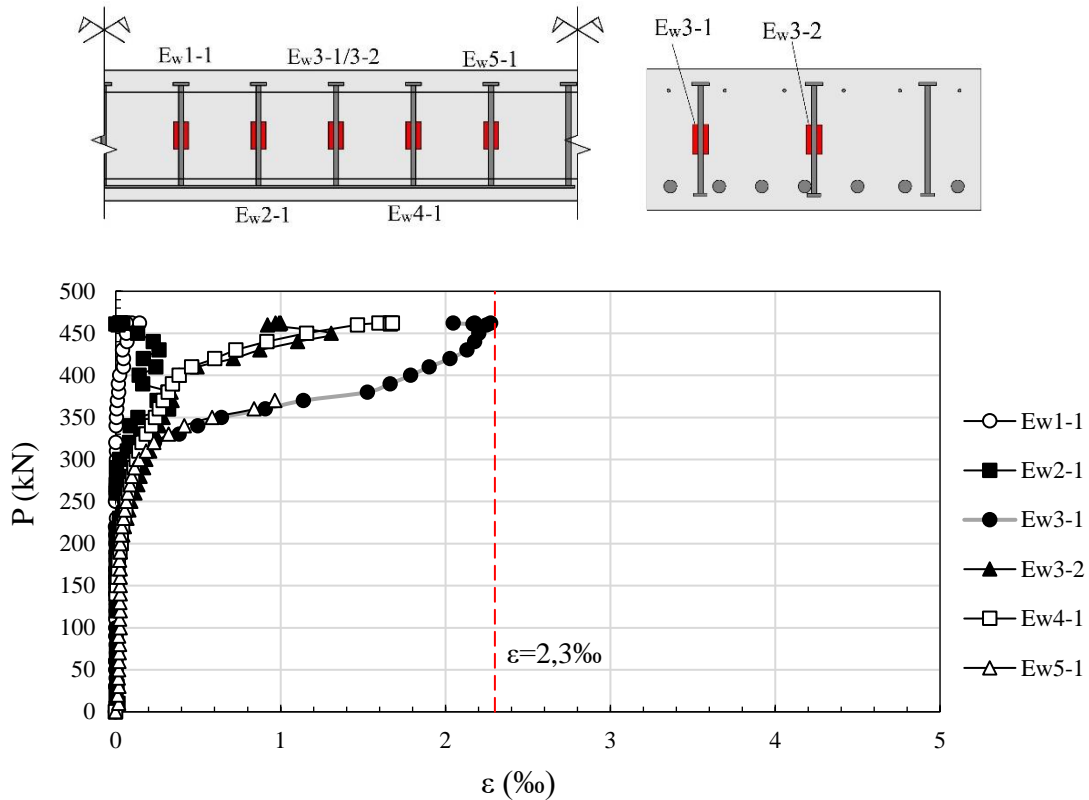
O estribo E_w4-1 também foi bastante sollicitado aproximando-se do escoamento da barra, porém obteve maior resistência que o E_w3-1 mesmo encontrando-se entre o apoio e o ponto de aplicação de carga. Nota-se que os estribos E_w2-1 e E_w5-1 apresentaram maior rigidez que os demais estribos e baixa deformação das barras, possivelmente por atender o princípio de bielas e tirantes, no qual os estribos por encontrarem-se na extremidade não foram tão sollicitados como os que se encontram no meio do vão.

Figura 4.4 - Carga x Deformação estribos da viga C-3.5-0.24



Os *studs* da viga S-3.5-0.24 apresentaram grande semelhança nas curvas sobrepondo-se aproximadamente até 300kN, passando a apresentar diferentes deformações à medida que o carregamento foi aumentando conforme apresentado na Figura 4.5. Identifica-se que o *stud* E_w3-1 aproximou-se bastante do valor de escoamento encontrado na caracterização do aço em laboratório. Presumisse que por se encontrar entre o apoio e o ponto de aplicação de carga na viga o *stud* E_w3-1 sofreu maior sollicitação, assim como os *studs* E_w3-2 e E_w4-1 que após 400kN de carregamento passaram a sofrer deformações maiores com menor variação de carga, comparada aos *studs* E_w1-1 e E_w2-1.

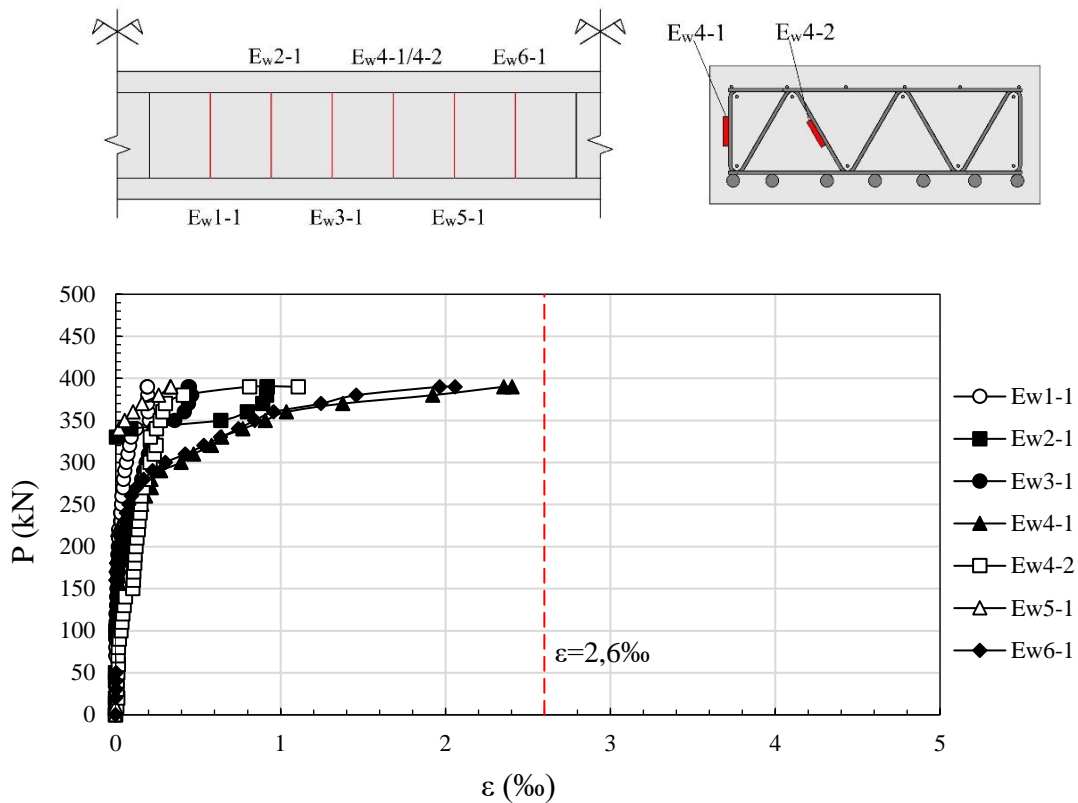
Figura 4.5 - Carga x Deformação dos estribos da viga S-3.5-0.24



A deformação da armadura interna utilizada na viga W-3.5-0.25 é ilustrada na Figura 4.6, é possível notar que as curvas dos estribos se sobrepõem até 200kN, após este nível de carregamento os estribos passaram a apresentar diferentes deformações. Percebe-se que os estribos E_w4-1 e E_w6-1 aproximaram-se do valor de escoamento do aço, sendo mais solicitados.

Os estribos E_w1-1, E_w2-1, E_w3-1, E_w4-2, E_w5-1 não chegaram a deformar como os outros, apresentando bom comportamento, entretanto, a possível causa destes estribos não deformarem como o previsto decorreu de uma possível falha na ancoragem dos estribos W, não ocorrendo uma transmissão de esforços efetiva da armadura de cisalhamento para a armadura de flexão, já que nenhum dos estribos atingiram o valor de escoamento e a viga não atingiu os resultados esperados até sua falha.

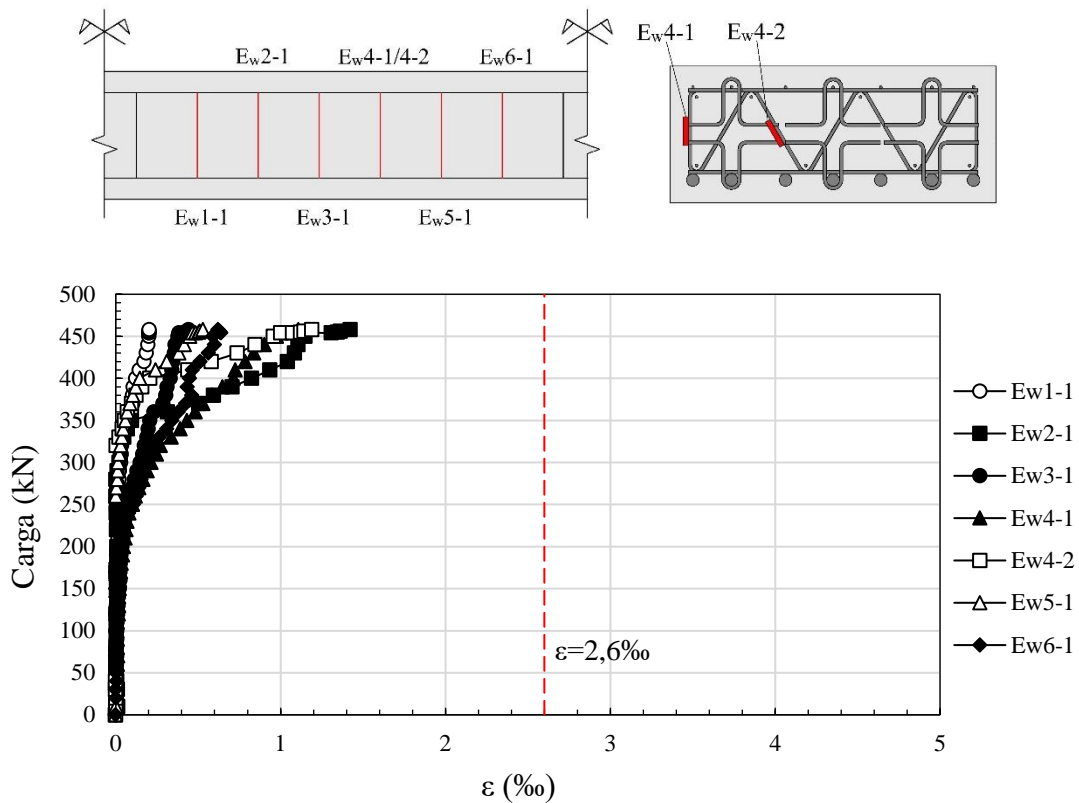
Figura 4.6 - Carga x Deformação dos estribos da viga W-3.5-0.25



A figura 4.7 ilustra o gráfico de Carga x Deformação dos estribos da viga Wd-3.5-0.25, observou-se que todos os estribos tiveram comportamento semelhante, onde nenhum aproximou-se do valor de escoamento da barra de aço utilizada na pesquisa. Percebe-se que os estribos E_w2-1, E_w4-1, E_w4-2, localizados entre o apoio e o ponto de aplicação de carga sofreram maior sollicitação apresentando maior deformação em relação aos outros estribos, provavelmente pelo surgimento de fissuras de cisalhamento. O estribo E_w3-1 não apresentou deformação semelhante aos E_w2-1, E_w4-1 e E_w4-2, possivelmente pelo funcionamento do mecanismo de bielas e tirantes no qual a fissura de cisalhamento não *cortou* o estribo E_w3-1 sofrendo baixo carregamento.

Não foi atingido o escoamento dos estribos pois a viga Wd-3.5-0.25 mesmo apresentando fissurações de cisalhamento, alcançou a sua falha por esmagamento do concreto, falhando antes da abertura e rompimento dos estribos estudados. Isso ocorreu provavelmente devido a utilização de ganchos na armadura de cisalhamento para auxiliar na ancoragem dos estribos, estes ganchos de acordo com os resultados, realizaram a transferência do carregamento dos estribos para a armadura de flexão.

Figura 4.7 - Carga x Deformação dos estribos da viga Wd-3.5-0.25



De acordo com as figuras dos gráficos de Carga x Deslocamento dos estribos analisados das 05 vigas ensaiadas, ao realizar uma comparação entre os resultados de cada viga, identifica-se que as vigas C-3.5-0.24 e S-3.5-0.24 apresentaram rigidez semelhante até o carregamento de 300kN, após este carregamento os estribos das vigas passaram a apresentar maiores deformações, entretanto a viga C-3.5-0.24 desenvolveu maior resistência ao carregamento aplicado em comparação as outras 03 vigas com armadura transversal analisada, onde somente um de seus estribos, o E_w3-1 atingiu o valor de escoamento, sendo que os outros estribos resistiram à medida que a viga sofreu carregamento.

A viga W-3-5-0.25 não apresentou resultados satisfatórios pois necessitou de uma ancoragem mais eficiente para garantir a transferência dos esforços para as barras de flexão, assim como a viga Wd-3.5-0.25 que por possuir ganchos associados a armadura transversal realizou uma ancoragem eficiente garantindo a transferência para as barras da armadura longitudinal.

4.3 MODO DE RUPTURA

As vigas apresentaram um modo de ruptura semelhante quanto ao deslocamento do concreto, porém, cada viga apresentou uma peculiaridade na sua ruptura. A viga R-3.5 rompeu por cisalhamento por falta de armadura de cisalhamento no concreto. A viga C-3.5-0.24 não escoou a armadura de flexão, ocorrendo deslocamento do concreto na parte superior, rompendo por cisalhamento por cortante-flexão, explicando assim o deslocamento do concreto, uma vez que a fissura atingiu o banzo comprimido da viga gerando um acréscimo de tensões esmagando o concreto. A terceira viga S-3.5-0.24 mostrou um comportamento similar a viga C-3.5-0.24, com resistência ao carregamento semelhante verificou-se o deslocamento do concreto e sua ruptura também ocorreu por cortante-flexão, entretanto a viga apresentou maior fissuração e controle dessas fissuras pela armadura transversal.

A viga W-3.5-0.25 apresentou ruptura por cortante-tração, a ruptura da viga ocorreu por falha na ancoragem dos estribos fazendo com que o concreto rompesse por cisalhamento uma vez que perdeu a contribuição da armadura transversal, a ruptura foi prematura pois com a falha de ancoragem ocorreu o efeito de delaminação. A viga Wd-3.5-0.25 apresentou cisalhamento porém não falhou por cortante uma vez que a armadura de flexão atingiu o escoamento devido a transmissão dos carregamentos transversais pelos ganchos para as barras longitudinais, não ocorreu o efeito de delaminação uma vez que os ganchos realizaram a ancoragem dos estribos, o esmagamento do concreto também foi verificado.

Tabela 4.1 - Modo de ruptura por viga

VIGA	P_u (kN)	MODO DE RUPTURA
R-3.5	310	Cisalhamento.
C-3.5-0.24	480	Desplacamento do concreto com ruptura cortante-flexão e esmagamento do concreto.
S-3.5-0.24	460	
W-3.5-0.25	390	Esmagamento do concreto e efeito de delaminação.
Wd-3.5-0.25	450	Desplacamento do concreto, esmagamento do concreto e cisalhamento.

4.4 MAPA DE FISSURAÇÃO

Durante o ensaio das vigas à medida que se aplicou o carregamento percebeu-se que começaram a surgir aberturas nas vigas, estas fissuras foram marcadas com auxílio de um pincel

atômico. Para identificação das fissuras foi utilizado lanternas para iluminar a face lateral das vigas, a fissura identificada, utilizava-se o pincel atômico para marcar uma linha até o final da fissura e anotava-se o carregamento em que a fissura foi avistada ao lado da linha desenhada.

Ressalta-se que as vigas foram dimensionadas para que suas rupturas ocorressem por cisalhamento e resistisse a flexão. Todas as vigas apresentavam semelhantes taxas de armaduras com exceção da viga de referência que não continha armadura transversal. Durante o ensaio das 05 vigas notou-se que inicialmente surgiram fissuras de flexão no centro do vão das vigas, à medida que o carregamento aumentava surgiam novas fissuras de flexão e as existentes alongavam-se, fazendo com que a linha neutra da viga fosse deslocada. As fissuras de cisalhamento surgiam no meio do vão entre o apoio e o ponto de aplicação de carga e enquanto que as vigas eram mais solicitadas as fissuras ocasionadas pelo cisalhamento encaminhavam-se para os apoios e o ponto de aplicação de carga.

As vigas mesmo apresentando taxa de armadura de cisalhamento semelhantes, seus comportamentos foram bem distintos, onde as vigas S-3.5-0.24, Wd-3.5-0.25, mesmo não suportando carregamento similar ao da viga C-3.5-0.24, apresentaram um bom comportamento para resistir as fissuras de cisalhamento, enquanto a viga C-3.5-0.24 demonstrou uma falha mais brusca por cisalhamento quando comparada as outras duas. A viga W-3.5-0.25 como comentado anteriormente mostrou comportamento mais distinto que as outras, a qual não se aproximou do valor calculado e apresentou o efeito de delaminação. A seguir, as Figuras 4.8 a 4.12 mostram as configurações finais de fissuração das vigas ensaiadas.

Figura 4.8 - Mapa da fissuração da viga R-3.5



Figura 4.9 - Mapa da fissuração da viga C-3.5-0.24



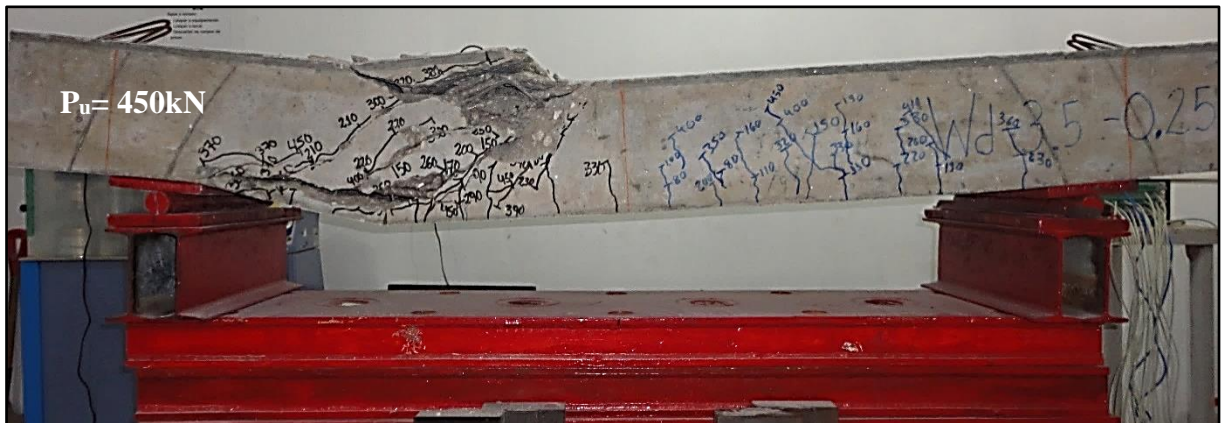
Figura 4.10 - Mapa de fissuração da viga S-3.5-0.24



Figura 4.11 - Mapa de fissuração da viga W-3.5-0.25



Figura 4.12 - Mapa de fissuração da viga Wd-3.5-0.25



4.5 CARGA DE RUPTURA E COMPARAÇÃO COM AS NORMAS

A carga de ruptura de cada uma das 5 vigas analisadas neste trabalho foi estimada em três diferentes normas. Realizados os ensaios, os valores foram comparados com os obtidos conforme a Tabela 4.2. A tabela também relaciona as médias dos resultados de cada norma onde se percebe que o Eurocode 2 (2004) apesar de apresentar valores que vão contra a segurança nas vigas S-3.5-0.24, W-3.5-0.25, Wd-3.5-0.25, apresentou uma média mais próxima de 1, que é o valor ótimo, em comparação com as demais recomendações e um baixo coeficiente de variação, enquanto a ACI se apresentou como uma norma conservadora com valores de média maiores que 1. Com os resultados obtidos nota-se que é possível realizar o dimensionamento de estribos tipo W e W com gancho de acordo com as recomendações normativas, já que todas as médias ficaram próximas do valor ótimo 1. Ressaltando que os valores de média da viga W-3.5-0.25 foram baixos devido a delaminação que ocorreu durante o ensaio.

Tabela 4.2 - Valores de carga de ruptura comparados entre as normas.

VIGAS	P _{test} (kN)	P _{flex} (kN)	P _{test} /P _{NBR I} (kN)	P _{test} /P _{NBR II} (kN)	P _{test} /P _{ACI} (kN)	P _{test} /P _{EC2} (kN)
R-3.5	316	474,34	1,77	1,87	2,21	1,40
C-3.5-0.24	481	474,34	1,30	1,11	1,50	1,02
S-3.5-0.24	462	466,69	1,22	1,04	1,40	0,95
W-3.5-0.25	390	466,69	1,04	0,89	1,20	0,80
Wd-3.5-0.25	458	466,69	1,22	1,05	1,41	0,94
MÉDIA			1,31	1,19	1,54	1,02
COV			21%	32%	25%	22%

5 CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÃO

Entender como um elemento estrutural resiste aos esforços cisalhantes, seu modo de fissuração e de ruptura é de extrema importância para a garantia de segurança em uma estrutura em concreto armado, funcionalidade ductilidade e conforto aos usuários. O estudo experimental realizado permitiu a compreensão dos diferentes modos de ruptura, deformações do concreto e das armaduras empregadas, antes e depois da ruptura do elemento estrutural. É possível afirmar que os objetivos foram atingidos e os resultados revelaram-se satisfatórios e favoráveis à análise de alternativa de utilização de outros tipos de armadura transversal.

Em relação ao deslocamento as vigas com armadura transversal obtiveram uma rigidez semelhante até atingirem suas cargas máximas, destacando a viga W-3.5-0.25 que apresentou um comportamento inferior as outras vigas devido a falha de ancoragem da armadura interna de cisalhamento, uma vez que os estribos além de somarem resistência a peça para resistir os esforços de cisalhamento, estes contribuem para auxiliar na distribuição de tensões no concreto não permitindo que ocorra a ruptura da peça prematuramente. Porém, a viga Wd-3.5-0.25 devido a utilização de ganchos permitiu esta distribuição de tensões na viga, apresentando uma boa resistência e valores próximos da viga com estribo convencional C-3.5-0.24 e da viga com *stud* S-3.5-0.24.

Para as deformações das armaduras de flexão as vigas apresentaram uma rigidez semelhante, onde a viga S-3.5-0.24 obteve maior rigidez que as demais vigas devido à baixa deformação das barras, as vigas C-3.5-0.24 se aproximou do valor de escoamento, a viga Wd-3.5-0.25 ultrapassou o valor de escoamento da barra de aço de 2,2%.

Os diferentes tipos de armadura de cisalhamento contribuíram para a ocorrência de modos de ruptura distintos. Constatou-se que a viga estribo Wd-3.5-0.25 apresentou resultados satisfatórios, em resistência aos esforços de flexão, de cisalhamento e o efeito de delaminação, diferenciando-se da viga W-3.5-0.25, devido a utilização dos ganchos garantindo a ancoragem necessária para que a armadura transversal possa resistir as solicitações, resistindo as fissuras de cisalhamento que surgiam na viga uma vez que os estribos não apresentaram grandes deformações quando comparados ao da viga C-3.5-0.24.

Os resultados apresentados indicam um desempenho significativo de vigas armadas com armadura transversal internas, em relação às vigas com armadura de cisalhamento convencional externa, porém para que a armadura transversal tenha um bom comportamento se faz necessário da utilização de ganchos para que ocorra uma ancoragem adequada da armadura. Surge oportunidades de realização de maiores estudos na área, pois os estribos internos apresentam a agilidade e praticidade na montagem de armaduras.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com a realização desse estudo de pesquisa voltada para o cisalhamento e com aquisição de análises positivas, esse trabalho visa encorajar novas linhas de pesquisas sobre o mesmo tema. Algumas sugestões são:

- Analisar a utilização do estribo W com ganchos em lajes lisas que sofrem com efeitos de punção;
- Confeccionar a armadura da viga completa com estribo W e conectores de aço stud rail, variando os espaçamentos da armadura.
- Análise em vigas maiores, alterando a relação a/d ;
- Analisar computacionalmente as vigas estudadas;
- Analisar a viabilidade de industrialização do estribo W ;
- Alterar a quantidade de ganchos nos estribos W .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318 (2014). **Building Code Requirements for Structural Concrete**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ACI 440.2R (2008). **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS NBR 6118 (2014). **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro.

BASTOS, P. S. D. S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. [S.l.]: UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA, 2015.

BRUGGELING, A. S. G. (1976). **Het gedrag van betonconstructies Delen A-B-C**. Delft: Stichting Professor Bakkerfonds.

CALDENTEY et al. (2013). **Influence of Stirrup Detailing on Punching Shear Strength of Flat Slabs**. Engineering Structures. Vol. 49, pp. 855-865.

CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. D. F. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CORTE, W. D.; BOEL, V. (2013). **Effectiveness of Spirally Shaped Stirrups in Reinforced Concrete Beams**. Engineering Structures. Vol. 52, pp. 667-675.

EN 1992-1-1 (2004). Eurocode 2: **Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium.

FERREIRA et al. (2016). **One-Way Shear Resistance of RC Members with Unconnected Stirrups**. Latin American Journal of Solids and Structures. Vol. 13, pp. 2670-2690.

FILHO, A. C. **Detalhamento de Estrutura de Concreto pelo Método as Bielas e dos Tirantes**. [S.l.]: [s.n.], 1996.

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

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. São Paulo: PINI, 2008.

GOMES, R. B. e ANDRADE, M. A. S. (2000). **Does a punching shear reinforcement need to embrace a flexural reinforcement of a RC flat slab? International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs**, KTH Stockholm, June, Proceedings pp.109-117.

KANI, G.N. (1966). **Basic Facts Concerning Shear Failure**. *ACI Journal*. Vol. 63, No.2, pp. 675-691.

LEONHARDT, F. (1978). **Vorlesungen über Massivbau**. New-York: SpringerVerlag.

LEONHARDT, F. WALTHER, R. (1962). **Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung**. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*;151:183.

LUBELL et al. (2009). **Headed Shear Reinforcement Assemblies for One-Way Shear**. *ACI Structural Journal*. Vol. 106, No. 6, pp. 878-886.

MÖRSCH, E. (1908). **Reinforced Concrete Construction, Theory and Application**. 3rd ed. Verlag von Konrad Wittwer, 376 p.

REGAN, P. E. (2000). **Shear Reinforcement of Flat Slabs**, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings, TRITA-BKN, Bulletin 57, pp. 99-107.

REGAN, P. E. e SAMADIAN, F. (2001). **Shear Reinforcement against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs**. *The Structural Engineer*, Vol. 79, No. 10, pp. 24-31.

RITTER, W. (1899). **The Hennebique Construction Method**. *Schweizerische Bauzeitung*, XXXIII, No. 7, pp. 41-61.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. L. (2011). **Influence of Aggregate Fracture on Shear Transfer through Cracks in Reinforced Concrete**. Magazine of Concrete Research. Vol. 63, No. 2, pp. 119-137.

SANTOS, D. D.; GIONGO, J. S. **Análise de Vigas de Concreto Armado Utilizando Modelos de Bielas e Tirantes**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

SOLTANI et al. (2016). **Stud Rail Systems as Shear Reinforcement in Beams and One-Way Slabs**. ACI Structural Journal. Vol. 113, No. 3, pp. 587-594.

SOUZA, R. A. D. **Concreto Estrutural: Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. São Paulo: [s.n.], 2004.

TRAUTWEIN et al. (2011). **Punching Strength of Flat Slabs with Unbraced Shear Reinforcement**. ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 2, pp. 197-205.

WALRAVEN, J. C. (1980). **Aggregate Interlock: a Theoretical and Experimental Analysis**. Ph.D Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.

YAMADA et al. (1992). **Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio**, ACI Structural Journal, V. 88, No. 4, pp. 555-563.