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

DIEGO FERREIRA DE SOUZA

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURA TRANSVERSAL INTERNA CONTÍNUA

Tucuruí - PA

2019

DIEGO FERREIRA DE SOUZA

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURA TRANSVERSAL INTERNA CONTÍNUA

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

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Tucuruí-PA
2019

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Diego Ferreira de Souza.
TÍTULO: Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Armadura Transversal Interna Contínua.
GRAU: Mestre ANO: 2019

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

Diego Ferreira de Souza
Rua D, nº 390. Cidade Nova
68515-000 Parauapebas – PA – Brasil

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S719c Souza, Diego Ferreira de.
CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADOCOM ARMADURA TRANSVERSAL INTERNA CONTÍNUA / Diego Ferreira de Souza. — 2019.xix,
67 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Núcleode Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2019.

1. Concreto Armado. 2. Cisalhamento. 3. Armadura transversal interna. 4. Estribos desconectados. I. Título.

CDD 624.18341

DIEGO FERREIRA DE SOUZA

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ARMADURA TRANSVERSAL INTERNA CONTÍNUA

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

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Aprovada em 24 de Setembro de 2019.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto – UFPA – Orientador

Prof. Dr. Mauricio Pina Ferreira – UFPA – Examinador Interno

Prof. Dr. Marcos Honorato de Oliveira – UNB – Examinador Externo

À minha mãe, Maria Albertina.

"Quem vive pra lutar, conquista o seu próprio mar."
(Duca Leindecker)

AGRADECIMENTOS

Inicialmente gostaria de agradecer a Deus por sempre estar me abençoando, guiando meus passos e me mostrando mesmo quando tudo parecia não ter mais solução, que tudo acontece em seu próprio tempo e permitir com que eu consiga alcançar objetivos em minha vida que nem em meu sonho mais louco pude imaginar que poderia chegar.

Agradeço imensamente ao orientador, professor e amigo Aarão Neto, uma pessoa que tenho muita admiração e carinho, que desde a graduação me aconselhou sobre caminhos a seguir e como evoluir profissionalmente e pessoalmente e foi a partir desses conselhos que decidi seguir na vida acadêmica onde passei a admirar e acreditar ainda mais nessa profissão.

Não posso deixar de agradecer ao professor e amigo Maurício Ferreira que também me acolheu e aconselhou sendo umas das pessoas que me fez escolher seguir no caminho acadêmico e admirar ainda mais a área de estruturas.

Aos amigos e parceiros do laboratório de Engenharia Civil, Misley Teixeira, Jayana Naila, Lucas Manoel, Vinicius Oliveira, Vanessa Caroline, Marília Caires e Daniel Pessanha que mesmo realizando suas pesquisas e tarefas do dia não mediam esforços em me ajudar durante todas as etapas do programa experimental, mesmo que as atividades terminassem de madrugada. Á técnica do laboratório Francirene Bonfim e o vigilante Carlos Lucio toda minha gratidão a vocês que sempre estavam com toda paciência e boa vontade ao meu lado para me auxiliar e permitir acesso ou permanência no laboratório, vocês foram peça chave para o sucesso do programa experimental.

Meu agradecimento a toda equipe da Campus universitário de Tucuruí (CAMTUC), Núcleo de Desenvolvimento Amazônico de Engenharia (NDAE) e Laboratórios de Engenharia Civil (LEC) e Laboratório de Engenharia Mecânica (LEM) que contribuíram seja com transporte de materiais e confecção das armaduras para a pesquisa.

Não podem faltar aqui meus amigos e irmãos João Pedro e Jedson Abrantes que desde a graduação e durante toda essa caminhada estiveram ao meu lado dando força e deixando os dias no laboratório mais agradáveis e menos cansativos, deixo aqui meu muito obrigado e contem comigo para tudo.

Devo agradecer aos meus amigos Luamim Tapajós e Manoel Mangabeira que estiveram nos bastidores, sempre disponíveis e tirando quaisquer dúvidas seja sobre o tema ou durante o programa experimental.

Agradeço ao Mateus Lima, Ana Irene e Nivaldo Barroso por permitirem que eu ficasse em suas casas durante todo esse período de estudo e pesquisa me recebendo qualquer dia a qualquer hora da semana, meu muito obrigado de coração.

A minha melhor amiga e namorada e companheira Gabriela Barroso que desde o início dessa caminhada esteve ao meu lado me apoiando, aguentando os dias de reclamações, choros e estresse, sempre me dando forças e motivos para continuar e acreditar mesmo no momento mais difícil. Você faz parte desse trabalho, muito obrigado, você não sabe o bem que me faz.

Por último não poderia deixar de agradecer a minha família, minha fundação e base, pai, irmã e principalmente a minha mãe, Maria Albertina que em nenhum momento da vida mediu esforços para que eu pudesse alcançar meus sonhos e objetivos, muitas vezes deixando de realizar seus desejos para que fosse possível realizar os meus e durante todo esse mestrado não foi diferente e não existem palavras para que eu possa expressar minha imensa gratidão a você mãe. Eu te amo.

RESUMO

Elementos de concreto armado podem sofrer elevados esforços de flexão e cisalhamento, seja por carregamentos elevados, tipo de construção ou limitação arquitetônica, necessitando assim de uma elevada taxa de armadura longitudinal e transversal o que pode acarretar em conflitos das duas armaduras gerando redução em produtividade durante a armação do elemento. Como forma de solucionar esse conflito de armaduras alguns pesquisadores aplicaram em elementos de concreto armado armaduras de cisalhamento internas, ou seja, essas armaduras ficam posicionadas entre as barras da armadura de flexão eliminando assim o conflito entre as barras transversal e longitudinais e auxiliando na produtividade da armação já que esse tipo de armadura pode ser pré-fabricada e posicionada na localização de projeto. Entretanto não existem recomendações normativas que indiquem a utilização de estribos interno. Estudos realizados sobre o tema apontaram que os estribos internos necessitam de um dispositivo, conforme recomendação da NBR 6118 (2014) que auxilie na ancoragem e permita a transferência dos esforços de cisalhamento para o concreto sem que ocorra o efeito de delaminação. Atualmente poucas pesquisas avaliam o desempenho da armadura transversal com inclinações entre 45º e 90º, onde estribos inclinados proporcionam melhor ductilidade e redução dos esforços nas bielas de compressão. Diante disso essa pesquisa apresenta um tipo de armadura transversal interna, testada em um programa experimental e comparada com estribos fechados. O programa experimental foi realizado com um total de 5 vigas faixa de concreto armado, sendo uma de referência com estribos fechados e as outras 4 com estribos internos, onde as principais variáveis foram a inclinação das armaduras transversais internas em 60º e 90º e a quantidade de pernas verticais da armadura transversal interna utilizada, mantendo a taxa de armadura transversal. Como resultados, são apresentados gráficos de deslocamentos, deformações nas armaduras de flexão e cisalhamento e no concreto, mapas de fissuração e superfícies de ruptura, e foram comparadas as cargas últimas observadas nos ensaios com as cargas teóricas estimadas por diferentes recomendações normativas. Conclui-se então que os estribos internos apresentam grande potencial em sua utilização, já que apresentam maior ductilidade e resistência superiores em comparação com o estribo fechado utilizado atualmente, onde os estribos internos inclinados apresentaram ganho de até 14% em relação a viga de referência.

Palavras-chave: Concreto armado; Cisalhamento; Armadura transversal interna; estribos desconectados.

ABSTRACT

Reinforced concrete elements can suffer high bending and shear forces, either due to high loads, type of construction or architectural limitation, thus requiring a high longitudinal and transverse reinforcement rate, which can lead to conflicts between the two reinforcements, resulting in reduced productivity during the reinforcement work of the element. As a way to solve this reinforcement conflict, some researchers applied to reinforced concrete elements internal shear reinforcement, in other words, these reinforcements are positioned between the bending reinforcement bars, thus eliminating the conflict between the transverse and longitudinal bars and aiding the productivity of the reinforcement work, as this type of elements could be prefabricated and positioned as designed. However there are no normative standards that indicate the use of internal stirrups. Studies conducted on the subject indicated that the internal stirrups need an auxiliary device, as recommended by NBR 6118 (2014), which would help in the anchorage and allow the transfer of shear forces to the concrete without the delamination effect. Currently, few studies evaluate the performance of the transverse reinforcement with inclinations between 45º and 90º, where inclined stirrups provide better ductility and reduced stresses on compression struts. Therefore, this research presents a type of internal transverse reinforcement, tested in an experimental program and compared with closed-loop stirrups. The experimental program was carried out with a total of 5 beams of reinforced concrete, one as a reference with closed-loop stirrups, and the other 4 with internal stirrups; the main variables were: the inclination of the internal transverse reinforcement at 60º and 90º; and the number of legs of internal transverse reinforcement, keeping the same transverse reinforcement ratio. As results, this paper presents graphs of displacements, bending and shear reinforcement and concrete deformations, cracking maps and failure surfaces, and the last loads observed in the tests were compared with the theoretical loads estimated by different normative recommendations. As conclusions, it was observed that the internal stirrups have great potential in their use, as they present greater ductility and resistance compared to the closed-loop stirrup currently used. The results of inclined internal stirrups showed an increase of up to 14% when compared to the reference beam.

Key-words: Reinforced concrete, Shear resistance, Transverse internal reinforcement, Unconnected stirrups.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 1

1.1 Justificativa 3
1.2 Objetivos 4

1.2.1 Objetivo Geral 4
1.2.2 Objetivos Específicos 4

1.3 Apresentação do Trabalho 4

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 5

2.1 Cisalhamento em vigas de concreto armado 5

2.1.1 Resistencia ao cisalhamento em elementos sem armadura transversal 5
2.1.2 Resistencia ao cisalhamento com armadura transversal 8
2.1.3 Estados limites para vigas de concreto armado 9
2.1.4 Modo de Ruptura 10

2.2 Influência da ancoragem na armadura transversal 11
2.3 Tipos de armadura de cisalhamento 12

2.3.1 Estribos Convencionais 12
2.3.2 Conector tipo *stud* ou pino 13
2.3.3 Estribos desconectados 14

2.3.3.1 Estribo *W* 14

2.4 Trabalhos realizados na área 15

2.4.1 Ferreira *et al.* (2016) 15
2.4.2 Tapajós (2017) 18
2.4.3 Pinto (2019) 20

2.5 Recomendações Normativas 22

2.5.1 NBR 6118 (2014) 22
2.5.2 ACI 318 (2014) 24
2.5.3 Eurocode 2 (2004) 25
2.5.4 Resistência a flexão de vigas de concreto armado 27

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL 29

3.1 Características das vigas 29

3.1.1 Armadura de flexão 30
3.1.2 Armadura de cisalhamento 31

3.2 Instrumentação das vigas 35

3.2.3 Deslocamento vertical 35
3.2.4 Deformação no concreto 36
3.2.5 Deformação na armadura de flexão 37
3.2.6 Deformação da armadura de cisalhamento 38

3.3 Sistema de ensaio 39
3.4 Materiais 40

3.4.1 Concreto 40
3.4.2 Aço 43

3.4.2.1 Propriedade mecânica do aço 43

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS 45

4.1 Ensaio das vigas 45

4.1.1 Deslocamento vertical 45
4.1.2 Deformação da armadura de flexão 46
4.1.3 Deformação no concreto 47
4.1.4 Deformação nas armaduras de cisalhamento 48
4.1.5 Mapa de fissuração e superfície de ruptura 51

4.2 Carga de ruptura das vigas 53

5. CONCLUSÕEs E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 57

5.1 Conclusões 57

5.1.1 Deslocamentos verticais 57
5.1.2 Deformação do concreto 58
5.1.3 Deformação das armaduras 58

5.1.3.1 Deformação da armadura de flexão 58
5.1.3.2 Deformação da armadura de cisalhamento 59

5.1.4 Resistência ao cisalhamento 59
5.1.5 Estimativas teóricas 59
5.2 Sugestões para trabalhos futuros 60
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 61

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características das vigas ensaiadas por Ferreira *et al.* (2016).....16

Tabela 2.2 - Resultados dos ensaios das vigas de Ferreira *et al*. (2016). 18

Tabela 2.3 - Característica das vigas ensaiadas por Tapajós (2017). 19

Tabela 2.4 - Resultados dos ensaios das vigas de Tapajós (2017). 20

Tabela 2.5 - Característica das vigas ensaiadas por Pinto (2019). 21

Tabela 2.6 - Resultados das vigas ensaiadas por Pinto (2019).....22

Tabela 3.1 - Características das vigas.....29

Tabela 3.2 - Características da armadura de cisalhamento.....30

Tabela 3.3 - Traço utilizado.....41

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do concreto.....43

Tabela 4.1 - Cargas de ruptura das vigas.....53

Tabela 4.2 - Desempenho das estimativas teóricas 54

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Colapso devido ao cisalhamento do vão central da ponte La concorde no Canadá (Golden *et al.*, 2018). 1
Figura 1.2 - Estruturas sujeitas a ruptura por cisalhamento (Adaptado de Tapajós, 2017). 2
Figura 1.3 - Armadura transversal interna 3
Figura 2.1 - Forças internas de uma viga rompida sem armadura transversal (Wight e Macgregor, 2011). 6
Figura 2.2 - Mecanismos de transferência do cisalhamento (Adaptado de Cavagnis *et al.*, 2015). 6
Figura 2.3 - Efeito arco (Adaptado de Fisker e Hagsten, 2016). 7
Figura 2.4 - Engrenamento dos agregados (Rodrigues, 2012). 8
Figura 2.5 - Analogia da treliça (Adaptado de Fusco, 2008). 9
Figura 2.6 - Verificações quanto ao estado limite em vigas com armadura transversal (Tapajós, 2017). 10
Figura 2.7 - Arrancamento de barras embutidas no concreto (Adaptado de Regan, 2000) 12
Figura 2.8 - Estribos Convencionais (Melges, 2001). 13
Figura 2.9 - Conectores tipo *studs* ou pino. (ACI 421.1R-08, 2008) 13
Figura 2.10 - Estribo *W* (Tapajós, 2017). 14
Figura 2.11 - Processo de posicionamento do estribo *W* em um elemento de concreto armado. 14
Figura 2.13 - Estribo *W* (Ferreira *et al.*, 2016). 15
Figura 2.14 - Variáveis do ensaio de Ferreira *et al.* (2016). 16
Figura 2.15 - Esquema de montagem das vigas ensaiadas por Ferreira *et al.* (2016). 17
Figura 2.16 - Armadura complementar de controle a delaminação. 18
Figura 2.17 - Seção transversal das vigas ensaiadas por Tapajós (2017). 19
Figura 2.18 – Seção transversal e esquema de montagem das vigas ensaiadas por Pinto (2019). 21
Figura 2.19 - Recomendações da NBR 6118 (2014) para ancoragem da armadura transversal. 24
Figura 2.20 - Distribuição de tensão e deformação assumida para o estado limite último (Tapajós, 2017). 27
Figura 3.1 - Variáveis dos ensaios das vigas. 30
Figura 3.2 - Detalhe da armadura de flexão utilizada. 31

Figura 3.3 - Esquema de armação da viga C-4-90. 31
Figura 3.4 - Seção transversal e dimensão do estribo da viga C-4-90. 31
Figura 3.5 - Armadura da viga C-4-90. 32
Figura 3.6 - Armadura complementar. 32
Figura 3.7 - Estribo interno Contínuo de 8 pernas. 33
Figura 3.8 - Esquema de armação da viga M-8-90. 33
Figura 3.9 - Montagem em módulo. 33
Figura 3.10 - Armadura da viga M-8-90. 33
Figura 3.11 - Estribo interno contínuo de 4 pernas. 34
Figura 3.12 - Esquema de armação da viga M-4-90. 34
Figura 3.13 - Armadura da viga M-4-90. 34
Figura 3.14 - Esquema de armação das vigas M-8-60 e M-4-60. 35
Figura 3.15 – Seção transversal das vigas M-8-60 e M-4-60. 35
Figura 3.16 - Armadura da viga M-4-60. 35
Figura 3.17 - Potenciômetro de posição. 36
Figura 3.18 – Esquema de posicionamento do *Yoke*. 36
Figura 3.19 - Potenciômetro e *Yoke* posicionados na viga. 36
Figura 3.20 - Extensômetro colável unidirecional longo de resistência elétrica. 37
Figura 3.21 - Extensômetria de concreto das vigas. 37
Figura 3.22 - Extensômetro posicionado na viga. 37
Figura 3.23 - Extensômetria da armadura de flexão. 37
Figura 3.24 - Extensômetro colado na armadura de flexão. 38
Figura 3.25 - Esquemas de instrumentação dos estribos a 90º e 60º. 38
Figura 3.26 - Estribos que foram instrumentados nas vigas. 38
Figura 3.27 - Extensômetro colado em um dos estribos. 39
Figura 3.28 - Módulo com estribos instrumentados. 39
Figura 3.29 - Sistema de ensaio. 40
Figura 3.30 - *Slump test.* 41
Figura 3.31 - Corpo de prova. 42
Figura 3.32 - Ensaio de compressão do concreto. 42
Figura 3.33 - Ensaio de tração de aço. 43
Figura 3.34 - Gráficos Tensão x Deformação do aço utilizado. 44
Figura 4.1 - Cortante x Deslocamento das vigas. 45
Figura 4.2 - Cortante x Deformação da armadura de flexão das vigas. 47

Figura 4.3 - Cortante x Deformação do concreto das vigas. 48
Figura 4.4 - Cortante x Deformação da armadura de cisalhamento da viga C-4-90. 48
Figura 4.5 - Cortante x Deformação da armadura de cisalhamento da viga M-4-90. 49
Figura 4.6 - Cortante x Deformação da armadura de cisalhamento da viga M-8-90. 49
Figura 4.7 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga M-4-60. 49
Figura 4.8 - Cortante x Deformação da armadura de cisalhamento da viga M-8-60. 50
Figura 4.9 - Pós-ruptura da viga C-4-90. 51
Figura 4.10 - Pós-ruptura da viga M-4-90. 52
Figura 4.11- Pós-ruptura da viga M-8-90. 52
Figura 4.12- Pós-ruptura da viga M-4-60. 52
Figura 4.13- Pós-ruptura da viga M-8-60. 53
Figura 4.14 - Gráfico comparativo de carga de ruptura pelas estimativas teóricas 55

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
a	vão de cisalhamento
A_s	área de aço da armadura de flexão na parte tracionada da seção transversal
A_s'	área de aço da armadura de flexão na parte comprimida da seção transversal
A_{sw}	área de aço da armadura de cisalhamento por camada
b_w	largura da viga
C	componente de compressão na resistência à flexão da seção transversal de elementos de concreto armado
COV	coeficiente de variação
CP	corpo de prova
d	altura útil da viga
E_c	módulo de elasticidade do concreto
EER	extensômetro elétrico de resistência
E_s	módulo de elasticidade do aço
F	força axial
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{ct}	resistência à tração do concreto
f_{ys}	tensão de escoamento do aço
h	altura da viga
k	efeito de escala
L	comprimento da viga
LN	linha neutra
M	momento solicitante
s	espaçamento entre as camadas da armadura de cisalhamento
T	componente de tração na resistência à flexão da seção transversal de elementos de concreto armado
V	cortante solicitante
V_{ACI}	resistência ao cisalhamento estimada pelo ACI 318 (2014)
V_{EC2}	resistência ao cisalhamento estimada pelo Eurocode 2 (2004)
V_{flex}	cortante resistente à flexão estimado
V_n	resistência ao cisalhamento direto
$V_{NBR\text{-}I}$	resistência ao cisalhamento estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{NBR\text{-}II}$ resistência ao cisalhamento estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,c}$ resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal

$V_{R,cI}$ resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,cII}$ resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,cs}$ resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal

$V_{R,csI}$ resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,csII}$ resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,max}$ resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado

$V_{R,maxI}$ resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,maxII}$ resistência ao cisalhamento máxima de elementos de concreto armado estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,s}$ contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado

$V_{R,sI}$ contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado estimada pelo modelo I da ABNT NBR 6118 (2014)

$V_{R,sII}$ contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado estimada pelo modelo II da ABNT NBR 6118 (2014)

V_{ref} resistência última ao cisalhamento da viga de referência

V_u resistência última ao cisalhamento

α ângulo de inclinação da armadura de cisalhamento

δ deslocamento vertical

ε_c deformação do concreto

ε_l deformação da armadura de flexão

ε_w deformação da armadura de cisalhamento

ε_{ys} deformação de escoamento do aço

θ ângulo de inclinação da biela

μ coeficiente de atrito

ρ_l	taxa de armadura longitudinal
ρ_w	taxa de armadura transversal

1. INTRODUÇÃO

Na engenharia está sendo cada vez mais recorrente adaptar os elementos de estruturas de concreto armado para vencer maiores vãos sem que seja necessário interferir na arquitetura, e resistir maiores carregamentos, gerando assim maiores tensões de cisalhamento em vigas e lajes.

Com o aumento das tensões cisalhantes é necessário garantir que os elementos atendam aos estados limites, uma vez que as rupturas devido ao cisalhamento são conhecidas por serem frágeis e apresentarem baixa fissuração e deformação podendo causar acidentes fatais, como o ocorreu na ponte La concorde no Canadá (Figura 1.1), com o colapso da seção central da pista devido a insuficiência da armadura transversal, segundo, Golden *et al.* (2018).

Figura 1.1 - Colapso devido ao cisalhamento do vão central da ponte La concorde no Canadá (Golden *et al.*, 2018).

Estes acontecimentos chamam a atenção para a importância da utilização de uma armadura transversal eficiente, já que apesar do concreto apresentar mecanismos de resistência ao cisalhamento, a utilização de armadura transversal confere um aumento na resistência ao cisalhamento e na ductilidade do elemento, apresentando um desempenho efetivo através da sua capacidade em transmitir os esforços interno ao concreto.

Atualmente o estribo fechado é a armadura transversal mais utilizada, em função da possibilidade de ser fabricado *in loco*, não necessitando de mão de obra especializada, apresentar facilidade na fabricação, e por atender as recomendações normativas da NBR 6118, que preconiza a necessidade de a armadura transversal envolver as barras longitudinais garantindo assim melhor ancoragem.

O estribo fechado é armado e posicionado um a um necessitando de mão de obra especifica para montagem da armadura, e para que seja possível realizar a dobra dos estribos no canteiro de obras utiliza-se barras com menor diâmetro, permitindo ganho de produtividade no canteiro. Entretanto, em elementos de concreto armado sujeitos a elevadas tensões de flexão e cisalhamento necessitam de uma elevada taxa de armadura longitudinal e transversal, gerando conflitos no posicionamento dos estribos fechados e as barras longitudinais reduzindo a produtividade e riscos de segurança, uma vez que, de acordo com Freitas (2018), a redistribuição das armaduras pode reduzir o desempenho estrutural. A figura 1.2 apresenta modelos de elementos que podem apresentar conflito de armaduras.

a) Viga Chata;

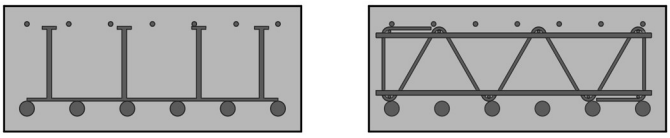
b) Tabuleiro de Ponte

c) Galeria Subterrânea

Figura 1.2 - Estruturas sujeitas a ruptura por cisalhamento (Adaptado de Tapajós, 2017).

Diante deste contexto, uma proposta de armadura transversal interna (Figura 1.3) vem ganhando expressividade, com diversos trabalhos publicados a respeito, como Trautwein *et al.* (2011), Ferreira *et al.* (2016), Tapajós (2017) e Pinto (2019). As armaduras de cisalhamento com ancoragem interna são posicionadas entre as barras superior e inferior da

armadura de flexão, suas posições podem ser independentes, evitando o conflito das armaduras, possibilitando maior produtividade na obra e garantir que o elemento apresente as características referentes ao dimensionamento, com isso, é possível a fabricação industrial reduzindo o gasto com mão de obra para armação, a criação de módulos permitindo com que a armadura seja apenas posicionada entre as barras de flexão, conforme De Corte e Boel (2013) e LUBELL *et al*. (2009).



a) *Stud Rail* b) Estribo *W*

Figura 1.3 - Armadura transversal interna

Apesar das vantagens construtivas, os autores Beutel e Hegger (2002) e Regan (2000) constaram que o sistema de armadura transversal interna apresenta desempenho inferior devido a falha na ancoragem dos estribos, já que não envolvem as barras longitudinais, apresentando o efeito de delaminação onde ocorre uma ruptura pré-matura do elemento estrutural antes do escoamento da armadura transversal, conforme Regan e Samadian (2001) e Yamada *et al.* (1992). Entretanto, estudos realizados por Trautwein *et al.* (2011), Tapajós (2017) e Pinto (2019) mostram que é possível contornar essa falha de ancoragem utilizando uma armadura complementar para auxiliar na ancoragem da armadura.

1.1 Justificativa

A proposta de analisar dispositivos de combate ao cisalhamento que possam permitir o avanço e aumento da produtividade na construção civil, motiva a conclusão deste trabalho. A busca por dispositivos eficazes no combate ao cisalhamento, vem apresentando maior interesse em pesquisas nas últimas décadas, entretanto ainda se tem muito para contribuir nesta área, destacando a de elementos de concreto com estribos posicionados entre a armadura de flexão. Contribuir no estudo para armaduras transversais internas eficientes no combate ao cisalhamento, uma vez que, para o dimensionamento ao cisalhamento depende-se de variáveis e incertezas, o que torna importante estudos nessa área.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho analisa experimentalmente o comportamento de vigas de concreto armado com estribos internos com múltiplas pernas, verticais e inclinados, utilizados como armadura de cisalhamento.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Comparar o desempenho das vigas faixa ao cisalhamento em relação ao tipo de estribo utilizado e a variação da quantidade de pernas dos estribos;
- Analisar a utilização de armadura complementar aos estribos *M*, como meio de evitar a delaminação;
- Comparar o desempenho dos estribos posicionados a 90º em relação aos estribos inclinados a 60º;
- Comparar os resultados experimentais com os obtidos seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e Eurocode 2 (2004).

1.3 Apresentação do Trabalho

O presente trabalho é de caráter experimental e dividido em 5 capítulos com conteúdo teórico e experimental do tema proposto, com Figuras e tabelas para melhorar o entendimento do que será apresentado.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, abordando os principais fatores sobre falha de elementos de concreto armado ao cisalhamento com ou sem armadura transversal, estudos sobre 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. Já 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. Por fim as Referências Bibliográficas.

No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados experimentais, tais como carga e modo de ruptura, deslocamentos, deformações e comparação com as resistências teóricas obtidas seguindo as recomendações apresentadas neste trabalho. E no Capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões obtidas a partir dos resultados da dissertação e sugestões para trabalhos futuros. Em seguida são apresentadas as referências bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Cisalhamento em vigas de concreto armado

Elementos de concreto armado como lajes, vigas e pilares, podem receber diversos esforços que, em conjunto ou isolados, podem ocasionar o colapso do elemento estrutural. As vigas, por exemplo, quando submetidas a qualquer tipo de carregamento vertical, de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), trabalham com esforços de flexão simples ou composta não pura, onde surgem na seção transversal, tensões normais de tração e compressão, e tensões tangenciais ou de cisalhamento.

De acordo com os autores Wight e Macgregor (2011) e Carvalho e Figueiredo Filho (2014), ao realizar o dimensionamento de uma viga é necessário garantir com que os esforços de flexão e cisalhamento sejam resistidos pela mesma, entretanto, são estabelecidos limites sobre a quantidade de armadura de flexão que será empregada, uma vez que, se ocorrer um carregamento acima do dimensionado e que ultrapasse o estado de utilização do elemento estrutural, será possível garantir uma deformação gradual da peça, permitindo um aviso aos ocupantes, uma vez que a ruptura por cisalhamento é frágil. Ou seja, não apresenta deformação ou aviso que a viga está falhando.

2.1.1 Resistencia ao cisalhamento em elementos sem armadura transversal

Pela falta de armadura de cisalhamento em uma viga, as tensões de tração serão resistidas somente pelo concreto, isto ocorre também quando não é adotada uma armadura transversal eficaz, ou seja, a armadura empregada apresenta grande espaçamento entre as barras, não interceptando as fissuras que surgem no concreto. Segundo Fusco (2008), 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.

Segundo os autores, Ghoneim e EI-Mihilmy (2008), Wight e Macgregor (2011) e Cavagnis *et al.* (2015) concreto sem armadura transversal transfere os esforços cisalhantes através de mecanismos de equilíbrio das forças internas e de transferência de carga para os apoios, conforme mostra a Figura 2.1.

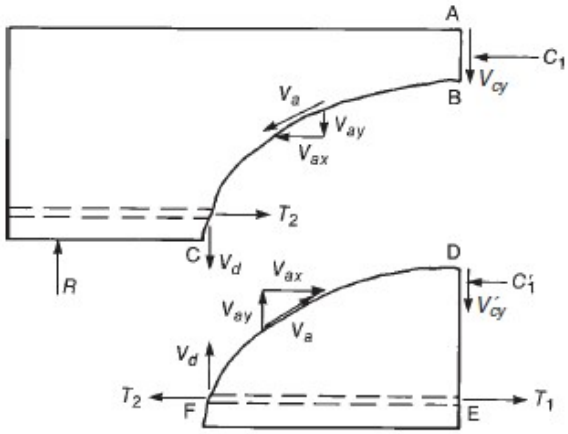


Figura 2.1 - Forças internas de uma viga rompida sem armadura transversal (Wight e Macgregor, 2011).

A Figura 2.6, no trecho *AB*, mostra que o esforço cortante é resistido pelo concreto na zona do banzo comprimido não fissurado em V_{cy}, no trecho *BC* tem-se a componente V_a representando a capacidade de transmissão dos esforços entre fissuras e contato ainda existente entre as faces do concreto. No trecho *BC* existe também a componente V_d que é a parcela resistida através do efeito pino, onde a armadura de flexão forma um pino de ligação entre duas fissuras permitindo a transferência de uma parcela das tensões cisalhantes. Cavagnis *et al.* (2015) apresenta o comportamento de vigas sem armadura transversal através do modelo de bielas e tirantes mostrando como podem ocorrer os mecanismos para transferência dos esforços até os apoios (Figura 2.2).

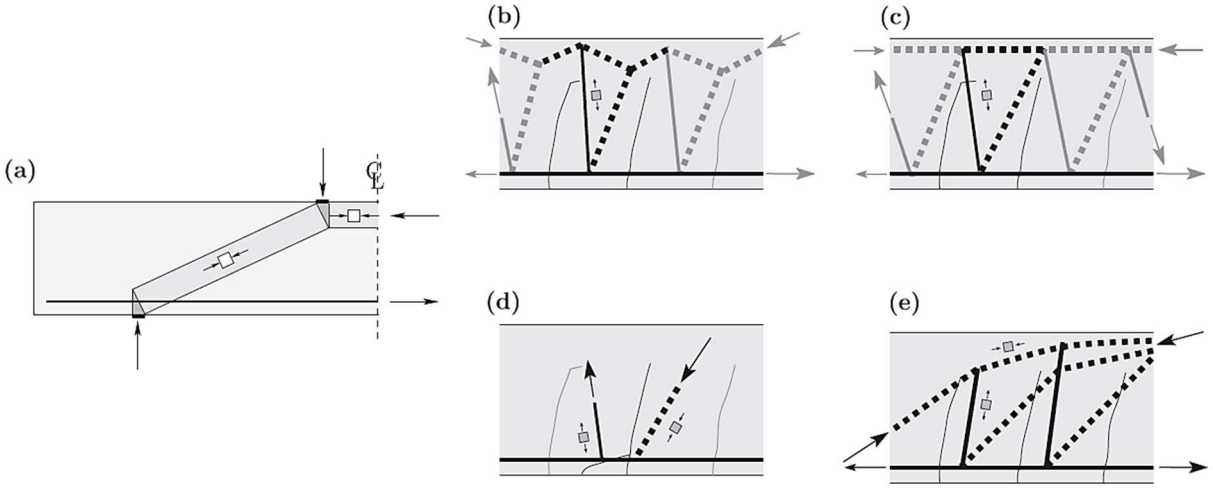


Figura 2.2 - Mecanismos de transferência do cisalhamento (Adaptado de Cavagnis *et al.*, 2015).

A Figura 2.2a apresenta o efeito arco que segundo Fusco (2008), ocorre em vigas de pequeno porte, onde a altura da viga é relativamente grande em comparação ao vão, logo, ocorre o arqueamento dos esforços, ou seja, ocorre uma redistribuição dos esforços e as cargas são transmitidas diretamente aos apoios por meio de um arco.

O efeito de arco somente é efetivo em vigas com relação $a/d \leq 2{,}5$, onde a é a distância de aplicação de carga até o apoio da viga, e d é a altura útil da viga. Segundo o estudo de Fisker e Hagsten (2016), o efeito de arco influencia significativamente na resistência ao cisalhamento de vigas, porém à medida que o valor dessa relação é aumentado, a resistência ao cisalhamento reduz significativamente, conforme ilustrado na Figura 2.3.

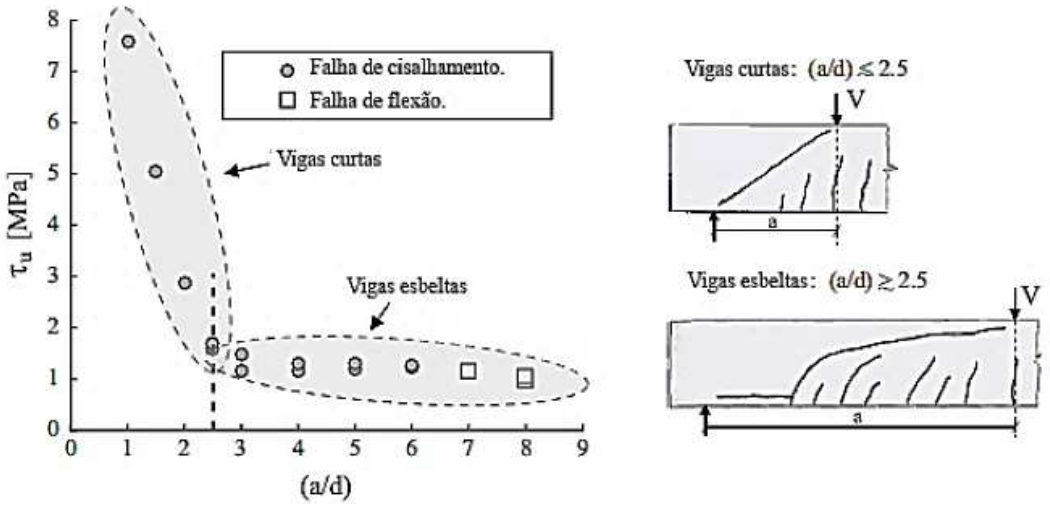


Figura 2.3 - Efeito arco (Adaptado de Fisker e Hagsten, 2016).

A Figura 2.2b mostra a representação do efeito balanço, estudado por Kani (1964) é um mecanismo onde, após o surgimento de fissuras de flexão, ocorre a inclinação das bielas e tirantes, para que ainda ocorra transferências dos esforços entre fissuras de flexão, permitindo ainda o encaminhamento dos esforços até os apoios, entretanto, com o prolongamento das fissuras de flexão para fissuras de cisalhamento o efeito balanço é cancelado segundo Muttoni e Ruiz (2008).

O concreto após fissurado apresenta tensões residuais que permitem a transferência de esforços internos através de fissuras (Figura 2.2c), entretanto esse mecanismo é limitado para fissuras com 0,2 mm de abertura. O efeito pino (Figura 2.2d) é um mecanismo de transferência dos esforços onde ocorre uma contribuição da armadura de flexão entre fissuras formando um pino de ligação permitindo assim o contato entre as faces do concreto ocorrendo a transferência de esforços internamente, conforme os estudos de Jelic *et al.* (1999) e Fusco (2008).

A Figura 2.2e mostra o engrenamento dos agregados que consiste na transmissão de tensões cisalhantes de compressão através das fissuras, devido à rugosidade dos agregados que evita o deslizamento das faces da viga e ainda permitem a transferência dos esforços internamente, como mostra a figura 2.4, conforme estudos de Muttoni e Ruiz (2008), Maitra *et al.* (2010) e Rodrigues (2012). Os autores comentam que o engrenamento dos agregados

pode resistir até 50% dos esforços de cisalhamento aplicados no elemento, entretanto o mecânico perde eficiência à medida que a abertura das fissuras de flexão aumenta.

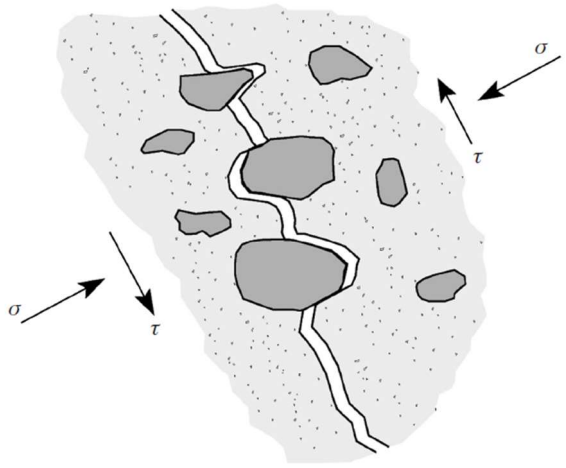


Figura 2.4 - Engrenamento dos agregados (Rodrigues, 2012).

2.1.2 Resistencia ao cisalhamento com armadura transversal

Uma viga de concreto armado apresenta um bom comportamento quando verifica-se corretamente o seu estado de fissuração e ruptura, ou seja, o elemento estrutural deve atender o estado limite de serviço (ELS) e o estado limite de último (ELU), no qual, o primeiro estado permite uma utilização e aceitabilidade visual do usuário, onde mesmo com deslocamentos não apresenta riscos de falha estrutural, e o segundo estado define o carregamento e deslocamento máximo que a estrutura pode obter até a ruptura.

Os mecanismos de transferência dos esforços internos do concreto por mais que apresentem eficiência são limitados pela abertura das fissuras existentes no elemento, onde a medida que a abertura da fissura aumenta os mecanismos vão reduzindo sua capacidade de transferir os esforços, desta forma, é empregado ao concreto uma armadura transversal que deve resistir aos carregamentos e esforços considerados em seu dimensionamento, garantindo que mesmo em estado de fissuração a viga apresente desempenho favorável à segurança.

Segundo Fusco (2008), uma viga apresenta um comportamento semelhante ao de uma treliça, onde as bielas diagonais entre fissuras e o banzo superior são formadas pelo concreto e resistem aos esforços de compressão, enquanto a armadura de cisalhamento e longitudinal resiste aos esforços de tração, conforme mostra a Figura 2.5.

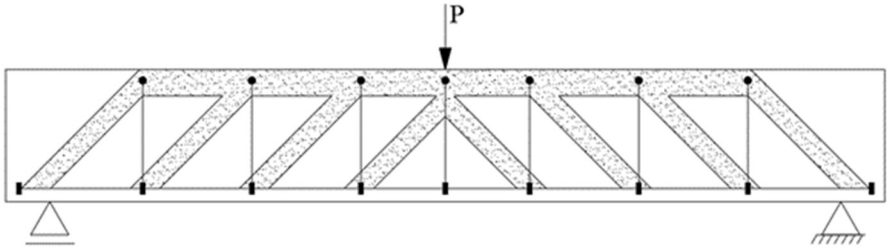


Figura 2.5 - Analogia da treliça (Adaptado de Fusco, 2008).

Este modelo de treliça foi proposto por Ritter e Mörsch, para determinação da armadura de cisalhamento de uma viga em estádio II, ou seja, fissurada, onde após observar o modo de fissuração da viga, verificou-se que as fissuras de cisalhamento surgem inclinadas e próximas aos apoios, assim, foi idealizado um mecanismo resistente assemelhando a uma treliça, onde a armadura de cisalhamento pode estar disposta em inclinação de 45º a 90º.

Diversos autores, sugeriram modificações no modelo da treliça, simplificando e generalizando a treliça, permitindo sua aplicação a diversos elementos estruturais. O modelo atualmente é conhecido como modelo de bielas e tirantes, e, segundo Santos e Giongo (2008), o ângulo θ pode variar no intervalo $\theta_{min} \leq \theta \leq \theta_{max}$, onde quanto mais próximo do valor de θ_{min}, maior os esforços de compressão nas bielas comprimidas e menor taxa de armaduras transversal, entretanto, se o valor for mais próximo de θ_{max}, menor é a tensão nas bielas e maior a taxa de armadura de cisalhamento. O autor também cita que a inclinação mínima das bielas é em torno de $\theta_{min} = 26{,}5º$.

A NBR 6118 (2014) apresenta dois modelos de cálculo da armadura transversal, onde o Modelo I utiliza a treliça de Mörsch, admitindo que a diagonal comprimida está inclinada a 45º, e em seu modelo de cálculo II, admite que a inclinação das bielas está no intervalo $30º \leq \theta \leq 45º$.

2.1.3 Estados limites para vigas de concreto armado

Para garantir que os estados limites sejam atendidos, são realizadas verificações na viga com armadura transversal. A Figura 2.6 mostra uma viga sob carregamento pontual, ocasionando flexão e cisalhamento na mesma, com isso estima-se que a transferência da carga ao apoio ocorra por um mecanismo de treliça, sem muita interferência do efeito arco. A situação apresentada nessa Figura é representada por um modelo de bielas e tirantes, sendo as linhas pontilhadas as bielas comprimidas e as contínuas os tirantes tracionados, posicionados onde se encontram as armaduras de cisalhamento e flexão.

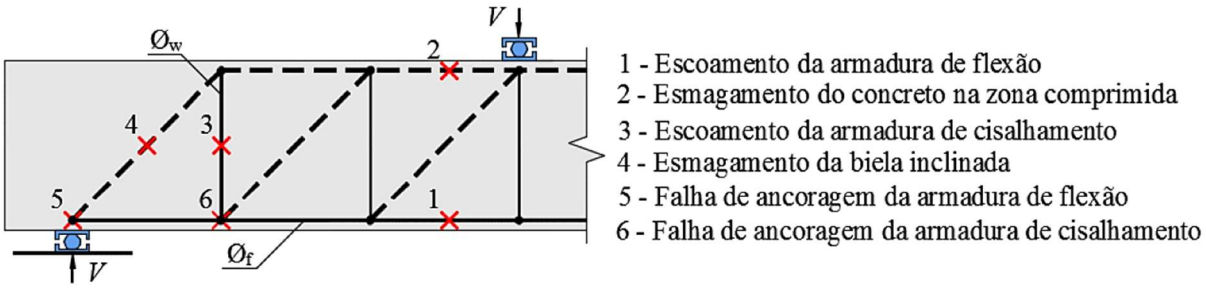


Figura 2.6 - Verificações quanto ao estado limite em vigas com armadura transversal (Tapajós, 2017).

É necessário verificar a capacidade de flexão da viga, ou seja, a resistência máxima à flexão da peça. A verificação deve ser feita levando em conta o escoamento da armadura de flexão e o esmagamento do concreto na zona comprimida, indicados nos pontos 1 e 2 da Figura 2.6. Verifica-se a eficiência em resistir as tensões cisalhantes de modo a evitar que a peça tenha uma ruptura pré-matura e frágil.

A avaliação ocorre nos pontos 3 e 4 e deve-se atentar para o escoamento da armadura de cisalhamento e esmagamento da biela comprimida inclinada. Por último, verifica-se a ancoragem das armaduras utilizadas na viga, de modo a evitar uma possível falha na ancoragem ocasionando a delaminação da peça, indicada nos pontos 5 e 6.

2.1.4 Modo de Ruptura

Segundo Fusco (2008), os tipos de ruínas que podem ocorrer em vigas com armadura transversal submetidas a tensões cisalhantes são: ruptura por força cortante-compressão, ruptura por força cortante-tração, ruptura por força cortante-flexão.

A ruptura por Força Cortante-tração 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.

A ruptura por força cortante-compressão ocorre em peças que a armadura transversal é superarmada e falha por esmagamento das bielas diagonais comprimidas. A sua ruptura é considerada frágil, uma vez que o concreto é esmagado antes da falha da armadura. A ruptura por força cortante-flexão acontece quando as fissuras diagonais de flexão atingem o banzo comprimido da peça diminuindo sua seção e, consequentemente, 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. Por fim, a ruptura por flexão da armadura longitudinal de tração dá-se quando há

uma deficiência localizada na armadura longitudinal, por exemplo, espaçamento e ancoragem incorreta da armadura transversal. Quando se inicia a fissuração, as bielas diagonais de compressão que se apoiam na armadura longitudinal provocam tensões de flexão muito elevadas na armadura.

2.2 Influência da ancoragem na armadura transversal

Para uma viga apresentar bons resultados em resistência aos esforços de flexão e de cisalhamento, além de garantir todas as características de resistência do concreto e cálculo correto da armadura necessária, é necessário garantir uma boa ancoragem da armadura, visto que os esforços são transferidos internamente do concreto para a armadura através do atrito que existe entre o aço e o concreto, e mecanismos de ancoragem.

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.

De acordo com Fusco (2008), ao longo da armadura longitudinal de tração, em pontos onde há variação brusca de momento fletor ou nas extremidades das barras, pode ocorrer um efeito de delaminação, onde ocorre o escorregamento da armadura em relação ao concreto que a envolve. Esse efeito pode causar o desaparecimento do concreto armado como material composto devido ao desligamento significativo do material.

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 a 90º e a 180º. As barras foram tracionadas forçando seu arrancamento do concreto, porém todas resultaram na ruptura do concreto em forma de cone (Figura 2.7).

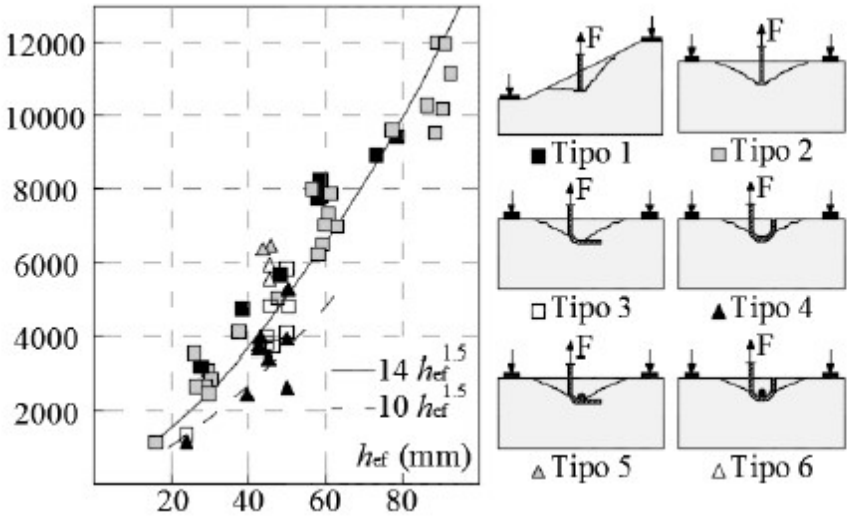


Figura 2.7 - Arrancamento de barras embutidas no concreto (Adaptado de Regan, 2000).

Tapajós (2017) e Pinto (2019) realizam diversos ensaios em vigas de concreto armado variando o tipo de armadura utilizada e verificando a eficiência do estribo interno tipo *W*. Os estribos foram analisados sem ganchos e com ganchos de combate a delaminação e os resultados obtidos comprovam a importância da ancoragem para que a viga trabalhe em sua capacidade máxima, visto que as vigas com estribo *W* sem gancho analisadas por Tapajós (2017), apresentaram delaminação, enquanto as vigas com gancho analisada por ambos os autores, foram eliminados os efeitos de delaminação e houve um ganho significativo de resistência.

2.3 Tipos de armadura de cisalhamento

As armaduras transversais têm como função auxiliar no posicionamento da armadura longitudinal, garantir uma melhor distribuição dos esforços internamente da peça evitando que ocorra uma ruptura pré-matura, e garantir resistência às tensões de cisalhamento que surgem no elemento estrutural.

2.3.1 Estribos Convencionais

Os estribos convencionais são os mais utilizados, principalmente em edificações com estrutura comum, por ser de fácil fabricação, podendo ser feita *in loco*, além de apresentarem facilidade na montagem, uma vez que são elementos independentes. Podem ser inclinados ou não, abertos ou fechados e podem ser associados entre si, como ilustrado na Figura 2.8.

Os estribos convencionais, são estribos externos, ou seja, devem envolver as barras longitudinais como forma de garantir a ancoragem e permitir a transferência dos esforços através do contato das barras.

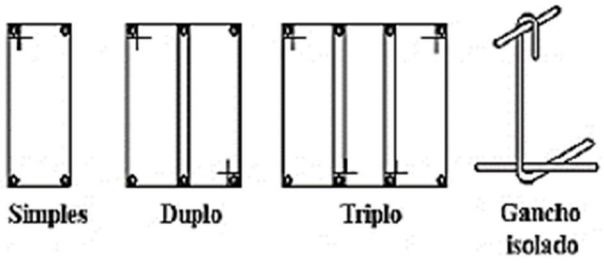


Figura 2.8 - Estribos Convencionais (Melges, 2001).

2.3.2 Conector tipo *stud* ou pino

Os conectores tipo *stud* ou pino, são comentados na NBR 6118 (2014) e na ACI 318M (2014) como armaduras para combate à punção em lajes lisas. Este tipo de armadura tem sua ancoragem garantida pela sua cabeça alargada, como se observa na Figura 2.9, e também é uma armadura externa, pois as extremidades alargadas devem estar sobre as armaduras de flexão.

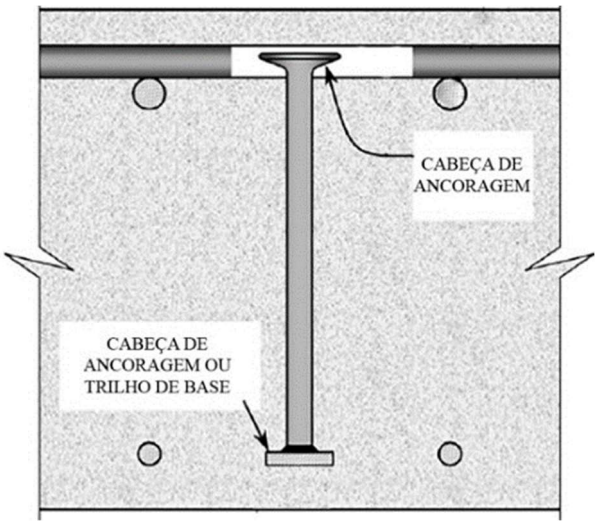


Figura 2.9 - Conectores tipo *studs* ou pino. (ACI 421.1R-08, 2008)

Estes conectores apresentam vantagem por sua fácil instalação, uma vez que devem ser fabricados fora da obra para que seja garantida uma boa confecção das extremidades, o que aceleram seu posicionamento nas formas. Além disso, possuem boa resistência de ancoragem nas duas extremidades, permitindo que as barras atinjam o máximo de sua capacidade de ruptura.

2.3.3 Estribos desconectados

2.3.3.1 Estribo *W*

O estudo realizado pelos autores Ferreira *et al.* (2016), Tapajós (2017) e Pinto (2019) teve por objetivo avaliar a resistência e o comportamento da armadura transversal interna do estribo *W*, que foi nomeada pelo seu formato, como ilustrado na Figura 2.10. A armadura tem como objetivo ser fabricada como uma treliça continua, possibilitando o corte na obra nas dimensões desejadas, o que irá proporcionar um ganho de tempo e produção nas obras, uma vez, que será necessário somente posicionar as armaduras de flexão sobre os módulos de estribo *W,* conforme Figura 2.11.

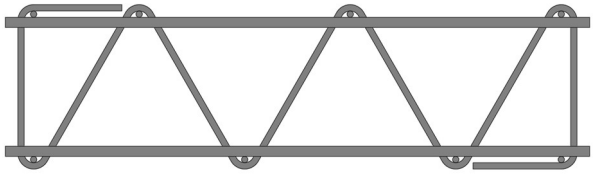


Figura 2.10 - Estribo *W* (Tapajós, 2017).

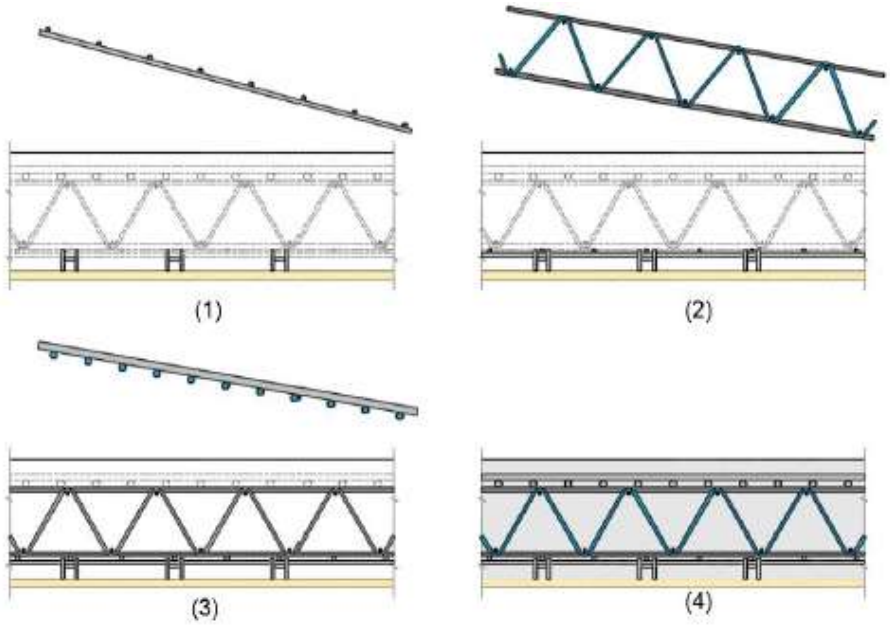


Figura 2.11 - Processo de posicionamento do estribo *W* em um elemento de concreto armado.

O estribo *W* apresentou um ganho de resistência significativo quando comparado à viga com estribo fechado se mostrando uma alternativa promissora para sua utilização, porém, foi observado que por se tratar de uma armadura interna, ou seja, a armadura transversal está entre as barras longitudinais de tração, ocorreram falhas de ancoragem na armadura transversal, ocasionando o efeito de delaminação,

2.4 Trabalhos realizados na área

2.4.1 Ferreira *et al.* (2016)

Os autores testaram na Universidade Federal do Pará (UFPA) a eficiência da armadura transversal interna treliçada, chamada de estribo *W*, Figura 2.13, pelos autores, como solução para os conflitos entre armadura de flexão e transversal e ganho de produtividade executiva através da montagem de módulos permitindo apenas o posicionamento da armadura.

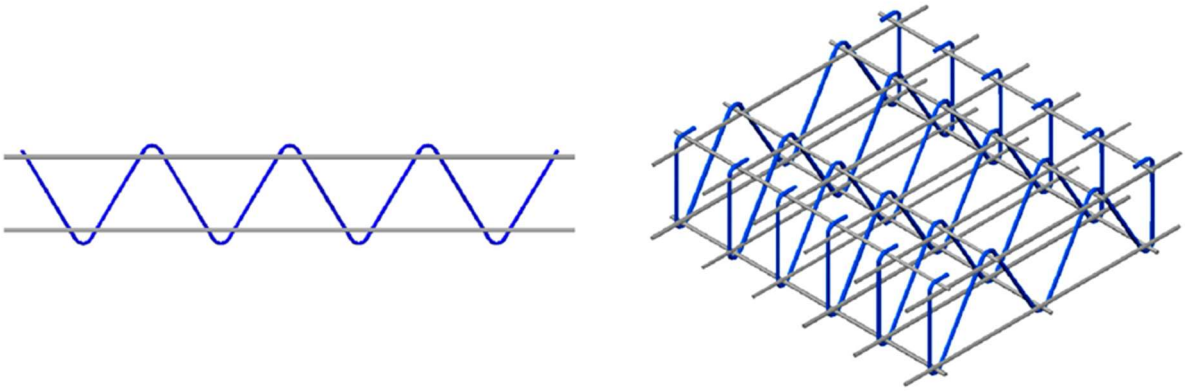


Figura 2.12 - Estribo *W* (Ferreira *et al.*, 2016).

Foram ensaiadas oito vigas chatas de concreto armado com 500 mm de largura e 2500 mm de comprimento, divididas em duas séries, onde a primeira série foi formada pelas três primeiras vigas que tinham espessura de 190mm e a segunda série formada pelas 5 vigas restantes com 210 mm de espessura, variando a relação a/d entre as séries verificando o efeito arco e o mecanismo da treliça nas vigas. Cada série continha uma viga de referência e as restantes armadas com estribos *W* posicionados a 45º e 90º. A nomenclatura das vigas é dada através de três termos onde o primeiro termo é referente ao tipo de armadura de cisalhamento utilizado nas vigas. A letra *R* para as vigas de referências, a *C* para vigas com estribo fechado e *W* para vigas com estribo *W*. O segundo termo indica a relação a/d de cada viga que varia entre 2 e 4, e o terceiro termo é relacionado ao angulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da viga. A Tabela 2.1 apresenta as características das vigas ensaiadas. A Figura 2.14 apresenta as características das variáveis do ensaio.

Tabela 2.1 - Características das vigas ensaiadas por Ferreira *et al.* (2016).

SÉRIE	VIGA	h (mm)	d (mm)	s (mm)	a/d	fc (Mpa)	ρ_l (%)	ρ_w (%)	α (°)
1ª	R-2	190	158	-	2,1	40	1,71	-	-
	C-2-90	190	161	90	2,0	40	1,68	0,185	90
	W-2-90a	190	162	90	2,0	40	1,67	0,149	90
2ª	W-2-90b	210	182	90	2,2	33	2,42	0,149	90
	R-4	210	176	-	3,8	33	2,50	-	-
	C-4-90	210	178	120	3,8	33	2,47	0,139	90
	W-4-90	210	182	120	3,7	33	2,42	0,111	90
	W-4-45	210	182	120	3,7	33	2,42	0,111	45

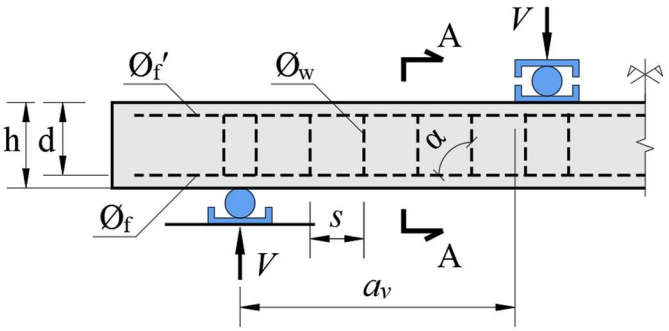


Figura 2.13 - Variáveis do ensaio de Ferreira *et al.* (2016).

As vigas *C*, com estribos fechados, foram armadas transversalmente com 3 estribos fechados por camada, totalizando 6 pernas por camada, as vigas com estribo *W*, a armadura transversal foi montada em módulos e posicionada entre as barras de flexão, onde cada camada de estribo *W* continha 2 pernas verticais e 4 pernas inclinadas a 45º em relação ao eixo de largura da viga. Foi adotado 4,8 pernas verticais por camada de estribo *W* devido a inclinação das barras. O aço utilizado na armadura transversal de todas as vigas foi CA-60 de 4,2 mm de diâmetro. A Figura 2.15 mostra a seção transversal com os estribos utilizados em cada viga ensaiada e o esquema de montagem de cada viga.

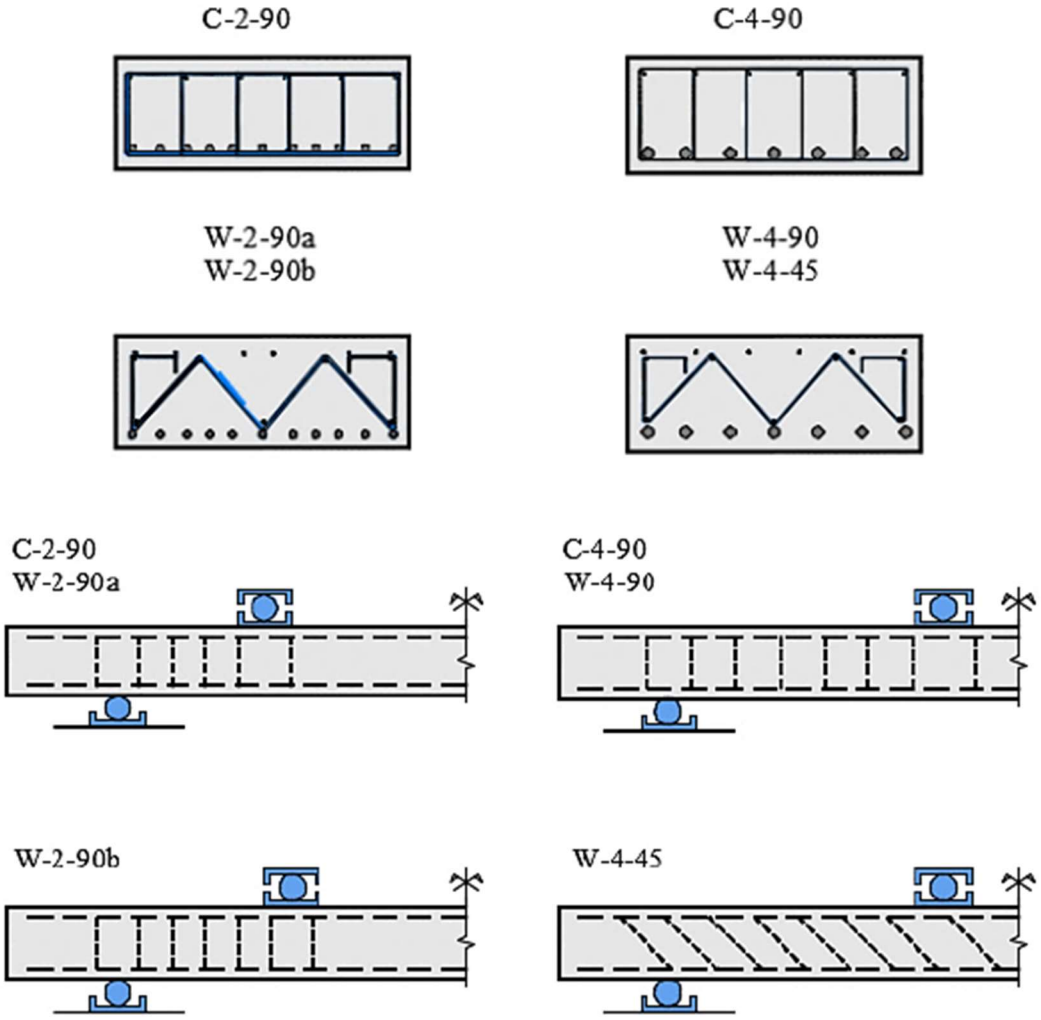


Figura 2.14 - Esquema de montagem das vigas ensaiadas por Ferreira *et al.* (2016).

Os autores observaram após os ensaios que todas as vigas apresentaram fissuração semelhante e que todas romperam por cisalhamento, entretanto as vigas da primeira série devido ao arqueamento dos esforços apresentaram a ruptura somente por cisalhamento, onde as vigas com estribo *W* apresentaram desempenho melhor que a viga com estribo fechado, enquanto as vigas da 2ª série surgiram fissuras horizontais de delaminação nas vigas com estribo *W*, apresentando assim desempenho abaixo da viga com estribo fechado. É importante destacar que apesar do surgimento das fissuras por delaminação as vigas com estribo *W* apresentaram resultados, acima dos esperados em comparação com as normas NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e EUROCODE 2 (2004). A tabela 2.2 apresenta os resultados das vigas ensaiadas por Ferreira *et al.* (2016).

Tabela 2.2 - Resultados dos ensaios das vigas de Ferreira *et al*. (2016).

SÉRIE	VIGA	Vu (kN)	Vu/NBR I	Vu/NBR II	Vu/ACI	Vu/EC 2
1ª	R-2	166,70	1,43	1,43	1,96	1,43
	C-2-90	280,70	1,51	1,32	1,88	1,53
	W-2-90a	304,00	1,75	1,56	2,21	2,06
2ª	W-2-90b	301,60	1,68	1,49	2,07	1,66
	R-4	129,90	1,14	1,14	1,51	1,01
	C-4-90	212,80	1,24	1,10	1,53	1,13
	W-4-90	186,70	1,14	1,03	1,42	1,20
	W-4-45	200,50	1,10	1,02	1,34	1,30
Média			1,37	1,26	1,74	1,42
COV (%)			18,8	17,2	18,9	23,6

2.4.2 Tapajós (2017)

Foram ensaiadas 9 vigas chatas de concreto armado, na Universidade Federal do Pará (UFPA), com dimensões de 500 mm de base, 210 mm de altura e 2100 mm de comprimento, baseadas na pesquisa de Ferreira *et al*. (2016), onde uma viga serviu como referência e as 8 vigas restantes foram separadas em duas séries, e as principais variações foram os tipos e taxas de armadura transversal. Para verificar o desempenho das armaduras transversais sem contribuição do efeito arco, como observado nos resultados de Ferreira *et al*. (2016), foi estabelecido uma relação *a/d* próximo de 3,5. Devido ao surgimento do efeito de delaminação em uma viga de cada série foi utilizado uma armadura complementar, posicionada sob as barras longitudinais de tração e sobre as barras longitudinais de compressão, como forma de auxiliar a ancoragem e combater a delaminação (Figura 2.16).

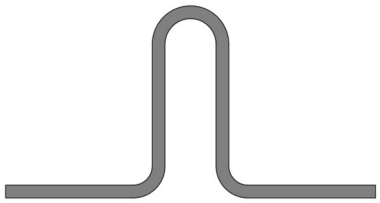


Figura 2.15 - Armadura complementar de controle a delaminação.

A nomenclatura das vigas é dada através de um sistema de três termos onde o primeiro termo é referente ao tipo de armadura de cisalhamento utilizado nas vigas. A letra *R* foi utilizada para a viga de referência, a letra *C* para vigas com estribo fechado, a letra *S* faz referência aos *studs*, *W* para vigas com estribo *W* e W_c para vigas com estribo *W*, e armadura complementar de combate a delaminação. O segundo termo indica a relação a/d de cada viga

que varia entre 2 e 4, e o terceiro termo é relacionado ao angulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da viga.

No trabalho de Ferreira *et al*. (2016) os estribos *W* tinham as penas inclinadas a 45º, assim apresentavam 80% da área de aço por camada de armadura transversal em comparação com as vigas com estribos fechados, dessa forma foi alterada a inclinação das pernas dos estribos para 60º permitindo melhor comparação entre as armaduras transversais, também foram soldadas duas barras horizontais, com 8,0 mm de diâmetro, ao longo do comprimento dos estribos *W* com o intuito de auxiliar na ancoragem e facilitar a montagem dos módulos. A Tabela 2.3 apresenta as características das vigas ensaiadas por Tapajós (2017). A Figura 2.17 mostra a seção transversal com o estribo utilizado em cada viga por Tapajós (2017).

Tabela 2.3 - Característica das vigas ensaiadas por Tapajós (2017).

SÉRIE	VIGA	h (mm)	d (mm)	a (mm)	s (mm)	a/d	f_c (Mpa)	ρ_l (%)	ρ_w (%)
1ª/2ª	R-3.5	210	175	620	-	3,54	23,5	2,51	-
1ª	C-3.5-0.16	210	174	620	150	3,56	23,5	2,48	0,16
	S-3.5-0.16	210	180	620	125	3,44	23,5	2,44	0,16
	W-3.5-0.17	210	178	620	150	3,48	23,5	2,45	0,17
	Wc-3.5-0.17	210	173	620	150	3,58	23,5	2,54	0,17
2ª	C-3.5-0.24	210	178	620	100	3,48	23,5	2,47	0,24
	S-3.5-0.24	210	180	620	125	3,44	23,5	2,44	0,24
	W-3.5-0.25	210	175	620	100	3,54	23,5	2,51	0,25
	Wc-3.5-0.25	210	175	620	100	3,54	23,5	2,51	0,25

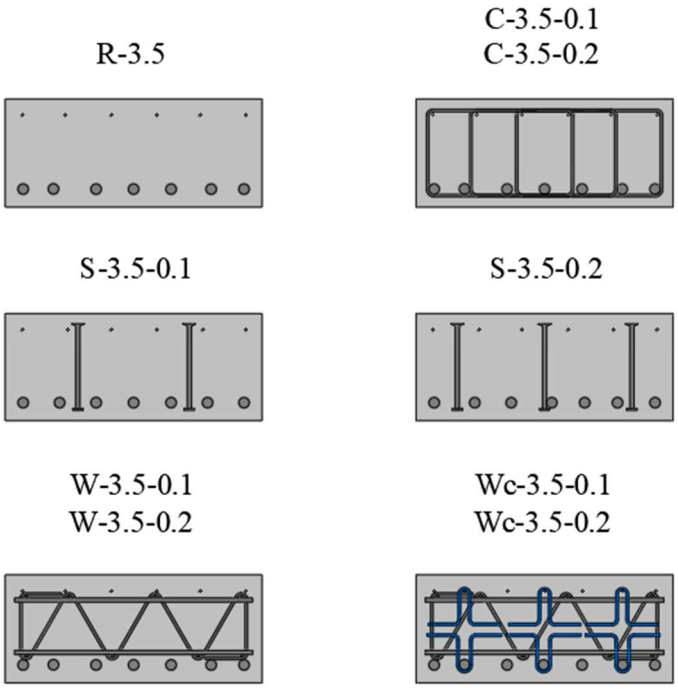


Figura 2.16 - Seção transversal das vigas ensaiadas por Tapajós (2017).

As vigas após os ensaios apresentaram modo de ruptura por cisalhamento, onde as vigas com estribo *W* teve um acréscimo de resistência ao cisalhamento variando de 23% a 58% em comparação com a viga de referência. Em relação as vigas com estribo fechado o autor verificou também um controle no efeito de delaminação nas vigas com a armadura complementar e ganho na capacidade de resistência ao cisalhamento em comparação com as vigas com estribo *W* e sem armadura complementar. A Tabela 2.4 apresenta os resultados dos ensaios das vigas de Tapajós (2017).

Tabela 2.4 - Resultados dos ensaios das vigas de Tapajós (2017).

SÉRIE	VIGA	V_u (kN)	V_u/NBR I	V_u/NBR II	V_u/ACI	V_u/EC 2
1ª/2ª	R-3.5	158,0	1,75	1,75	2,19	1,39
1ª	C-3.5-0.16	195,0	1,29	1,12	1,51	1,27
	S-3.5-0.16	210,5	1,33	1,15	1,56	1,29
	W-3.5-0.17	200,5	1,27	1,09	1,48	1,21
	Wc-3.5-0.17	249,0	1,62	1,40	1,89	1,54
2ª	C-3.5-0.24	241,0	1,29	1,09	1,49	1,02
	S-3.5-0.24	231,0	1,21	1,02	1,40	0,95
	W-3.5-0.25	195,0	1,04	0,87	1,19	0,80
	Wc-3.5-0.25	229,0	1,22	1,02	1,40	0,94
Média			1,34	1,17	1,57	1,16
COV (%)			16,3	22,2	19,0	21,0

2.4.3 Pinto (2019)

Em prosseguimento ao trabalho de Tapajós (2017), foram ensaiadas 7 vigas chatas na Universidade Federal do Pará (UFPA) com 500 mm de base, 210 mm de altura e 2300 mm de espessura, onde uma viga, não tinha armadura transversal e foi utilizada como referência, e as 6 vigas restantes utilizaram o estribo *W* como armadura transversal, no qual as principais variáveis do estudo foram o espaçamento entre os estribos, a variação da posição da armadura complementar, e inclinação dos estribos em relação a ao eixo longitudinal da viga.

Os estribos *W* utilizados no estudo foram baseados na pesquisa de Tapajós (2017), ou seja, os estribos apresentavam pernas inclinadas a 60º em relação ao eixo da largura das vigas, entretanto devido a variação do espaçamento entre as camadas da armadura transversal, foram fabricados estribos *W* com aço CA-60 com 5,0 mm de diâmetro e aço CA-50 de 6,3 mm de diâmetro para manter a taxa de armadura transversal das vigas semelhante.

A vigas foram nomeadas através de um sistema A-B-C, no qual a letra A é correspondente ao tipo de armadura transversal utilizada nas vigas, onde W_c faz referência ao

estribo *W* com armadura complementar, a letra *B* é referente a taxa de armadura transversal utilizada em cada viga, a qual foi fixada em 0,4, e o termo *C* que faz referência a inclinação armadura transversal em relação ao eixo longitudinal que variou entre 60º e 90º seguido da letra *a* e *b*, onde *a* representa a armadura complementar posicionada na zona de compressão e na zona de tração da viga e a letra *b* indicando armadura complementar apenas na zona tracionada da viga. Para identificação do espaçamento entre as camadas de estribos foi utilizado o número 1 para identificar as vigas com espaçamento entre estribos de 100 mm, e o número 2 para vigas com espaçamento de 60 mm entre os estribos. A Tabela 2.5 apresenta as características das vigas ensaiadas por Pinto (2019) e a Figura 2.18 apresenta a seção transversal e esquema de montagem das vigas ensaiadas por Pinto (2019).

Tabela 2.5 - Característica das vigas ensaiadas por Pinto (2019).

SÉRIE	VIGA	h (mm)	d (mm)	s (mm)	a (mm)	a/d	f_c (Mpa)	ρ_w (%)	α (°)
1ª	V REF	210	177,5	-	620	3,5	30,0	-	-
	Wc-0.4-90a_1	210	177,5	100	620	3,5	30,0	0,4	90
	Wc-0.4-90b_1	210	177,5	100	620	3,5	30,0	0,4	90
	Wc-0.4-60a_1	210	177,5	100	620	3,5	30,0	0,4	60
	Wc-0.4-60b_1	210	177,5	60	620	3,5	30,0	0,4	60
	Wc-0.4-90a_2	210	177,5	60	620	3,5	30,0	0,4	90
	Wc-0.4-90b_2	210	177,5	60	620	3,5	30,0	0,4	90

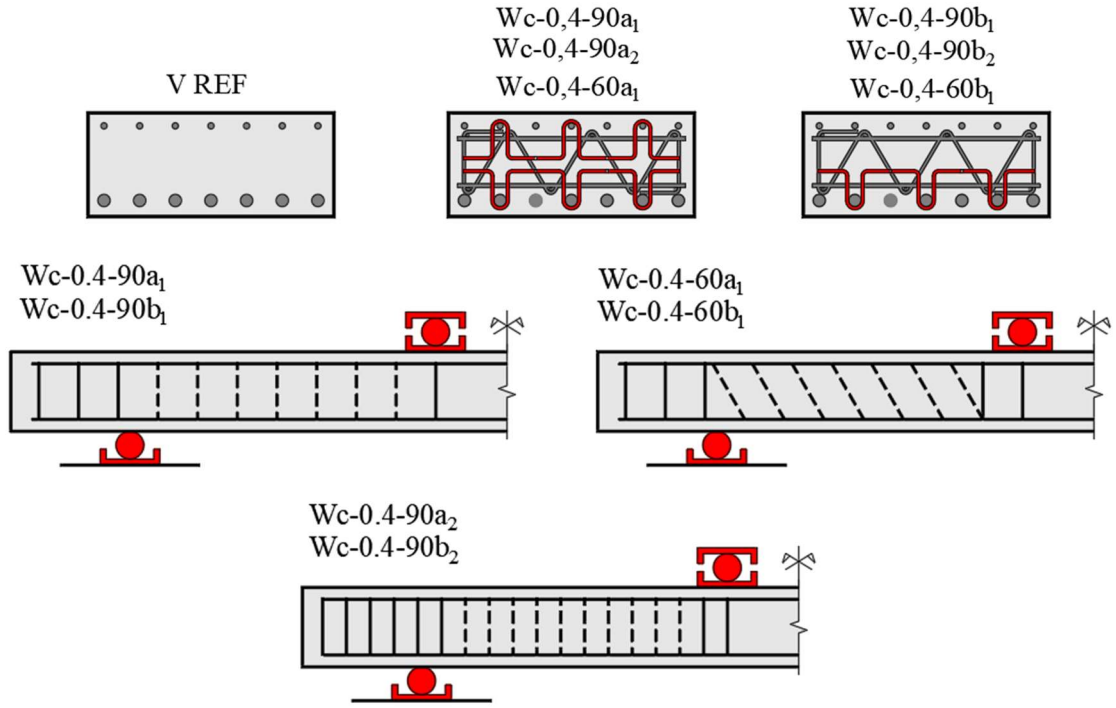


Figura 2.17 – Seção transversal e esquema de montagem das vigas ensaiadas por Pinto (2019).

As vigas ensaiadas por Pinto (2019) apresentaram ruptura por cisalhamento, no qual as vigas com estribo *W* apresentaram capacidade de resistência ao cisalhamento superior a viga de referência com uma média de 107% de acréscimo de resistência ao esforço cortante. É importante destacar que as vigas com os estribos *W* inclinados a 60º apresentaram capacidade de resistência ao cisalhamento em média 15% superior em comparação com as vigas com os armadura transversal a 90º com mesmo espaçamento entre camadas de estribo. Foi identificado pela autora que as vigas com armadura transversal interna apresentam maior capacidade de resistência com a armadura complementar posicionada nas duas faces das vigas. A Tabela 2.6 apresenta os resultados das vigas ensaiadas por Pinto (2019).

Tabela 2.6 - Resultados das vigas ensaiadas por Pinto (2019).

SÉRIE	VIGA	V_u (kN)	V_u/NBR I	V_u/NBR II	V_u/ACI	V_u/EC 2
1ª	V REF	145,0	1,21	1,21	1,75	1,15
	Wc-0.4-90a_1	281,5	1,07	0,87	1,22	0,72
	Wc-0.4-90b_1	256,5	0,98	0,79	1,12	0,65
	Wc-0.4-60a_1	351,0	1,07	0,92	1,21	0,81
	Wc-0.4-60b_1	269,0	0,82	0,70	0,93	0,62
	Wc-0.4-90a_2	345,5	1,27	1,05	1,46	1,05
	Wc-0.4-90b_2	302,0	1,11	0,93	1,28	1,11
Média			1,07	0,92	1,22	0,81
COV (%)			13,8	18,2	21,4	27,9

2.5 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.

2.5.1 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 $V_{R,cs}$ é 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 45º, 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 se limita a resistência máxima ao cisalhamento $V_{R,max\,I}$, pela equação 2.4.

$$V_{R,cs\,I} = V_{R,c\,I} + V_{R,s\,I} \tag{2.1}$$

$$V_{R,c\,I} = 0.6 \cdot f_{ctk,inf} \cdot bw \cdot d \tag{2.2}$$

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

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

Onde:

$V_{R,cs}\ I$ é a resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado com armadura transversal estimada pelo modelo I;

$V_{R,c}\ I$ é a resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal estimada pelo modelo I;

$V_{R,s}\ I$ é a contribuição das armaduras transversais na resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado estimada pelo modelo I;

A_{sw} é a área de aço da armadura de cisalhamento por camada;

b_w é a largura da viga;

d é a altura útil;

s é o espaçamento entre as camadas da armadura de cisalhamento;

f_c é a resistência à compressão do concreto;

$f_{ctk,\inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ - 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_{yw} é a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento.

O Modelo II da NBR 6118 (2014) considera os efeitos causados pela fissuração diagonal, que influencia na redução de inclinação da biela e consequentemente 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.

$$V_{Rcs,\,II} = V_{R,c\,II} + V_{R,s\,II} \tag{2.5}$$

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

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

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

A NBR 6118 (2014) recomenda que, no caso dos estribos, os mesmos envolvam a armadura de flexão, e para os casos dos estribos que não envolvam a armadura de flexão a norma permite que a ancoragem seja feita através de barras soldadas longitudinalmente aos estribos, conforme Figura 2.19.

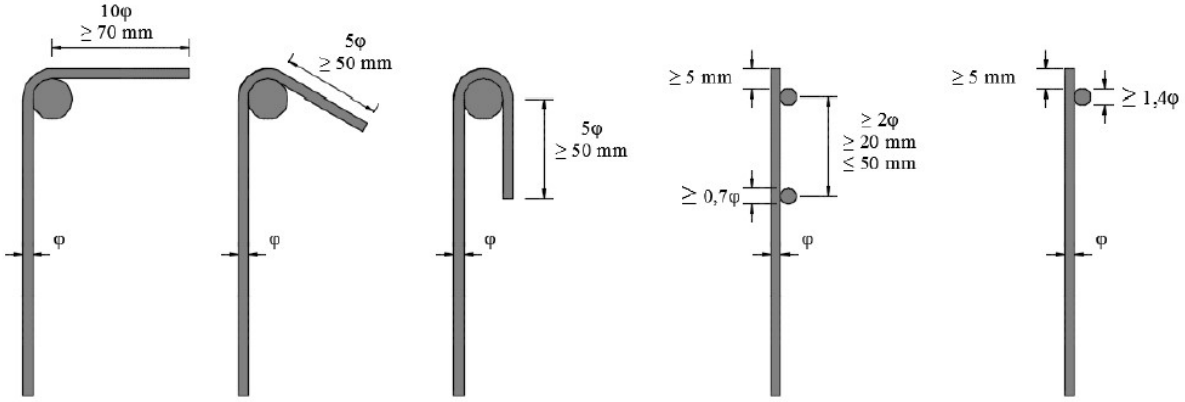


Figura 2.18 - Recomendações da NBR 6118 (2014) para ancoragem da armadura transversal.

2.5.2 ACI 318 (2014)

A ACI 318 (2014) 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.

$$\phi V_n \geq Vu \tag{2.9}$$

A norma não possui dados experimentais e resultados com concretos acima de 70 MPa, 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.

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

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.

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

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.

$$V_{R,cs} = V_{R,c} + V_{R,s} \tag{2.12}$$

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

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

2.5.3 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.

$$V_{R,c} = \max \begin{cases} \left(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \right) \cdot b_w \cdot d \\ 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \end{cases} \tag{2.15}$$

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_{sl} é 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.

$$V_{R,cs} = \max \begin{cases} \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywk} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \\ V_{R,c} \end{cases} \tag{2.16}$$

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.

$$V_{R,\max} = \frac{0.9 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu_1 \cdot f_c \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)}{1 + \cot^2\theta} \tag{2.17}$$

Onde:

$$\nu_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_c}{250} \right].$$

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.

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

Onde:

f_{yd} é a tensão de escoamento do aço, recomendada pelo EC2 como 0,8.f_{ys}, que é a tensão de escoamento no ensaio de caracterização do aço.

2.5.4 Resistência a flexão de vigas de concreto armado

Diversas recomendações normativas, como o Eurocode 2 (2004) e a ABNT NBR 6118 (2014), apresentam teorias simplificadas para estimar a resistência à flexão de elementos de concreto armado assumindo que: a hipótese de Bernoulli das seções planas é válida; compatibilização perfeita entre as deformações do concreto e do aço; a resistência à tração do concreto é desprezada para o estado limite último; a distribuição de tensões no concreto pode ser assumida como um diagrama de parábola-retângulo, que pode ser substituído por um retângulo, definido como mostra a Figura 2.20. Para estimar a resistência à flexão neste trabalho, serão utilizadas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), considerando que as armaduras de flexão positiva e negativa atingem o escoamento, de modo a obter as equações de 2.19 a 2.23.

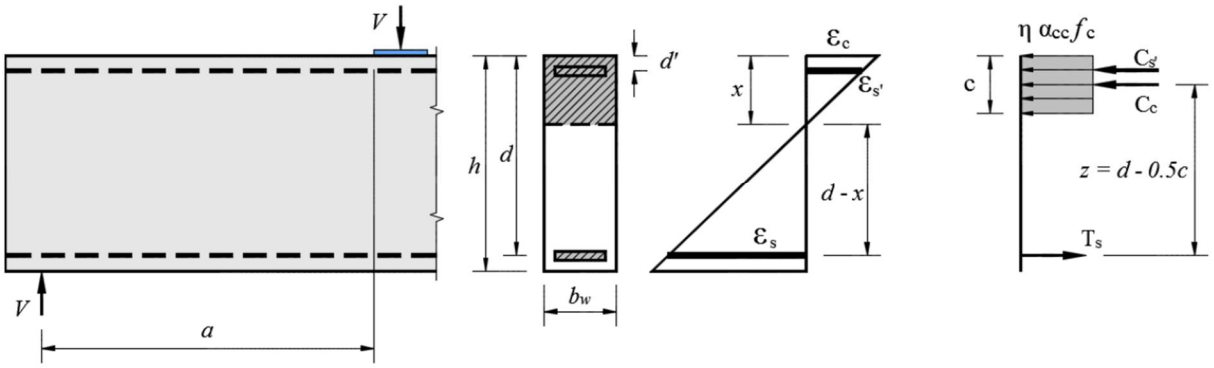


Figura 2.19 - Distribuição de tensão e deformação assumida para o estado limite último (Tapajós, 2017).

$$C_c + C_{s\prime} - T_s = 0 \quad (2.19)$$

$$(\eta \cdot f_c \cdot b_w \cdot c) + (A_{s\prime} \cdot f_{ys\prime}) = A_s \cdot f_{ys} \quad (2.20)$$

$$c = \frac{(A_s \cdot f_{ys}) - (A_{s\prime} \cdot f_{ys\prime})}{\eta \cdot f_c \cdot b_w} \quad (2.21)$$

$$M_{flex} = A_s \cdot f_{ys} \cdot z \quad (2.22)$$

$$V_{flex} = \frac{Mflex}{a} \quad (2.23)$$

Onde:

η é uma constante, assumida como 1 para seções constantes e 0,9 para os demais casos;

α_{cc} é assumido como 0,85 para $f_c \leq 50$ MPa. Nos casos em que os efeitos a longo prazo do concreto podem ser negligenciados, como ensaios em curto período de tempo, assume-se 0,95;

c é a altura do bloco de compressão do concreto;

a é o vão de cisalhamento da peça.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O trabalho consiste em analisar experimentalmente a variação da quantidade de pernas ou inclinação da armadura transversal interna apresenta resultados semelhantes ou superiores em comparação com os estribos convencionais utilizados atualmente. Foram ensaiadas experimentalmente 5 vigas faixa de concreto armado, ensaiadas no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) no Campus Universitário de Tucuruí (CAMTUC).

3.1 Características das vigas

Foi ensaiada uma série de cinco vigas faixa de concreto armado com dimensões de 500 mm de base e 210 mm de altura da seção transversal e 2300 mm de comprimento, onde uma viga é composta por estribos convencionais servindo de referência para as demais. As quatro vigas restantes apresentam variação na inclinação dos estribos internos, onde duas vigas possuem estribos a 90º e as outras duas, inclinações a 60º, mantendo a mesma taxa de armadura, variando apenas a quantidade de pernas dos estribos. Como forma de obter o desempenho máximo dos estribos, adotou-se elevadas taxas de armadura longitudinal para evitar que a viga venha a falhar por flexão. Os apoios foram deslocados para dentro do vão como forma de garantir melhor ancoragem das barras longitudinais, uma vez que a altura da viga limitou e não permitiu chegar ao comprimento de ancoragem necessário. A Tabela 3.1 apresenta todas as vigas estudadas e suas principais características, e a Figura 3.1 mostra as variáveis envolvidas nos ensaios.

Tabela 3.1 - Características das vigas.

SÉRIE	**VIGA**	**d(mm)**	**a/d**	**$Ø_l$(mm)**	**A_s(mm²)**	**ρ_l(%)**	**Tipo de armadura de cisalhamento**	
1	C-4-90	171,5	3,62	25	2945,24	3,43%	Estribo convencional	
	M-8-90						Estribo *M* + Armadura complementar	
	M-4-90							
	M-8-60							
	M-4-60							
Obs:	**b_w(mm)**	**h(mm)**	**a(mm)**	**c(mm)**	**L(mm)**	**$Ø_{l'}$ (mm)**	**f_c(MPa)**	**f_{ys}(MPa)**
	500	210	620	20	2300	8	25	531

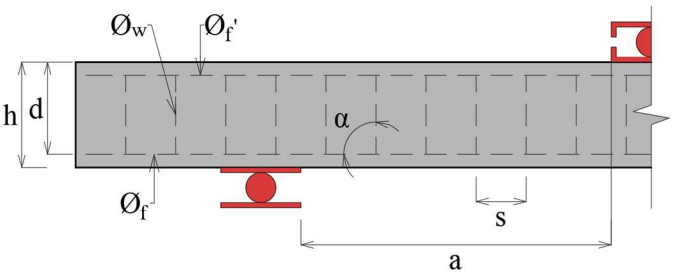


Figura 3.1 - Variáveis dos ensaios das vigas.

As taxas de armaduras transversais foram mantidas, garantindo matematicamente que todas as vigas apresentem desempenhos de combate ao cisalhamento semelhantes. Entretanto, houve mudança nos diâmetros e quantidade de barras verticais em cada camada de estribos, com finalidade de verificar se uma maior quantidade de pernas na armadura auxilia o comportamento das vigas no combate aos esforços cortantes. A Tabela 3.2 apresenta as características da armadura transversal utilizada em cada viga estudada.

Tabela 3.2 - Características da armadura de cisalhamento.

SÉRIES	VIGA	DADOS DA ARMADURA DE CISALHAMENTO						
		$Ø_w$ (mm)	α (°)	Nº de barras	A_{sw} (mm²)	S (mm)	ρ_w (%)	f_{yw} (MPa)
1ª	C-4-90	6,0	90	4	113,10	100	0,23%	687,12
	M-8-90	4,2	90	8	110,84		0,22%	612,56
	M-4-90	6,0	90	4	113,10		0,23%	687,12
	M-8-60	4,2	60	8	110,84		0,26%	612,56
	M-4-60	6,0	60	4	113,10		0,26%	687,12

Para a nomenclatura das vigas, adotou-se um sistema de três termos: *A-B-C*. O primeiro termo (*A*), representa a nomenclatura da armadura transversal utilizada, onde, se indicado pela letra *C*, refere-se aos estribos fechados (*Closed stirrup*) e, quando indicados pela letra *M*, refere-se aos estribos internos contínuos. O segundo termo (*B*) representa a quantidade de barras verticais em cada camada da armadura de cisalhamento, e o termo (*C*) indica a angulação adotada para a armadura de cisalhamento (90º ou 60º).

3.1.1 Armadura de flexão

A armadura longitudinal foi dimensionada para que as vigas apresentassem maior resistência à flexão, possibilitando uma ruptura por cisalhamento. Na zona tracionada foram utilizadas 6 barras de aço CA-50 com 25,0 mm de diâmetro e na parte comprimida 7 barras de aço CA-50 com 8,0 mm de diâmetro. A Figura 3.2 mostra a seção transversal e a armadura de flexão utilizada.

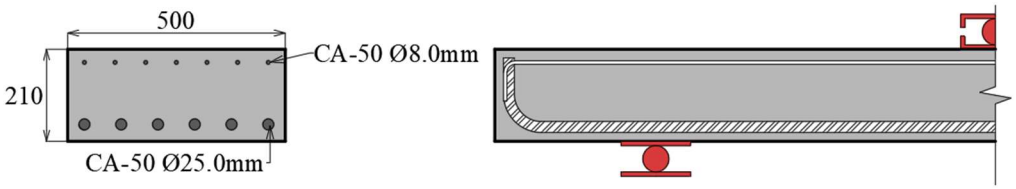


Figura 3.2 - Detalhe da armadura de flexão utilizada.

3.1.2 Armadura de cisalhamento

A série de cinco vigas continha uma viga de referência armada com estribos fechados, C-4-90, composta por 2 estribos fechados por camada, somando 4 barras verticais CA-60 com 6,0mm de diâmetro em cada camada de estribos. As recomendações da NBR 6118 (2014) foram seguidas, onde os estribos envolveram as armaduras de tração e de compressão de forma a garantir a ancoragem destes na peça, assim como o diâmetro das dobras e comprimentos de ancoragem também foram baseados na recomendação normativa.

A viga foi dividida em duas partes, onde metade continha estribos fechados CA-60 de 6,0 mm de diâmetro espaçados a 100 mm, enquanto a outra metade foi constituída por estribos de CA-50 de 6,3 mm de diâmetro espaçados a 50 mm, Figura 3.3, esse arranjo foi determinado de forma a fazer com que somente a parte menos armada da viga sofresse uma ruptura por cisalhamento, permitindo assim o monitoramento apenas de um lado da viga durante o ensaio. A Figura 3.4 apresenta a seção transversal e dimensão dos estribos, e a Figura 3.5 a armadura da viga C-4-90.

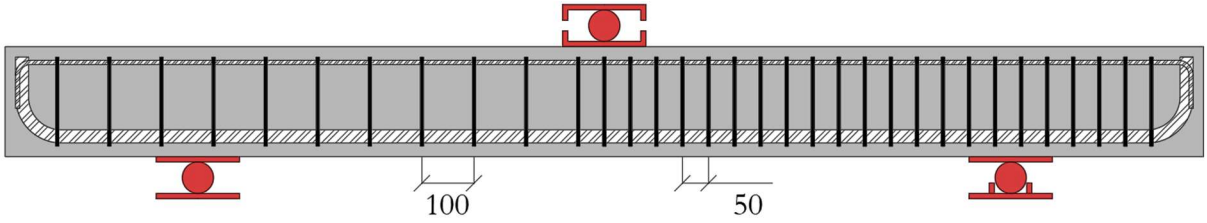


Figura 3.3 - Esquema de armação da viga C-4-90.

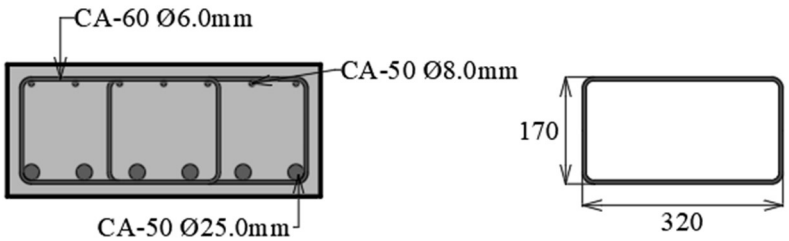


Figura 3.4 - Seção transversal e dimensão do estribo da viga C-4-90.

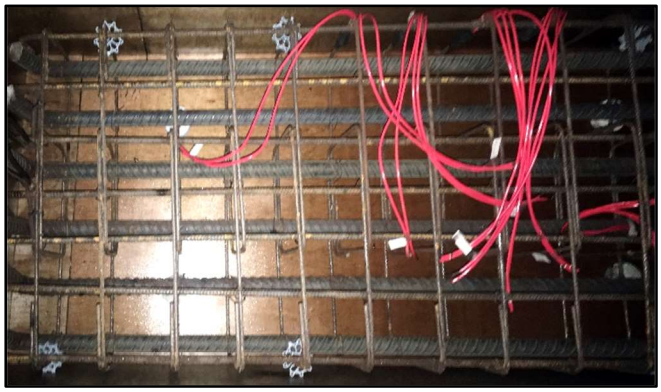
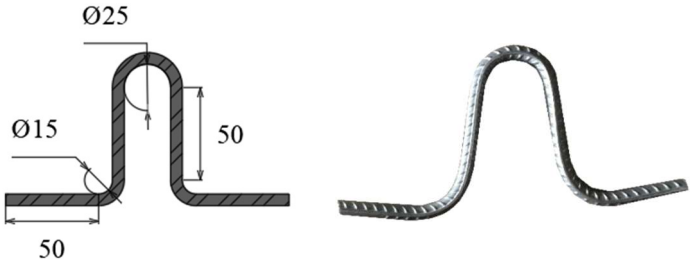


Figura 3.5 - Armadura da viga C-4-90.

Nos trabalhos de Ferreira *et al.* (2016) e Tapajós (2017), as vigas estudadas com armadura transversal interna apresentaram efeito de delaminação devido a uma falha de ancoragem dos estribos internos. Para reduzir esses efeitos foi utilizado por Tapajós (2017), uma armadura complementar como forma de combater o efeito de delaminação. Neste estudo foi adotada esta armadura complementar nas quatro vigas com estribos internos. A armadura complementar foi fabricada com aço CA-50 com diâmetro de 6.3mm, conforme representado na Figura 3.6.



a) Vista, gancho com cotas. b) Gancho, barra já dobrada.

Figura 3.6 - Armadura complementar.

A viga M-8-90 foi montada com uma armadura transversal interna, ou seja, os estribos estavam posicionados entre a armadura de flexão da viga. Os estribos internos, chamados de estribos M, foram fabricados com aço CA-60 de 4,2 mm de diâmetro com 8 barras verticais e duas barras horizontais de aço CA-50 de 6,3 mm de diâmetro nas extremidades dos estribos, como forma de auxiliar na ancoragem conforme recomendação da NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004), mostrado na Figura 3.7. Esses estribos foram posicionados com angulação de 90º, e espaçados a 100 mm entre camadas de estribos mantendo assim a taxa de armadura próxima à da viga de referência (Figura 3.8).

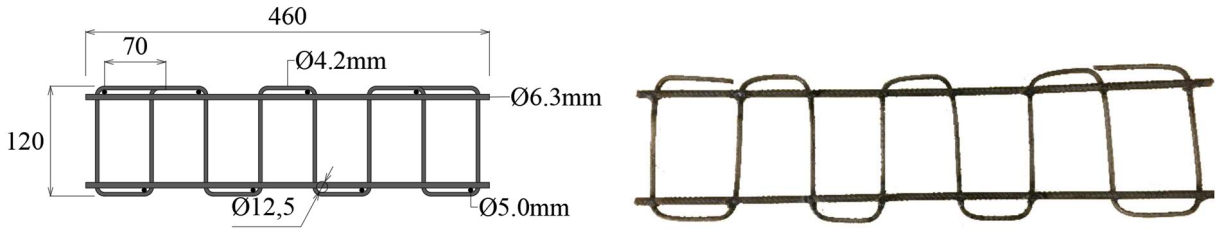


Figura 3.7 - Estribo interno Contínuo de 8 pernas.

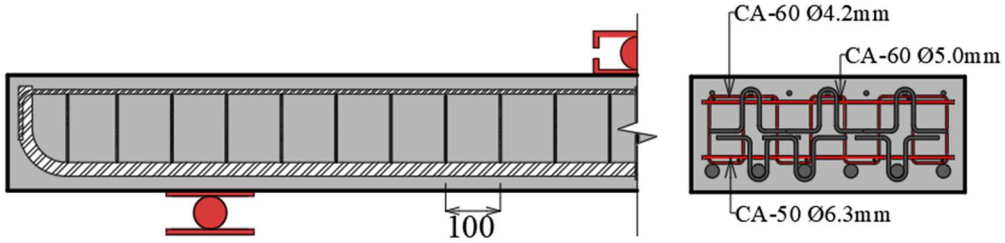
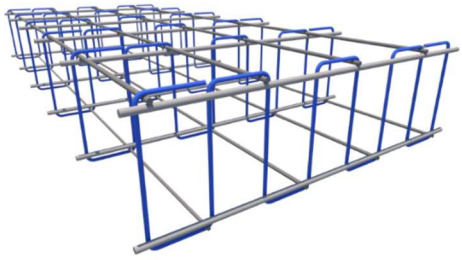
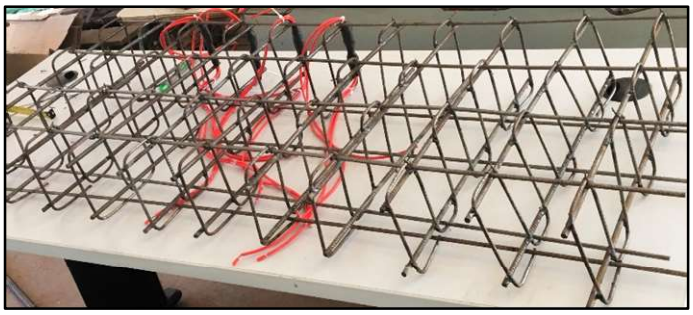


Figura 3.8 - Esquema de armação da viga M-8-90.

Conforme foi executado por Ferreira *et al.* (2016) e Tapajós (2017), foram colocadas nas dobras dos estribos, barras de 5,0 mm para facilitar a montagem em módulos (Figura 3.9). Nesta viga também foi adotada a configuração de armar mais um lado, com estribos espaçados a 50 mm, forçando a ruptura do lado menos armado. A Figura 3.10 mostra o módulo da armadura transversal interna posicionada sobre a armadura longitudinal.



a) Esquema de montagem do módulo



b) Módulo montado

Figura 3.9 - Montagem em módulo.

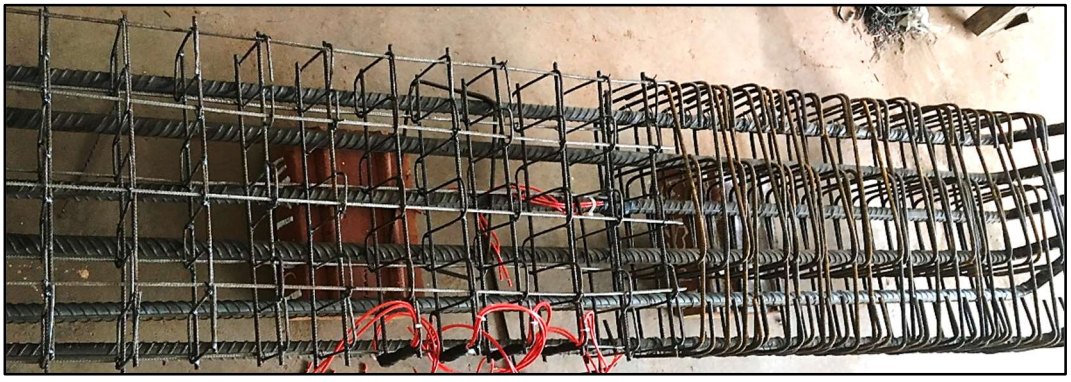


Figura 3.10 - Armadura da viga M-8-90.

A viga M-4-90 foi montada com armadura de cisalhamento interna. Os estribos, por sua vez, eram de aço CA-60 com diâmetro de 6,0mm, compostos por 4 pernas verticais, duas barras de aço horizontais CA-50 de 10,0mm de diâmetro (Figura 3.11), de forma a auxiliar na ancoragem, conforme recomendações da NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004). Esses estribos foram posicionados a 90º e espaçados a cada 100,0mm (Figura 3.12), mantendo a taxa de armadura próxima à da viga de referência. A figura 3.13 mostra a armadura da viga M-4-90 com a armadura complementar posicionada.

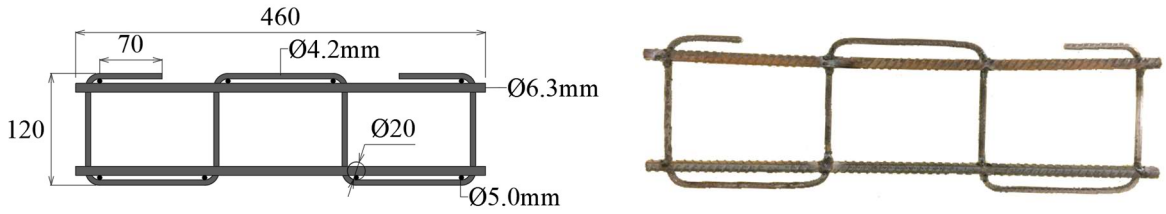


Figura 3.11 - Estribo interno contínuo de 4 pernas.

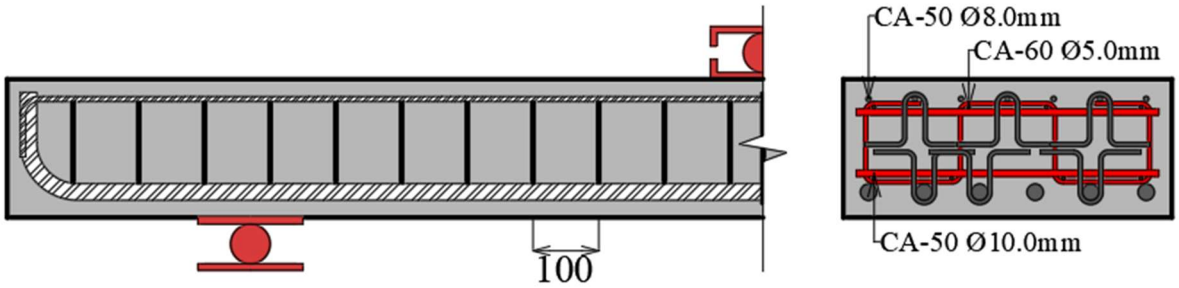


Figura 3.12 - Esquema de armação da viga M-4-90.

Figura 3.13 - Armadura da viga M-4-90.

As duas vigas restantes foram montadas com a mesma configuração de espaçamento e tipos de barras de aço utilizadas nas vigas anteriores, porém, as armaduras transversais foram inclinadas a 60º para verificar se a inclinação da armadura transversal interna confere um acréscimo de resistência significativo aos esforços de cisalhamento. A figura 3.14 mostra

o esquema de armação das duas vigas e a Figura 3.15 a seção transversal das vigas M-8-60 e M-4-60. A Figura 3.16 mostra a armadura da viga M-4-60.

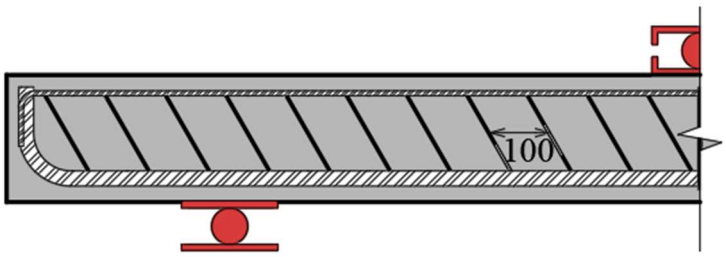


Figura 3.14 - Esquema de armação das vigas M-8-60 e M-4-60.

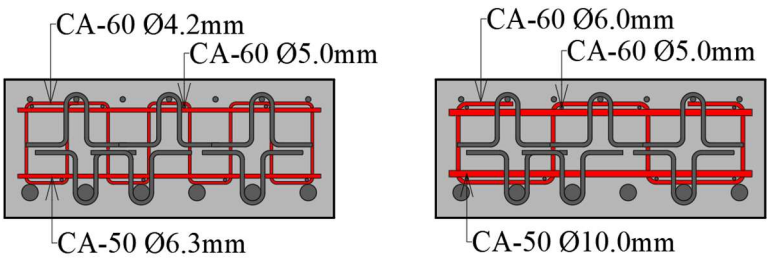


Figura 3.15 – Seção transversal das vigas M-8-60 e M-4-60.

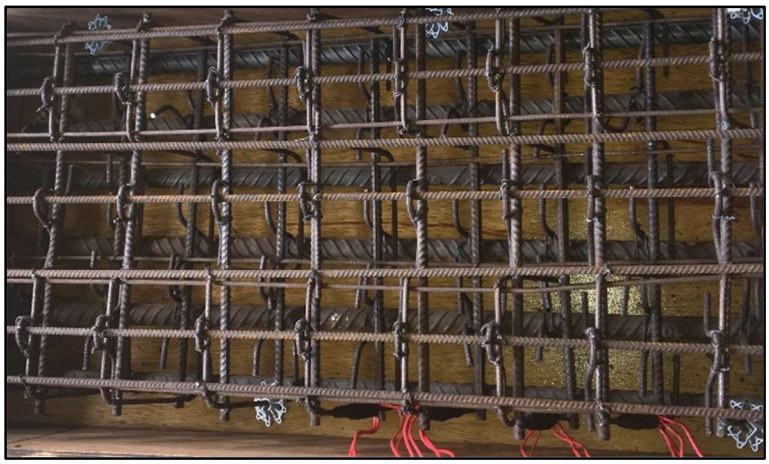


Figura 3.16 - Armadura da viga M-4-60.

3.2 Instrumentação das vigas

3.2.3 Deslocamento vertical

O deslocamento vertical das vigas, foi aferido com o auxílio de um sensor de deslocamento potenciométrico com capacidade de medição de 55mm da marca Gefran, Figura 3.17, posicionado no meio do vão das vigas possibilitando medir as flechas máximas dos elementos. O potenciômetro será fixado no *Yoke*, Figura 3.18, de modo a evitar que a acomodação das vigas prejudique a leitura dos deslocamentos. O dispositivo permite levantar dados para construção da curva carga x deslocamentos e verificar a rigidez dos elementos. A

Figura 3.19 mostra o *Yoke* e o potenciômetro posicionados na viga.

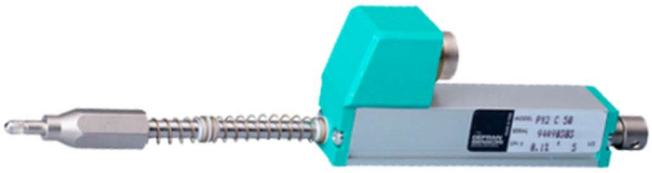


Figura 3.17 - Potenciômetro de posição.

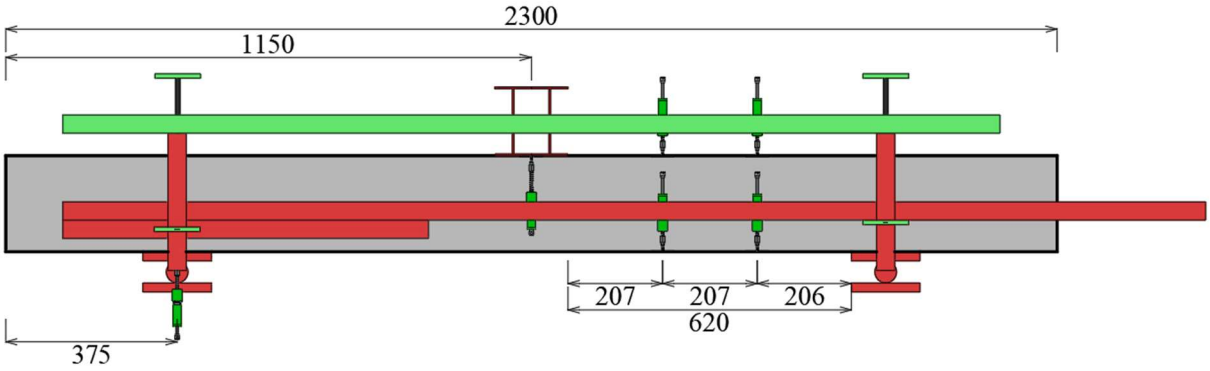


Figura 3.18 – Esquema de posicionamento do *Yoke*.

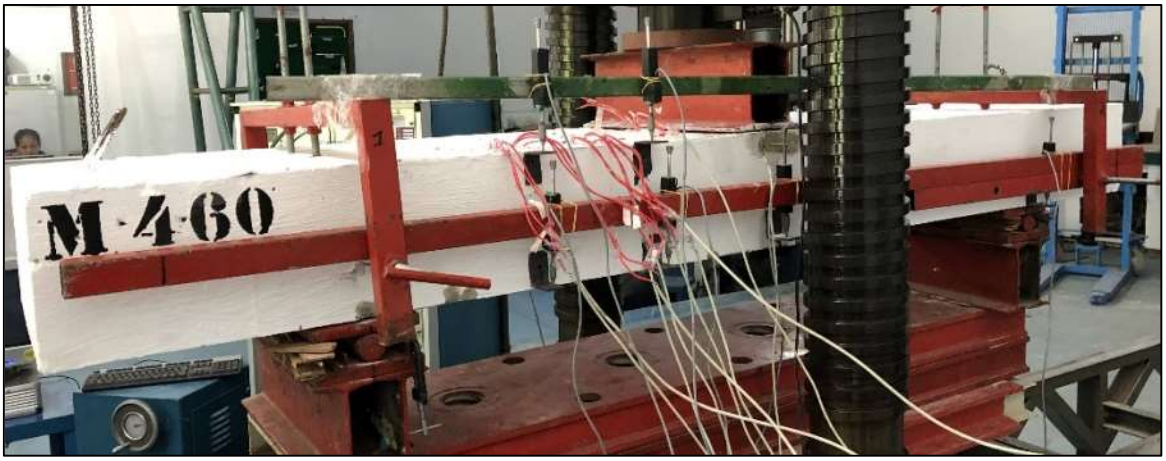


Figura 3.19 - Potenciômetro e *Yoke* posicionados na viga.

3.2.4 Deformação no concreto

A medição da deformação do concreto se deu a partir de um extensômetro elétrico de resistência (EER) da marca Excel Sensores (Figura 3.20), posicionado na face superior de cada uma das vigas. Foi adotado um sistema de três pontos para o ensaio, onde no meio do vão ocorreu a aplicação do carregamento, não sendo possível aferir a deformação no centro do vão onde as deformações do concreto seriam máximas, portanto, o extensômetro foi posicionado próximo ao meio do vão, conforme a Figura 3.21. A Figura 3.22 mostra o extensômetro posicionado na viga.

Figura 3.20 - Extensômetro colável unidirecional longo de resistência elétrica.

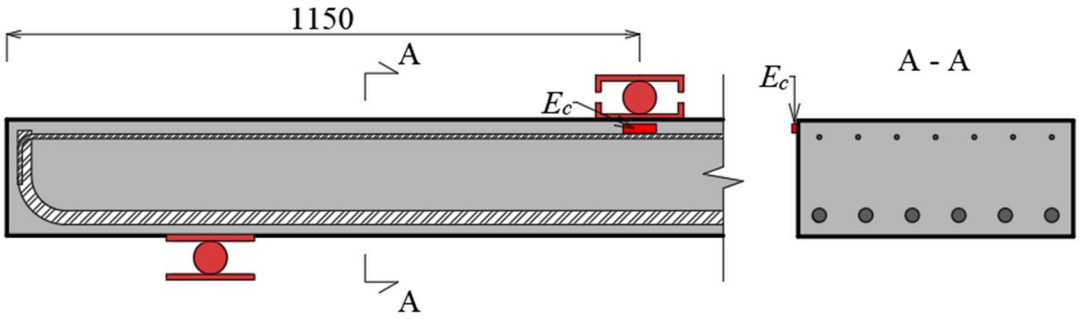


Figura 3.21 - Extensômetria de concreto das vigas.

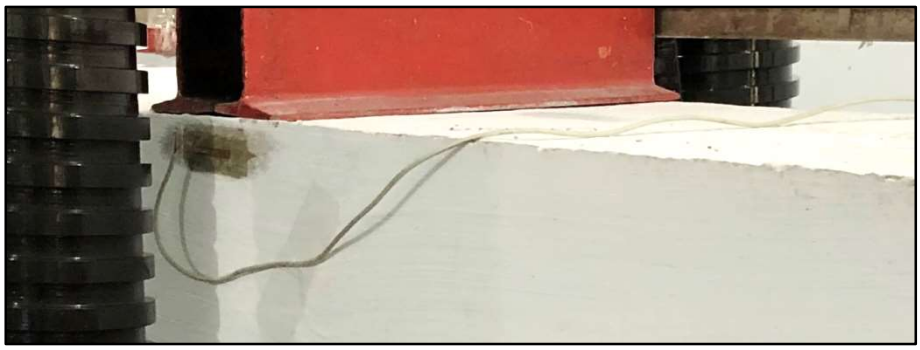


Figura 3.22 - Extensômetro posicionado na viga.

3.2.5 Deformação na armadura de flexão

A deformação da armadura de flexão de cada viga, tinha dois extensômetros EER colados na barra da terceira camada da armadura de tração (Figura 3.23). Os resultados foram obtidos a partir da média aritmética das leituras dos EER. A Figura 3.24 mostra o posicionamento dos EER na barra.

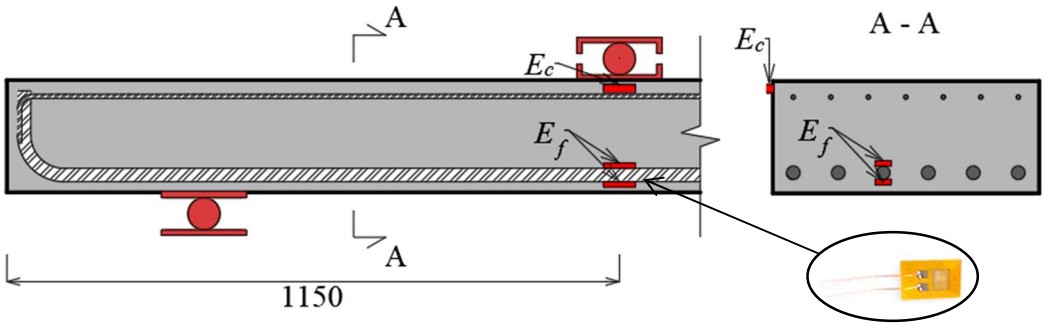


Figura 3.23 - Extensômetria da armadura de flexão.

Figura 3.24 - Extensômetro colado na armadura de flexão.

3.2.6 Deformação da armadura de cisalhamento

A escolha do posicionamento dos EER nos estribos foi baseada nos estudos de Tapajós (2017), o qual instrumentou os estribos do vão de cisalhamento para assim pegar diferentes níveis de deformação da armadura transversal. Dessa forma, como as vigas estudadas apresentavam o mesmo espaçamento entre os estribos, foram instrumentados quatro estribos localizados no meio do vão de cisalhamento de cada viga. A Figura 3.25 mostra o esquema dos estribos selecionados para instrumentação.

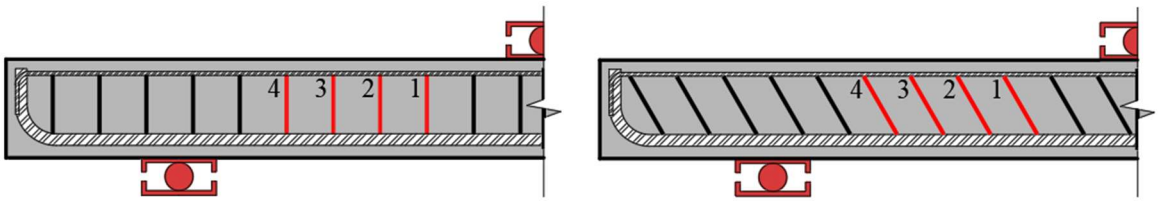


Figura 3.25 - Esquemas de instrumentação dos estribos a 90º e 60º.

A barra da extremidade de cada camada foi instrumentada com dois extensômetros EER da fabricante Excel, totalizando 8 extensômetros por viga. Os extensômetros foram colados no meio do vão de cada barra (Figura 3.26), por ser o local onde se tem maiores tensões cisalhantes. A Figura 3.27 mostra os extensômetros colados na barra do estribo. A Figura 3.28 mostra um módulo montado com os estribos já instrumentados.

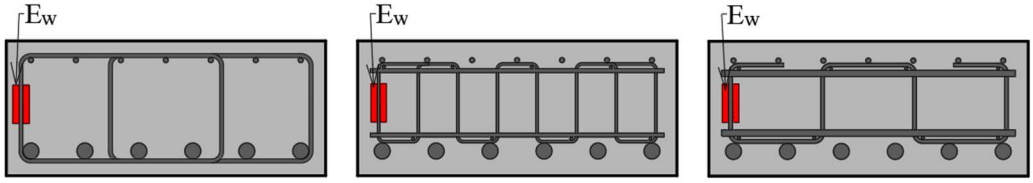


Figura 3.26 - Estribos que foram instrumentados nas vigas.

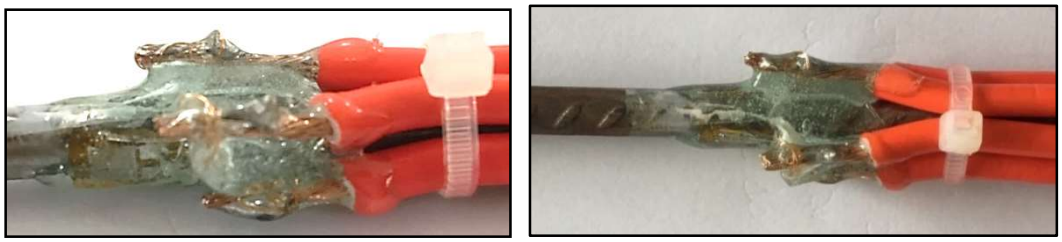


Figura 3.27 - Extensômetro colado em um dos estribos.

Figura 3.28 - Módulo com estribos instrumentados.

3.3 Sistema de ensaio

As vigas foram ensaiadas no laboratório de Engenharia Civil (LEC) através de um ensaio de três pontos na prensa do laboratório que tem capacidade de até 300 toneladas (Figura 3.29), o que possibilita um maior controle e precisão durante o ensaio, já que a prensa pode ser controlada via computador. Como a prensa não tem dimensões suficientes para receber os espécimes, foram utilizadas 3 chapas metálicas empilhadas sobre o centro da mesa da prensa para que as vigas fossem posicionadas corretamente. Estas chapas já foram ensaiadas para verificar se suportavam as cargas que seriam aplicadas nos ensaios de Tapajós (2017). As chapas eram vazadas e possuíam comprimento de 1700 mm, altura de 70 mm e espessura de 15 mm.

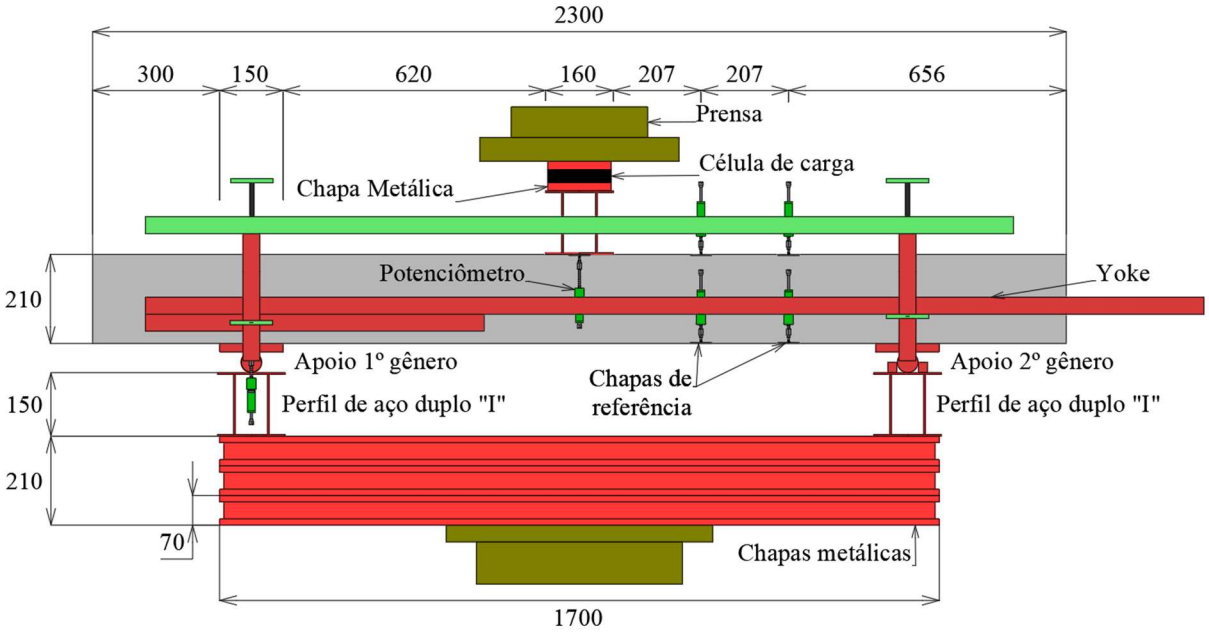


Figura 3.29 - Sistema de ensaio.

Para aplicação de carga foi utilizado um perfil de aço duplo *I* com largura de 160 mm para garantir o comprimento do vão de cisalhamento das vigas e dar altura para os ensaios. Os apoios foram garantidos por dois perfis metálicos de duplo *I*, com 150mm de largura, no qual, um continha um rolete sem restrição de movimento horizontal, simulando um apoio de 1º gênero e outro com restrição de deslocamento horizontal, simulando um apoio de 2º gênero e sobre os roletes uma chapa metálica.

Uma célula de carga com capacidade de carregamento de até 3000 kN foi utilizada sobre o perfil de aço duplo *I* de aplicação de carga para monitoramento do nível de carregamento ao longo dos ensaios. Para garantir que a célula de carga não fosse danificada, foram utilizadas duas chapas metálicas circulares com 150 mm de diâmetro e 15 mm de espessura, além de evitar que imperfeições na superfície do perfil metálico interferissem na aquisição dos resultados. Todos os equipamentos utilizados para monitoramento dos ensaios foram ligados a um módulo de aquisição de dados ADS 2000, fabricado pela empresa Lynx tecnologia.

3.4 Materiais

3.4.1 Concreto

O concreto utilizado nas vigas foi dosado para que sua resistência após os 28 dias de cura fosse de 30 MPa e foi produzido junto com a concreteira Concrenorte, com cimento Portland CP-II-E (cimento Portland composto com escória) da marca Poty, areia média lavada

como agregado miúdo, brita 01 com diâmetro de máximo de 19 mm para agregado graúdo, e para melhorar a trabalhabilidade do concreto, uma vez que parte de cada viga apresentava a armadura mais densa, foi utilizado aditivo multifuncional plastificante e retardador de pega Muraplast FK101, da marca MC Bauchemie. A Tabela 3.3 apresenta o traço com as proporções e quantidade utilizada de material por m³ de concreto.

Tabela 3.3 - Traço utilizado.

Materiais	Traço Unitário	Quantidade (kg/m³)
Cimento CP-II-E	1	388
Areia	2,3	891
Brita 01	2,5	968
Muraplast FK101	0,01	3,87
Relação a/c	0,44	166,5

Para concretar as 5 vigas e os 30 corpos de prova foi necessário aproximadamente 1,5m³ de concreto. A verificação da trabalhabilidade do concreto foi realizada a partir do ensaio de abatimento de cone (*Slump test*), conforme a NBR NM 67 (1998) e o mesmo apresentou um abatimento de 16 cm, Figura 3.30. Durante a concretagem foi utilizado um vibrador mecânico do tipo agulha para o adensamento do concreto, seguindo as recomendações e procedimentos da NBR 14931 (2004).

Figura 3.30 - *Slump test*.

O processo de cura foi o mesmo para todos os elementos concretados, onde foram colocados sobre a superfície dos espécimes sacos de cimento, que foram molhados duas vezes por dia durante os sete dias iniciais de cura do concreto, evitando o surgimento de fissuras por retração e perda de água para o ambiente.

3.4.1.1 Propriedades mecânicas do concreto

Para determinação das propriedades mecânicas do concreto foram moldados 14 corpos de provas cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, seguindo as recomendações da NBR 5738 (2015), estes foram destinados para ensaios de resistência a compressão baseado na NBR 5739 (2018), como mostra a Figura 3.31, e de resistência a tração através da compressão diametral, seguindo as recomendações da NBR 7222 (2011) (Figura 3.32).

As vigas foram ensaiadas após 45 dias de concretagem durante uma semana e após os ensaios foi realizado a caracterização das propriedades mecânicas do concreto onde foram ensaiados 7 corpos de prova à compressão e 7 à tração por compressão diametral. A tabela 3.4 apresenta os resultados dos ensaios dos corpos de prova, média dos resultados e desvio padrão.

Figura 3.31 - Corpo de prova, ensaiado à compressão axial.

Figura 3.32 - Ensaio para determinação de resistência a tração do concreto.

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do concreto.

Amostra	f_{ck} (MPa)	f_{ct} (MPa)
CP1	23,85	3,80
CP2	25,78	3,49
CP3	25,54	3,68
CP4	25,27	3,59
CP5	27,12	3,42
CP6	23,79	3,51
CP7	23,69	3,50
Média	**25,01**	**3,57**
DP	**1,19**	**0,12**

3.4.2 Aço

O aço utilizado para confecção das vigas foram barras de aço CA-60 de 4,2mm e 6,0mm de diâmetro para a armadura transversal, e barras de aço CA-50 com 6,3mm, 8,0mm, 10,0mm e 25,0mm de diâmetro para a armadura longitudinal e complemento dos estribos e módulos.

3.4.2.1 Propriedade mecânica do aço

Para verificar as propriedades mecânicas do aço utilizado foram separadas três amostras de 500 mm de cada barra utilizadas para obtenção da resistência à tração e módulo de elasticidade, conforme as recomendações da NBR 6892 (2013). Os ensaios foram realizados na prensa do LEC no Campus de Tucuruí. A Figura 3.33 mostra o ensaio de resistência à tração das barras de aço. A Figura 3.34 mostra os gráficos tensão x deformação das bitolas de aço ensaiadas. A Tabela 3.5 apresenta as médias de resistência a tração das barras ensaiadas.

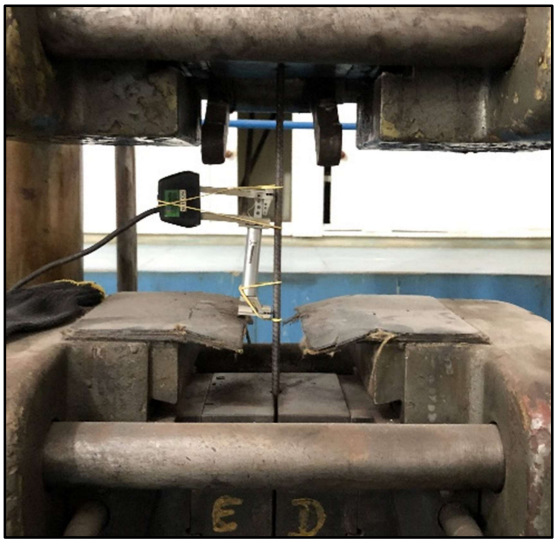
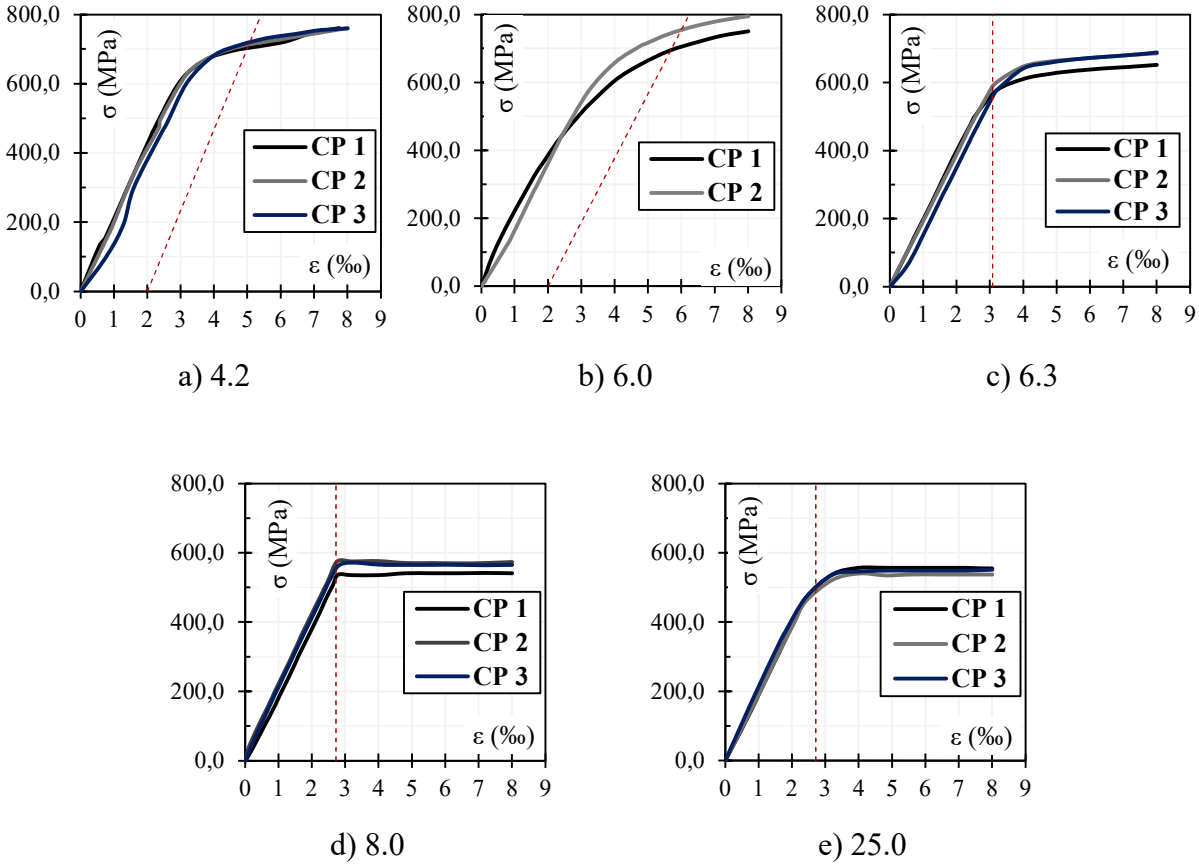


Figura 3.33 - Ensaio de tração de aço.



a) 4.2 b) 6.0 c) 6.3

d) 8.0 e) 25.0

Figura 3.34 - Gráficos Tensão x Deformação do aço utilizado.

Tipo de aço	Ø (mm)	*fys* (MPa)	εys (‰)	Es (GPa)
CA-60 (Estribos)	4.2	612,56	3,07	200,16
	6.0	687,12	3,60	192,28
CA-50 (Estribos)	6.3	585,83	3,08	190,61
CA-50 (Arm. de Flexão)	8.0	558,56	2,72	205,65
	25.0	531,95	2,71	196,66

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os resultados dos ensaios experimentais das vigas faixa de concreto armado são apresentados em gráficos e tabelas para melhor visualização e entendimento dos pontos coletados e analisados, que foram, deslocamento vertical de cada viga, deformação da armadura de flexão, deformação na superfície do concreto, deformação das armaduras transversais utilizadas. Por fim apresenta-se o mapa de fissuração com a carga final de ruptura de cada ensaio.

4.1 Ensaio das vigas

4.1.1 Deslocamento vertical

Foi utilizado para aferir o deslocamento vertical das vigas um medidor potenciométrico posicionado no meio do vão de cada viga e monitorou-se o deslocamento dos elementos até sua ruptura, sendo possível analisar o comportamento pós-pico de cada viga. A Figura 4.1 mostra um gráfico com a relação entre o deslocamento vertical (δ_ℓ) para um cortante (V) aplicado nas vigas.

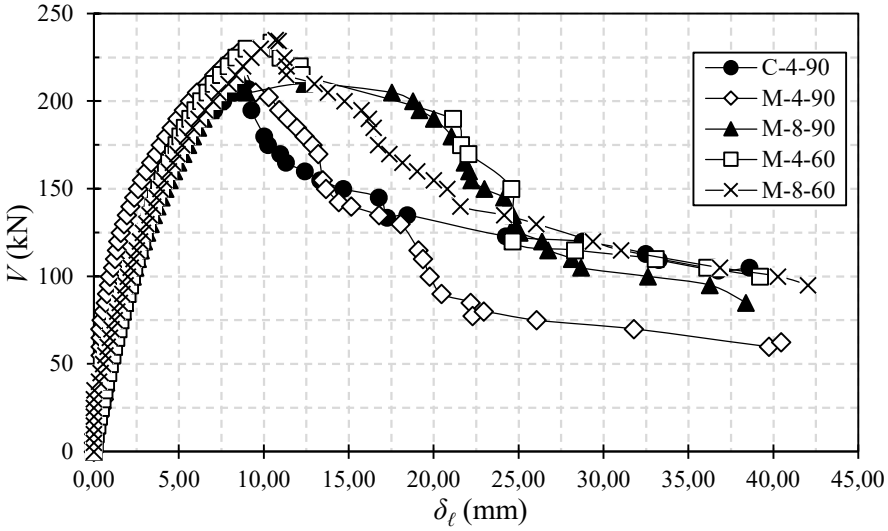


Figura 4.1 - Cortante x Deslocamento das vigas.

As cinco vigas ensaiadas, de maneira geral, apresentaram um comportamento semelhante para o mesmo carregamento até atingirem a carga de ruptura, onde observou-se que as vigas com armadura transversal interna apresentaram resistência e ductilidade superior a viga com estribo fechado C-4-90, como também observado por Tapajós (2017).

A viga M-4-90 apresentou um comportamento mais rígido para o mesmo nível de carregamento que as demais vigas, e após atingir a carga última teve um decréscimo de resistência similar a viga de referência, porém, apresentou um comportamento menos dúctil

em comparação a C-4-90, isso ocorreu devido ao surgimento de fissuras de delaminação próximo a carga de ruptura, reduzindo o desempenho pós-pico e o concreto da viga apresentar maiores deformações em relação a viga C-4-90.

As vigas M-8-60 e M-4-60 devido a inclinação da armadura transversal, apresentaram maior capacidade de resistência e um comportamento mais dúctil em comparação com as demais vigas ensaiadas, uma vez que a armadura transversal inclinada permite melhor costura das fissuras garantindo assim maior capacidade resistente, como observado na viga ensaiada por Pinto (2019), com estribo *W* inclinado a 60º e com armadura complementar nas duas faces, a qual apresentou maior capacidade resistente e um comportamento pós-pico mais dúctil.

4.1.2 Deformação da armadura de flexão

A figura 4.2 mostra o gráfico da curva do cortante pela deformação da armadura de flexão (ε_ℓ) das vigas ensaiadas, e observou-se que nenhuma viga ensaiada atingiu o patamar de escoamento da armadura de flexão, uma vez que todas as vigas estavam superarmadas na armadura longitudinal, forçando com que as vigas chegassem a ruptura por cisalhamento.

As vigas apresentaram um comportamento semelhante para o mesmo nível de carregamento e deformação, destacando a viga M-4-60 apresentou maior rigidez para o mesmo nível de carregamento em relação as demais vigas, esse comportamento pode ser justificado devido a armadura transversal inclinada utilizada na viga apresentar um comportamento mais rígido conferindo maior rigidez para a viga. As vigas M-4-90, M-8-60 e M-8-90 apresentaram maior deformação da armadura longitudinal para o mesmo nível de carregamento em comparação com as vigas e C-4-90 e M-4-60 devido os estribos *M* apresentarem deformações ainda com carregamento logo após a 100 kN.

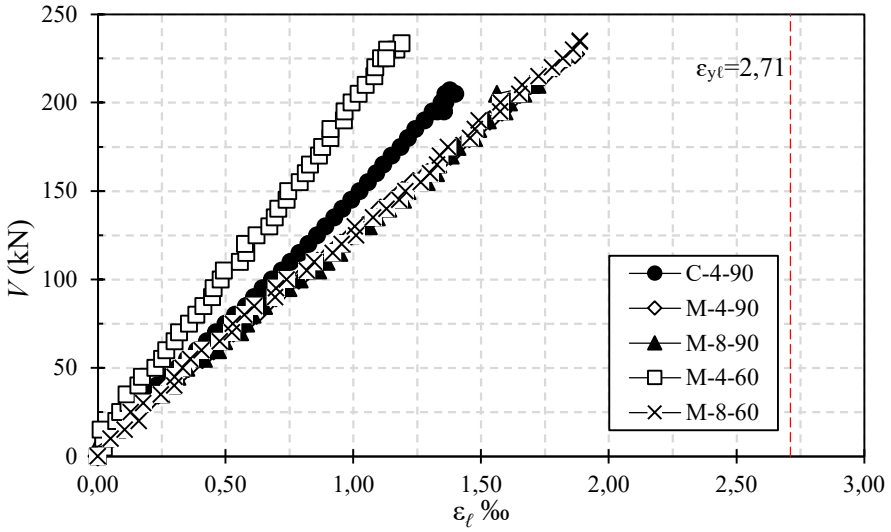


Figura 4.2 - Cortante x Deformação da armadura de flexão das vigas.

4.1.3 Deformação no concreto

A Figura 4.3 mostra o gráfico da curva do cortante pela deformação da superfície comprimida do concreto (ε_c) das vigas ensaiadas, que apresentaram semelhança no comportamento para o carregamento inicial.

Verificou-se que as vigas M-8-90 e M-8-60 com 8 pernas verticais na armadura transversal apresentaram comportamento mais rígido, em relação as demais vigas, seguido da viga de referência C-4-90, e as viga M-4-90 e M-4-60 com 4 pernas verticais na armadura transversal, por sua vez, mostraram um comportamento mais dúctil. Esse comportamento mais rígido como observado por Ferreira *et al*. (2016), Tapajós (2017) e Pinto (2019) se deu pela presença de maior área de aço na zona comprimida das vigas, dado que a armadura construtiva dos módulos acrescentou 78,5 mm² de aço na taxa de armadura transversal, e pela maior quantidade de pernas nos estribos das vigas M-8-90 e M-8-60, como observado nas vigas ensaiadas de Pinto (2019), onde as vigas com a mesma taxa de armadura e menor espaçamento apresentaram maior rigidez em comparação com as outras vigas ensaiadas pela autora.

A viga M-4-90 e M-4-60 apresentaram maior deformação do concreto em relação as demais vigas ensaiadas devido ao estribo *M* utilizado nas duas vigas contarem com apenas 4 pernas verticais por camada permitindo assim maiores deformações do concreto para o mesmo nível de carregamento que as vigas restantes, como observado nas vigas ensaiadas por Tapajós (2017) e Pinto (2019) onde vigas com a mesma taxa de armadura, mas com maior quantidade de estribos apresentaram comportamento mais rígido.

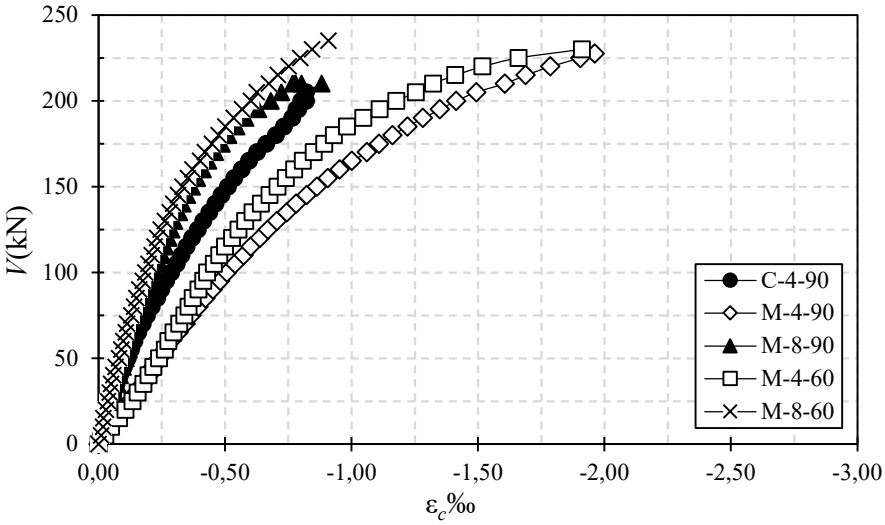


Figura 4.3 - Cortante x Deformação do concreto das vigas.

4.1.4 Deformação nas armaduras de cisalhamento

Os valores de deformação da armadura de cisalhamento (ε_w) das vigas ensaiadas é apresentado nas Figuras 4.4 a 4.8, no gráfico de cortante pela deformação da armadura transversal de cada viga.

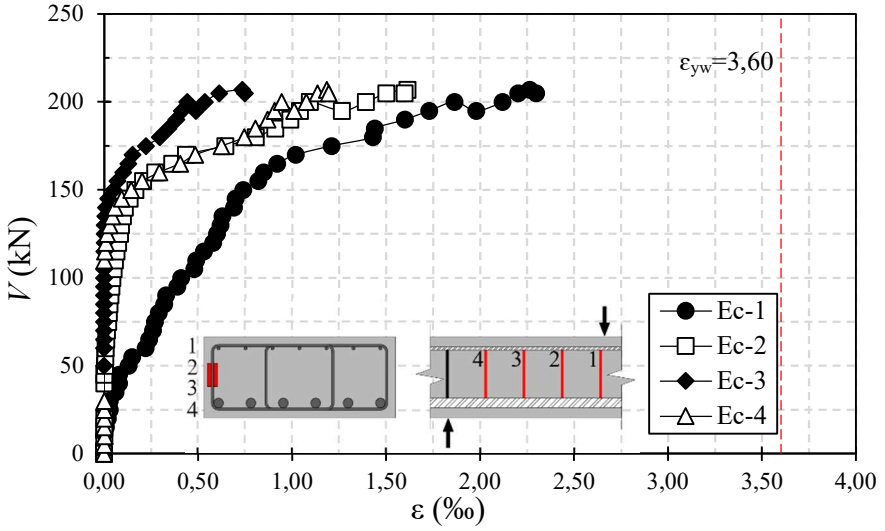


Figura 4.4 - Cortante x Deformação da armadura de cisalhamento da viga C-4-90.

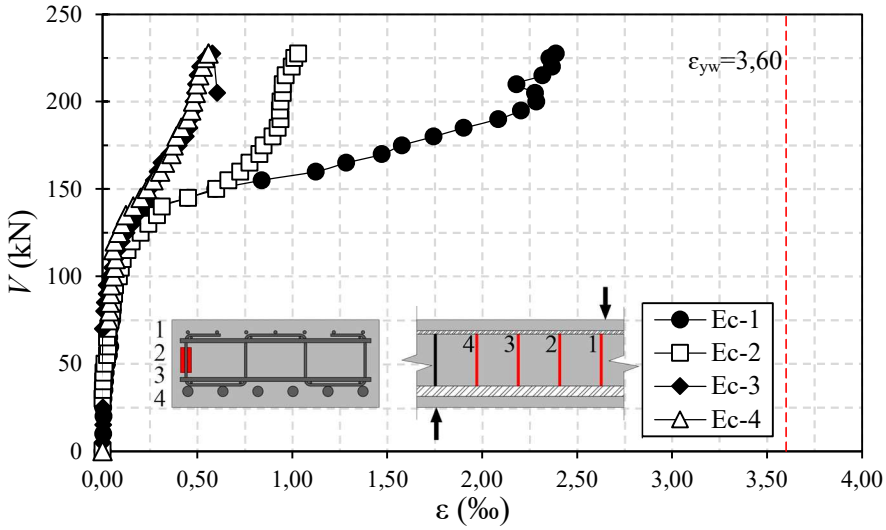


Figura 4.5 - Cortante x Deformação da armadura de cisalhamento da viga M-4-90.

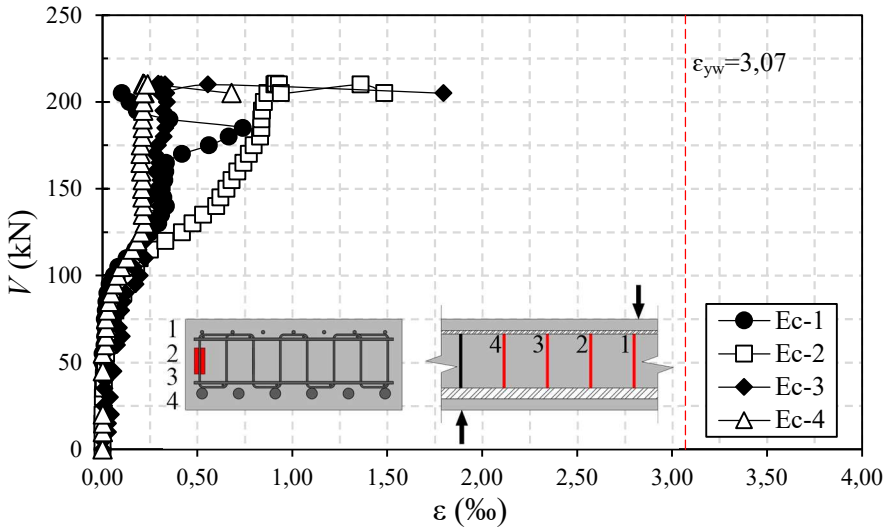


Figura 4.6 - Cortante x Deformação da armadura de cisalhamento da viga M-8-90.

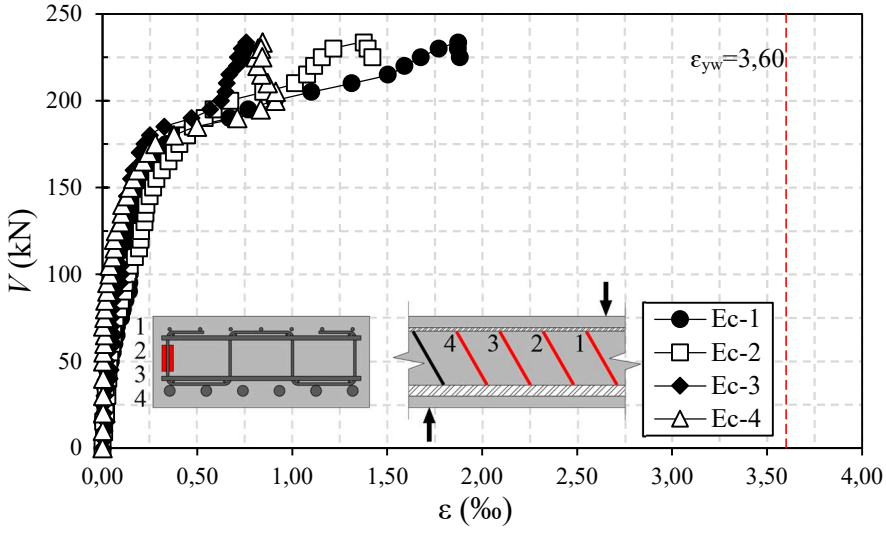


Figura 4.7 - Cortante x deformação da armadura de cisalhamento da viga M-4-60.

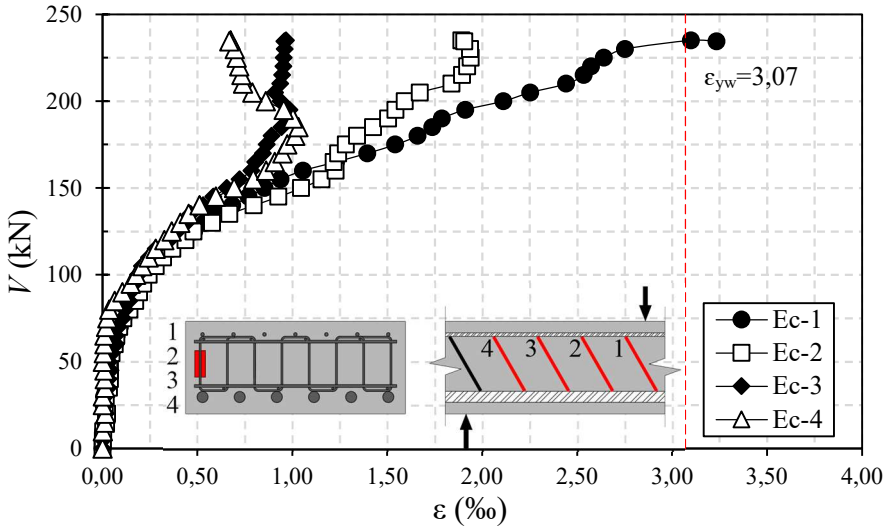


Figura 4.8 - Cortante x Deformação da armadura de cisalhamento da viga M-8-60.

Observou-se que as armaduras transversais ensaiadas não atingiram o escoamento, com exceção da viga M-8-60 onde apenas uma camada atingiu o valor de escoamento do aço. Esse comportamento também foi observado na segunda série ensaiada por Tapajós (2017) e ocorreu provavelmente devido a um deslizamento dos estribos 3 e 4 da viga uma vez a armadura transversal não está ancorada com a armadura de flexão, no entanto os estribos 1 e 2 continuaram ancorados devido a armadura complementar utilizada.

Os estribos fechados utilizados na viga C-4-90 apresentaram um comportamento rígido até a viga apresentar maiores deformações onde passaram a apresentar um comportamento mais dúctil até a carga de ruptura, destacando o estribo 1 analisado que apresentou um comportamento mais dúctil desde os carregamento iniciais, esse comportamento se justifica devido ao acumulo de tensões e fissuras próximo a esse estribo.

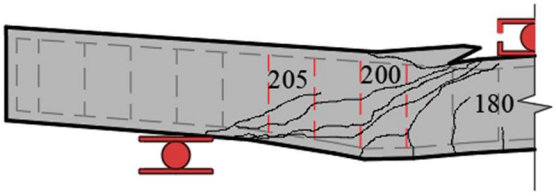
As vigas ensaiadas com estribo *M* apresentaram um acumulo de fissuração entre os estribos 1 e 2, onde estes foram mais solicitados em todas as vigas ensaiadas e isso se justifica devido a inclinação das fissuras, onde as bielas diagonais do concreto que se apoiam na barra longitudinal de tração perdem ancoragem devido ao efeito de delaminação. Entretanto destaca-se a eficiência da armadura complementar, como evidenciado por Tapajós (2017) e Pinto (2019), já que mesmo com o surgimento de fissuras devido ao efeito de delaminação as vigas com estribo *M* mostraram maior capacidade de resistência em comparação com a viga C-4-90.

Em relação a quantidade de pernas da armadura transversal, verificou-se que as vigas M-4-90 e M-4-60 apresentaram menores deformações iniciais, entretanto apresentaram um comportamento dúctil em relação a viga M-8-90 que apresentou deformação inicial maior que

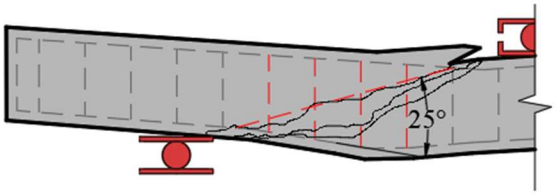
as vigas com 4 pernas verticais, entretanto, ao aproximar da carga de ruptura apresentou maior rigidez da armadura, e novamente um acumulo de fissuração próximo os estribos 1 e 2.

4.1.5 Mapa de fissuração e superfície de ruptura

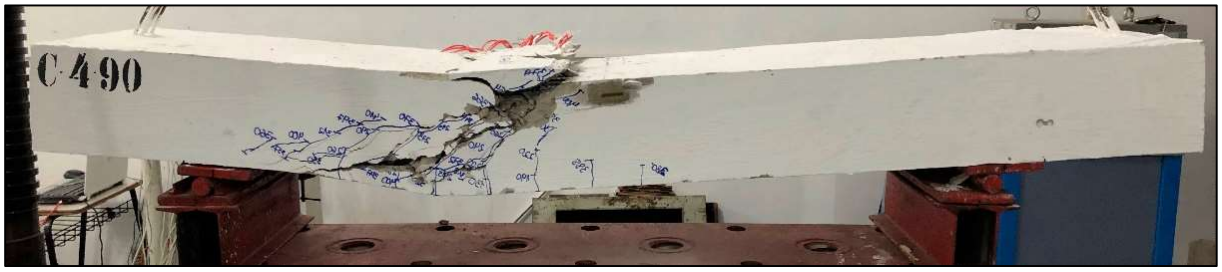
As Figuras 4.9 a 4.13 mostram as vigas após o ensaio no laboratório com o mapa de fissuração, modo de ruptura e imagem de cada viga após o ensaio. Observou-se que todas as vigas apresentaram sua ruptura por cisalhamento, conforme o esperado, e que nas vigas com armadura de cisalhamento interno, mesmo com armadura complementar, surgiram fissuras de delaminação, entretanto, essas surgiram próximo a carga de ruptura, confirmando a eficiência dos ganchos de combate a delaminação.



a) Mapa de fissuração

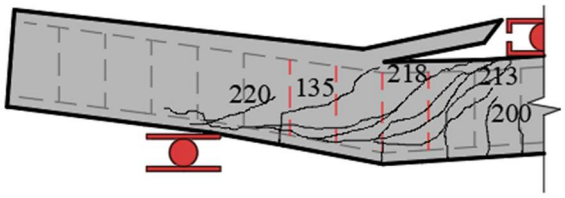


b) Superfície de ruptura

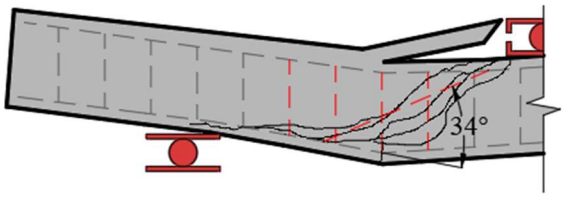


c) Viga após ensaio

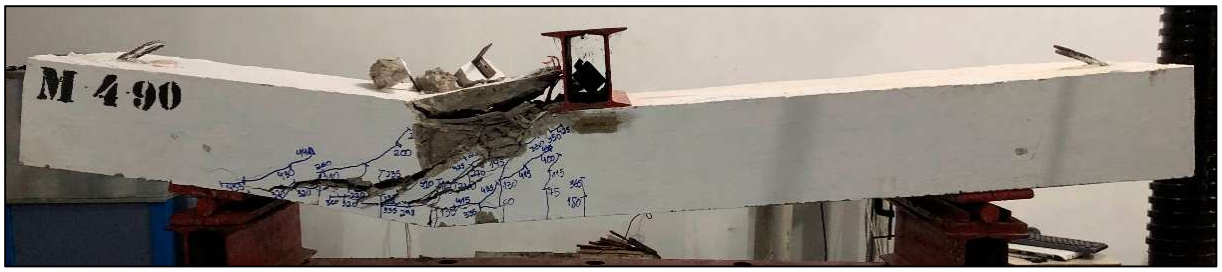
Figura 4.9 - Pós-ruptura da viga C-4-90.



a) Mapa de fissuração

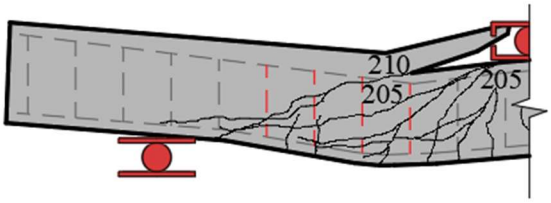


b) Superfície de ruptura

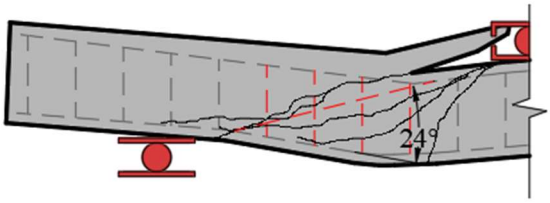


c) Viga após ensaio

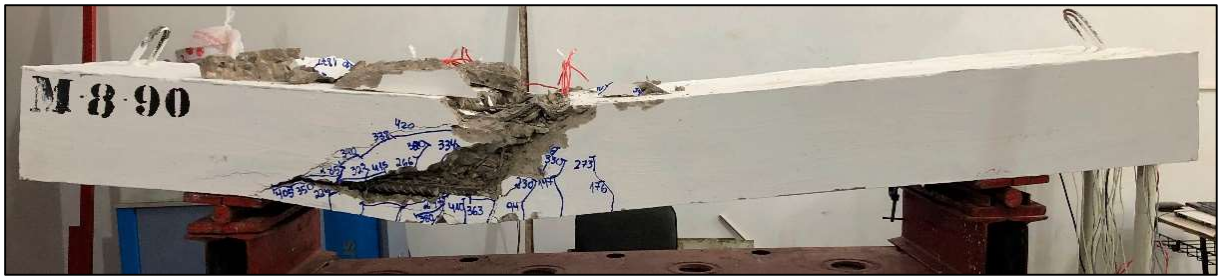
Figura 4.10 - Pós-ruptura da viga M-4-90.



a) Mapa de fissuração

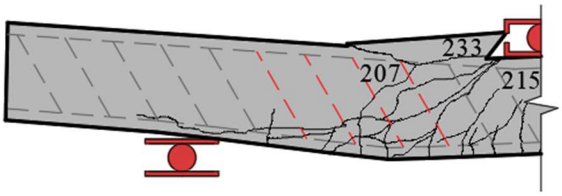


b) Superfície de ruptura

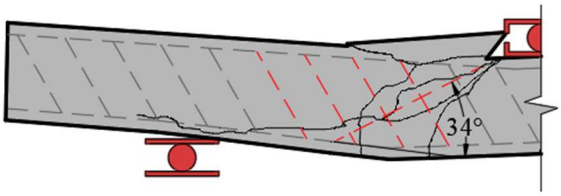


c) Viga após ensaio

Figura 4.11- Pós-ruptura da viga M-8-90.



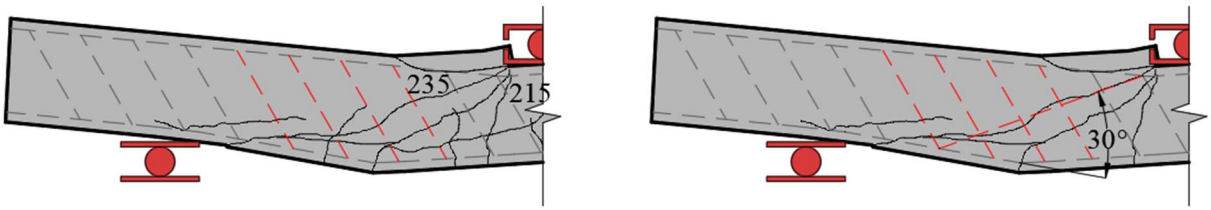
a) Mapa de fissuração



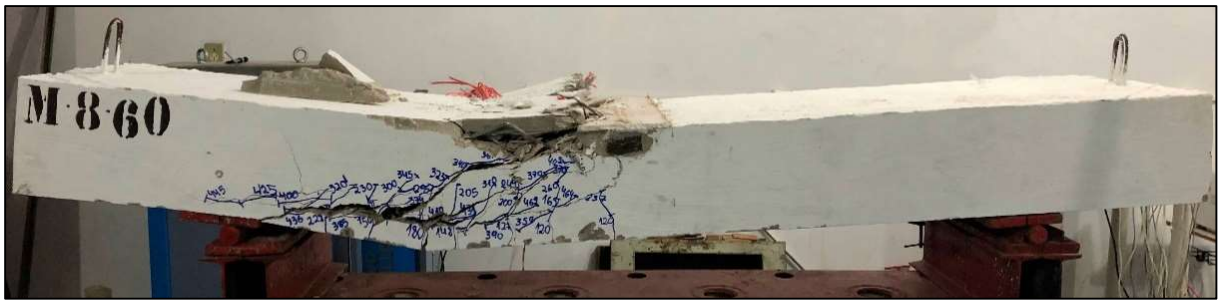
b) Superfície de ruptura

c) Viga após ensaio

Figura 4.12- Pós-ruptura da viga M-4-60.



a) Mapa de fissuração **b) Superfície de ruptura**



c) Viga após ensaio

Figura 4.13- Pós-ruptura da viga M-8-60.

4.2 Carga de ruptura das vigas

A Tabela 4.1 apresenta os valores de resistência máxima ao cortante alcançadas pelas vigas ensaiadas, comparando com a resistência a flexão estimada para cada viga, para que seja possível visualizar o quanto cada viga se aproximou do limite a resistência a flexão, e apresenta uma comparação das vigas ensaiadas em relação a viga de referência C-4-90, para que se observe o acréscimo de resistência proporcionado por cada armadura interna em relação com os estribos fechados.

Tabela 4.1 - Cargas de ruptura das vigas

Vigas	V_u (kN)	V_u/V_{flex}	V_u/V_{ref}
C-4-90	207,00	0,71	1,00
M-4-90	227,50	0,78	1,10
M-8-90	210,50	0,72	1,02
M-4-60	233,50	0,80	1,13
M-8-60	235,00	0,81	1,14

Em relação a carga de ruptura das vigas, verificou-se que as vigas apresentaram resistência entre 207 kN e 235 kN, no qual as vigas com os estribos internos apresentaram um acréscimo de resistência acima de 10% em comparação com a viga com estribos fechados C-4-90, assim como a viga com estribo *W* e armadura complementar da segunda série ensaiada por Tapajós (2017) apresentou um ganho de resistência sobre a viga C-4-90 próximo a 10%. Com exceção da viga M-8-90 que apresentou um ganho de resistência de apenas 2%, acredita-se que esse desempenho se deu devido ao efeito de delaminação que surgiu na viga.

As vigas M-4-60 e M-8-60 com armadura transversal inclinada a 60º, como esperado, apresentaram maior capacidade de resistência em comparação com as vigas M-4-90 e M-8-90 com os estribos a 90º como observado no estudo de Pinto (2019), visto que a armadura transversal inclinada consegue interceptar uma maior quantidade de fissuras garantindo maior capacidade resistente a viga.

Outra comparação que pode ser feita é o desempenho entre vigas com estribos com 4 pernas verticais e viga com estribos com 8 pernas, onde a viga M-4-90 apresentou maior capacidade de resistência ao cisalhamento em comparação com a viga M-8-90, entretanto recomenda-se uma análise computacional para validar o resultado da viga M-8-90 uma vez que a delaminação limitou a capacidade real de resistência da viga. A viga M-4-60 apresentou uma capacidade resistente 1% abaixo quando comparada com a viga M-8-60, assim não apresentando um ganho significativo de resistência ao cortante a variação da quantidade de pernas da armadura transversal, entretanto é importante destacar que a viga M-8-60 apresentou um comportamento mais dúctil em comparação com a viga M-4-60.

Quanto a comparação com a resistência a flexão, observou-se que todas as vigas romperam com carga inferior ao limite estimado. E em relação a viga de referência a viga M-4-60 e M-8-60 foram as que apresentaram maior ganho de resistência, em torno de 14%, seguido da viga M-4-90, que apresentou um acréscimo de 10%, e por fim a viga M-8-90 com 2% de ganho de resistência.

A Tabela 4.2 apresenta as comparações das cargas ultimas de cada viga com as resistências teóricas das recomendações da ACI 318 (2014), modelos I e II da NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2014). A Figura 4.14 apresenta um gráfico com uma comparação da carga de ruptura real e as estimadas por cada norma.

Tabela 4.2 - Desempenho das estimativas teóricas

Vigas	V_u/V_{NBR-I}	V_u/V_{NBR-II}	V_u/V_{ACI}	V_u/V_{EC2}
C-4-90	1,15	0,97	1,28	0,95
M-4-90	1,27	1,07	1,41	1,04
M-8-90	1,18	1,00	1,32	0,98
M-4-60	1,10	0,97	1,22	1,00
M-8-60	1,12	0,99	1,24	1,03
Média	1,17	1,00	1,30	1,00
Desvio Padrão	0,06	0,04	0,07	0,04
COV (%)	5%	4%	6%	4%

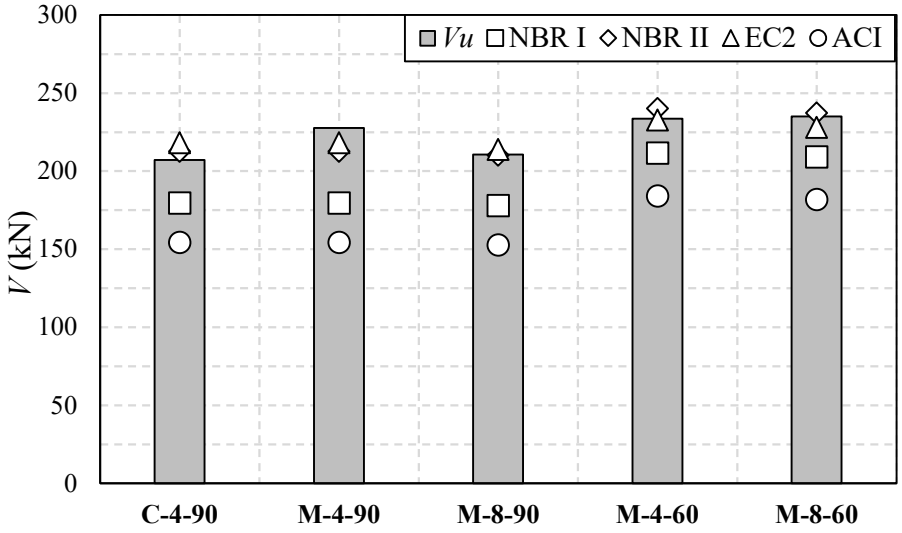


Figura 4.14 - Gráfico comparativo de carga de ruptura pelas estimativas teóricas

A norma mais conservadora, de acordo com a Tabela 4.2 e o Gráfico da Figura 4.14, foi a americana ACI 318 (2014), o que já era esperado uma vez que a normativa é conservadora em relação à segurança, onde todas as vigas apresentaram resistência superior a 30% do que era estimado pela norma.

A NBR 6118 (2014) apresentou-se conservadora em seu modelo I, porém, o Modelo II apresentou todos seus valores mais próximos dos valores experimentais, com estimativas teóricas contra a segurança com o pior cenário 3% abaixo do previsto pela norma. Esta aproximação dos valores experimentais pode ter ocorrido em função do Modelo I considerar apenas o ângulo de 45º para inclinação da Biela para seu dimensionamento, enquanto o Modelo II considera valores entre 30º e 45º, com isso, é estimado maior quantidade de camadas de armadura de transversal, fazendo com que o modelo II se aproxime dos valores ensaiados.

A Eurocode 2 (2014) se aproxima da NBR 6118 (2014), onde a média das comparações das duas normas foi igual a 1, e o desvio padrão e variação da norma é igual ao da NBR 6118 (2014) confirmando essa proximidade nas estimativas, isso se justifica já que as recomendações para estimativa da resistência ao cisalhamento das duas normativas são semelhantes, no entanto a Eurocode 2 (2014) não considera a contribuição do concreto, levando em consideração apenas a resistência da armadura transversal, e ainda permite que o ângulo mínimo de inclinação da biela seja 21,8º estimando uma maior quantidade de camadas de armadura transversal nas vigas, o que justifica seus próximos ao da norma Brasileira. A viga com resultado contra a estimativa da normal europeia foi a C-4-90 onde apresentou valor de resistência próximo ao estimado pela norma, apenas 5% abaixo do estimado.

A comparação com as estimativas de resistência das normas é importante para

entender o comportamento das vigas durantes os ensaios, como a viga C-4-90 que apresentou resultados abaixo dos estimados pelo modelo II da NBR 6118 (2014) e na Eurocode 2 (2004) evidenciando a semelhança entre as estimativas de resistências das duas normas, assim como o modelo I da NBR 6118 (2014) e a ACI 318 (2014) se mostra mais conservadora, destacando todas as estimativas do modelo II da NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004) que apresentaram estimativas próximas a realidade, com médias iguais a 1.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Este trabalho foi realizado com a intenção de verificar o comportamento e desempenho de uma nova configuração de estribos internos para verificar a possibilidade de um ganho de produtividade de armação, garantindo um desempenho igual ou superior as armaduras transversais utilizadas atualmente, atendendo assim os objetivos almejados.

De maneira geral todas as vigas romperam por cisalhamento e as vigas com estribos M apresentaram também efeitos de delaminação, entretanto destaca-se a eficiência da armadura complementar para controlar e reduzir as fissuras de delaminação, como observado por Tapajós (2017) e Pinto (2019) a armadura complementar permite melhor ancoragem da armadura transversal interna, permitindo com que os estribos apresentem maior capacidade de resistir ao cisalhamento.

As vigas ensaiadas com estribo *M* apresentaram um comportamento mais dúctil e capacidade de resistência ao cisalhamento em média de 10% superior em relação a viga com estribos fechados, C-4-90, enquanto a viga estudada por Tapajós (2017) com estribo *W* e armadura complementar, Wc-3,5-0,24 com taxa de armadura transversal semelhante com a utilizada nesse estudo apresentou capacidade de resistência ao cisalhamento 20% superior em comparação com a viga C-4-90. Os resultados dos dois tipos de armadura transversal interna mostram o estribo *M* como uma alternativa promissora, uma vez que pode ser fabricada industrialmente, apresenta facilidade de execução e ganho de produtividade já que é apenas posicionada entre as barras de flexão, reduzindo assim o custo com mão de obra para fabricação dos estribos *M*.

5.1.1 Deslocamentos verticais

Em relação ao comportamento, as vigas apresentaram comportamento semelhante nas deformações a flexão até a carga de ruptura da viga C-4-90, onde as vigas com estribo *M* mostraram maior capacidade de resistência ao cortante e maior ductilidade em comparação com a viga de referência seja antes da ruptura das vigas, ou durante o pós-pico, onde as vigas com os estribos internos apresentaram maiores deformações para o mesmo nível de carregamento, que a viga M-4-90, que destacou-se devido apresentar maior rigidez que as demais vigas até sua ruptura onde mostrou um comportamento menos dúctil no pós-pico em relação a viga C-4-90. Essa diferença de comportamento durante o pós-pico das vigas se deu devido o surgimento do efeito de delaminação próximo a carga de ruptura, criando pontos

onde não há mais solidarização do aço e do concreto permitindo assim maiores deformações do elemento.

Como observado nos resultados das vigas ensaiadas por Pinto (2019), as vigas com armadura transversal inclinada a 60º, M-4-60 e M-8-60 apresentaram maiores deslocamentos verticais devido os estribos auxiliarem para um acréscimo da capacidade resistente a flexão, devido os estribos inclinados interceptarem maior quantidade de fissuras reduzindo assim a abertura das fissuras conferindo maior resistência para as vigas.

De maneira geral as vigas com estribo *M* apresentaram um desempenho satisfatório, uma vez que seu comportamento e deslocamentos verticais foram semelhantes e superiores que os da viga com estribo fechado.

5.1.2 Deformação do concreto

A partir da análise do gráfico de deformação do concreto, observou-se que as barras construtivas utilizadas para montagem dos módulos auxiliaram para aumentar a rigidez das vigas M-8-60 e M-8-90 já que as barras acrescentaram 78,5 mm² na taxa de armadura a compressão, assim como foi observado nos resultados dos ensaios dos autores Ferreira *et al*. (2016), Tapajós (2017) e Pinto (2019). Entretanto as vigas M-4-60 e M-4-90 apresentaram um comportamento menos rígido para o mesmo nível de carregamento em comparação com as outras vigas ensaiadas, esse comportamento se deu provavelmente devido a menor quantidade de pernas na armadura transversal dessas vigas em comparação com as vigas M-8-90 e M-8-60 que tinham 8 pernas verticais nos estribos, como foi observado nos resultados de Tapajós (2017) e Pinto (2019) onde as vigas com maior quantidade de estribos, menor diâmetro do aço da armadura transversal e mesma taxa de armadura apresentaram menor deformações do concreto.

5.1.3 Deformação das armaduras

5.1.3.1 Deformação da armadura de flexão

Em relação a armadura de flexão todas as vigas apresentaram comportamento semelhante uma vez a taxa de armadura longitudinal foi superdimensionada e fixada em todas as vigas forçando com que as vigas rompessem por cisalhamento. Destacando a viga M-4-60 que apresentou um comportamento mais rígido que as demais devido a maior capacidade resistente dos estribos inclinados utilizados para as cargas iniciais e devido a ancoragem proporcionada pela armadura complementar utilizada permitindo melhor distribuição das tensões internas dos estribos para a armadura de flexão.

5.1.3.2 Deformação da armadura de cisalhamento

De maneira geral as vigas com estribo *M*, apresentaram bom desempenho uma vez que todas apresentaram maior capacidade resistente e comportamento mais dúctil em comparação com a viga C-4-90, onde os estribos fechados passaram a apresentar maiores deformações próximo a carga se ruptura. Observou-se que em todas as vigas os estribos da camada 1 e 2 foram mais solicitados que os demais devido a um acumulo de tensões e fissuras que interceptavam essas duas camadas, destacando a camada 1 dos estribos *M* utilizados na viga M-8-60 onde alcançaram o patamar de escoamento.

Em relação a variação da quantidade de pernas dos estribos *M* utilizados nas vigas foi observado que a viga M-4-90, com estribo *M* com 4 pernas verticais, apresentou capacidade de resistência 8% maior em comparação a carga de ruptura da viga M-8-90, com estribos *M* com 8 pernas verticais, entretanto com os estribos inclinados a 60º a viga M-4-60 apresentou a resistência ao cisalhamento semelhante a viga M-8-60.

5.1.4 Resistência ao cisalhamento

Observou-se que assim como nos resultados de Ferreira *et al.* (2016), Tapajós (2017), e Pinto (2019) as vigas ensaiadas com armadura transversal interna apresentaram comportamento satisfatório com resistências ao cisalhamento superiores a viga com estribos fechados. Em relação a variação da quantidade de pernas dos estribos M não foi observado um ganho de capacidade de resistência para estribos com 4 pernas verticais ou para os estribos com 8 pernas verticais.

As vigas M-4-60 e M-8-60, com armadura transversal interna inclinada a 60º apresentaram maior capacidade de resistência ao cisalhamento em comparação as vigas com estribos M inclinados a 90º. Esse ganho de capacidade de resistência também foi justificado nos ensaios de Pinto (2019) e se deu devido a armadura transversal inclinada interceptar uma maior quantidade de fissuras permitindo assim melhor transmissão dos esforços internos.

5.1.5 Estimativas teóricas

Analisando as cargas ultimas, a Eurocode 2 (2004) e o Modelo II da NBR 6118 (2014) apresentaram as estimativas de resistência mais próximas dos resultados experimentais, onde a média dos valores reais ficaram igual a 1. Isso se justifica devido as duas normativas apresentarem semelhança para estimativa das resistências ao cisalhamento em elementos de concreto armado e permitirem a utilização de ângulos para a biela comprimida abaixo de 45°. A norma americana

ACI 318 (2014) e o modelo I da NBR 6118 (2014) apresentaram estimativas mais conservadoras e isso ocorreu devido a inclinação da biela ser fixada em 45º.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Este trabalho analisou o comportamento e desempenho das armaduras transversais internas variando a quantidade de pernas verticais para uma mesma taxa de armadura e verificou o ganho de resistência utilizando os estribos inclinados. Para complementar a pesquisa sugere-se:

- Realizar novos ensaios em vigas faixa de concreto armado utilizando estribos tipo *M* e estribos tipo *W*, comparando o desempenho das duas armaduras transversais;
- Realizar análise computacional das vigas testadas;
- Realizar ensaios em ligações laje-pilar armadas com estribo *W*, a fim de verificar se essa armadura é eficiente para combater à punção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318M. **Building Code Requirements for Structural Concr**ete, Farmington Hills, 2014.

ACI 421.1R-08. **Guide to Shear Reinforcement for Slabs**, Farmington Hills, 2008.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (1998). **NBR NM 67 - Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2008). **NBR 5738 - Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2007). **NBR 5739 - Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2014). **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - procedimento**, Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2013). **NBR 6892 - Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2011). **NBR 7222 - Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (2004). **NBR 14931 – Execução de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro.

ANDRADE, J. L. S. (2000). **Estudo Experimental da Inclinação de Estribos Abertos em Lajes Cogumelo de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Pp 142.

BASTOS, P. S. S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante.** Notas de Aula. Universidade Estadual Paulista (UNESP). Bauru, São Paulo, Abril de 2017.

BEUTEL, R., & HEGGER, J. (2002). **The effect of anchorage on the effectiveness of the shear**. Cement & Concrete Composites, 24. pp. 539-549.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. D. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de Concreto Armado**. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CAVAGNIS, F., FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. (2015). **Shear Failures in Reinforced Concrete Members without Transverse Reinforcement: An Analysis of the Critical Shear Crack Development on the Basis of Test Results**. Engineering Structures. Vol. 103, pp. 157-173.

DE CORTE, W., & BOEL, V. (2013). **Effectiveness of spirally shaped stirrups in reinforced concrete beams**. Engineering Structures. pp. 667-675.

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

FERREIRA, M.P., BARROS, R.N.M, PEREIRA FILHO, M.J.M., TAPAJÓS, L.S., QUARESMA, F.S. (2016). **One-Way Shear Resistance of RC Members with Unconnected Stirrups**. Latin American Journal of Solids and Structures. Vol. 13, pp. 2670-2690.

FISKER, J.; HAGSTEN, L. G. **Mechanical Model for the Shear Capacity of R/C Beams without Stirrups: A proposal Based on Limit Analysis**. Engineering Structures. 07 mar. 2016. 220-231.

FREITAS, M. V. P. (2018). **Análise Experimental dos Limites Superiores de Resistência à Punção de Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Tucuruí.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto Solicitações Tangenciais**. 1ª. ed. São Paulo: PINI, 2008. 332 p.

GHONEIM, M.; EL-MIHILMY, M. **Desing of Reinforced Concrete Structures**. 2ª. ed. [S.l.]: [s.n.], v. 1, 2008.

JELIC, I., PAVLOVIC, M.N, KOTSOVOS, M.D. (1999). **A Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beams. Magazine of Concrete Research**. Vol. 2, No. 2, pp.131–141.

KANI, G.N. (1964). **The Riddle of Shear Failure and its Solution**. ACI Journal. Vol. 61, No. 4, pp. 441-468.

LEONHARDT, F. (1978). **Vorlesungen über Massivbau**. [S.l.]: Springer. 194 p.

LUBELL, A. S., BENTZ, E. C., & COLLINS, M. P. (2009). ACI STRUCTURAL JOURNAL. **Shear Reinforcement Spacing in Wide Members**, pp. 205-214.

MAITRA, S. R.; REDDY, K. S.; RAMACHANDRA, L. S. (2010). **Load Transfer Characteristics of Aggregate Interlocking in Concrete Pavement**. Journal of Transportation Engineering, p. 190-195.

MELGES, J. L. P. (2001) **Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido**. Escola de engenharia de São Carlos. São Carlos, p. 414.

MÖRSCH, E. (1908) **Reinforced Concrete Construction, Theory and Application**. Stuttgart: Verlag von Konrad Wittwer.

MUTTONI, A.; FERNÁNDEZ RUIZ, M. (2008). **Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width**. ACI Structural Journal. Vol. 105, No. 2, pp. 163-172.

PINTO, R. S. (2019). **Influência das armaduras complementares na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos treliçados pré-fabricados**. 82 f. Dissertação (Mestrado em infraestrutura e desenvolvimento energético) - Universidade Federal do Pará - UFPA, Tucuruí.

REGAN, P. E. (2000). **International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings**. Shear Reinforcement of Flat Slabs.

REGAN, P., & SAMADIAN, F. (2001). **Shear reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs**. The Structural Engineer. pp. 24-31.

RODRIGUES, R. V. (2012). **Influence of yielding of flexural reinforcement on shear transfer through cracks**. Magazine of Concrete Research.

SANTOS, D. D.; GIONGO, J. S. (2008). **Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes**. In: _____ Cadernos de Engenharia de Estruturas. São Carlos: [s.n.], p. 30.

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. (1987). **Toward a Consistent Desingn of Structural Concrete**. Pci Journal, v. 32.

SOUSA, V. C. (2017). **Análise experimental de vigas de concreto armado com armadura de cisalhamento interna inclinada e com armadura complementar**. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal do Pará, Tucuruí.

TAPAJÓS, L. S. (2017). **Cisalhamento em Elementos de Concreto Armado com Estribos Desconectados**. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pará - UFPA, Belém.

TRAUTWEIN, L.M., BITTENCOURT, T.N., GOMES, R.B., BELLA, J.C.D. (2011). **Punching Strength of Flat Slabs with Unbraced Shear Reinforcement**. ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 2, pp. 197-205.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. (2012). **Reinforced Concrete Mechanics and Design**. 6. ed. New Jersey: Pearson. 1157 p. ISBN 978-0-13-217652-1.

YAMADA, T., NANNI, A., & ENDO, K. (1992). Engineering Structures. **Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio**. Engineering Structures. pp. 555-563.