

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CAMPUS GOIÂNIA
CURSO BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

Matheus Felipe Alves De Souza E Silva

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO
ARMADO**

Goiânia, GO
2019

Matheus Felipe Alves de Souza e Silva

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO
ARMADO**

**Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de Engenharia
Civil, do Instituto Federal de Educação,
Ciência e Tecnologia de Goiás, Campus
Goiânia, como parte dos requisitos
necessários para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil**

**Orientadora: Prof^a. Dr^a. Liana de Lucca
Jardim Borges**

**Goiânia, GO
2019**

Si381e Silva, Matheus Felipe Alves de Sousa e.

Estudo experimental do cisalhamento em vigas de concreto armado / Matheus Felipe Alves de Sousa e Silva. – Goiânia: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia, 2019.

155 f. : il.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Liana de Lucca Jardim Borges.

TCC (Trabalho de Conclusão de Curso) – Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, Coordenação de Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia.

Inclui apêndice e anexo.

1. Concreto armado. 2. Cisalhamento. 3. Vigas de concreto. I. Borges, Liana de Lucca Jardim (orientadora). II. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia. III. Título.

CDD 693.5

**TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO
NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG**

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☐ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☒ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor: Matheus Felipe Alves de Souza e Silva

Matrícula: 20161011050060

Título do Trabalho: Estudo Experimental do Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado.

Autorização - Marque uma das opções

1. ☒ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG;
2. ☐ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG somente após a data ____/____/____;
3. ☐ Não autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG.

Ao indicar a opção **2 ou 3**, marque a justificativa:

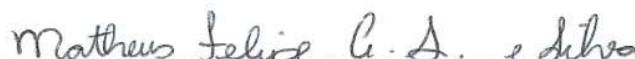
- ☐ O documento está sujeito a registro de patente.
☐ O documento pode vir a ser publicado como livro, capítulo de livro ou artigo.
☐ Outra justificativa: _____

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- i. o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- ii. obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- iii. cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Goiânia, 9 de Julho de 2019.



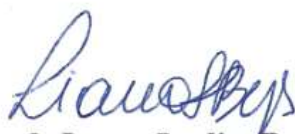
Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

Matheus Felipe Alves De Souza E Silva

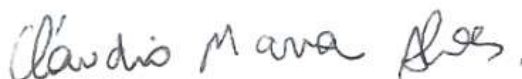
**ESTUDO EXPERIMENTAL DO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO
ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Campus Goiânia, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

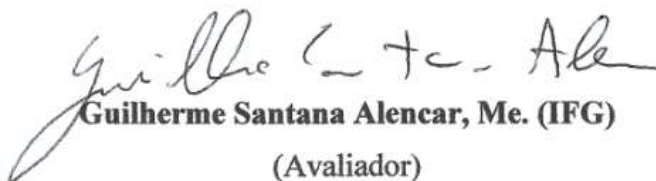
Aprovado em 25 de Junho de 2019.



Liana de Lucca Jardim Borges, Dra. (IFG)
(Orientadora)



Claudio Marra Alves, Me. (IFG)
(Avaliador)



Guilherme Santana Alencar, Me. (IFG)
(Avaliador)

Goiânia, GO

2019

AGRADECIMENTOS

Apesar de toda dificuldade, finalizo mais uma etapa em minha vida com grande orgulho de tudo aquilo que conquistei. Esta caminhada e essas conquistas só foram possíveis porque tive ao meu lado pessoas que sempre me incentivaram e me apoiaram nos momentos de dificuldades. Não poderia deixar de citá-las e agradecer-las neste momento. Agradeço:

primeiramente a Deus por colocar essas pessoas em minha vida e me dar forças para sempre continuar acreditando e correndo atrás dos meus sonhos;

aos meus pais, Elaina Alves de Souza e Mauro Vicente da Silva, que sempre estiveram presentes em minha vida, me incentivando a continuar estudando e por sempre buscarem o melhor para mim. Todas as minhas conquistas são fruto da educação e do incentivo que me proporcionaram;

à minha irmã, Brunna de Souza e Silva, que sempre me apoia em situações difíceis;

à minha namorada, Tatiane Oliveira Farias, que sempre está presente, me incentivando e apoiando a continuar nesta difícil caminhada;

à minha orientadora Liana de Lucca Jardim Borges pelas excelentes orientações e direcionamentos como aluno e como profissional da engenharia, estando sempre à disposição para ajudar e sempre buscando pela excelência do trabalho;

aos técnicos do Laboratório de Materiais de Construção, Sérgio Azevedo Coelho e Alfredo Jardim Portella, pela disposição em ajudar com seus conhecimentos nas etapas experimentais e por contribuir imensamente com ideias e sugestões que melhoraram ainda mais o resultado final;

aos alunos de Iniciação Científica e colegas de curso Gabriel Apolinário, Johnny Carlos, Luiz Felipe Correa Muniz e Pablo Oliveira que foram essenciais para a realização do estudo experimental, contribuindo sempre com muita prestesa nesta etapa do trabalho.

à professora Sandra que ofereceu uma grande ajuda na definição do traço do concreto, compartilhando conhecimentos experimentais em laboratório.

à empresa AREIAL que forneceu de forma gratuita todos os materiais para a pesquisa.

RESUMO

ESTUDO EXPERIMENTAL DO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

AUTOR: MATHEUS FELIPE ALVES DE SOUZA E SILVA

ORIENTADOR: LIANA DE LUCCA JARDIM BORGES

O dimensionamento das estruturas de concreto armado é de suma importância para o ramo da engenharia civil, uma vez que este é o material mais utilizado nas peças estruturais. O estudo prático dos possíveis modos de ruptura de uma viga, devido ao esforço cortante, tem o intuito de aproximar a teoria e a prática. Sendo assim, o objetivo principal deste trabalho é estudar experimentalmente a influência da taxa de armadura de cisalhamento e do vão de cisalhamento, no comportamento último e em serviço de uma viga de concreto armado, avaliando-se principalmente 3 aspectos: deslocamentos verticais, desenvolvimento das fissuras e carga e modo de ruptura. Por fim comparou-se os resultados experimentais com os esperados de acordo com as equações de cálculo da norma NBR 6118:2014. Para atingir este objetivo foram confeccionadas 8 vigas com taxas de armaduras e vãos de cisalhamento variados. A concretagem e todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção do IFG. O ensaio consiste na aplicação de duas forças concentradas equidistantes, com um carregamento gradativo crescente sob velocidade constante. Durante os ensaios foram definidos patamares de carga que permitiram o monitoramento dos deslocamentos verticais e do desenvolvimento de fissuras. Após a análise dos resultados conclui-se que o vão de cisalhamento e a relação a/d tem influência significativa no comportamento real das vigas sendo que o aumento do vão de cisalhamento provoca maiores deslocamentos verticais na região central da peça e quanto maior o seu valor, mais cedo surgem as primeiras fissuras. A diminuição do vão de cisalhamento conferiu um ganho de resistência de até 40,2 % às peças e a diminuição da relação a/d conferiu um aumento da carga de ruptura de 14%. As peças com maiores taxas de armadura transversal apresentaram os menores deslocamentos e quanto maior a taxa de armadura transversal, maior a quantidade de fissuras visuais de cisalhamento que a peça apresenta antes da ruptura. Quanto às cargas de ruptura, verifica-se que o ganho de resistência, com o aumento da armadura transversal chegou a 12%. Pode-se perceber que os estribos pouco acrescentaram na resistência dos protótipos, ao contrário do vão de cisalhamento e relação a/d , que têm uma relevância maior neste ponto. Comparando-se o resultado experimental com o teórico, verifica-se que a maioria dos protótipos apresentaram o modo de ruptura previsto pelas equações, porém com uma carga bem acima do calculado. O modelo de cálculo I se mostrou, com as devidas ressalvas, mais próximo da realidade. No geral, verifica-se que os protótipos apresentaram comportamentos consideravelmente diferentes do previsto pelas equações de cálculo da norma, principalmente em relação à carga de ruptura. Porém isso se deve principalmente pelo fato de que os protótipos possuem dimensões atípicas, onde o efeito de arco está presente e bastante relevante. O efeito de arco depende, principalmente, da relação a/d , e quando relevante confere à viga um aumento da resistência ao cisalhamento, porém este fator não está previsto nas equações da NBR 6118, o que sugere que a norma não o leva em consideração, justificando as diferenças entre os resultados teóricos e experimentais.

Palavras-chave: Concreto Armado. Viga. Cisalhamento. Modo de Ruptura.

ABSTRACT

EXPERIMENTAL STUDY OF SHEAR IN REINFORCED CONCRETE BEAMS

AUTHOR: MATHEUS FELIPE ALVES DE SOUZA E SILVA
ADVISOR: LIANA DE LUCCA JARDIM BORGES

The dimensioning of reinforced concrete structures is of paramount importance for the field of civil engineering, since this is the material most commonly used in structural parts. The practical study of the possible ways of breaking a beam, due to shear stress, is intended to approximate theory and practice. Therefore, the main objective of this work is to study experimentally the influence of shear armature rate and shear span, on the final behavior and in service of a reinforced concrete beam, evaluating mainly three aspects: vertical displacements, development of cracks and load and rupture mode. Finally, the experimental results were compared with those expected according to the calculation equations of norm NBR 6118: 2014. In order to reach this goal, 8 beams with varied armor rates and shear spans were made. The concreting and all the tests were performed at the Building Materials Laboratory of the IFG. The test consists of the application of two equidistant concentrated forces, with increasing gradient loading under constant velocity. During the tests load levels were defined that allowed the monitoring of the vertical displacements and the development of cracks. After the analysis of the results, it was concluded that the shear span and the a/d ratio have a significant influence on the actual behavior of the beams and that the increase of the shear span causes greater vertical displacements in the central region of the part and the higher the value, the earlier the first cracks appear. The reduction of the shear span gave a resistance gain of up to 40.2% to the parts and the decrease in the a/d ratio gave an increase in the rupture load of 14%. The parts with the highest transverse reinforcement rates showed the smallest displacements and the higher the transverse reinforcement rate, the greater the amount of visual shear cracks that the part presents before the rupture. As for the bursting loads, it is verified that the resistance gain, with the increase of the transverse reinforcement, reached 12%. It is possible to notice that the stirrups have little added in the resistance of the prototypes, unlike the shear span and relation a/d , that have a greater relevance in this point. Comparing the experimental result with the theoretical, it is verified that most of the prototypes presented the mode of rupture predicted by the equations, but with a load well above the calculated. The calculation model I was shown, with due reservations, closer to reality. In general, the prototypes showed behavior considerably different from that predicted by the equations of calculation of the norm, especially in relation to the load of rupture. However, this is mainly due to the fact that the prototypes have atypical dimensions, where the arc effect is present and quite relevant. The arc effect depends mainly on the a/d ratio, and when relevant gives the beam an increase in shear strength, but this factor is not predicted in the equations of NBR 6118, which suggests that the standard does not take it into account, justifying the differences between theoretical and experimental results.

Keywords: Armed Concrete. Beam. Shearing. Rupture Mode.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Viga submetida a duas cargas concentradas equidistantes do apoio	21
Figura 2.2 - Viga no Estádio I de Carregamento	21
Figura 2.3 - Viga no Estádio II de Carregamento.....	22
Figura 2.4 - Viga no Estádio III de Deformação	22
Figura 2.5 - Hipótese para a distribuição de tensões no concreto	23
Figura 2.6 - Domínios de Deformação para concretos de classe I ($f_{ck} \leq 50MPa$)	24
Figura 2.7 - Diagramas de tensões últimas em uma seção retangular de concreto armado	25
Figura 2.8 - Espaçamentos mínimos entre as barras de aço longitudinais	29
Figura 2.9 - Comprimento de ancoragem básico de uma barra reta.....	32
Figura 2.10 – Comprimento mínimo reto das extremidades	33
Figura 2.11 - Evolução da fissuração	35
Figura 2.12 - Trajetória das tensões principais em uma viga biapoiada com carregamento uniformemente distribuído e diagramas de momento e cortante.....	36
Figura 2.13 - Trajetória das tensões principais em uma viga biapoiada submetida a duas cargas concentradas e diagramas de momento e cortante.....	36
Figura 2.14 - Mecanismos de transferência da força cortante.....	37
Figura 2.15 - Efeito de arco em vigas de concreto.....	38
Figura 2.16 – Engrenamento dos agregados.....	39
Figura 2.17 – Ruptura por esmagamento da zona de compressão.....	42
Figura 2.18 - Ruptura por rompimento dos estribos.....	42
Figura 2.19 – Ruptura por esmagamento do concreto na diagonal comprimida.....	43
Figura 2.20 - Representação do modelo de treliça clássica com inclinação α para a armadura de cisalhamento	44
Figura 2.21 - Treliça generalizada com diagonais comprimidas inclinadas com ângulo θ	47
Figura 2.22 - Tipos de ganchos para estribos	50
Figura 2.23 - Vigas simplesmente apoiadas e parcialmente engastadas	51
Figura 2.24 - Viga apoiada – Tipologia 1	52
Figura 2.25 - Viga apoiada – Tipologias 2 e 4	52
Figura 2.26 - Viga apoiada – Tipologia 3.....	53
Figura 2.27 - Esquema de aplicação do carregamento.....	54
Figura 2.28 - Esquema do ensaio.....	56
Figura 2.29 - Malha DEMEC	56
Figura 2.30 - Viga 1.....	57
Figura 2.31 - Viga 2.....	57
Figura 2.32 - Viga 3.....	57
Figura 2.33 - Viga I – Ruptura pelos estribos	57
Figura 2.34 - Viga III - Escorregamento dos estribos	57
Figura 2.35 - Esquema Geral do Ensaio	59
Figura 3.1 - Dimensões das Vigas	61
Figura 3.2 – Dimensões das Fôrmas.....	64
Figura 3.3 – Ensaio de tração nas barras de aço.....	64

Figura 3.4 – Separação dos materiais para a concretagem	65
Figura 3.5 – Barras cortadas e separadas para armação.....	66
Figura 3.6 – Posicionamento da armadura dentro das formas	67
Figura 3.7 – Ensaio de abatimento do tronco de cone	67
Figura 3.8 – Adensamento das vigas	67
Figura 3.9 – Ensaio de Verificação das Propriedades do Concreto	68
Figura 3.10 - Aparato para apoio (a) e Prensa para aplicação da carga (b)	69
Figura 3.11 – Esquema de carregamento das vigas	69
Figura 3.12 – Esquema geral do ensaio	70
Figura 3.13 – Esquema de aplicação das cargas	70
Figura 3.14 – Posicionamento dos relógios para registro dos deslocamentos na parte posterior	71
Figura 4.1 – Evolução dos deslocamentos na viga VFR1-10	73
Figura 4.2 – Evolução dos deslocamentos da viga VFR2-14	74
Figura 4.3 – Evolução dos deslocamentos na viga VCR1-10.....	75
Figura 4.4 – Evolução dos deslocamentos na viga VCR2-14.....	76
Figura 4.5 - Evolução dos deslocamentos na viga VCT1-14.....	77
Figura 4.6 - Evolução dos deslocamentos na viga VCT2-14.....	78
Figura 4.7 - Evolução dos deslocamentos na viga VCE1-10.....	79
Figura 4.8 – Evolução dos deslocamentos da viga VCE2-10	80
Figura 4.9 – Fissuração das vigas: (a) VFR1-10; (b) VFR2-14.....	81
Figura 4.10 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCR1-10	82
Figura 4.11 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCR2-14	82
Figura 4.12 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCT1-14.....	83
Figura 4.13 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCT2-14.....	84
Figura 4.14 – Desenvolvimento de fissuras na viga VCE1-10	84
Figura 4.15 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCE2-10.....	85
Figura 4.16 – Carga e modo de ruptura da viga VFR1-10.....	86
Figura 4.17 – Carga e modo de ruptura da viga VFR2-14.....	87
Figura 4.18 – Carga e modo de ruptura da viga VCR1-10	87
Figura 4.19 – Carga e modo de ruptura da viga VCR2-14	88
Figura 4.20 – Carga e modo de ruptura da viga VCT1-14	88
Figura 4.21 – Carga e modo de ruptura da viga VCT2-14	89
Figura 4.22 – Carga e modo de ruptura da viga VCE1-10	89
Figura 4.23 – Carga e modo de ruptura da viga VCE2-10	90
Figura 5.1 – Relação Carga x Deslocamento Central de todas as vigas	91
Figura 5.2 – Relação Carga x Deslocamento do vão de cisalhamento de todas as vigas	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Diâmetro dos pinos de dobramento	33
Tabela 2.2: Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos.....	50
Tabela 2.3 – Área de armadura das vigas ensaiadas.....	55
Tabela 2.4 - Comparação entre o esforço cortante resistente de cálculo e experimental	56
Tabela 2.5 - Comparação entre a carga teórica e experimental.....	56
Tabela 2.6 - Características das vigas ensaiadas	59
Tabela 2.7 - Cargas experimentais e teóricas das vigas de CAA	60
Tabela 2.8 - Cargas experimentais e teóricas das vigas de CC	60
Tabela 3.1 – Características pré-definidas das vigas ensaiadas.....	62
Tabela 3.2 – Resultados do Ensaio de Tração das barras de Aço	65
Tabela 3.3 – Consumo de materiais na concretagem final	65
Tabela 4.1 – Deslocamentos da viga VFR1-10	73
Tabela 4.2 – Deslocamentos da viga VFR2-14	74
Tabela 4.3 – Deslocamentos da Viga VCR1-10.....	75
Tabela 4.4 – Deslocamentos viga da VCR2-14.....	76
Tabela 4.5 – Deslocamentos da viga VCT1-14.....	77
Tabela 4.6 – Deslocamentos da viga VCT2-14.....	78
Tabela 4.7 – Deslocamentos da viga VCE1-10	79
Tabela 4.8 – Deslocamentos da viga VCE2-10	80
Tabela 4.9 – Deslocamentos no último patamar registrado.....	81
Tabela 4.10 – Carga correspondente ao surgimento das primeiras fissuras	86
Tabela 4.11 – Resumo de carga e modo de ruptura.....	90
Tabela 5.1 – Deslocamentos nos patamares de 10 kN e 70kN.....	92
Tabela 5.2 – Relação entre a carga de surgimento da primeira fissura e a carga última.....	94
Tabela 5.3 – Avaliação da carga última nas vigas com $a = 14$ cm.....	95
Tabela 5.4 - Avaliação da carga última nas vigas com $a = 10$ cm	96
Tabela 6.1 – Carga de fissuração teórica x Carga de fissuração visual.....	98
Tabela 6.2 – Carga última experimental x Carga última estimada.....	98

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	29
Quadro 2.2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta C = 10$ mm.....	30
Quadro 2.3: Tipos de ruptura para vigas apoiadas	52
Quadro 2.4: Tipos de ruptura para vigas parcialmente engastadas	52

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
NBR	Norma Brasileira
NR	Norma Regulamentadora
CC	Concreto Convencional
CAA	Concreto Auto Adensável

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Flecha; vão de cisalhamento
a_h	Espaçamento mínimo horizontal entre as barras tracionadas
a_v	Espaçamento mínimo vertical entre as barras tracionadas
A_s	Área da seção transversal da armadura tracionada
A_{sw}	Área da seção transversal dos estribos
$b - b_w$	Largura da base da viga
$c_{\min}$	Cobrimento mínimo
c_{nom}	Cobrimento nominal
d	Distância do bordo mais comprimido até o centro de gravidade da armadura tracionada
d'	Distância do bordo mais tracionado até o centroide da armadura tracionada
$d_{\text{máx,ag}}$	Diâmetro máximo do agregado graúdo
$d_{\min}$	Altura útil mínima
E	Módulo de elasticidade
f_{bd}	Resistência de aderência uniforme
F_{cd}	Força resistente de cálculo do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{ctk}	Resistência característica à tração do concreto
F_{sd}	Força resistente de cálculo do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento da armadura tracionada
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento da armadura tracionada
h	Altura total da seção transversal
I	Momento de Inércia
ℓ	Comprimento
l_b	Comprimento de ancoragem básico
$l_{b,nec}$	Comprimento de ancoragem necessário
M_d	Momento fletor atuante de cálculo
M_k	Momento fletor atuante
P	Carga aplicada

s	Espaçamento entre as armaduras transversal ao longo da peça
V_{sd}	Força cortante solicitante de cálculo na seção
V_{sk}	Esforço cortante solicitante
$VR_{d2,I}$	Esforço resistente relativo à ruína das diagonais comprimidas de concreto no modelo I
$VR_{d3,I}$	Esforço resistente relativo à ruína por tração diagonal no modelo I
$VR_{d2,II}$	Esforço resistente relativo à ruína das diagonais comprimidas de concreto no modelo II
$VR_{d3,II}$	Esforço resistente relativo à ruína por tração diagonal no modelo II
V_{sw}	Parcela da força absorvida pela armadura transversal
V_c	Parcela da força absorvida pelo concreto íntegro entre as fissuras
x	Posição da linha neutra da seção
x_{34}	Posição da linha neutra no limite entre dos domínios de deformação 3 e 4
z	Distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e o centro de gravidade da região comprimida de concreto
ε_c	Deformação específica do concreto na fibra mais comprimida
ε_s	Deformação específica da armadura tracionada
ε_{yd}	Deformação específica de escoamento da armadura tracionada
α	Inclinação da armadura transversal
α_c	Coeficiente de redução da resistência característica do concreto (0,85)
α_1	Coeficiente de redução do comprimento de ancoragem
η_1	Coeficiente de segurança na aderência que relaciona a textura da armadura
η_2	Coeficiente de segurança na aderência que relaciona a posição/inclinação da armadura
η_3	Coeficiente de segurança na aderência que relaciona o diâmetro da armadura
σ	Tensão
θ	Inclinação da diagonal comprimida
ϕ_l	Diâmetro da armadura longitudinal
ϕ_t	Diâmetro da armadura transversal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	JUSTIFICATIVA	17
1.2	OBJETIVOS	17
1.2.1	Objetivos Gerais.....	17
1.2.2	Objetivos Específicos	17
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	18
2	REVISÃO DA LITERATURA	19
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	19
2.2	FLEXÃO EM VIGAS	19
2.2.1	Tipos de flexão	19
2.2.2	Estados Limites	19
2.2.3	Estádios de carregamento	20
2.2.4	Hipóteses de cálculo	22
2.2.5	Dimensionamento da armadura longitudinal	25
2.2.6	Verificação da capacidade resistente.....	27
2.2.7	Altura útil mínima para projeto e verificação	28
2.2.8	Detalhamento da armadura longitudinal	28
2.2.9	Fissuração	33
2.3	CISALHAMENTO EM VIGAS	34
2.3.1	Introdução.....	34
2.3.2	Tensões principais em vigas sob flexão simples.....	35
2.3.3	Mecanismos de transferência da força cortante	37
2.3.4	Fatores que influenciam a resistência à força cortante	39
2.3.5	Modos de ruptura por cisalhamento	41
2.3.6	Métodos de cálculo para o cisalhamento.....	43
2.3.7	Detalhamento da armadura de cisalhamento.....	48
2.4	PUBLICAÇÕES REALIZADAS COM O TEMA PROPOSTO.....	50
2.4.1	Matos, J. C., Valente, I., Cruz, P.J.S (2010)	50
2.4.2	Pires, S., Fernandes, F., Lopes, S. E Carmo, R. (2008).....	54
2.4.3	Teodoro (2013)	58
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	61
3.1	INTRODUÇÃO.....	61
3.2	CARACTERIZAÇÃO E DEFINIÇÃO DAS PEÇAS.....	61

3.3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	63
3.3.1	Cimento	63
3.3.2	Agregados	63
3.3.3	Concreto	63
3.3.4	Fôrmas.....	63
3.3.5	Aço	64
3.4	CONFECÇÃO DAS PEÇAS	65
3.5	VERIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO	68
3.6	DESCRIÇÃO DO ENSAIO FINAL.....	68
4	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	73
4.1	DESLOCAMENTOS.....	73
4.2	FISSURAÇÃO.....	81
4.3	CARGA E MODO DE RUPTURA	86
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	91
5.1	ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	91
5.1.1	Deslocamentos	91
5.1.2	Fissuração.....	94
5.1.3	Carga e modo de ruptura	95
5.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS TEÓRICOS	97
5.2.1	Fissuração.....	97
5.2.2	Carga e modo de ruptura	98
6	CONCLUSÕES.....	101
6.1	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	101
6.1.1	Quanto a influência do vão de cisalhamento e relação a/d	101
6.1.2	Quanto a influência da armadura longitudinal.....	101
6.1.3	Quanto a influência da armadura transversal.....	102
6.2	RESULTADOS EXPERIMENTAIS X RESULTADOS TEÓRICOS.....	103
6.2.1	Fissuração.....	103
6.2.2	Carga e modo de ruptura	103
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	104
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105
	APÊNDICES	107
	ANEXO I – RESULTADOS DOS ENSAIOS DO CONCRETO.....	152

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

O concreto armado é obtido por meio da associação entre concreto simples e armadura convenientemente colocada, de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes (CARVALHO E FILHO, 2015).

O dimensionamento das estruturas de concreto armado é de suma importância para o ramo da engenharia civil, uma vez que este é o material mais utilizado nas peças estruturais. Conhecer suas características e seu comportamento frente aos variados tipos de esforços resulta em projetos e estruturas mais econômicas, duráveis e resistentes.

Os principais elementos estruturais presentes em obras de grande porte, como edifícios, são os pilares, as vigas e as lajes. As vigas são os elementos que transferem as cargas da laje para os pilares e tem a função de vencer vãos. Nelas podem ser identificados dois tipos de esforços predominantes, o momento fletor e o esforço cortante. O primeiro gera a flexão e o segundo o cisalhamento e para ambos, deve-se calcular a armadura necessária, atendendo aos requisitos da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6118:2014.

O estudo prático dos possíveis modos de ruptura de uma viga, devido ao esforço cortante, tem o intuito de aproximar a teoria e a prática, possibilitando visualizar a evolução das fissurações e o comportamento de uma viga, quando próxima da ruptura e, além disso, propiciar um maior envolvimento dos acadêmicos com as pesquisas experimentais na área estrutural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos Gerais

Estudar experimentalmente a influência da taxa de armadura de cisalhamento no comportamento último e em serviço de vigas de concreto armado, projetadas para romper no cisalhamento, e verificar a acurácia das equações de cálculo da teoria do cisalhamento (Treliça de Mörsch) previstas na norma ABNT NBR 6118:2014.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar a influência da variação da taxa de armadura de cisalhamento e do vão de cisalhamento nos deslocamentos verticais, no surgimento e desenvolvimento das fissuras e nas cargas e modos de ruptura.
- Avaliar a carga máxima resistida pelas vigas e comparar com a carga máxima teórica obtida pelos modelos I e II da norma ABNT NBR 6118:2014;

- Comparar os resultados experimentais das cargas de fissuração obtidos em laboratório com os valores calculados segundo prescrições normativas da ABNT NBR 6118:2014.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura e está dividido em três partes principais. A primeira é uma revisão de estudos e normas sobre o dimensionamento e detalhamento de vigas submetidas à flexão. A segunda é uma revisão de estudos e normas sobre dimensionamento e detalhamento de vigas submetidas ao cisalhamento. E, por fim, são apresentados trabalhos realizados por pesquisadores relacionados com o tema proposto.

No Capítulo 3 é apresentado o programa experimental adotado. Nele, está a caracterização dos materiais utilizados na pesquisa, bem como detalhes das peças ensaiadas, e o esquema geral de ensaio.

No Capítulo 4 é apresentado os resultados experimentais obtidos após a realização dos ensaios, com o enfoque na evolução dos deslocamentos verticais e fissuração e nas cargas e modos de ruptura obtidos.

No Capítulo 5 é apresentada uma análise experimental dos resultados, com o objetivo de avaliar o comportamento das peças, comparando-as entre si e avaliando a influência de cada fator nos deslocamentos verticais, na fissuração e na carga e modo de ruptura. Também é apresentada uma análise teórica, comparando os resultados experimentais obtidos com o comportamento previsto pelas equações da NBR 6118:2014, no que diz respeito à fissuração, carga e modo de ruptura.

Por fim, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões obtidas com as análises desenvolvidas no Capítulos 5, além de sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Viga é um elemento em forma de barra que tem por função vencer vãos, trabalhando predominantemente aos esforços de flexão e cisalhamento (CAMACHO, 2015). Sendo a flexão causada pelo momento fletor e o cisalhamento pelo esforço cortante.

Ao contrário da situação em que é possível existir momento fletor sem força cortante (flexão sem cisalhamento), não é possível a existência de trechos da viga em que ocorra esforço cortante sem momento fletor (cisalhamento sem flexão) (CARVALHO E FILHO, 2015). Portanto no estudo do comportamento de vigas submetidas ao cisalhamento é de fundamental importância analisar também seu comportamento à flexão.

2.2 FLEXÃO EM VIGAS

2.2.1 Tipos de flexão

O momento fletor causa flexão nos elementos estruturais, e segundo Carvalho e Filho (2015) há diversos tipos de flexão, sendo elas:

- a) Flexão Simples: quando não há esforço normal atuando na seção;
- b) Flexão Composta: quando há esforço normal atuando na seção;
- c) Flexão Normal: quando o plano do carregamento ou da sua resultante é perpendicular à linha neutra, podendo ser simples ou composta;
- d) Flexão Obliqua: quando o plano de carregamento não é normal à linha neutra ou se o momento fletor tiver uma componente normal ao plano de simetria, ou quando a seção não é simétrica. Pode ser simples ou composta.
- e) Flexão pura: caso de flexão em que não há esforço cortante atuando na seção;
- f) Flexão não pura: quando há esforço cortante atuando na seção.

2.2.2 Estados Limites

Para o cálculo de estruturas de concreto armado a norma NBR 6118:2014 exige que sejam considerados os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

Segundo Carvalho e Filho (2015) os estados limites últimos estão relacionados ao colapso ou ruína estrutural que ocasione a interrupção do uso da estrutura, já os estados limites de serviço estão relacionados à durabilidade, aparência, conforto e utilização das estruturas.

De acordo com a NBR 6118:2014 a segurança das estruturas de concreto deve ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Perda de estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura, assimilada a um corpo rígido;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, por causa de solicitações normais e tangenciais;
- Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Provocados por solicitações dinâmicas;
- Colapso progressivo;
- esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- Outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

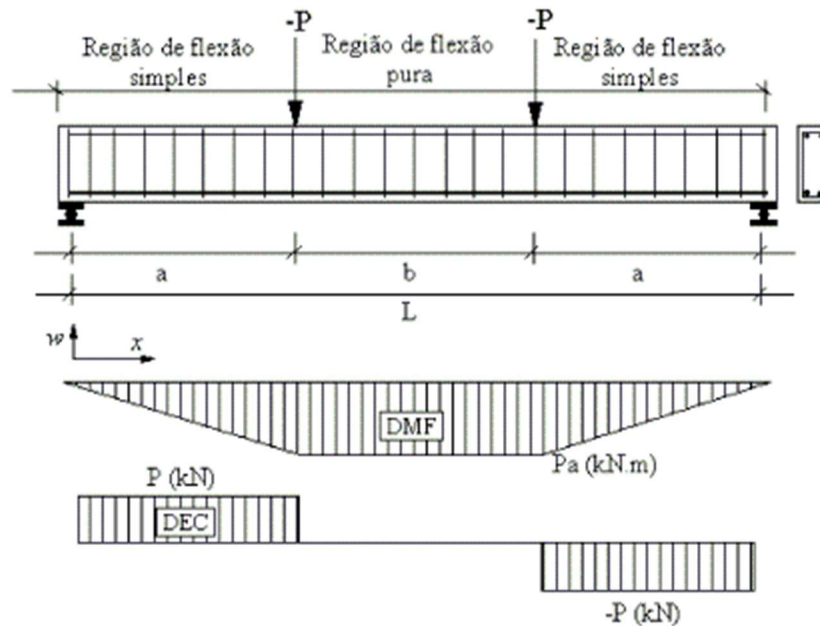
A norma estabelece ainda que a segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação dos estados limites de serviço definidos no item 3.2. Dentre eles temos:

- Formação de fissuras (ELS-F);
- Abertura de fissuras (ELS-W);
- Deformação excessiva (ELS-DEF);
- Vibrações excessivas (ELS-VE).

2.2.3 Estádios de carregamento

Para exemplificar o comportamento de uma viga de concreto armado submetida à flexão, pode-se supor uma viga simplesmente apoiada, sujeita a um carregamento crescente que causa flexão pura na região central, conforme a Figura 2.1. Como o carregamento é crescente, tem-se que a região central da viga está submetida a um momento fletor M também crescente, que varia de zero até um valor que a leve à ruptura.

Figura 2.1 - Viga submetida a duas cargas concentradas equidistantes do apoio

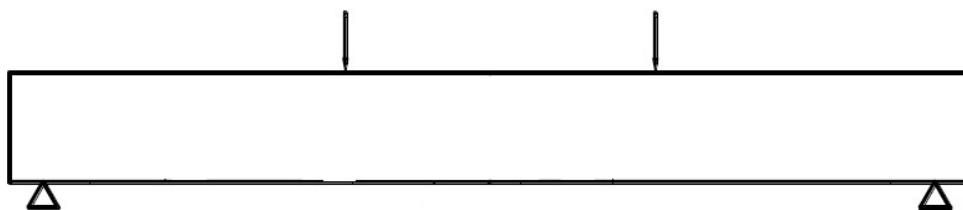


Fonte: JUNIOR *et al*, 2005

Segundo Carvalho e Filho (2015), a seção transversal central da viga, submetida ao momento fletor M crescente, passa por três níveis de deformação, denominados de estádios, que determinam o comportamento da peça até sua ruína. Os três estádios apresentam as seguintes características:

- a) **Estádio I (estado elástico)**: esta fase corresponde ao início do carregamento, onde as tensões normais de tração que surgem são pequenas e o concreto consegue resistir aos esforços de tração sem fissuração. Portanto, no estádio I a peça não apresenta fissuras, conforme a Figura 2.2.

Figura 2.2 - Viga no Estádio I de Carregamento



Fonte: BASTOS, 2015 (adaptada)

- b) **Estádio II (estado de fissuração)**: com o aumento do momento fletor, as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra (LN) terão valores superiores ao da resistência característica do concreto à tração. Neste estádio considera-se que apenas o

aço passa a resistir aos esforços de tração e surgem fissuras no concreto na região de tração, conforme a Figura 2.3.

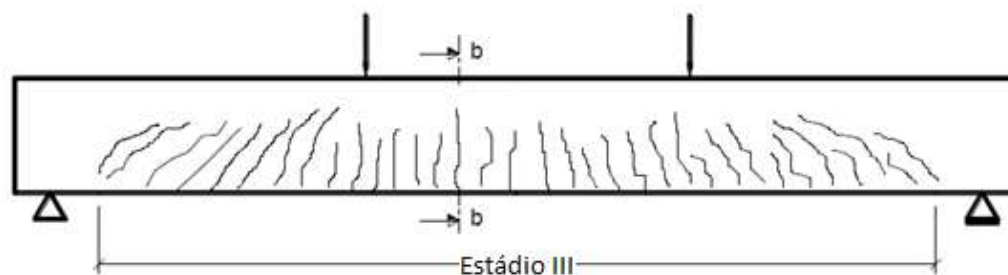
Figura 2.3 - Viga no Estádio II de Carregamento



Fonte: BASTOS, 2015

- c) **Estádio III:** aumenta-se o momento fletor até um valor próximo ao de ruína. Neste momento a zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura, chegando a atingir a deformação específica última $\epsilon_{cu} = 0,35\%$. O diagrama de tensões tende a ficar vertical, com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima. Neste estágio a peça se encontra bastante fissurada, como mostrado na Figura 2.4, com fissuras se aproximando da linha neutra, fazendo com que sua profundidade diminua e, conseqüentemente, a região comprimida de concreto também.

Figura 2.4 - Viga no Estádio III de Deformação



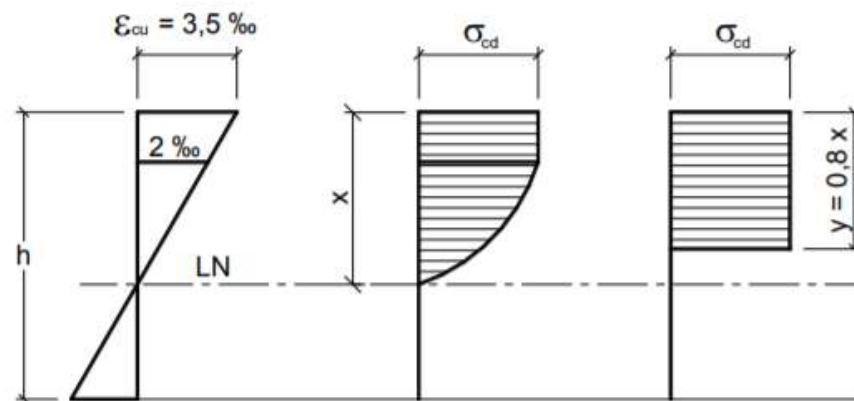
Fonte: BASTOS, 2015

2.2.4 Hipóteses de cálculo

Segundo Carvalho e Filho (2015), o dimensionamento das estruturas de concreto armado é feito no estado limite último (estádio III), pois o objetivo principal é projetar estruturas que resistam, de forma segura e econômica, aos esforços sem chegar ao colapso. Para isso, inicialmente são consideradas algumas hipóteses de cálculo descritas no item 17.2.2 da norma ABNT NBR 6118:2014, sendo elas:

- a) Sob a influência das solicitações normais, as seções transversais permanecem planas (hipótese de Bernoulli). Com isso pode-se considerar que as deformações das fibras de uma seção são proporcionais à sua distância à linha neutra, resultando em um diagrama de deformações retilíneo.
- b) Admite-se uma aderência perfeita entre a armadura e o concreto adjacente, desta forma a deformação das barras é igual à deformação do concreto adjacente.
- c) A resistência à tração do concreto é desprezada no Estado Limite de Utilização (ELU).
- d) O alongamento específico máximo permitido para a armadura de tração é de $\varepsilon_s = 1\%$.
- e) A tensão na armadura é a correspondente à deformação determinada no diagrama tensão-deformação de cada tipo de aço.
- f) Os valores de encurtamento máximo do concreto de classes até C50 são:
 $\varepsilon_{c2} = 0,2\%$ e $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$.
- g) A distribuição das tensões no concreto na seção transversal se faz de acordo com um diagrama parábola retângulo, podendo este ser substituído por um retângulo de altura $y=0,8x$, com a tensão igual a $0,85f_{cd}$, conforme a Figura 2.5, para concretos de classes até C50.

Figura 2.5 - Hipótese para a distribuição de tensões no concreto

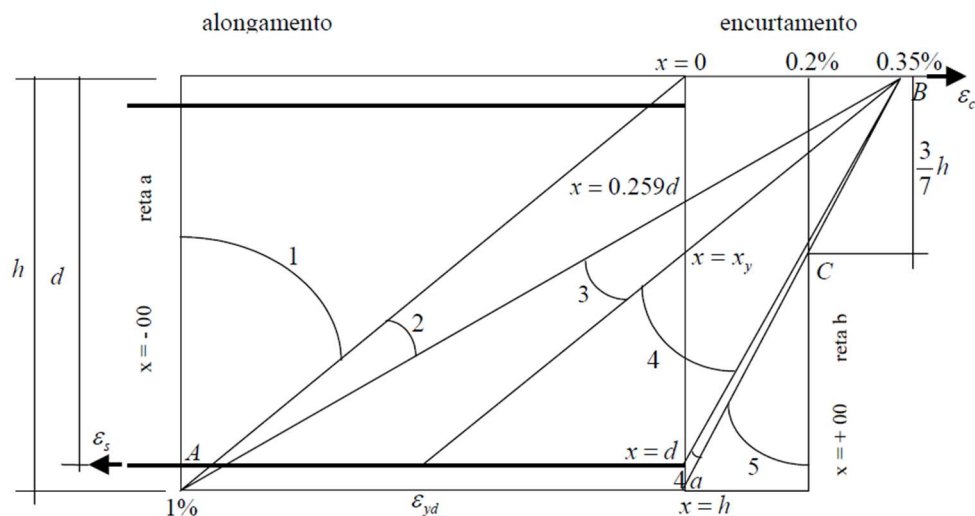


Fonte: BASTOS, 2015

As deformações específicas do concreto e do aço em vigas fletidas podem atingir os valores últimos (máximos) de diversas maneiras possíveis. Os possíveis casos de ruína da seção transversal definem os domínios de deformação, indicados na Figura 2.6.

Segundo Carvalho e Filho (2015), para a determinação da resistência de cálculo de uma dada seção transversal de uma viga, é preciso saber em qual domínio está situado o diagrama de deformações específicas de cálculo dos materiais (aço e concreto).

Figura 2.6 - Domínios de Deformação para concretos de classe I ($f_{ck} \leq 50MPa$)



Fonte: NBR 6118 ABNT, 2014

De acordo com Carvalho e Filho (2015) cada domínio apresenta características específicas para os limites dos materiais e para o estado limite último da viga, sendo alguns deles:

a) Domínio 1

É caracterizado por um carregamento que gera tração não uniforme, sem compressão em toda a seção, portanto neste caso desconsidera-se a resistência do concreto, resultando em um estado limite ultimo com deformação do aço atingindo o valor máximo permitido de 1%.

b) Domínio 2

Ocorre em seções submetidas à flexão simples ou composta, onde a deformação específica do concreto varia entre $\epsilon_c = 0$ e $\epsilon_c = 0,35\%$, resultando em um estado limite último caracterizado pela deformação excessiva do aço, com $\epsilon_s = 1\%$. Neste caso a linha neutra corta a seção transversal, variando de $x = 0$ a $x = 0,259d$.

c) Domínio 3

Ocorre em seções submetidas à flexão simples ou composta, nele as seções são ditas subarmadas. Neste domínio a ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento do aço, sendo $\epsilon_c = 0,35\%$ e $\epsilon_{yd} \leq \epsilon_s \leq 1\%$, o que gera uma situação ideal para o dimensionamento, uma vez que os dois materiais estão trabalhando com sua capacidade

resistente máxima. A ruína acontece com aviso, apresentando grandes deformações e fissuras aparentes.

d) Domínio 4

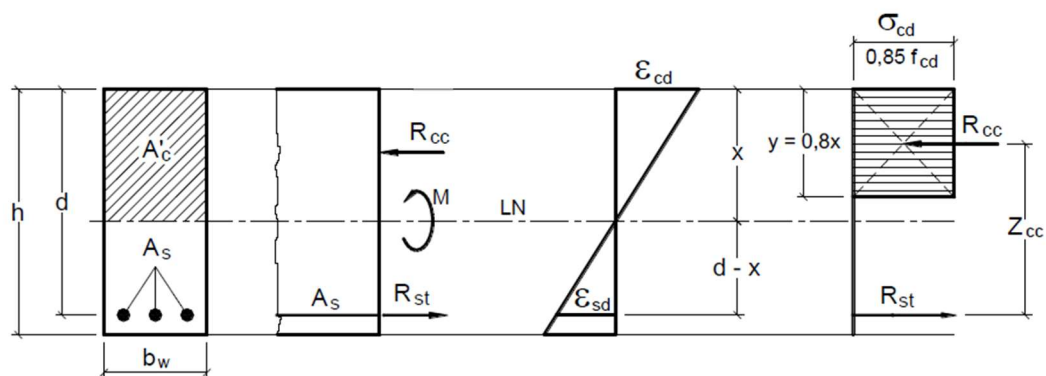
O domínio 4 também ocorre em flexão simples ou composta, porém com seções superarmadas. Neste domínio o estado limite último é caracterizado pela ruptura do concreto por compressão, gerando uma deformação específica máxima $\varepsilon_c = 0,35\%$ e o aço se encontra com uma deformação inferior à deformação de escoamento (ε_{yd}). A ruptura é frágil e sem aviso prévio.

O limite entre os domínios 3 e 4 representa uma situação onde o concreto e o aço estão sujeitos, simultaneamente às suas respectivas deformações últimas. A altura da linha neutra nesse limite varia com o valor de ε_{yd} , que depende do tipo de aço utilizado, como será visto posteriormente. Este limite representa a situação ideal para a determinação do momento máximo resistido por uma determinada seção. Porém, segundo a ABNT NBR 6118:2014, para concretos até C50, permite-se uma posição da linha neutra de $x \leq 0,45d$. Esta limitação da norma determina, portanto, que as seções de vigas de concreto armado somente poderão ser dimensionadas nos domínios 2 e em parte do domínio 3, buscando atender a melhores condições de ductilidade das peças.

2.2.5 Dimensionamento da armadura longitudinal

O cálculo da quantidade de armadura longitudinal é feito a partir do equilíbrio entre as forças atuantes na seção, sendo elas, a resultante no concreto e no aço e do equilíbrio do momento fletor externo e do momento fletor interno proveniente das resultantes do concreto e do aço, conforme a Figura 2.7.

Figura 2.7 - Diagramas de tensões últimas em uma seção retangular de concreto armado



Fonte: BASTOS, 2015

$$F_{cd} = F_{sd} \quad (2-1)$$

$$M_d = F_{cd} \cdot z \quad (2-2)$$

$$M_d = F_{sd} \cdot z \quad (2-3)$$

Onde,

F_{cd} – Força resistente de cálculo do concreto

F_{sd} – Força resistente de cálculo da armadura

z – braço de alavanca: distância entre o ponto de aplicação da resultante das tensões normais de compressão no concreto e da resultante das tensões normais de tração no aço

M_d – Momento fletor solicitante de cálculo

Desenvolvendo as equações de equilíbrio (2-1), (2-2) e (2-3) deduz-se as equações que definem:

a) Posição da linha neutra (x)

A força resistente de cálculo do concreto F_{cd} , pode ser calculada pelo produto da tensão resistente de cálculo ($0,85 \cdot f_{cd}$) e a área de concreto ($b_w \cdot 0,8 \cdot x$).

$$F_{cd} = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot b_w \cdot (0,8 \cdot x) \quad (2-4)$$

Onde,

b_w – largura da seção transversal

x – posição da linha neutra, medida do bordo mais comprimido até a linha neutra

O braço de alavanca, z , é dado por:

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (2-5)$$

Sendo d a altura útil da seção transversal.

Substituindo-se as equações (2-4) e (2-5) na equação (2-2), obtém-se a equação que define o momento fletor solicitante de cálculo em função da posição da linha neutra.

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (2-6)$$

Resolvendo-se a equação (6), obtém-se o valor de x , o qual irá definir a posição da linha neutra.

$$x = \frac{0,68 \cdot d \pm \sqrt{(0,68d)^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot \left(\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}\right)}}{0.544} \quad (2-7)$$

b) Cálculo da área necessária de armadura (A_s)

A força resistente de cálculo na armadura (F_{sd}) é dada pelo produto entre a área de aço (A_s) e a tensão resistente de cálculo no aço (f_{yd}). Através da equação (2-3), tem-se:

$$M_d = F_{sd} \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (2-8)$$

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (2-9)$$

Obtido o valor de x que define a posição da linha neutra, é possível verificar em qual domínio a peça atingirá o estado limite último. Esta verificação é feita conhecendo-se os limites entre os domínios. Para isso utiliza-se uma relação entre deformações, dada pela seguinte equação:

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (2-10)$$

Onde,

ε_c – deformação específica do concreto

ε_s – deformação específica do aço

Para o limite entre os domínios 2 e 3, sabe-se que $\varepsilon_c = 0,0035$ e $\varepsilon_s = 0,01$, logo, neste limite tem-se que $x = 0,259 \cdot d$. Já o limite entre os domínios 3 e 4 irá depender do tipo de aço, caracterizado pela deformação específica de escoamento de cálculo (ε_{yd}).

2.2.6 Verificação da capacidade resistente

Em uma situação onde já se conhece a armadura longitudinal (A_s), pode-se determinar a posição da linha neutra, x , e o momento fletor máximo resistente, M_d . Conhecendo-se a área de aço (A_s) e considerando-se que a armadura estará escoando no ELU, a força resistente da armadura é dada por:

$$F_{sd} = A_s \cdot f_{yd} \quad (2-11)$$

Substituindo-se na equação (2-1), as equações (2-4) e (2-11) e isolando a variável x , obtém-se a equação que fornece a posição da linha neutra em função da área de aço:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,68b_w \cdot f_{cd}} \quad (2-12)$$

Substituindo-se as equações (2-11) e (2-5) na equação (2-3), obtém-se a expressão que define o momento máximo resistente:

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 4 \cdot x) \quad (2-13)$$

2.2.7 Altura útil mínima para projeto e verificação

Utilizando-se o limite superior estabelecido pela norma de $x/d \leq 0,45$ pode-se calcular a altura útil mínima de uma seção (d_{min}) com armadura simples, dada por:

$$d_{min} = 2,0 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (2-14)$$

2.2.8 Detalhamento da armadura longitudinal

O detalhamento da armadura longitudinal inicia-se com a escolha, a partir da área de aço calculada, da quantidade de barras longitudinais necessárias em função da área da seção transversal de uma barra. A quantidade de barras e seu arranjo devem atender às prescrições da norma NBR 6118:2014, sendo elas: o espaçamento mínimo entre as barras, a armadura longitudinal mínima e máxima, o cobrimento mínimo, entre outros. Algumas dessas prescrições existem visando as necessidades construtivas, como o espaçamento mínimo entre as barras.

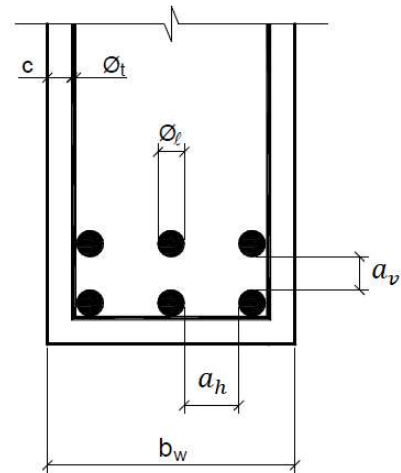
2.2.8.1 Espaçamento entre as barras

A NBR 6118:2014 estabelece espaçamentos livres mínimos entre as faces das barras longitudinais, com o intuito de garantir que o concreto penetre com facilidade dentro da fôrma e envolva completamente as barras de aço das armaduras.

Figura 2.8 - Espaços mínimos entre as barras de aço longitudinais

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \text{diâmetro da barra} \\ 1,2 \cdot d_{\text{máx, agregado}} \end{cases}$$

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \text{diâmetro da barra} \\ 0,5 \cdot d_{\text{máx, agregado}} \end{cases}$$



Fonte: BASTOS, 2015

2.2.8.2 Armadura longitudinal mínima e máxima

De acordo com Carvalho e Filho (2015), a armadura mínima deve ser colocada para evitar rupturas bruscas da seção e a limitação de valores máximos da armadura decorre da necessidade de assegurar condições de ductilidade e de respeitar o campo de validade dos ensaios que deram origem às prescrições de funcionamento do conjunto aço-concreto.

A armadura mínima de tração em uma viga deve ser determinada dimensionando-se a seção para um momento fletor mínimo ($M_{d,min}$), respeitando sempre uma taxa mínima de 0,15%. Para simplificar o dimensionamento de $M_{d,min}$ montou-se o Quadro 2.1 com as taxas mínimas de armadura (ρ_{min}) para aço CA50.

Quadro 2.1 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{(a)}$ (%)														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256
(a) Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado. $\rho_{min} = A_{s,min}/A_c$															

Fonte: BASTOS, 2015

A norma NBR 6118:2014 limita ainda a que a soma das armaduras de compressão e de tração não deve ser superior a 4% da área de concreto da seção (A_c).

2.2.8.3 Cobrimento Mínimo

Segundo Carvalho e Filho (2015) cobrimento mínimo é a menor distância livre entre uma face da peça e a camada de barras mais próxima dessa face, deve ser observado ao longo de todo o elemento considerado e tem por finalidade proteger as barras tanto da corrosão como da ação do fogo.

O cobrimento mínimo ($C_{\min}$) é obtido adotando-se um cobrimento nominal (C_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido de uma tolerância de execução (ΔC), conforme equação abaixo.

$$C_{\text{nom}} = C_{\min} + \Delta C \quad 2-15$$

Para $\Delta C = 10 \text{ mm}$ é possível definir o cobrimento nominal a partir do Quadro 2.2 abaixo, com base na classe de agressividade ambiental do meio no qual a estrutura está inserida.

Quadro 2.2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta C = 10 \text{ mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

Fonte: NBR 6118, 2014

2.2.8.4 Comprimento de ancoragem

Segundo Bastos (2018), uma boa aderência entre o concreto e a armadura de aço é fundamental para a existência do concreto armado, e com ela procura-se garantir que não ocorra escorregamento relativo entre o concreto e as barras de aço. A aderência pode ser classificada em três parcelas: por adesão, por atrito e mecânica.

A determinação da resistência de aderência (f_{bd}) entre o concreto e a armadura é importante e necessária ao cálculo do comprimento de ancoragem das barras da armadura.

A resistência de aderência depende da resistência do concreto, da rugosidade da superfície da barra de aço, da posição da barra na massa de concreto e do diâmetro da barra. (BASTOS, 2018).

De acordo com a NBR 6118 (item 9.3.2.1), a resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas deve ser obtida pela seguinte expressão:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2-16)$$

Onde:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2-17)$$

η_1 – parâmetro que considera a rugosidade da barra de aço:

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas;

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas;

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas.

η_2 – parâmetro que considera a posição da barra na peça:

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência.

η_3 – parâmetro que considera o diâmetro da barra:

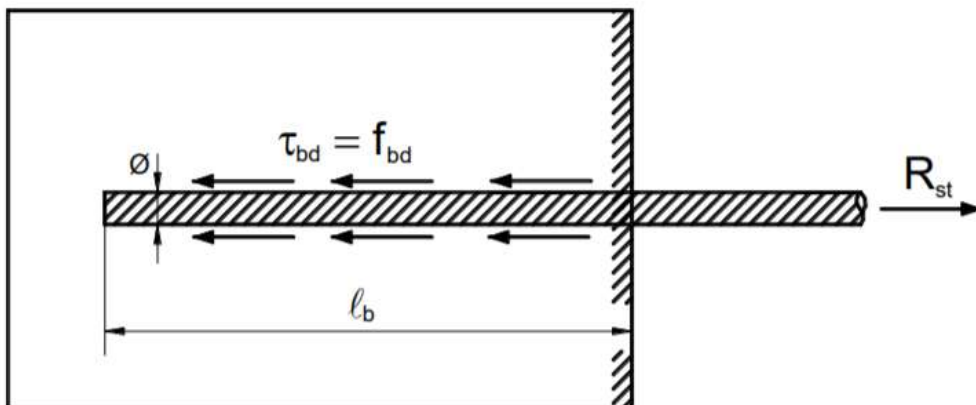
$\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32$ mm;

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$, para $\phi \geq 32$ mm, com ϕ = diâmetro da barra em mm.

De acordo com o item 9.4.2.4 da norma ABNT NBR 6118:2014, o comprimento de ancoragem básico (l_b) é definido como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força-limite $A_s \cdot f_{yd}$ nessa barra, admitindo-se, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} .

Este comprimento deve ser maior que $25 \cdot \phi$, sendo ϕ o diâmetro da barra, e calculado a partir do equilíbrio entre as forças em ação, conforme Figura 2.9:

Figura 2.9 - Comprimento de ancoragem básico de uma barra reta.



Fonte: BASTOS, 2018

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (2-18)$$

2.2.8.5 Ganchos da armadura de tração

A NBR 6118:2014 permite a utilização de ganchos para ancoragem das barras tracionadas e eles possibilitam a redução do comprimento necessário ($l_{b,nec}$) de ancoragem, sendo este calculado pela seguinte equação:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (2-19)$$

Em que:

$\alpha_1 = 1,0$ para barras sem gancho

$\alpha_1 = 0,7$ para barras com gancho

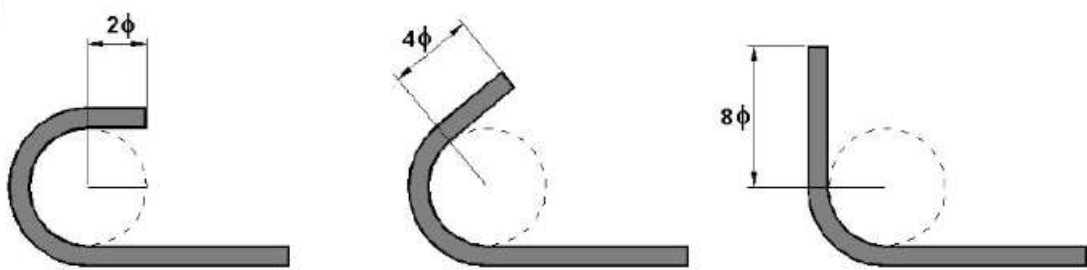
$A_{s,calc}$ – área de aço calculada

$A_{s,ef}$ – área de aço efetiva

$l_{b,min}$ = maior valor entre $0,3 \cdot l_b$, $10 \cdot \phi$ e 100 mm.

Os ganchos podem ser semicirculares, em ângulo de 45° ou em ângulo reto. Para cada situação a NBR 6118:2014 define um comprimento mínimo reto das extremidades das barras, conforme a Figura 2.10, e o diâmetro interno da curvatura de dobramento dos mesmos são definidos pela Tabela 2.1.

Figura 2.10 – Comprimento mínimo reto das extremidades



Fonte: O autor

Tabela 2.1 – Diâmetro dos pinos de dobramento

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 φ	5 φ	6 φ
≥ 20	5 φ	8 φ	-

Fonte: NBR 6118 ABNT, 2014

2.2.9 Fissuração

Segundo Carvalho e Filho (2015), além de garantir a segurança contra o colapso, é preciso garantir que a estrutura de concreto armado atenda aos Estados Limites de Serviço (ELS), que segundo a ABNT NBR 6118:2014 são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas.

Segundo a NBR 6118:2014, nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no Estádio I e parcialmente no Estádio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo Momento de Fissuração (M_r). Este parâmetro pode ser calculado de acordo com a Equação 2-20:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (2-20)$$

onde:

α fator de correlação entre as resistências à tração do concreto;

f_{ct} resistência à tração direta do concreto;

I_c momento de inércia da seção bruta do concreto;

y_t distância do centroide à fibra mais tracionada.

2.3 CISALHAMENTO EM VIGAS

2.3.1 Introdução

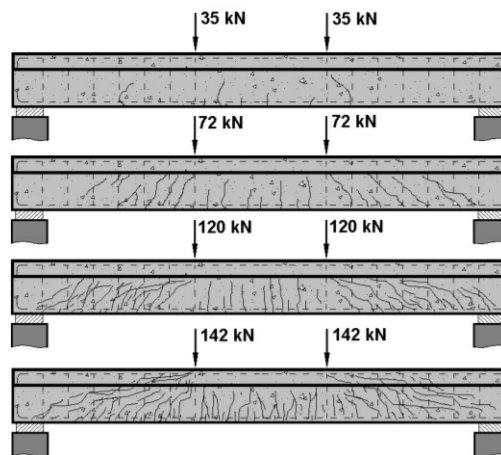
De acordo com Borges *et al* (2002, apud MENON, 2008), entender o comportamento do cisalhamento no concreto armado tem sempre sido um desafio aos pesquisadores. Apesar de intenso interesse de estudo, o colapso por cisalhamento ainda não foi completamente desvendado, em razão do complexo comportamento global das estruturas de concreto e da dificuldade de se estimar com precisão a parcela de contribuição de cada um dos diferentes mecanismos resistentes à força cortante.

Para se realizar um estudo experimental de vigas submetidas ao cisalhamento, inicialmente deve-se entender os modelos de cálculo já existentes. As vigas submetidas a um carregamento vertical qualquer estão trabalhando em flexão simples ou composta não pura, sendo a força cortante, portanto, diferente de zero, surgindo na seção transversal, além das tensões normais, tensões tangenciais que equilibram o esforço cortante.

A fim de se analisar o comportamento e evolução das fissuras em uma viga, considera-se uma viga de concreto biapoiada, submetida a duas forças concentradas P iguais, como mostrado na Figura 2.11. Para cargas de pequena intensidade, em que as tensões de tração não superam a resistência à tração do concreto (estádio I), a viga não apresenta fissuras e o problema da análise das tensões tangenciais é simples. Quando se aumenta o carregamento, a resistência à tração é ultrapassada e surgem as primeiras fissuras de flexão. Essas seções fissuradas encontram-se no Estádio II e a resultante da tração é resistida exclusivamente pelas barras longitudinais. No início da fissuração da região central, os trechos junto aos apoios, sem fissuras, ainda se encontram no Estádio I.

Continuando o aumento do carregamento, surgem fissuras nos trechos entre as forças aplicadas e os apoios, as quais são inclinadas, devido à inclinação das tensões principais de tração, e neste momento quase toda a extensão da viga encontra-se no Estádio III. É produzido então um complexo reajuste de tensões entre concreto e armadura, que podem crescer até chegar à ruptura. Como citado por Menon (2008), antes de romper por esforço cortante, o estado tensional da alma de uma viga de concreto fissurada difere consideravelmente do determinado pela teoria da elasticidade. A Figura 2.11 abaixo apresenta a evolução da fissuração com o aumento gradativo do carregamento.

Figura 2.11 - Evolução da fissuração



Fonte: PINHEIRO et al, 2007

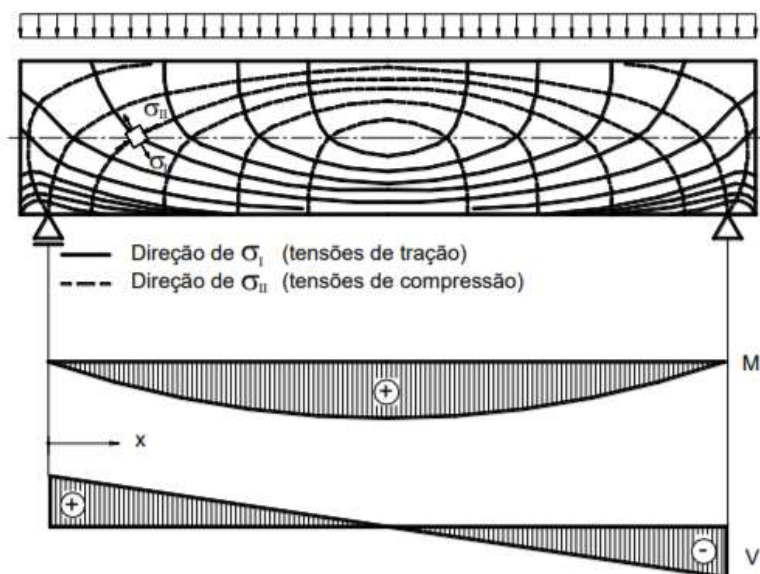
2.3.2 Tensões principais em vigas sob flexão simples

De acordo com Carvalho e Filho (2015), em uma viga submetida à flexão simples surgem as chamadas tensões principais de tração e compressão (σ_I e σ_{II}) inclinadas em relação ao eixo da peça. Essas tensões podem ser decompostas nas componentes σ_x (tensão normal segundo a direção x), σ_y (tensão normal segundo a direção y) e τ_{xy} (tensão tangencial). Nas vigas o valor de σ_y ganha relevância apenas nos pontos de introdução de cargas concentradas, podendo ser desprezadas em geral.

Em resumo, pode-se dizer que para um elemento solicitado por tensões normais e tangenciais, sempre é possível encontrar um plano α onde as tensões tangenciais são nulas e as normais alcançam seus valores máximo e mínimo, que são as tensões principais. (CARVALHO e FILHO, 2015)

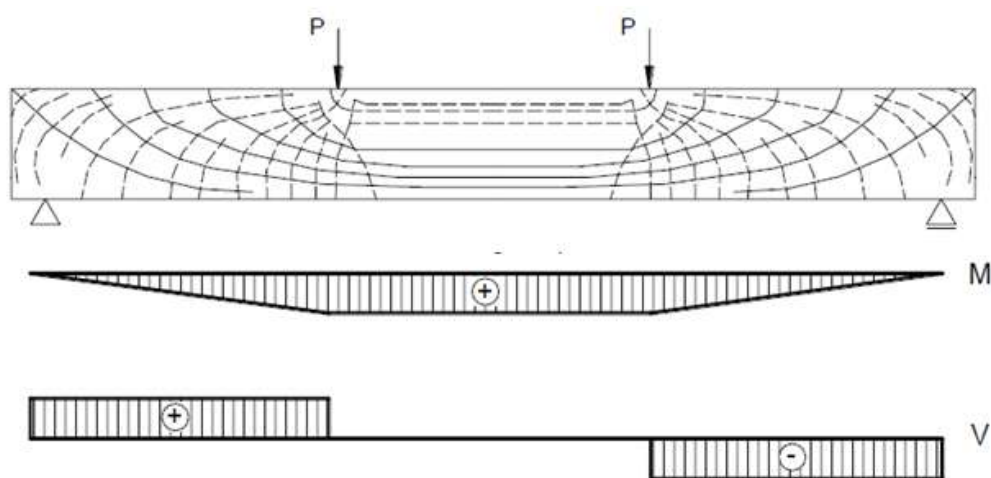
Na Figura 2.12 são mostradas as trajetórias das tensões principais de uma viga biapoiada sob carregamento uniformemente distribuído ao longo de todo o vão, ainda no Estádio I (não fissurada), e o estado de tensões principais num ponto sobre a linha neutra. Já a Figura 2.13 apresenta a trajetória das tensões principais em uma viga biapoiada com duas cargas concentradas. Segundo Bastos (2017), o carregamento externo introduz em uma viga diferentes estados de tensões principais, em cada um dos seus infinitos pontos. Na altura da linha neutra, as trajetórias das tensões principais apresentam-se inclinadas de 45° (ou 135°) com o eixo longitudinal da viga, e em outros pontos as trajetórias tem inclinações diferentes de 45° .

Figura 2.12 - Trajetória das tensões principais em uma viga biapoiada com carregamento uniformemente distribuído e diagramas de momento e cortante.



Fonte: BASTOS, 2017

Figura 2.13 - Trajetória das tensões principais em uma viga biapoiada submetida a duas cargas concentradas e diagramas de momento e cortante.



Fonte: BASTOS, 2017

Segundo Bastos (2017), as tensões principais de tração inclinadas tendem a causar fissuras inclinadas no concreto. Essas tensões devem ser resistidas por uma armadura transversal, composta normalmente na forma de estribos fechados, devido a sua praticidade. Na região de maior intensidade da força cortante, a inclinação mais favorável dos estribos seria de aproximadamente 45° , perpendiculares às fissuras, porém, na prática, utilizam-se estribos verticais por questões construtivas.

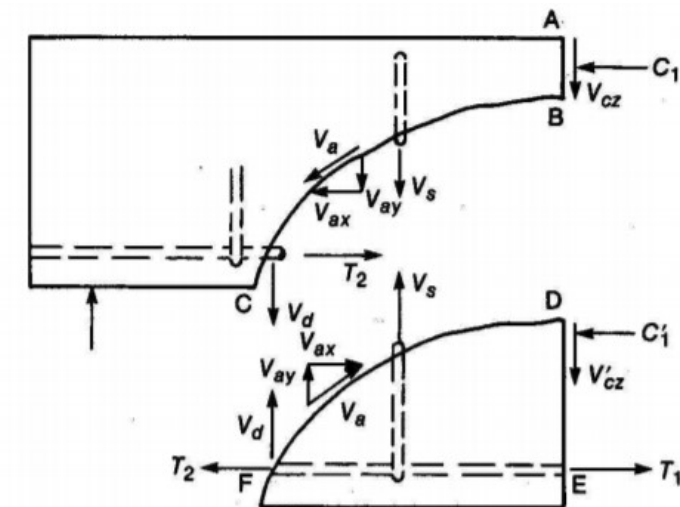
2.3.3 Mecanismos de transferência da força cortante

Os mecanismos responsáveis pela transferência da força cortante são variados, complexos e difíceis de medir e identificar, porque após o surgimento das fissuras inclinadas ocorre uma complexa redistribuição de tensões, a qual é influenciada por vários fatores. (BASTOS, 2017).

Segundo Bastos (2017), os estudos experimentais mostram que a capacidade de resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado pode ser dividida em duas parcelas, uma resistida pelo concreto (V_c) e seus mecanismos auxiliares e outra resistida pela armadura transversal (V_{sw}).

A parcela de resistência devida ao concreto (V_c) é a soma de diversos mecanismos capazes de transferir esforços entre as seções, sendo eles: efeito de Arco, concreto comprimido não fissurado (V_{cz}), engrenamento dos agregados ao longo da fissura inclinada (V_a) e efeito de pino da armadura longitudinal (V_d), conforme mostrado na Figura 2.14.

Figura 2.14 - Mecanismos de transferência da força cortante.



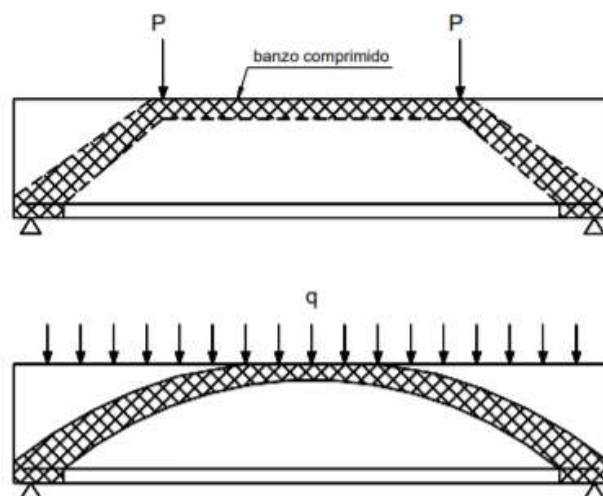
Fonte: BASTOS, 2017

- Efeito de Arco

Este efeito confere à viga um acréscimo em sua capacidade resistente e está presente principalmente nas vigas com vãos reduzidos, como nas vigas curtas. (CARELLI, 2002)

O banzo comprimido da flexão inclina-se em direção aos apoios, como apresentado na Figura 2.15, formando um arco, cuja biela comprimida inclinada, absorve uma parte da força cortante, e em consequência diminui a tração na alma. (BASTOS, 2017)

Figura 2.15 - Efeito de arco em vigas de concreto.



Fonte: BASTOS, 2017

Segundo Carelli (2002), em vigas submetidas a carregamentos concentrados, a intensidade do efeito de arco está relacionada com a relação a/d da viga, onde d é a distância da fibra mais comprimida da seção da viga ao centro de gravidade da armadura longitudinal de tração e a é o vão de cisalhamento.

De acordo com Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973) *apud* Carelli (2002), vigas com a relação a/d menor que 1 desenvolvem fissuras que vão desde o ponto de aplicação do carregamento até o apoio. Estas fissuras destroem o fluxo de cisalhamento da armadura longitudinal para a zona comprimida fazendo com que o elemento comece a comportar-se como um arco e não mais como uma viga. Vigas com a/d entre 1 e 2,5 desenvolvem fissuras inclinadas e ainda são capazes de suportar acréscimos de carregamento, devido, em partes, ao efeito de arco.

De acordo com Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973) *apud* Carelli (2002) o efeito de arco em vigas com a/d superior a 2,5 torna-se desprezível.

A formação do arco requer uma reação horizontal no apoio, que em vigas biapoiadas pode ser fornecida pela armadura longitudinal positiva, sendo esta, devidamente ancorada nas extremidades da viga (BASTOS, 2017).

- Concreto comprimido não fissurado (V_{cz})

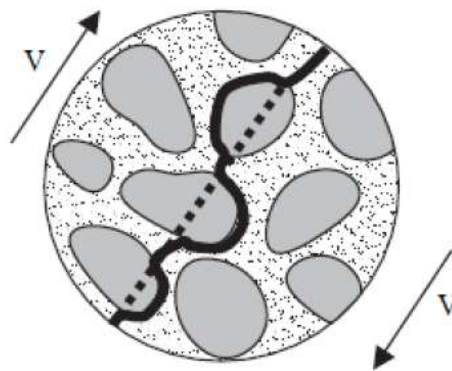
A zona não fissurada de concreto comprimido, localizada no banzo superior, também proporciona uma parcela de resistência à força cortante, V_{cz} na Figura 2.14. O valor

dessa parcela irá depender da altura da zona de concreto comprimida e da resistência do concreto.

- Engrenamento dos agregados (V_a)

Segundo Bastos (2017), nas fissuras inclinadas que surgem devido à inclinação das tensões principais, há uma resistência ao deslizamento entre as duas superfícies do concreto, devido à rugosidade e ao engrenamento dos agregados, como mostrado na Figura 2.16. Esse fato contribui para a resistência ao esforço cortante e irá depender principalmente dos seguintes fatores: largura da fissura, da rugosidade da superfície e tamanho dos agregados.

Figura 2.16 – Engrenamento dos agregados



Fonte: TEODORO, 2013

- Efeito de pino da armadura longitudinal (V_d)

A armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra. Segundo Bastos (2017), a força cortante que pode ser transferida pela ação de pino depende de vários parâmetros, como: quantidade de armadura; diâmetro da barra; espaçamento entre as barras; espessura do cobrimento embaixo da barra de aço; propriedades do concreto; tensões axiais na armadura; existência de armadura transversal impedindo o deslocamento da barra longitudinal.

2.3.4 Fatores que influenciam a resistência à força cortante

Segundo Bastos (2017), a ruptura por efeito de força cortante é iniciada após o surgimento de fissuras inclinadas, causadas pela combinação de força cortante, momento fletor e eventualmente forças axiais. A quantidade de variáveis que influenciam na ruptura é muito grande, como a geometria da viga, resistência do concreto, quantidade de armaduras longitudinal e transversal, características do carregamento, vão de cisalhamento, altura útil, etc.

Na alma da viga, as tensões de compressão são resistidas pelo concreto comprimido, que se mantém íntegro entre as fissuras (bielas comprimidas), e as tensões de tração são resistidas por uma armadura transversal (armadura de cisalhamento) (BASTOS, 2017).

A armadura transversal ganha grande importância, uma vez que proporciona segurança e certa ductilidade frente aos distintos tipos de ruptura e, ao mesmo tempo, mantém a fissuração dentro de limites admissíveis. Estão apresentados abaixo alguns dos principais fatores que influenciam na resistência à força cortante, conforme apresentados em Leonhardt e Monnig *apud* Bastos (2017):

1) Tipo de Carregamento

Para carregamento uniformemente distribuídos, alguns ensaios com vigas esbeltas ($l/h > 3$, de acordo com a NBR 6118:2014), sem armadura transversal, indicaram uma capacidade resistente à força cortante cerca de 20% a 30% maior do que para carga concentrada na posição mais desfavorável.

2) Posição da Carga e Esbeltez

Nos casos de carga concentrada, tem grande influência a distância do apoio até a carga (a , vão de cisalhamento). Já para as cargas uniformes, tem grande influência a esbeltez l/h , onde l é o vão efetivo e h é a altura da viga.

Quanto à ruptura de uma viga por força cortante, a posição de uma carga concentrada mais favorável ao colapso da mesma, foi determinada para o trecho $a = 2,5h$ a $3,5h$, sendo a , a distância entre a aplicação da carga e o apoio. Para as cargas distribuídas, a rigidez que conduz a maiores chances de ruptura fica entre.

3) Tipo de Introdução de Carga

Efetuando-se a ligação de uma viga em toda sua altura “ h ” com outra viga, esta que se apoia descarrega sua carga ao longo da altura da alma da viga que serve de apoio. Na região de cruzamento dessas vigas, é necessária uma armadura de suspensão, que deve ser dimensionada para a força total atuante no apoio ou nó. Trata-se de uma carga advinda de apoio indireto.

Fora da região de cruzamento, a viga não é influenciada pelo tipo de introdução de carga ou de apoio.

4) Influência da Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal pode influenciar na resistência do banzo tracionado, enfraquecendo-o, principalmente em casos onde ocorre o escorregamento da ancoragem no apoio. Outra influência da armadura longitudinal é sua qualidade, uma distribuição das tensões com maior número de barras finas influencia favoravelmente a capacidade resistente à força cortante.

5) Influência da forma da seção transversal

A forma da seção transversal tem forte influência sobre o comportamento resistente de vigas de concreto armado solicitadas à força cortante. A seção transversal retangular pode se adaptar livremente a uma forte inclinação do banzo comprimido e frequentemente, pode absorver toda a força transversal no banzo comprimido.

Em seções do tipo T, a força no banzo comprimido só pode ter uma inclinação quase horizontal, pois ela permanece na largura comprimida da laje. O banzo comprimido por este motivo, só pode absorver uma parcela da força cortante, e a maior parte deve ser resistida pelas diagonais comprimidas e pelas barras da armadura transversal.

6) Influência da Altura da Viga

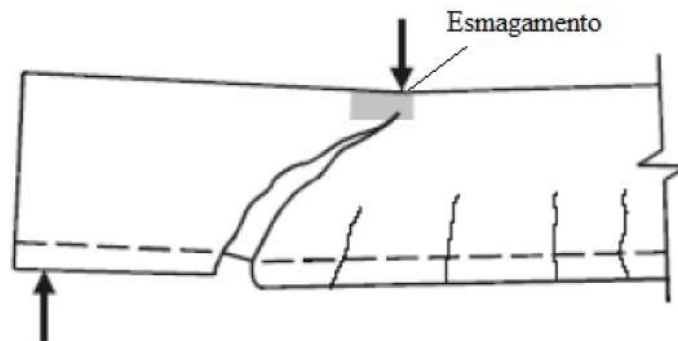
Vigas sem armadura transversal, com diferentes alturas “ h ”, com igual porcentagem de armadura longitudinal e mesma distribuição de barras, possuem capacidade resistente à força cortante diferentes, diminuindo com o aumento da altura “ h ”.

2.3.5 Modos de ruptura por cisalhamento

As primeiras fissuras inclinadas surgem na região próxima ao apoio, quando as tensões principais de tração, inclinadas, superam a resistência à tração do concreto ($f_{ct,sp}$). Segundo Bastos (2017) à medida que o carregamento aumenta, novas fissuras vão surgindo e a armadura transversal e as diagonais comprimidas começam a trabalhar de maneira mais efetiva, sendo essa situação dependente principalmente da quantidade e da direção da armadura transversal. Diante desta situação a viga pode sofrer a ruptura por algumas maneiras diferentes, sendo elas:

- 1) Ruptura do banzo comprimido: se a armadura transversal for insuficiente, o aço atinge a deformação de início de escoamento, e as fissuras de cisalhamento desenvolvem-se em direção ao banzo comprimido. Diminuindo-se a seção resistente do banzo, pode ocorrer a ruptura do concreto bruscamente, conforme representado na Figura 2.17.

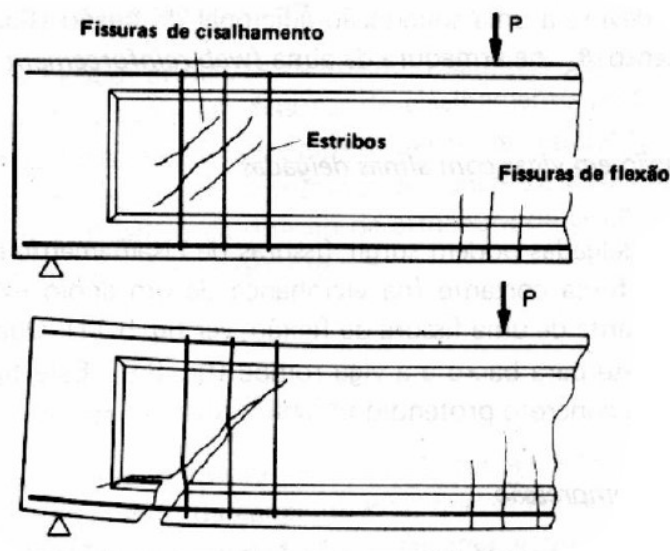
Figura 2.17 – Ruptura por esmagamento da zona de compressão



Fonte: TEODORO, 2013

- 2) Ruptura por tração do aço: outra possível forma de ruptura é o rompimento dos estribos, ou escoamento além do limite dos mesmos, antes da ruptura do banzo comprimido, como demonstrado na Figura 2.18.

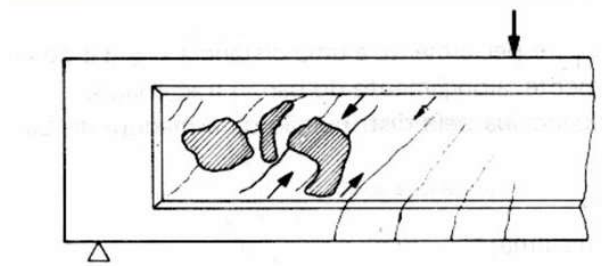
Figura 2.18 - Ruptura por rompimento dos estribos



Fonte: BASTOS, 2017

- 3) Ruptura por esmagamento do concreto na diagonal comprimida: em seções com banzos comprimidos e armaduras longitudinais e transversais reforçadas, formam-se muitas fissuras inclinadas e as bielas de compressão entre as fissuras podem romper de maneira brusca ao se atingir a resistência do concreto à compressão, conforme Figura 2.19.

Figura 2.19 – Ruptura por esmagamento do concreto na diagonal comprimida



Fonte: TEODORO, 2013

2.3.6 Métodos de cálculo para o cisalhamento

Diferentes teorias e modelos foram desenvolvidos para análise de vigas de concreto armado sob força cortante, sendo que o modelo de treliça, embora desenvolvido há mais de cem anos, é o que ainda se destaca no Brasil e nas principais normas internacionais, devido à sua simplicidade e bons resultados.

A norma brasileira NBR 6118/2014 admite dois modelos para cálculo da armadura transversal e verificação do esmagamento do concreto na biela comprimida, denominados Modelo de Cálculo I e Modelo de Cálculo II.

Serão apresentados a seguir as hipóteses e modelos de cálculo expostos pela ABNT NBR 6118:2014 para o dimensionamento da armadura transversal.

As condições de cálculo para elementos lineares admitem dois modelos que se baseiam no comportamento da viga como uma treliça. O Modelo de Cálculo I admite a chamada Treliça Clássica de Ritter-Mörsch, com ângulo de inclinação das diagonais comprimidas (θ) fixo, e igual 45°. Já o Modelo de Cálculo II considera a chamada Treliça Generalizada, onde o ângulo de inclinação das diagonais comprimidas pode variar entre 30° e 45°. Aos modelos de treliça foi associada uma força cortante V_c , parcela da força cortante resistida pelo concreto e seus mecanismos resistentes complementares.

A condição de segurança do elemento estrutural é satisfatória quando são verificados os Estados Limites Últimos, atendidas simultaneamente as duas condições seguintes:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (2-22)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2-23)$$

Em que:

V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd2} – força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo com os modelos de cálculo I ou II;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c – parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

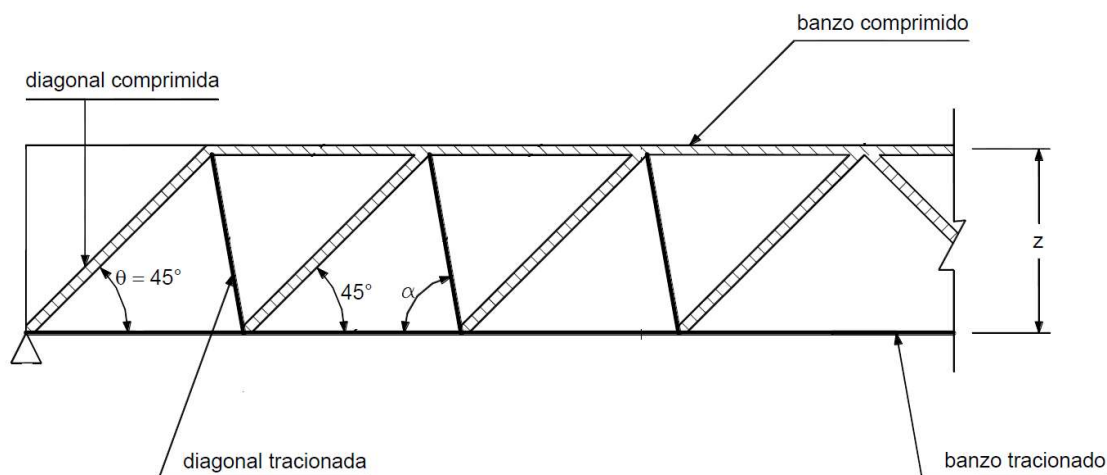
V_{sw} – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, de acordo com os modelos I ou II.

2.3.6.1 Treliça clássica de Ritter-Mörsch ($\theta = 45^\circ$)

Por volta de 1900, W. Ritter e E. Mörsch propuseram uma teoria em que o mecanismo resistente da viga fissurada, no estágio II, pudesse ser associado ao de uma treliça isostática em que as armaduras e o concreto resistissem conjuntamente ao esforço cortante.

Segundo os autores, cada barra da treliça representa uma parte de uma viga simples: o banzo inferior é a armadura longitudinal de tração, o banzo superior é o concreto comprimido pela flexão, as diagonais inclinadas de 45° representam o concreto comprimido (bielas de compressão) entre fissuras de cisalhamento, e as diagonais tracionadas inclinadas representam os estribos, podendo ter inclinação α em relação ao eixo longitudinal da viga, entre 45° e 90° . Essa treliça, também chamada de treliça clássica, está representada na Figura 2.20 abaixo.

Figura 2.20 - Representação do modelo de treliça clássica com inclinação α para a armadura de cisalhamento



Fonte: BASTOS, 2017

A treliça clássica foi utilizada para determinação do modelo de cálculo I apresentado na norma ABNT NBR 6118:2014. Neste modelo, admite-se que as diagonais de compressão são inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e que a parcela complementar V_c , relativa à contribuição do concreto, tem valor constante, independentemente da força cortante solicitante V_{Sd} .

Os cálculos relativos ao dimensionamento da armadura de cisalhamento e à verificação do esmagamento da biela comprimida compreendem:

- a) Verificação da diagonal comprimida de concreto

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2-24)$$

Sendo $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$ com f_{ck} em MPa, e $V_{Rd2,I}$ a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas no modelo I.

- b) Cálculo da armadura transversal

Para o cálculo da armadura transversal, a parcela da força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, pode ser descrita da seguinte forma:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2-25)$$

Considerando que a força resistente de cálculo V_{Rd3} deve ser, no mínimo, igual à força cortante solicitante de cálculo V_{Sd} , temos:

$$V_{Sd} = V_c + V_{sw} \quad (2-26)$$

A parcela V_c referente à parte da força cortante absorvida pelos mecanismos complementares ao da treliça é definida, no caso de flexão simples, como:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2-27)$$

Sendo:

d - altura útil da seção;

b_w - menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;

f_{ctd} - resistência de cálculo do concreto à tração direta, e avaliado por:

$$f_{cta} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,15 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (2-28)$$

A força cortante resistida pela armadura transversal em certa seção é expressa por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \quad (2-29)$$

Em que:

s – espaçamento entre elementos da armadura transversal (A_{sw}), medido segundo o eixo longitudinal da peça;

f_{ywd} – tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;

α – ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

No caso de estribos verticais, a equação 2-29 torna-se:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (2-30)$$

2.3.6.2 Treliça generalizada

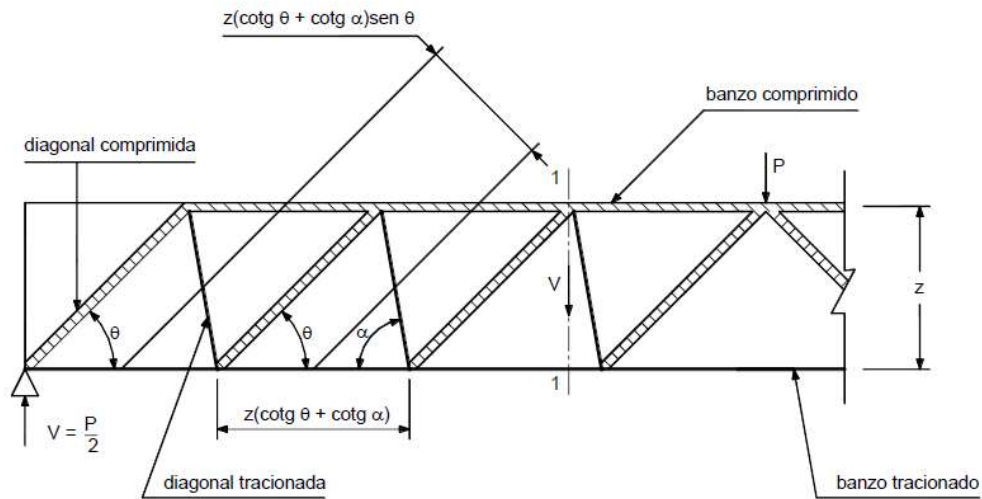
Segundo Bastos (2017), com base em numerosos estudos experimentais, verificou-se que a inclinação das fissuras é geralmente inferior a 45° , consequentemente as bielas de compressão tem inclinações menores que 45° , podendo chegar a ângulos de 30° ou até menores em relação a horizontal, em função principalmente da quantidade de armadura transversal e da relação entre as larguras da alma e da mesa. Além disso, esse modelo não considera a ação de arco nas proximidades dos apoios. Por não fazer essas considerações a treliça clássica foi considerada conservadora, apresentando como resultado uma armadura um pouco exagerada.

Para levar em conta esses fatores, surgiu na década de 60 a chamada “treliça generalizada”, com ângulos θ menores que 45° para a inclinação das diagonais comprimidas, conforme a Figura 2.21.

A treliça generalizada é utilizada pela norma ABNT NBR 6118:2014 através do modelo de cálculo II para dimensionamento da armadura transversal. Este modelo admite que

o ângulo de inclinação das diagonais de compressão (θ) varie livremente entre 30° e 45° e que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .

Figura 2.21 - Treliça generalizada com diagonais comprimidas inclinadas com ângulo θ e armadura transversal inclinada com ângulo α



Fonte: BASTOS, 2017

Nesse modelo a resistência da peça é garantida por:

a) Verificação da Diagonal Comprimida de Concreto

$$V_{Rd2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cota} + \text{cot} \theta) \quad (2-31)$$

Ou em termos de tensão:

$$\tau_{Rd2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cota} + \text{cot} \theta) \quad (2-32)$$

b) Cálculo da armadura transversal

A força cortante resistida pela armadura transversal em uma certa seção é dada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{cota} + \text{cot} \theta) \cdot \text{sen} \alpha \quad (2-33)$$

Ou em termos da taxa de armadura transversal:

$$\rho_{sw,\alpha} = \frac{1,11 \cdot \tau_{sw}}{f_{ywd}} \cdot \frac{1}{\text{sen} \alpha \cdot (\text{cota} + \text{cot} \theta)} \quad (2-34)$$

No caso de estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$), as equações 2-33 e 2-34 se tornam:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (2-35)$$

$$\rho_{sw,90} = \frac{1,11 \cdot \tau_{sw}}{f_{ywd}} \cdot \frac{1}{\cot\theta} \quad (2-36)$$

Para o valor de V_c na flexão simples, deve ser observado:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \text{ quando } V_{sd} \leq V_c$$

$V_c = 0$ quando $V_{sd} = V_{Rd2,II}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

2.3.7 Detalhamento da armadura de cisalhamento

2.3.7.1 Armadura mínima

Segundo Garcia (2002) apud Bastos (2017) a armadura transversal mínima deve ser colocada nas vigas a fim de atender os seguintes objetivos:

- Na eventualidade de serem aplicados carregamentos não previstos no cálculo, as vigas não apresentem ruptura brusca logo após o surgimento das primeiras fissuras;
- Limitar a inclinação das bielas e a abertura das fissuras inclinadas;
- Evitar a flambagem da armadura longitudinal comprimida.

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, no caso das vigas, deve haver sempre uma armadura transversal mínima, constituída por estribos colocados em toda a sua extensão com a seguinte taxa geométrica:

$$\rho_{sw,\alpha} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin\alpha} \geq \rho_{sw\alpha,min} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (2-37)$$

Segundo os itens 17.4.1.1.3 e 17.4.1.1.4 da NBR 6118, a armadura transversal (A_{sw}) pode ser constituída por estribos, combinados ou não com barras dobradas verticais soldadas. No item 18.3.3.2 a norma acrescenta ainda que:

“Os estribos para forças cortantes devem ser fechados através de um ramo horizontal, envolvendo as barras da armadura longitudinal de tração, e ancorados na face oposta. Quando essa face também puder estar tracionada, o estribo deve ter o ramo horizontal nessa região, ou complementado por meio de barra adicional.” (ABNT NBR 6118, 2014)

2.3.7.2 Diâmetro do Estribo

As prescrições para o diâmetro do estribo (ϕ_t) são:

$$5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq b_w/10$$

2.3.7.3 Espaçamento Mínimo e Máximo entre os Estribos

“O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa.” (NBR 6118, 18.3.3.2).

O espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d \leq 300 \text{ mm se } V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd} \\ 0,3 \cdot d \leq 200 \text{ mm se } V_{sd} > 0,67 \cdot V_{Rd2} \end{cases}$$

2.3.7.4 Espaçamento Máximo entre Ramos Verticais dos Estribos

O espaçamento transversal (s_t) entre os ramos verticais sucessivos dos estribos não pode exceder os seguintes valores:

$$s_{t,m\acute{a}x} \leq \begin{cases} d \leq 800 \text{ mm se } V_{sd} \leq 0,20 \cdot V_{Rd} \\ 0,6 \cdot d \leq 350 \text{ mm se } V_{sd} > 0,20 \cdot V_{Rd2} \end{cases}$$

2.3.7.5 Ancoragem dos estribos

“A ancoragem dos estribos deve necessariamente ser garantida por meio de ganchos ou barras longitudinais soldadas.” (ABNT NBR 6118, 2014).

Os ganchos dos estribos, conforme o item 9.4.6.1 da NBR 6118, estão representados na Figura 2.22 e podem ser:

- semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a $5\phi_t$, porém não inferior a 5 cm;
- em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a $10 \phi_t$, porém não inferior a 7 cm (este tipo de gancho não pode ser utilizado para barras e fios lisos).

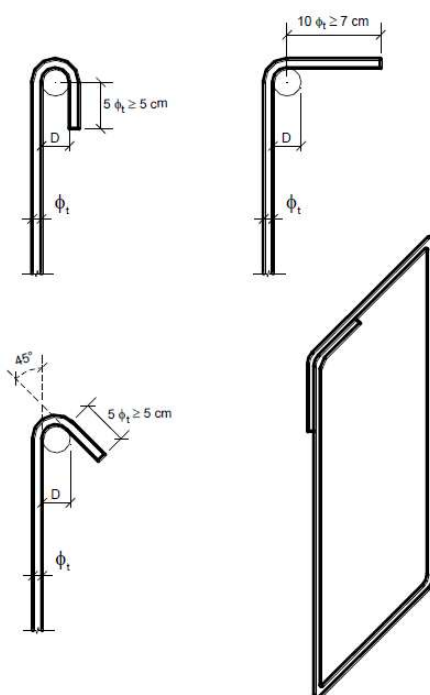
O diâmetro interno da curvatura dos estribos deve ser, no mínimo, igual ao valor apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos

Bitola (mm)	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 10	$3 \phi_t$	$3 \phi_t$	$3 \phi_t$
$10 < \phi < 20$	$4 \phi_t$	$5 \phi_t$	-
≥ 20	$5 \phi_t$	$8 \phi_t$	-

Fonte: O autor.

Figura 2.22 - Tipos de ganchos para estribos



Fonte: BASTOS, 2017

2.4 PUBLICAÇÕES REALIZADAS COM O TEMA PROPOSTO

Para uma melhor execução do trabalho experimental é de suma importância conhecer alguns estudos já realizados na área, com o intuito de obter informações e experiência de terceiros que ajudarão no melhor desenvolvimento deste.

2.4.1 Matos, J. C., Valente, I., Cruz, P.J.S (2010)

Segundo Matos *et al* (2010), as vigas de concreto armado apresentam, na maioria das situações, rupturas típicas de flexão, com esmagamento do concreto ou escoamento da armadura, ou de cisalhamento. Apesar do seu comportamento se encontrar muito bem estudado,

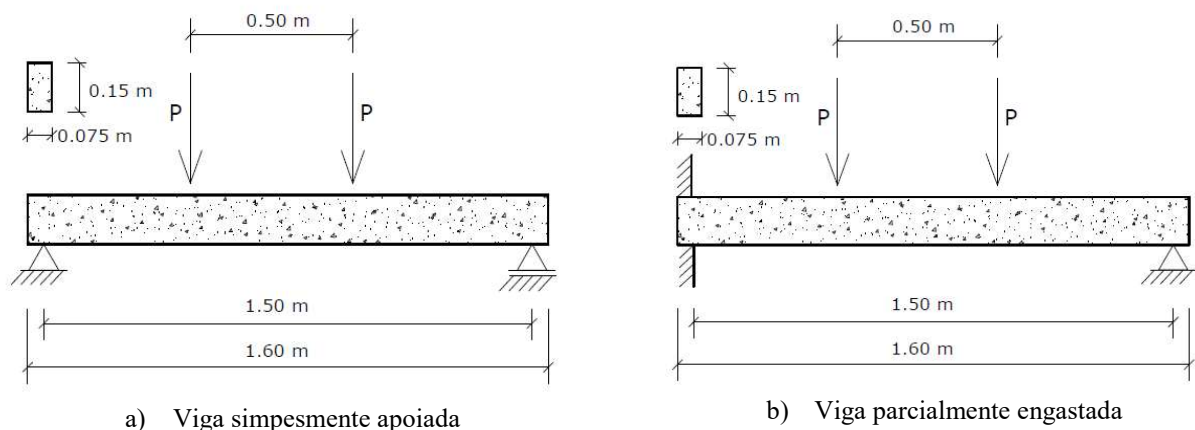
verifica-se que a alteração dos valores de alguns parâmetros pode influenciar o respectivo modo de ruptura.

O trabalho realizado teve como objetivo relacionar os diferentes modos de ruptura obtidos e a evolução da fissuração com a variação da taxa de armadura longitudinal, o espaçamento da armadura transversal, o recobrimento da armadura principal, e as condições de apoio existentes. Dessa maneira, foram dimensionados modelos de vigas próprios para provocar situações típicas de comportamento de ruptura.

Inicialmente foram realizados ensaios de caracterização dos materiais a serem utilizados para a fabricação das vigas, entre eles: ensaios de tração no aço; de compressão no concreto, para caracterizar seu módulo de elasticidade e resistência à compressão; e ainda ensaios de energia de fratura e resistência à tração do concreto.

Os ensaios de ruptura das vigas foram separados em dois grupos, sendo o primeiro realizado com vigas simplesmente apoiadas e o segundo com vigas parcialmente engastadas, com engaste em uma das extremidades, ambos com aplicação de duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, conforme Figura 2.23.

Figura 2.23 - Vigas simplesmente apoiadas e parcialmente engastadas



Fonte: MATOS *et al*, 2010

Foram ensaiadas 36 (trinta e seis) vigas simplesmente apoiadas e agrupadas em quatro tipos de modos de ruptura previstos e 32 (trinta e duas) vigas parcialmente engastadas, agrupadas em cinco tipos de modo de ruptura. Estes modos de ruptura estão apresentados nos Quadros 2.3 e 2.4 abaixo. As Figuras 2.24 a 2.26 mostram algumas vigas após serem rompidas.

Quadro 2.3: Tipos de ruptura para vigas apoiadas

Tipologia	Armadura long.	Armadura trans.	Modo de ruptura
1	3 ϕ 6	@0.10	Flexão – Ruptura aço
2	2 ϕ 8	@0.10	Flexão – Esmagamento betão
3	2 ϕ 10	@0.10	Corte / Flexão – Esmagamento betão
4	2 ϕ 10	@0.075 (Apoios) + @0.158 (Meio vão)	Flexão – Esmagamento betão

Fonte: MATOS *et al*, 2010

Quadro 2.4: Tipos de ruptura para vigas parcialmente engastadas

Tipologia	Armadura long.	Armadura trans.	Recob. (cm)	Modo de ruptura
1	2 ϕ 8 (Superior) + 3 ϕ 6 (Inferior)	@0.08 (Meio vão) + @0.03 (Apoios)	2	Flexão – Esmagamento betão
2	2 ϕ 8 (Superior) + 3 ϕ 6 (Inferior)	@0.08 (Meio vão) + @0.03 (Apoios)	1	Flexão – Esmagamento betão
3	2 ϕ 8 (Superior) + 3 ϕ 6 (Inferior)	@0.08 (Meio vão) + @0.05 (Apoios)	2	Flexão – Esmagamento betão
4	2 ϕ 8 (Superior) + 2 ϕ 8 (Inferior)	@0.08 (Meio vão) + @0.03 (Apoios)	2	Flexão – Esmagamento betão
5	2 ϕ 6 (Superior) + 2 ϕ 6 (Inferior)	@0.08 (Meio vão) + @0.03 (Apoios)	2	Flexão – Esmagamento betão

Fonte: MATOS *et al*, 2010

Figura 2.24 - Viga apoiada – Tipologia 1



Fonte: MATOS *et al*, 2010

Figura 2.25 - Viga apoiada – Tipologias 2 e 4



Fonte: MATOS *et al*, 2010

Figura 2.26 - Viga apoiada – Tipologia 3



Fonte: MATOS *et al*, 2010

Os resultados das cargas de ruptura experimentais foram comparados com as cargas teóricas. Notou-se que para todos os casos, a carga experimental de ruptura é sempre maior que a carga teórica, especialmente no caso de cisalhamento, onde a carga foi cerca de 62% maior que o esperado. Isso nos mostra que os modelos previstos em norma são bastante conservadores.

Em relação ao cisalhamento, o autor chegou a algumas conclusões bastante válidas para este trabalho. De modo geral verifica-se que quanto maior for o percentual de armadura longitudinal, maior a probabilidade de se obterem rupturas por cisalhamento. Em vigas com a mesma armadura longitudinal, quanto maior o espaçamento dos estribos, maior a probabilidade de ocorrer ruptura por cisalhamento.

Além disso, a análise dos resultados permitiu ao autor chegar a outras conclusões, dentre elas vale ressaltar as seguintes:

1. Verifica-se que, quanto maior o recobrimento, menor a altura útil da viga e, consequentemente, menor a sua resistência. Por sua vez, quanto maior a percentagem de armadura longitudinal, maior a resistência da respectiva viga;
2. Nos modos de ruptura por flexão, o espaçamento entre armadura transversal tem pouca influência;
3. Existem situações limites em que potenciais erros de obra, como por exemplo a má amarração da armadura transversal que confere um mau confinamento do concreto, podem causar rupturas por cisalhamento;
4. Verifica-se que na situação das vigas simplesmente apoiadas, os resultados obtidos analiticamente aproximam-se daqueles obtidos experimentalmente, o que confirma os modelos previstos nas normas. Contudo, estes modelos se mostram bastante conservadores nos casos de ruptura por cisalhamento e na análise de estruturas hiperestáticas.

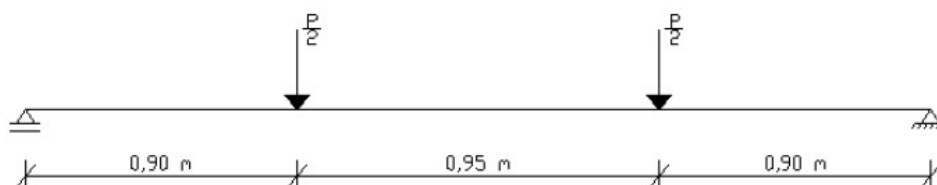
5. Deve-se realçar a dispersão de resultados verificados entre vigas da mesma tipologia e com idêntica armadura. Isto se torna mais evidente nos casos de ruptura por cisalhamento, onde a quantidade de parâmetros que podem influenciar no respectivo modo de ruptura é muito superior.

2.4.2 Pires, S., Fernandes, F., Lopes, S. E Carmo, R. (2008)

O trabalho de Pires *et al* (2008) consistiu na realização de uma série de ensaios laboratoriais de modo a se analisar certos aspectos do comportamento de vigas de concreto armado. Para isso foram dimensionados modelos próprios para provocar situações típicas de comportamento de ruptura. A realização do trabalho foi de grande importância do ponto de vista didático, pois compara a previsão de comportamento teórico com o experimental, explicando as implicações da escolha de uma determinada disposição construtiva nesse comportamento.

O programa experimental baseou-se no estudo de 7 vigas, simplesmente apoiadas, cujas dimensões médias são as seguintes: seção transversal com 0,20 x 0,30m, 3,00 m de comprimento e 2,75 m de vão. A aplicação do carregamento ocorre com duas cargas concentradas ($P/2$) aplicadas de forma equidistantes aos apoios, conforme a Figura 2.27.

Figura 2.27 - Esquema de aplicação do carregamento.



Fonte: PIRES *et al*, 2008

A quantidade de armadura longitudinal e transversal é determinante no comportamento da viga próximo à ruptura. No caso do esforço transversal houve a necessidade de superdimensionar a armadura longitudinal de forma a evitar a ruptura por flexão. A Tabela 2.3 abaixo apresenta as vigas ensaiadas, onde a numeração arábica representa as vigas com ruptura por flexão e a numeração em romano, as vigas com ruptura por esforço cortante. A_s representa a armadura positiva longitudinal, A_s' a armadura negativa longitudinal e A_{sw} a armadura transversal.

Tabela 2.3 – Área de armadura das vigas ensaiadas

Viga	A_s cm ²	A'_s cm ²	$\frac{A_{s+I}}{I}$ cm ⁴ /m	Tipo de dimensionamento
1	0,25	0,25	1,32	Pouca quantidade de armadura à tracção (rotura frágil)
2	12,57	0,57	11,31	Grandes quantidades de armadura à tracção
3	12,06	4,02	12,56	Reforço da armadura longitudinal superior, mantendo o M_{td} da viga 3
0	6,03	1,01	3,04	Viga padrão
I	8,04	1,01	1,30	Baixa capacidade resistente dos estribos
II	16,08	8,04	3,04	Sobredimensionamento da armadura de flexão
III	16,08	8,04	3,06	Erros de pormenorização da armadura transversal

Fonte: PIRES *et al*, 2008

A viga III apresenta uma particularidade, onde a metade esquerda da viga é diferente da metade direita em relação à armadura transversal. Numa das metades foi propositalmente efetuada uma amarração inapropriada dos estribos, enquanto na outra metade colocou-se um espaçamento entre os estribos superior à distância calculada.

O aço utilizado nas vigas foi o CA50 e o concreto C30, com resistência à compressão média aos 28 dias de 29,85 MPa.

Para a realização do experimento, cada viga foi apoiada sobre dois roletes, um fixo e o outro móvel, de forma a tornar isostática o arranjo em questão, conforme a Figura 2.28. Para análise dos deslocamentos foram posicionados deflectômetros no meio do vão. Utilizou-se ainda uma malha “DEMEC” com 24 pontos distanciados de 200 mm, na zona central da viga, conforme mostrado na Figura 2.29, com a finalidade de medir as extensões de compressão e de tração sofridas ao longo da altura da viga.

As vigas foram ensaiadas e os resultados experimentais comparados com os esperados, conforme as Tabelas 2.4 e 2.5 abaixo, onde:

$V_{Rd,teo}$ - esforço cortante resistente teórico

$V_{Rd,exp}$ - esforço cortante resistente experimental

P_{teo} - carga de ruptura teórica

P_{exp} - carga de ruptura experimental

Figura 2.28 - Esquema do ensaio



Fonte: PIRES *et al*, 2008

Figura 2.29 - Malha DEMEC



Fonte: PIRES *et al*, 2008

Tabela 2.4 - Comparação entre o esforço cortante resistente de cálculo e experimental

Viga	$V_{Rd,teo}$ (kN)	$V_{Rd,exp}$ (kN)	$\frac{V_{Rd,exp}}{V_{Rd,teo}}$ (%)
0	86,11	95,40	111
I	63,02	79,22	126
II	116,22	137,12	118
III	115,32	114,56	99

Fonte: PIRES *et al*, 2008

Tabela 2.5 - Comparação entre a carga teórica e experimental

Viga	P_{teo} (kN)	P_{exp} (kN)	$\frac{P_{exp}}{P_{teo}}$ (%)
1	19,46	21,72	112
2	319,43	279,38	87
3	325,83	308,00	94

Fonte: PIRES *et al*, 2008

As figuras 2.30 a 2.34 mostram algumas vigas após a ruptura. A partir dos resultados, pôde-se fazer algumas conclusões, dentre elas:

- Os autores verificaram que as vigas, de maneira geral, têm uma resistência ao esforço cortante superior ao previsto, o que não ocorreu em todas as vigas que romperam por flexão.

- b) A viga 1 apresentava pequena quantidade de armadura, o que causou uma ruptura brusca, sem aviso prévio, com o surgimento da primeira fissura. Fato ocorrido pela baixa resistência à tração do concreto e pela falta de armadura transversal.
- c) Quanto às vigas que tiveram ruptura por cisalhamento, essa ruptura ocorreu de duas formas: escoamento da armadura transversal e escorregamento dos estribos devido a falta de amarração eficaz.
- d) A viga III apresentava duas deficiências, conforme descrito anteriormente. A ruptura se deu na metade onde os estribos estavam mal amarrados, o que reforça a necessidade de uma amarração apropriada para os estribos, problema muito comum na prática.

Figura 2.30 - Viga 1



Figura 2.31 - Viga 2

Fonte: PIRES *et al*, 2008

Figura 2.32 - Viga 3

Fonte: PIRES *et al*, 2008Fonte: PIRES *et al*, 2008

Figura 2.33 - Viga I – Ruptura pelos estribos

Fonte: PIRES *et al*, 2008

Figura 2.34 - Viga III - Escorregamento dos estribos

Fonte: PIRES *et al*, 2008

2.4.3 Teodoro (2013)

Teodoro (2013) realizou um estudo experimental sobre cisalhamento em vigas de concreto auto adensável (CAA) variando-se a altura (h) da seção transversal e a taxa de armadura longitudinal (ρ). Sua pesquisa se justifica pelo fato do crescente aumento da utilização do concreto auto adensável em obras criar a necessidade de estudos mais aprofundados para o entendimento do seu comportamento na estrutura e de suas diferenças em relação ao concreto convencional (CC). Sua proposta é analisar uma grande quantidade de situações recorrentes em estruturas de concreto armado, através de várias vigas, em sua maioria curtas, com taxa de armadura transversal mínima e altura e armadura longitudinal variáveis.

Com isso, o estudo buscou avaliar a influência da variação de altura e da taxa de armadura longitudinal em vigas de CAA, comparar com vigas semelhantes de CAA e CC os resultados de carga e modo de ruptura, deslocamentos verticais, fissuração, deformação na armadura e demais observações registradas durante o ensaio. Além disso comparar os valores registrados experimentalmente da carga de ruptura com as normas: NBR 6118:2007, ACI 318:2011 e EUROCODE 2:2003.

Foram ensaiadas 16 vigas com um metro de comprimento e 15 cm de largura da base, sendo que oito vigas foram de concreto auto adensável e oito vigas de concreto convencional, ambos com $f_{ck} = 25$ MPa. A armadura longitudinal de cada uma das vigas foi dimensionada para garantir que houvesse ruptura por cisalhamento. Cada grupo de oito vigas era composto por quatro vigas com taxa de armadura longitudinal de 1,3%, que tinham alturas de 20 cm, 25 cm, 30 cm e 35 cm, e quatro vigas com taxa de armadura longitudinal de 2,3%, com as mesmas alturas, conforme apresentado na Tabela 2.6 abaixo, onde d é a altura útil das vigas.

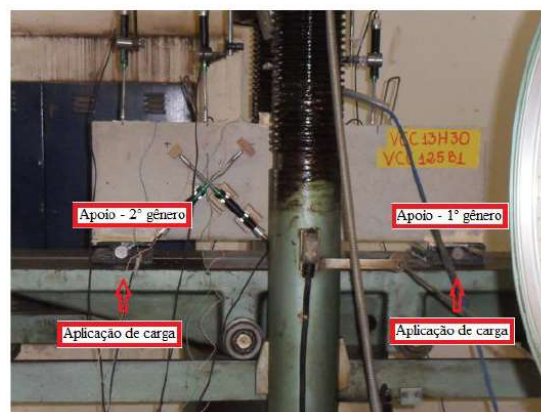
O procedimento experimental consistia na aplicação de uma carga concentrada no centro da viga e foi realizado com uma prensa que aplica carga de baixo para cima, conforme o esquema apresentado na Figura 2.35.

Tabela 2.6 - Características das vigas ensaiadas

Viga	Concreto	ρ (%)	h (cm)	d (cm)	a/d
VCA13H20	CAA	1,3	20,00	15,70	2,71
VCA13H25			25,00	20,75	2,05
VCA13H30			30,00	25,70	1,65
VCA13H35			35,00	30,32	1,40
VCA23H20		2,3	20,00	15,32	2,77
VCA23H25			25,00	19,09	2,23
VCA23H30			30,00	24,26	1,75
VCA23H35			35,00	28,90	1,47
VCC13H20	CC	1,3	20,00	15,70	2,71
VCC13H25			25,00	20,75	2,05
VCC13H30			30,00	25,70	1,65
VCC13H35			35,00	30,32	1,40
VCC23H20		2,3	20,00	15,32	2,77
VCC23H25			25,00	19,09	2,23
VCC23H30			30,00	24,26	1,75
VCC23H35			35,00	28,90	1,47

Fonte: TEODORO, 2013

Figura 2.35 - Esquema Geral do Ensaio



Fonte: TEODORO, 2013

Os resultados mostraram que todas as vigas romperam por esmagamento do bordo comprimido acima da fissura de cisalhamento e em geral as vigas de concreto convencional tiveram cargas de ruptura entre 9% e 18% maiores que as vigas de concreto auto adensável. Este fato foi atribuído ao maior mecanismo de intertravamento entre agregados graúdos destas vigas. O mecanismo de intertravamento entre agregados também foi responsável pela maior largura de fissuras diagonais nas vigas de concreto convencional.

Todas as 3 normas consideradas foram conservadoras e subestimaram a carga de ruptura devido ao esforço cortante, principalmente pelo fato de que em nenhuma delas é levada em consideração a ação de arco, que ocorre em vigas com relação $a/d < 2,5$. Em média, as

cargas de ruptura das vigas foram 73,1% maior que as calculadas pelas normas, conforme apresentado nas Tabelas 2.7 e 2.8 abaixo.

Tabela 2.7 - Cargas experimentais e teóricas das vigas de CAA

Viga	a/d_0	$P_{u,Exp. (A)}$ (kN)	$P_{u,NBR (B)}$ (kN)	A/B	$P_{u,ACI (C)}$ (kN)	A/C	$P_{u,EC (D)}$ (kN)	A/D
VCA13H20	2,85	137,45	115,03	1,19	95,12	1,45	108,69	1,26
VCA13H25	2,20	212,00	145,91	1,45	123,13	1,72	138,73	1,53
VCA13H30	1,69	313,10	194,55	1,61	160,87	1,95	180,00	1,74
VCA13H35	1,44	416,00	229,50	1,81	188,59	2,21	209,69	1,98
VCA23H20	2,91	167,00	112,08	1,49	93,26	1,79	117,89	1,42
VCA23H25	2,40	226,05	135,62	1,67	112,84	2,00	144,53	1,56
VCA23H30	1,81	289,25	179,85	1,61	149,64	1,93	186,15	1,55
VCA23H35	1,48	386,00	223,12	1,73	183,35	2,11	227,23	1,70

Fonte: TEODORO, 2013

Tabela 2.8 - Cargas experimentais e teóricas das vigas de CC

Viga	a/d_0	$P_{u,Exp. (A)}$ (kN)	$P_{u,NBR (B)}$ (kN)	A/B	$P_{u,ACI (C)}$ (kN)	A/C	$P_{u,EC (D)}$ (kN)	A/D
VCC13H20	2,80	161,70	116,53	1,39	96,80	1,67	110,26	1,47
VCC13H25	2,13	248,60	152,94	1,63	127,05	1,96	142,37	1,75
VCC13H30	1,69	341,60	195,91	1,74	160,23	2,13	179,38	1,90
VCC13H35	1,43	378,80	233,44	1,62	190,06	1,99	211,02	1,80
VCC23H20	2,97	182,00	109,78	1,66	91,20	2,00	115,76	1,57
VCC23H25	2,32	261,00	140,22	1,86	116,48	2,24	148,25	1,76
VCC23H30	1,79	318,70	182,15	1,75	151,32	2,11	187,80	1,70
VCC23H35	1,47	347,80	226,24	1,54	184,20	1,89	228,01	1,53

Fonte: TEODORO, 2013

Nas tabelas acima temos que:

a - vão de cisalhamento;

d_0 - altura útil da viga

$P_{u,Exp}$ - carga de ruptura experimental

$P_{u,NBR}$ - carga de ruptura prevista pela NBR 6118:2014

$P_{u,ACI}$ - carga de ruptura prevista pela norma ACI 318:2011

$P_{u,EC}$ - carga de ruptura prevista pela norma EUROCODE 2:2003

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada para a definição das vigas ensaiadas, e suas características, bem como os materiais utilizados em sua fabricação. Além disso é apresentado o método de ensaio, também conhecido como Ensaio de Stuttgart. Todos os ensaios experimentais foram realizados no laboratório de materiais de construção do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – Campus Goiânia.

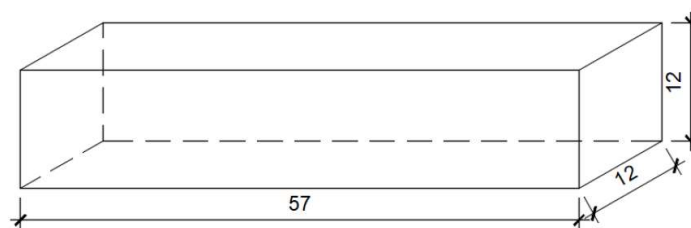
3.2 CARACTERIZAÇÃO E DEFINIÇÃO DAS PEÇAS

Para se chegar ao objetivo principal do trabalho, o qual é analisar na prática os possíveis modos de ruptura de uma viga por cisalhamento, foi necessário dimensionar modelos próprios para provocar situações típicas para tal comportamento de ruptura. Dois modos de ruptura foram definidos, sendo o primeiro por esmagamento (compressão) da diagonal comprimida e o segundo, ruptura por tração diagonal.

A primeira etapa para o dimensionamento das peças foi definir as características geométricas das mesmas, analisando as limitações do equipamento disponível para a realização do ensaio no laboratório. Este limita a distância entre os apoios a 47 cm, com isso, para uma folga e de modo a garantir o cobrimento e um espaço para a ancoragem da armadura longitudinal, definiu-se a utilização do comprimento da viga com 57 cm.

As dimensões da seção transversal foram fixadas 12x12 cm, a fim de aproveitar fôrmas já existentes no laboratório. As outras características foram definidas com o auxílio de uma planilha eletrônica com cálculos iterativos que permitiram analisar várias opções de área de aço para flexão, resistência do concreto, taxa de armadura transversal e para o vão de cisalhamento. As dimensões escolhidas foram padronizadas para todas as vigas e estão indicadas na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Dimensões das Vigas



Fonte: O autor.

A planilha de cálculo segue os métodos de dimensionamentos previstos nas normas brasileiras e apresentados no capítulo 2, com a ressalva de que para uma melhor caracterização da resistência real das peças, os coeficientes de segurança de todas as equações foram retirados. O dimensionamento e as verificações necessárias de cada peça estão detalhados nos Apêndices A ao E.

Para cada modo de ruptura, foram escolhidas duas peças, todas com taxas de armadura transversais diferentes e com a mesma taxa de armadura longitudinal. Devido ao tamanho das peças, foi necessário variar, além da taxa de armadura transversal, o vão de cisalhamento para alcançar o modo de ruptura teórico desejado. Nas vigas cujo modo de ruptura previsto é o esmagamento da diagonal comprimida, o vão de cisalhamento foi de 10 cm e nas vigas cujo modo de ruptura se dá por tração diagonal, o vão de cisalhamento foi de 14 cm.

Além dessas peças, foram confeccionadas duas vigas de referências para cada vão de cisalhamento, uma delas sem nenhuma armadura e outra somente com armadura de flexão, possuindo apenas dois estribos construtivos nas extremidades e um no centro da viga.

A caracterização de cada uma das oito vigas está apresentada na Tabela 3.1 abaixo. As nomenclaturas delas foram definidas da seguinte maneira: inicia-se por “VC”, aquelas que se espera uma ruptura por cisalhamento e por “VF” aquelas que se espera uma ruptura por flexão; o termo “R” representa as vigas de referência; “E” representa as vigas cujo modo de ruptura espera-se que seja por esmagamento da diagonal comprimida e “T” as vigas cujo modo de ruptura espera-se que seja por tração diagonal com escoamento da armadura transversal. Por fim a numeração antes do travessão representa o número da viga de cada modelo e o número após o travessão o comprimento do vão de cisalhamento (*a*).

Tabela 3.1 – Características pré-definidas das vigas ensaiadas.

Viga	Concreto				Armadura					
	Seção (cm)	<i>a</i> (cm)	Cobr. (cm)	f_{ck} (MPa)	Longitudinal		Transversal			
					Φ_l (mm)	f_{yk} (MPa)	Φ_t (mm)	<i>s</i> (cm)	ρ_{sw} (%)	f_{yk} (MPa)
VFR1 - 10	12X12	10	-	20	*	*	*	*	*	*
VFR2 - 14	12X12	14	-	20	*	*	*	*	*	*
VCR1 - 10	12X12	10	1,5	20	2 Φ 10	575,9	*	*	*	*
VCR2 - 14	12X12	14	1,5	20	2 Φ 10	575,9	*	*	*	*
VCE1 - 10	12X12	10	1,5	20	2 Φ 10	575,9	5,0	4	0,82%	845,98
VCE2 - 10	12X12	10	1,5	20	2 Φ 10	575,9	4,2	4	0,58%	809,96
VCT1 - 14	12X12	14	1,5	20	2 Φ 10	575,9	4,2	14	0,17%	809,96
VCT2 - 14	12X12	14	1,5	20	2 Φ 10	575,9	5,0	14	0,23%	845,98

Fonte: O autor.

O detalhamento final de cada viga está apresentado no Apêndice E. Ressalta-se que o f_{ck} esperado de 20 MPa para o concreto não foi atingido, conforme será explicado a seguir.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.3.1 Cimento

O cimento utilizado para a fabricação do concreto foi o CP V, que se caracteriza pela secagem ultrarrápida e alta resistência inicial. É bastante utilizado para concretos estruturais, pisos especiais, pré-moldados, entre outros.

Este cimento foi escolhido principalmente por sua característica de alta resistência inicial, uma vez que todos os ensaios serão realizados aos 7 dias, e nesta idade o concreto já deve atingir a resistência desejada. Durante a definição do traço foram utilizados sacos de 40 kg de diferentes fabricantes devido a disponibilidade no laboratório.

3.3.2 Agregados

O agregado miúdo utilizado para a fabricação do concreto foi areia grossa da região de Faina-GO. Para o agregado graúdo utilizou-se brita 0, escolhida pelo tamanho reduzido das peças a serem fabricadas e de modo a dar maior trabalhabilidade ao concreto.

3.3.3 Concreto

Inicialmente, no dimensionamento das peças optou-se por um concreto com resistência característica de 20 MPa, para atender aos critérios de projeto pré-definidos para o estudo.

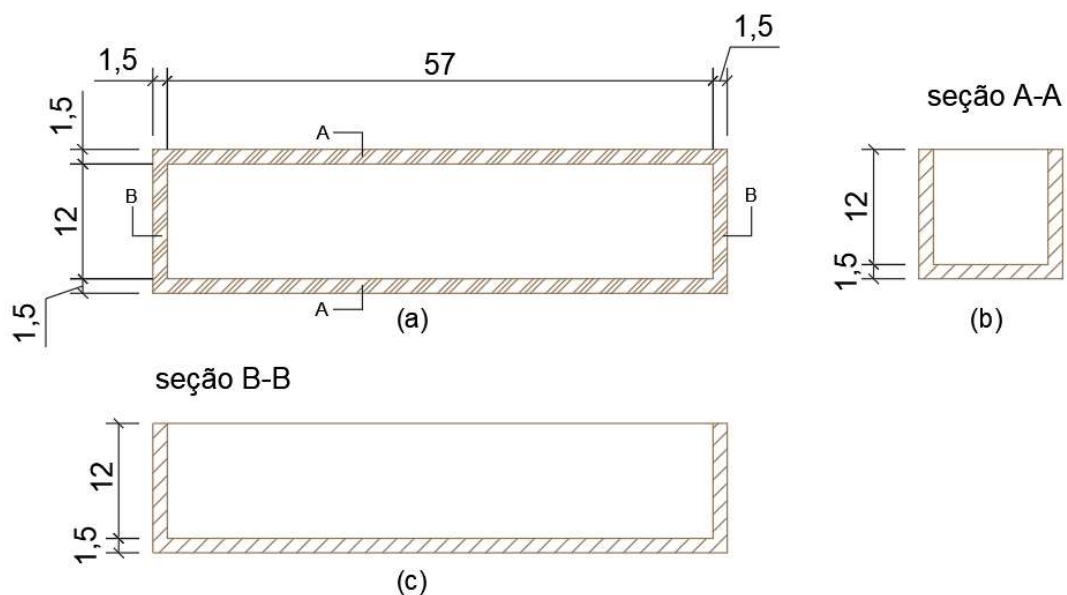
Para a definição do traço do concreto foi realizado um estudo de dosagem pelo método IPT, de forma a conseguir uma proporção dos materiais que atenda à resistência requerida, no prazo desejado (7 dias). O detalhamento do método e o diagrama de dosagem resultante constam no Apêndice F.

Através do diagrama de dosagem apresentado escolheu-se o traço de 1:2,18:1,94:0,62, que resultou em uma resistência média de 20,56 MPa aos sete dias de idade.

3.3.4 Fôrmas

As fôrmas utilizadas na concretagem das vigas são de madeira com 15 mm de espessura e foram previamente fabricadas, de forma a atender rigorosamente as dimensões previstas para as vigas. A Figura 3.2 apresenta o detalhamento das peças de madeira.

Figura 3.2 – Dimensões das Fôrmas



Fonte: O autor.

3.3.5 Aço

Serão utilizadas barras de aço CA-60 com diâmetro de 4,2 mm e 5,0 mm, e aço CA-50 de 10,0 mm. As barras foram ensaiadas à tração segundo a NBR ISO 6892-1:2013. O ensaio foi realizado com o intuito de dimensionar as vigas com maior precisão.

Foram ensaiadas três amostras para cada bitola, conforme a Figura 3.3, e através do ensaio pôde-se obter a tensão de escoamento (σ_y) e a tensão última de ruptura (f_u). Os resultados obtidos para cada amostra estão apresentados na Tabela 3.2 abaixo.

Figura 3.3 – Ensaio de tração nas barras de aço



Fonte: O autor

Tabela 3.2 – Resultados do Ensaio de Tração das barras de Aço

ϕ (mm)	Amostra	σ_y (MPa)	f_u (MPa)
4,2	CP1	811,165	883,146
	CP2	806,854	878,294
	CP3	811,872	881,529
	Média	809,964	880,989
5	CP1	824,328	842,277
	CP2	861,679	874,233
	CP3	851,923	865,103
	Média	845,977	860,537
10	CP1	575,708	708,174
	CP2	578,878	709,886
	CP3	573,202	706,177
	Média	575,9293	708,079

Fonte: O autor

3.4 CONFECÇÃO DAS PEÇAS

Todos os componentes do concreto foram pesados e separados (Figura 3.4) um dia antes da moldagem seguindo o traço apresentado no item 3.3.3. Foram concretadas 8 vigas e 16 corpos de prova com volume total de aproximadamente 100 L de concreto, considerando-se uma perda de 10%. Seguindo traço, para este volume de concreto utilizou-se as seguintes quantidades de materiais:

Tabela 3.3 – Consumo de materiais na concretagem final

MATERIAL	MASSA (kg)
CIMENTO	40,19
AREIA	87,74
BRITA	78,05
ÁGUA	24,59

Fonte: O autor

Figura 3.4 – Separação dos materiais para a concretagem



Fonte: O autor

Todavia, para a concretagem final foi necessário utilizar um cimento CPV de marca diferente daquela utilizada na dosagem, devido à disponibilidade em laboratório. Por este motivo houve uma mudança considerável da quantidade de água na mistura, de modo que, com 2L de água a menos, o concreto atingiu o slump e a trabalhabilidade desejada, situação não esperada. Mesmo com este problema, optou-se por finalizar a concretagem.

Quanto à armadura, a maior dificuldade estava em dobrá-la e posicioná-la na forma mantendo com rigor as características do detalhamento. As barras foram então cortadas e separadas (Figura 3.5) no Laboratório de Materiais de Construção e dobradas por armador experiente.

Figura 3.5 – Barras cortadas e separadas para armação



Fonte: O autor

A armações devidamente dobradas foram posicionadas dentro das formas com espaçadores para garantir o cobrimento de 1,5 cm, conforme a Figura 3.6.

A concretagem foi realizada no Laboratório de Materiais de Construção e o ponto ideal da mistura do concreto foi definido quando o abatimento atingiu 80 mm (Figura 3.7). O concreto foi despejado nas formas e cuidadosamente adensado com haste metálica e adensador mecânico, de forma a evitar vazios não preenchidos (Figura 3.8). Todas as formas foram identificadas. Os corpos-de prova foram concretados e adensados para os ensaios de verificação. Todo material moldado foi protegido com placas de vidro e mantido em local arejado e livre de intempéries até o desmolde.

Figura 3.6 – Posicionamento da armadura dentro das formas



Fonte: O autor

Figura 3.7 – Ensaio de abatimento do tronco de cone



Fonte: O autor

Figura 3.8 – Adensamento das vigas

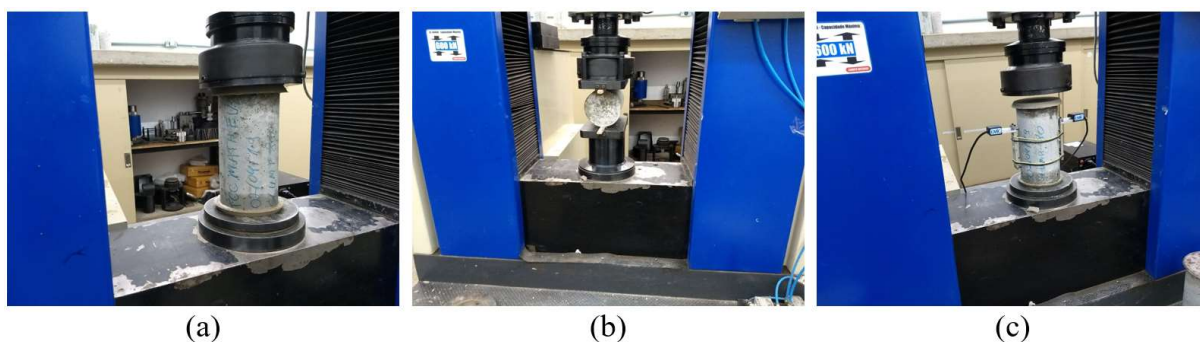


Fonte: O autor

3.5 VERIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO

Os 16 corpos de prova de concreto foram moldados conforme prevê a norma NBR 5738:2016, sendo desmoldados após 24 horas. Para a verificação das propriedades do concreto foram realizados os seguintes ensaios: resistência à compressão simples, segundo com a NBR-5739:2018 (Figura 44a); tração por compressão diametral, de acordo com a NBR7222:2011 (Figura 44b); e o módulo de elasticidade conforme a NBR 8522:2008 (Figura 44c). A resistência à compressão foi monitorada em duas idades (3 e 7 dias) e as demais propriedades foram verificadas somente no dia do ensaio das vigas.

Figura 3.9 – Ensaios de Verificação das Propriedades do Concreto



Fonte: O autor

Verifica-se nos resultados de resistência à compressão que a resistência do concreto apresentou uma mudança significativa em relação ao esperado (20 MPa), devido à mudança da marca do cimento no dia da concretagem. A resistência final obtida foi de 25,84 MPa, o que resultou em mudanças nos cálculos pré-definidos.

Os resultados obtidos para os 3 ensaios estão apresentados no Anexo I. Ressalta-se que, mesmo com a variação na resistência à compressão desejada, todos os cálculos dos Apêndice A ao E foram atualizados utilizando-se a resistência real do concreto, 25,84 MPa. E as análises foram feitas sem grandes problemas, comparando-se as cargas de ruptura teóricas características com as cargas experimentais.

3.6 DESCRIÇÃO DO ENSAIO FINAL

Após a concretagem, as vigas foram desmoldadas com 24 horas e colocadas em uma câmara úmida para a cura. Os ensaios foram realizados aos 7 dias de idade.

O ensaio consiste na aplicação de duas forças concentradas nas vigas, com um carregamento gradativo crescente sob velocidade constante até a ruptura. A aplicação do carregamento foi realizada pela prensa do laboratório (Figura 3.10b) e para o apoio utilizou-se

um aparato, conforme a Figura 3.10a, que se encaixa na prensa de forma que a viga fique biapoiada.

Figura 3.10 - Aparato para apoio (a) e Prensa para aplicação da carga (b)



(a)



(b)

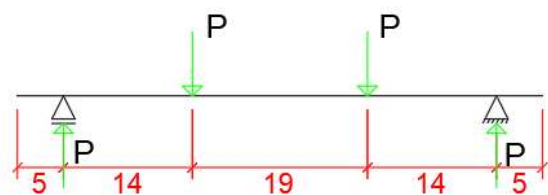
Fonte: O autor

A Figura 3.11 abaixo representa o esquema estático de carregamento de cada viga. A carga aplicada pela prensa ($2P$) foi dividida em duas cargas concentradas (P) e aplicadas nas posições indicadas na figura, conforme a descrição de cada viga.

Figura 3.11 – Esquema de carregamento das vigas



a) Vão de cisalhamento de 10 cm

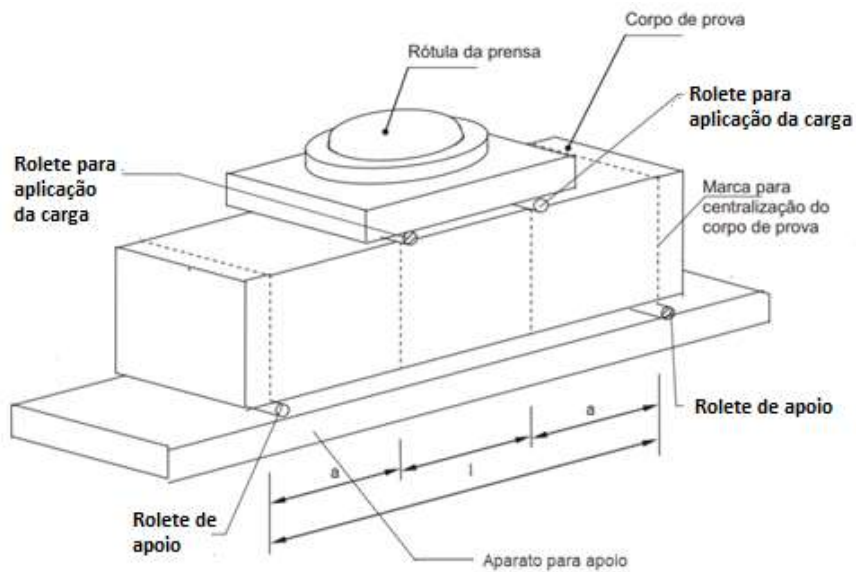


b) Vão de cisalhamento de 14 cm

Fonte: O autor

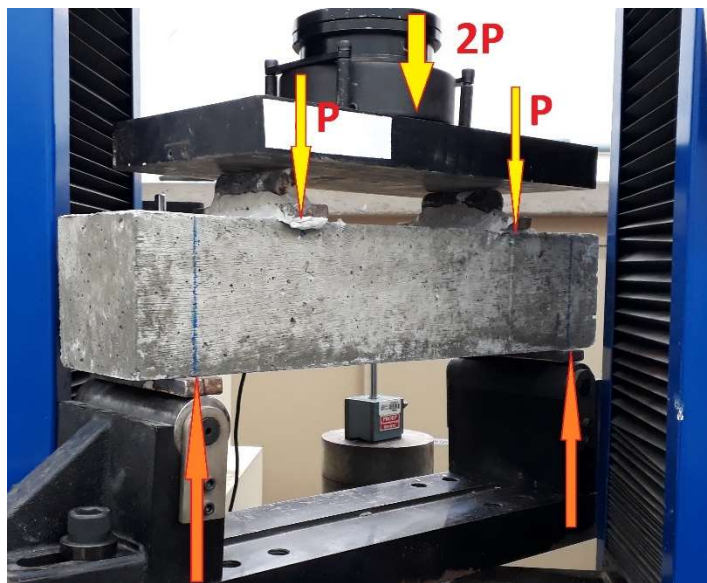
Para dividir o carregamento aplicado pela prensa foram colocados dois roletes na parte superior da viga, nos devidos locais de aplicação das cargas, e acima destes foi colocada uma chapa de aço, de forma que a prensa transfere o carregamento para a chapa, e esta, para os dois roletes, os quais transferem para as vigas como um carregamento concentrado. As Figuras 3.12 e 3.13 abaixo apresentam um esquema geral do ensaio.

Figura 3.12 – Esquema geral do ensaio



Fonte: NBR 12142, 2010 (adaptada)

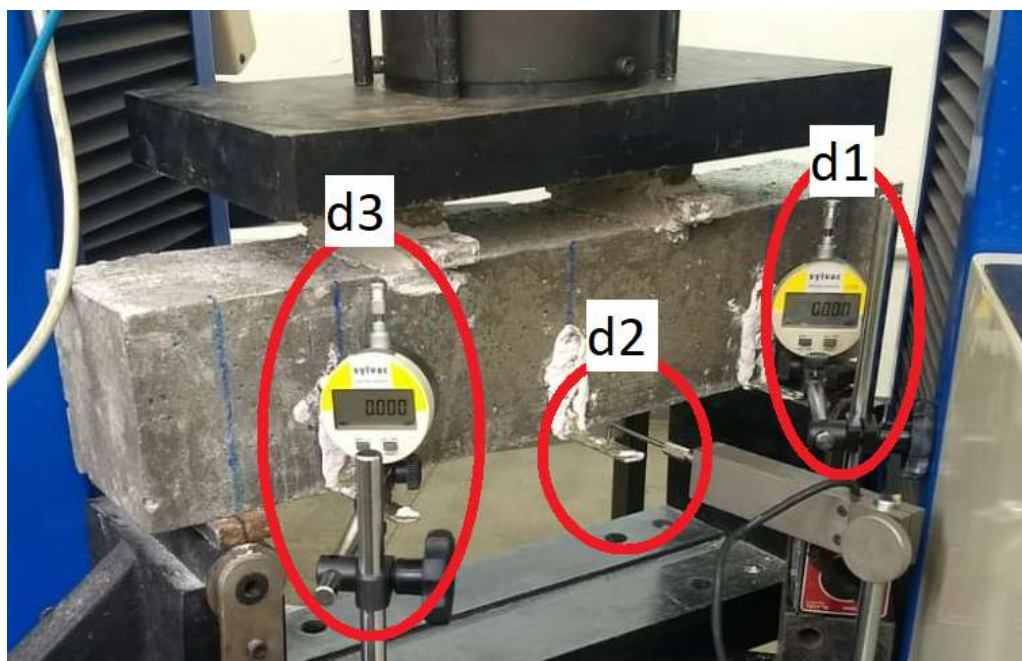
Figura 3.13 – Esquema de aplicação das cargas



Fonte: O autor

Durante o ensaio monitorou-se os deslocamentos das vigas em 3 regiões diferentes e para isso foram posicionadas 3 cantoneiras na parte posterior da viga, nos locais desejados, as quais funcionaram como base para os relógios. Na parte central da viga foi colocado o transdutor da própria prensa que registrou os deslocamentos deste ponto e para fins de esquematização do ensaio o ponto central foi chamado d2. Outros dois relógios, denominados d1 e d3 foram colocados no ponto central das duas regiões de cisalhamento da viga, conforme a figura abaixo.

Figura 3.14 – Posicionamento dos relógios para registro dos deslocamentos na parte posterior



Fonte: O autor

Durante o carregamento da viga foram definidos patamares de carga, onde a prensa mantém o carregamento constante por 2 minutos, de modo que durante os patamares, avaliou-se o surgimento de fissuras marcando-se as vigas e registrou-se os deslocamentos dos relógios d1 e d3. O transdutor da prensa (d2) registra automaticamente os deslocamentos e gera um relatório ao final do ensaio. O incremento de carga entre os patamares ocorreu com 10 kN até a carga de 50 kN e depois houve incrementos de 20 kN até a carga de 130 kN. Dessa forma, os patamares de carga avaliados foram: 10 kN, 20 kN, 30 kN, 40 kN, 50 kN, 70 kN, 90 kN, 110 kN e 130 kN. A velocidade de incremento de carga foi de 130 N/s e os registros de fissuras e deslocamentos foram feitos até um patamar abaixo da carga estimada de ruptura, para evitar danos aos equipamentos.

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos durante o ensaio, referentes aos deslocamentos, desenvolvimento da fissuração, carga última de ruptura e ao modo de ruptura.

4.1 DESLOCAMENTOS

Conforme descrito no capítulo 3 durante os ensaios foram posicionados 2 relógios comparadores nas vigas, denominados d1 e d3, localizados no centro das regiões de cisalhamento e 1 transdutor de deslocamento da prensa, d2, localizado na região central da viga. Durante cada patamar de carga foram registrados os deslocamentos em cada ponto e os resultados de cada viga estão descritos a seguir nas Tabelas 4.1 a 4.9 e Figuras 4.1 a 4.8.

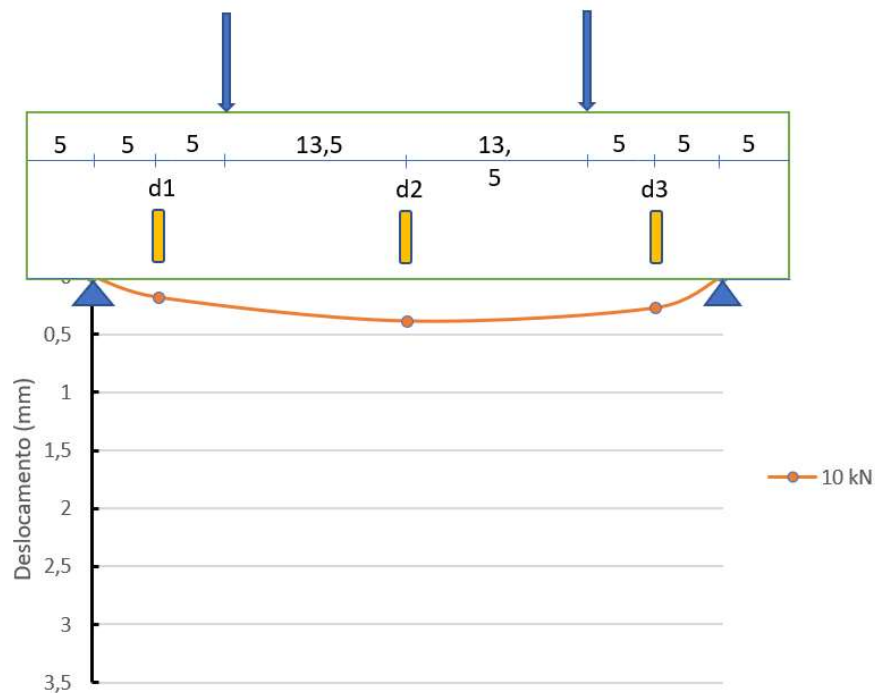
- Viga VFR1-10:

Tabela 4.1 – Deslocamentos da viga VFR1-10

Força (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,18	0,38	0,27

Fonte: O autor

Figura 4.1 – Evolução dos deslocamentos na viga VFR1-10



Fonte: O autor

Para a viga VFR1-10 só foi possível o registro de um patamar, na carga de 10 kN. Verifica-se que os maiores deslocamentos ocorreram na região central, o que já se esperava devido ao fato de esta viga não possuir armadura.

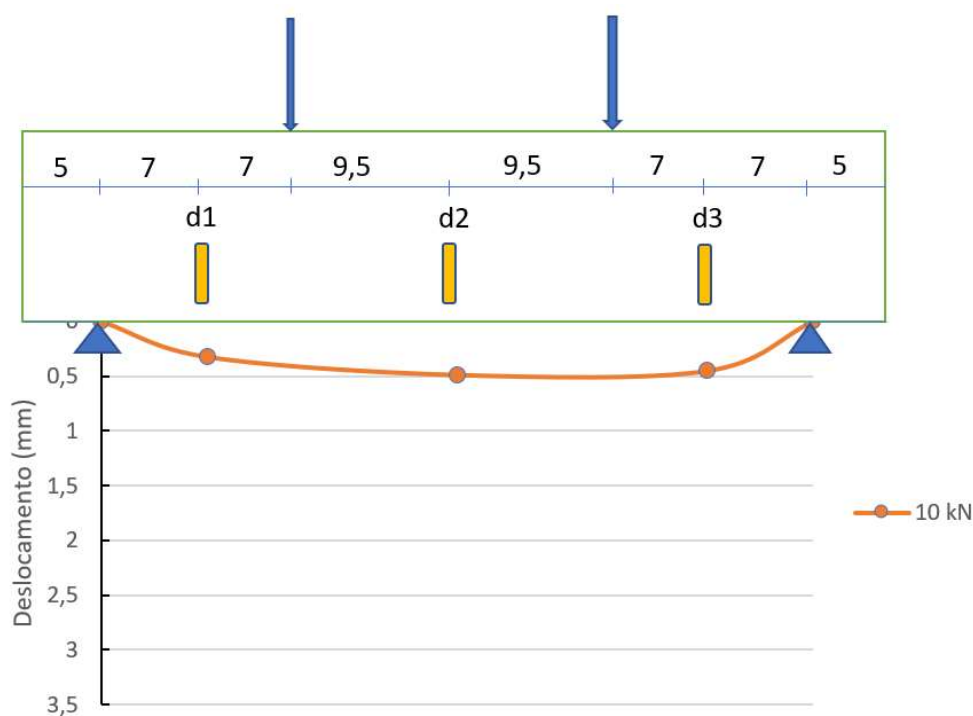
- Viga VFR2-14:

Tabela 4.2 – Deslocamentos da viga VFR2-14

Força (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,32	0,49	0,45

Fonte: O autor

Figura 4.2 – Evolução dos deslocamentos da viga VFR2-14



Fonte: O autor

Para a viga VFR2-14 também só foi possível o registro no primeiro patamar de carga. Verifica-se que para o patamar de 10 kN os maiores deslocamentos ocorreram na região central, ponto d2, e na região de cisalhamento do lado direito, ponto d3.

Em algumas vigas, verificou-se durante o ensaio que a placa que transferia o carregamento para os dois roletes ficou levemente desalinhada, encostando mais de um lado do que de outro, o que pode acarretar em uma diferença nos valores das forças concentradas e consequentemente, diferença entre os deslocamentos das regiões de cisalhamento. Na viga VFR2-14, por exemplo, verifica-se que os deslocamentos nas regiões de cisalhamento

apresentaram valores consideravelmente diferentes, o que pode indicar que a carga concentrada aplicada do lado direito estava maior do que a carga aplicada do lado esquerdo.

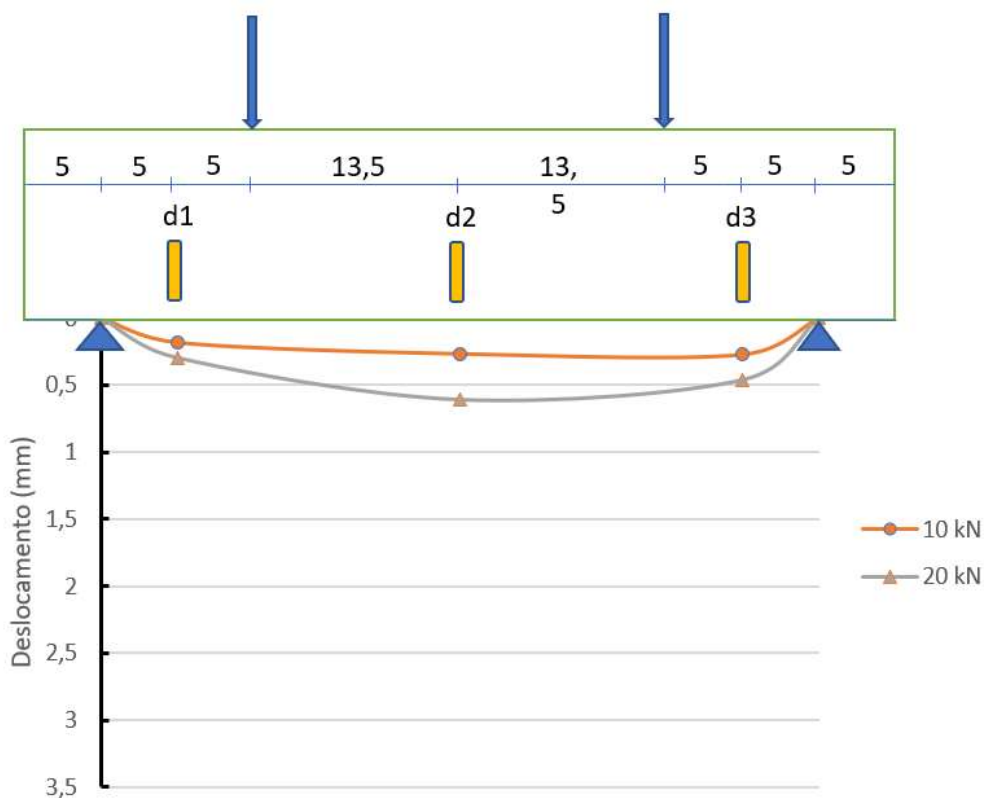
- Viga VCR1-10:

Tabela 4.3 – Deslocamentos da Viga VCR1-10

Força (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,18	0,27	0,27
20	0,30	0,61	0,46

Fonte: O autor

Figura 4.3 – Evolução dos deslocamentos na viga VCR1-10



Fonte: O autor

Para a viga VCR1-10 foram registrados os deslocamentos em 2 patamares de carga. Os maiores deslocamentos registrados foram na região central da viga.

Com relação às regiões de cisalhamento, verifica-se que a região do lado direito, d3, apresentou maiores deslocamentos que a região do lado esquerdo, d1, o que indica que possivelmente a carga aplicada do lado direito estava maior do que a aplicada do lado esquerdo, conforme descrito anteriormente.

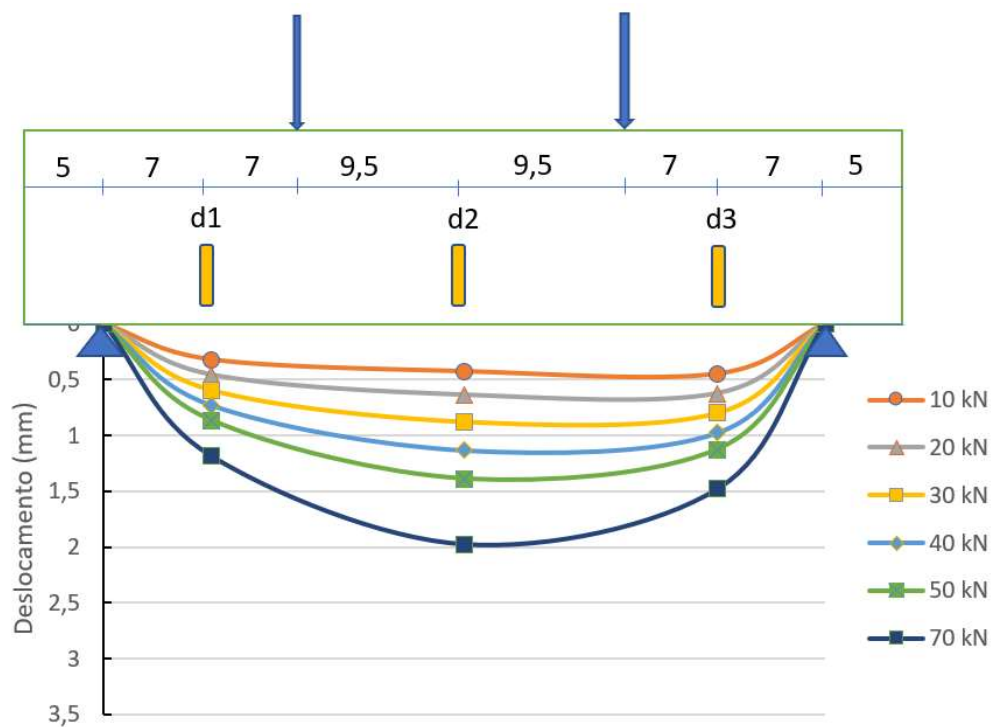
- Viga VCR2-14:

Tabela 4.4 – Deslocamentos viga da VCR2-14

Força (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,32	0,43	0,45
20	0,46	0,64	0,63
30	0,59	0,88	0,80
40	0,73	1,13	0,98
50	0,87	1,39	1,13
70	1,18	1,97	1,48

Fonte: O autor

Figura 4.4 – Evolução dos deslocamentos na viga VCR2-14



Fonte: O autor

Para a viga VCR2-14 verifica-se que os maiores deslocamentos foram na região central da viga e em relação às regiões de cisalhamento, o ponto d3 (lado direito) apresentou maiores deslocamentos do que o ponto d1 (lado esquerdo) durante todo o carregamento, o que indica uma possível diferença na aplicação das duas forças concentradas, com a força da região direita maior.

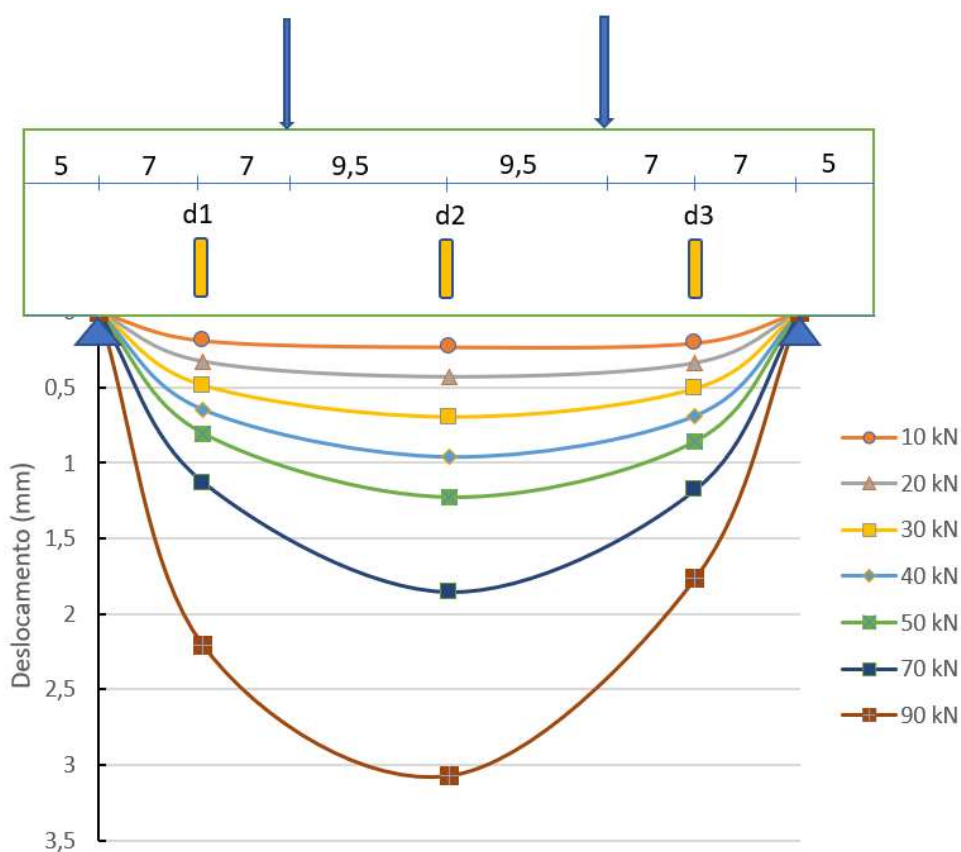
- Viga VCT1-14:

Tabela 4.5 – Deslocamentos da viga VCT1-14

Força (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,19	0,23	0,20
20	0,33	0,43	0,34
30	0,49	0,70	0,51
40	0,65	0,96	0,69
50	0,80	1,22	0,86
70	1,13	1,86	1,18
90	2,21	3,07	1,77

Fonte: O autor

Figura 4.5 - Evolução dos deslocamentos na viga VCT1-14



Fonte: O autor

Para a viga VCT1-14 verifica-se que os maiores deslocamentos ocorreram na região central e em relação às duas regiões de cisalhamento, para os patamares iniciais, os deslocamentos foram bastante parecidos, variando somente no último patamar, onde a região do lado esquerdo, d1, apresentou maior deslocamento.

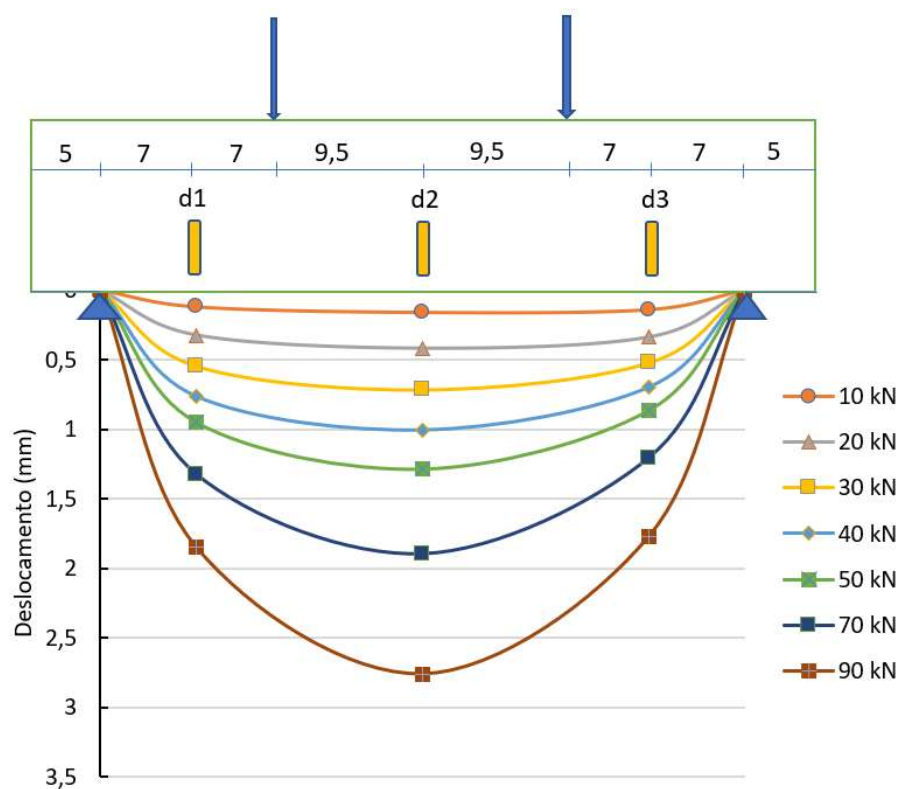
- Viga VCT2-14:

Tabela 4.6 – Deslocamentos da viga VCT2-14

Força (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,12	0,16	0,14
20	0,32	0,42	0,34
30	0,55	0,72	0,52
40	0,77	1,01	0,70
50	0,95	1,29	0,87
70	1,32	1,89	1,21
90	1,85	2,76	1,77

Fonte: O autor

Figura 4.6 - Evolução dos deslocamentos na viga VCT2-14



Fonte: O autor

Para a viga VCT2-14, verifica-se que os deslocamentos nas duas regiões de cisalhamento foram bastante parecidos nos primeiros patamares de carga e tiveram uma maior diferença nos últimos patamares, com o ponto d1 deslocando mais que o ponto d2.

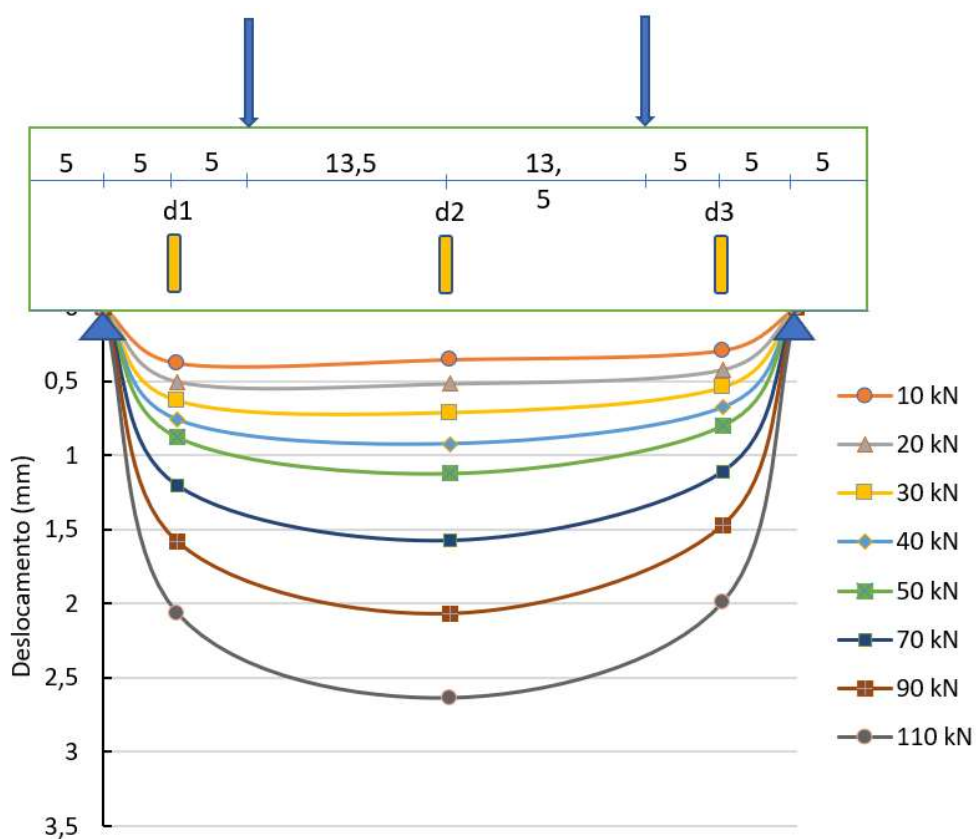
- Viga VCE1-10:

Tabela 4.7 – Deslocamentos da viga VCE1-10

Força (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,38	0,36	0,30
20	0,50	0,52	0,42
30	0,64	0,72	0,54
40	0,76	0,92	0,68
50	0,88	1,12	0,80
70	1,20	1,58	1,11
90	1,58	2,07	1,47
110	2,07	2,64	1,99

Fonte: O autor

Figura 4.7 - Evolução dos deslocamentos na viga VCE1-10



Fonte: O autor

Na viga VCE1-10 verifica-se que durante todos os patamares o deslocamento da região de cisalhamento esquerda, ponto d1, foi ligeiramente maior que a região direita, ponto d3. Os maiores deslocamentos ocorreram na região central, porém verifica-se uma maior

proximidade entre os deslocamentos na região central e aqueles das regiões de cisalhamento, quando comparados às vigas apresentadas anteriormente.

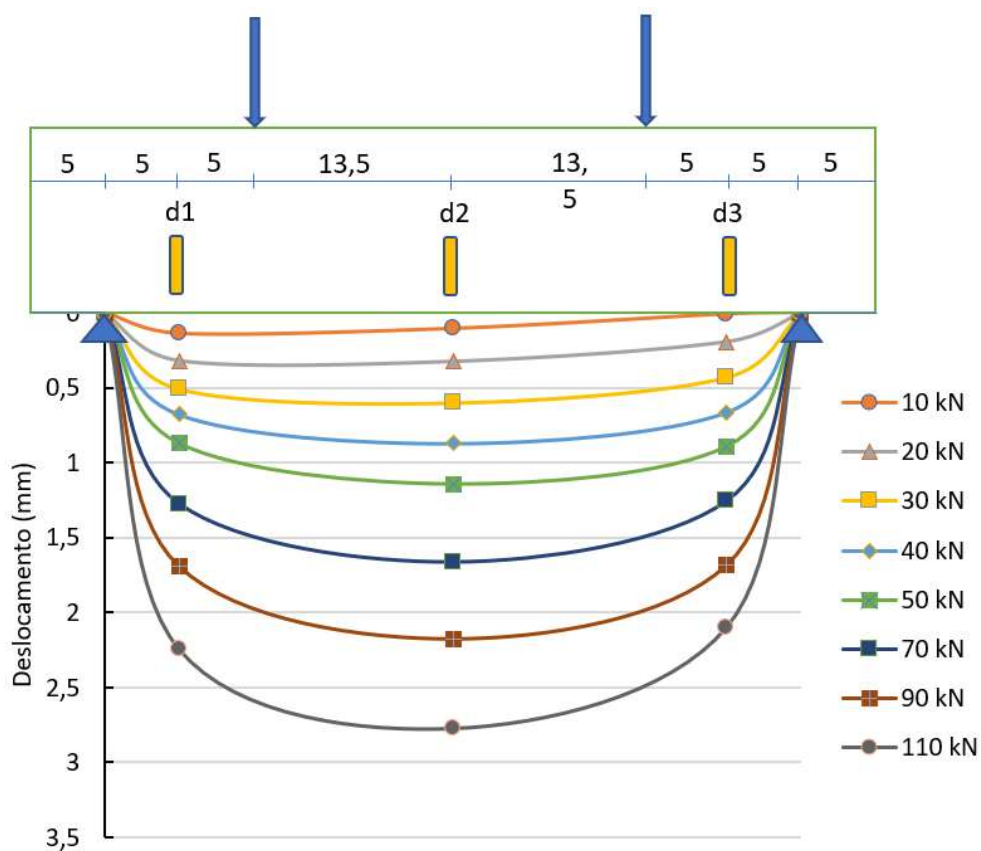
- Viga VCE2-10:

Tabela 4.8 – Deslocamentos da viga VCE2-10

Força (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
0	0,00	0,00	0,00
10	0,14	0,11	0,01
20	0,32	0,32	0,19
30	0,51	0,60	0,43
40	0,68	0,87	0,66
50	0,87	1,14	0,89
70	1,28	1,66	1,26
90	1,69	2,18	1,69
110	2,25	2,77	2,10

Fonte: O autor

Figura 4.8 – Evolução dos deslocamentos da viga VCE2-10



Fonte: O autor

Na viga VCE2-10 verifica-se que o deslocamento do ponto d1 foi maior que o deslocamento do ponto d2 em todos os patamares, com uma diferença significativa nas

primeiras leituras, o que indica um possível erro de leitura do relógio no ponto d3. Nos maiores patamares as leituras de ambos os lados ficaram mais próximas.

A Tabela 4.9 abaixo apresenta os deslocamentos em cada ponto, no último patamar registrado, em cada viga.

Tabela 4.9 – Deslocamentos no último patamar registrado

Viga	Carga do último registro (kN)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
VFR1-10	10	0,18	0,39	0,27
VFR2-14	10	0,32	0,49	0,45
VCR1-10	20	0,30	0,61	0,46
VCR2-14	70	1,18	1,97	1,48
VCT1-14	90	2,21	3,07	1,77
VCT2-14	90	1,85	2,76	1,77
VCE1-10	110	2,07	2,64	1,99
VCE2-10	110	2,25	2,77	2,10

Fonte: O autor

4.2 FISSURAÇÃO

Durante a realização dos ensaios as fissuras foram registradas em cada patamar de carga. Apresenta-se abaixo nas Figuras 4.9 a 4.15 o desenvolvimento das fissuras em cada viga.

As vigas VFR1-10 e VFR2-14 são vigas de referência e não tiveram armadura de flexão e cisalhamento. Sua ruptura ocorreu de forma brusca por tração nas fibras inferiores, simultaneamente ao surgimento da primeira fissura. A carga referente ao surgimento da fissura de ruptura foi de 18,94 kN para a viga VFR1-10 e 13,51 kN para a viga VFR2-14, conforme apresentado na

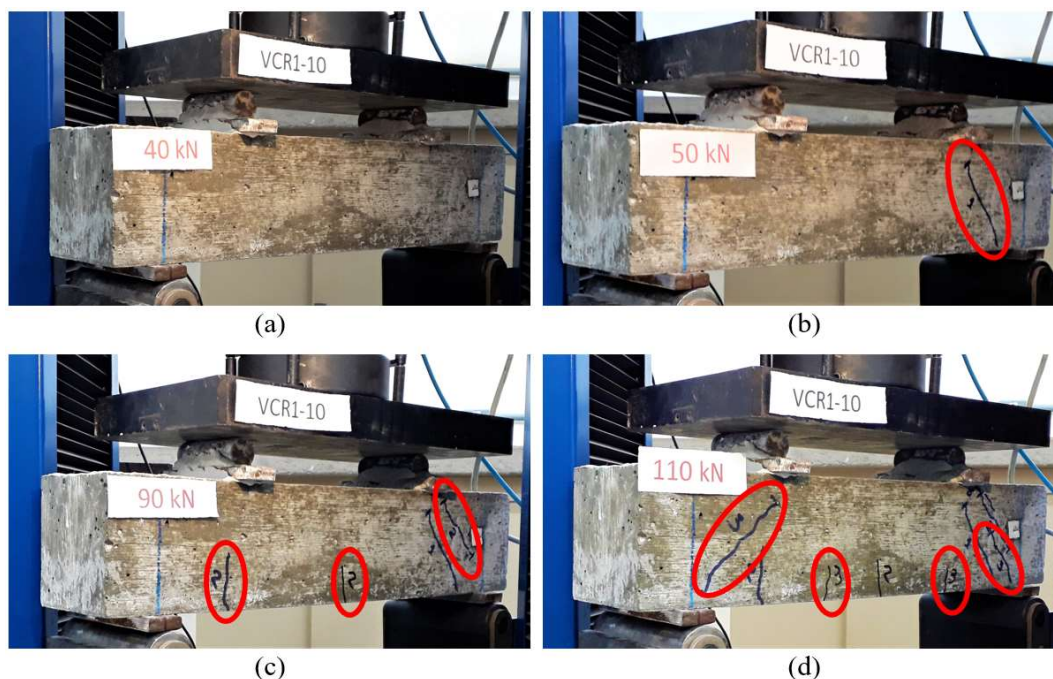
Figura 4.9 – Fissuração das vigas: (a) VFR1-10; (b) VFR2-14



Fonte: O autor

Na viga VCR1-10 (apenas com armadura de flexão) a primeira fissura visual identificada foi de cisalhamento, com a carga de 50kN (Figura 4.10b). A primeira fissura visual de flexão surgiu com a carga de 90 kN (Figura 4.10c), patamar em que surgiram também novas fissuras de cisalhamento. O último registro foi feito com a carga de 110 kN, onde houve o surgimento de novas fissuras de cisalhamento e pequenas fissuras de flexão (Figura 4.10d).

Figura 4.10 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCR1-10



Fonte: O autor

Na viga VCR2-14 (apenas com armadura de flexão) a primeira fissura visual identificada foi de flexão, com a carga de 50kN (Figura 4.11b). A primeira fissura visual de cisalhamento surgiu com a carga de 70 kN (Figura 4.11c), patamar onde também houve o surgimento de novas fissuras de flexão. O último registro foi feito com a carga de 90 kN, onde houve o surgimento de novas fissuras de cisalhamento (Figura 4.11d).

Figura 4.11 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCR2-14

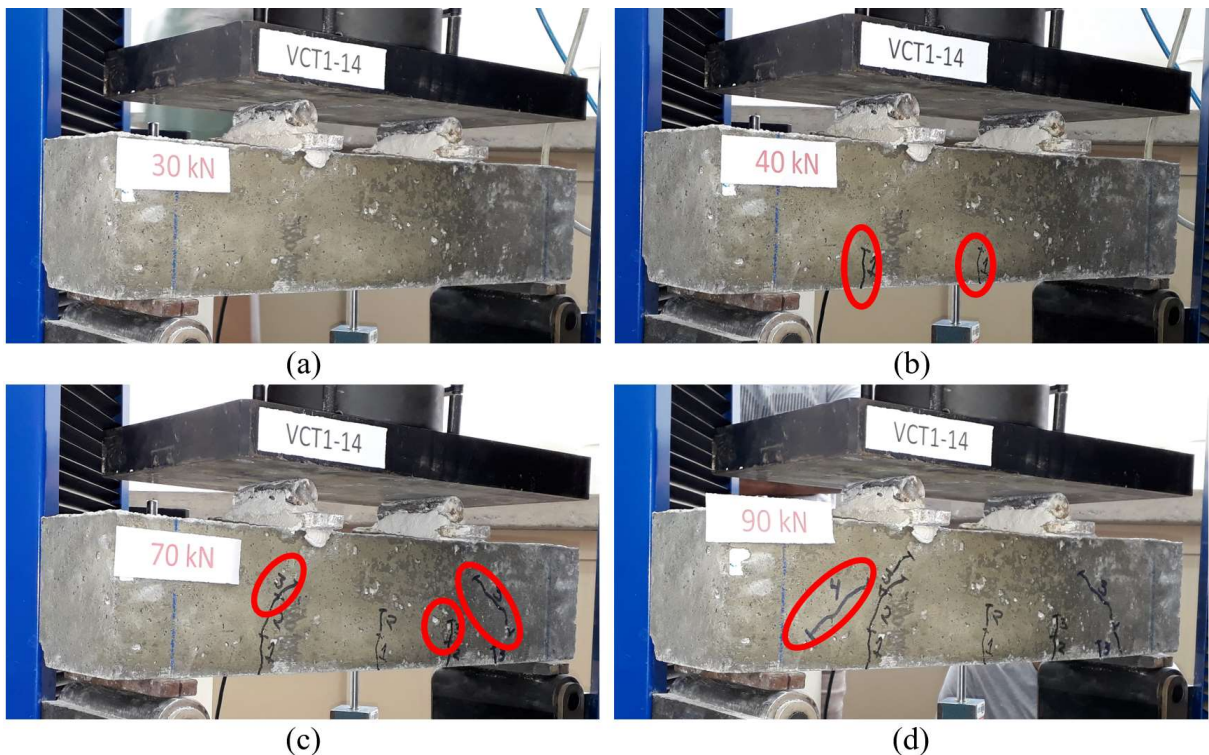




Fonte: O autor

Na viga VCT1-14 a primeira fissura visual identificada foi de flexão, com a carga de 40kN (Figura 4.12b). A primeira fissura visual de cisalhamento surgiu com a carga de 70 kN (Figura 4.12c), sendo que entre os patamares de 40 kN e 70kN houve um maior desenvolvimento das fissuras iniciais de flexão. O último registro foi feito com a carga de 90 kN, onde houve o surgimento de uma nova fissura de cisalhamento (Figura 4.12d), a qual foi responsável pela ruptura da viga posteriormente.

Figura 4.12 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCT1-14

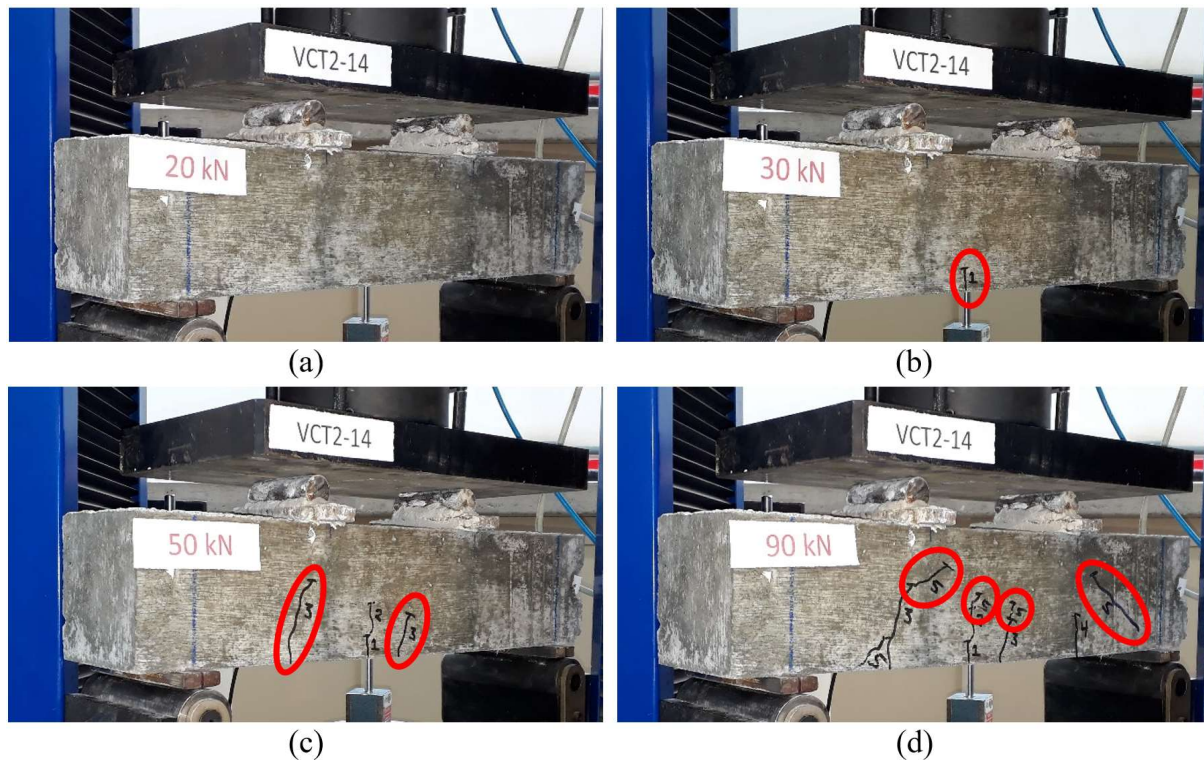


Fonte: O autor

Na viga VCT2-14 a primeira fissura visual identificada foi de flexão, com a carga de 30kN (Figura 4.13b). A primeira fissura visual de cisalhamento foi registrada no patamar de 50 kN (Figura 4.13c). O último registro foi feito no patamar de 90 kN, onde foram identificadas novas fissuras de cisalhamento e maior desenvolvimento das fissuras anteriores (Figura 4.13d).

A ruptura ocorreu simultaneamente com o surgimento de uma última fissura de cisalhamento do lado esquerdo, como será visto no próximo tópico deste capítulo.

Figura 4.13 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCT2-14



Fonte: O autor

Na viga VCE1-10 a primeira fissura visual identificada foi de flexão, com a carga de 50kN (Figura 4.14b). Com o aumento gradativo do carregamento houve um pequeno aumento de fissuras de flexão e no patamar de 90 kN pode-se identificar a primeira fissura visual de cisalhamento (Figura 4.14c). O último registro foi feito com a carga de 110 kN, onde houve o registro de novas fissuras de cisalhamento e desenvolvimento daquelas já existentes (Figura 4.14d), as quais foram responsável pela ruptura da viga posteriormente.

Figura 4.14 – Desenvolvimento de fissuras na viga VCE1-10

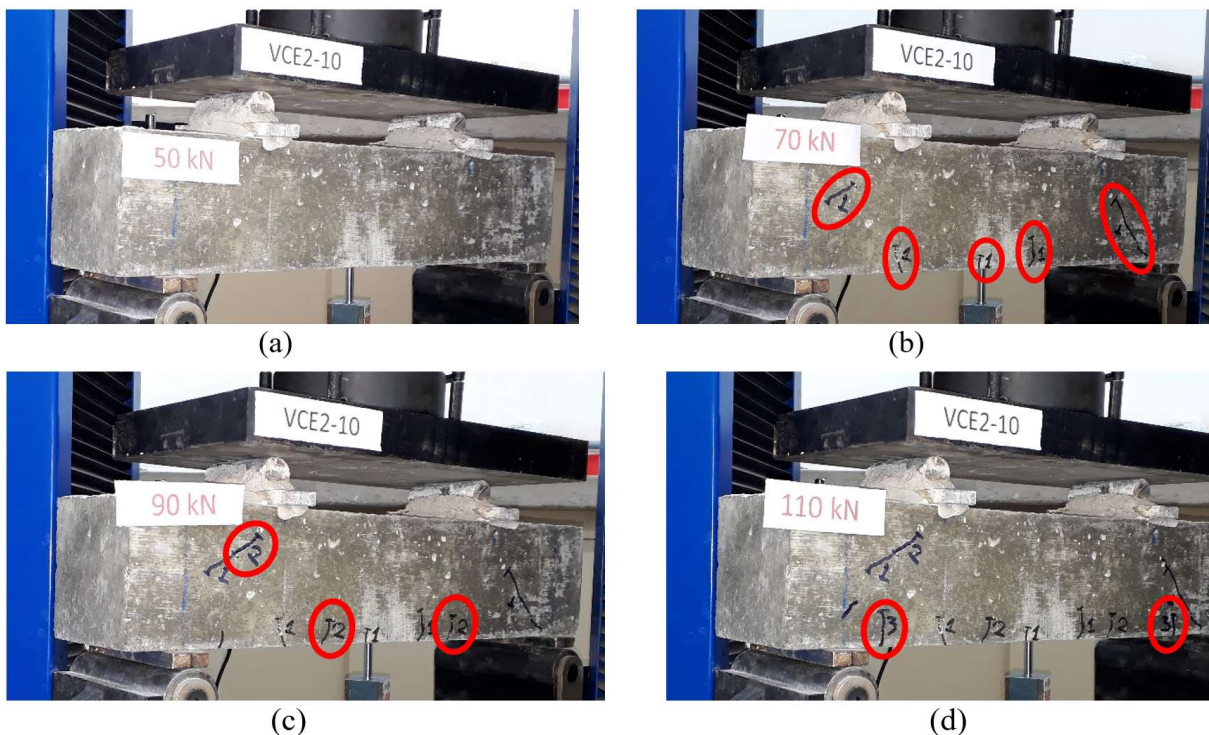




Fonte: O autor

Na viga VCE2-10 as primeiras fissuras visuais foram identificadas no patamar de 70kN, com fissuras de flexão e cisalhamento simultaneamente (Figura 4.15b). No patamar de 90 kN verifica-se o surgimento de novas fissuras de flexão e o desenvolvimento da fissura de cisalhamento do lado esquerdo (Figura 4.15c). O último registro foi feito com a carga de 110 kN, onde surgiram pequenas fissuras próximas ao apoio (Figura 4.15d). A ruptura ocorreu simultaneamente com o surgimento de uma última fissura de cisalhamento do lado esquerdo, como será visto no próximo tópico deste capítulo.

Figura 4.15 - Desenvolvimento de fissuras na viga VCE2-10



Fonte: O autor

Apresenta-se na Tabela 4.10 abaixo a carga em que apareceram as primeiras fissuras de flexão e cisalhamento de cada viga.

Tabela 4.10 – Carga correspondente as surgimento das primeiras fissuras

Viga	Carga (kN)	
	1ª fissura de flexão	1ª fissura de cisalhamento
VFR1-10	18,94	-
VFR2-14	13,51	-
VCR1-10	90	50
VCR2-14	50	70
VCT1-14	40	40
VCT2-14	30	90
VCE1-10	50	90
VCE2-10	70	70

Fonte: O autor

4.3 CARGA E MODO DE RUPTURA

A carga e o modo de ruptura experimental de cada viga estão apresentados nas Figuras 4.16 a 4.24 abaixo.

As vigas VFR1-10 e VFR2-14 são vigas de referência e não possuem armadura, suas rupturas foram repentinas e sem aviso prévio, ocorrendo na primeira sob carga de 18,94 kN e na segunda sob carga de 13,51 kN, com tração nas fibras inferiores do concreto, modo de ruptura conhecido por tração na flexão, conforme verifica-se abaixo.

Figura 4.16 – Carga e modo de ruptura da viga VFR1-10



Fonte: O autor

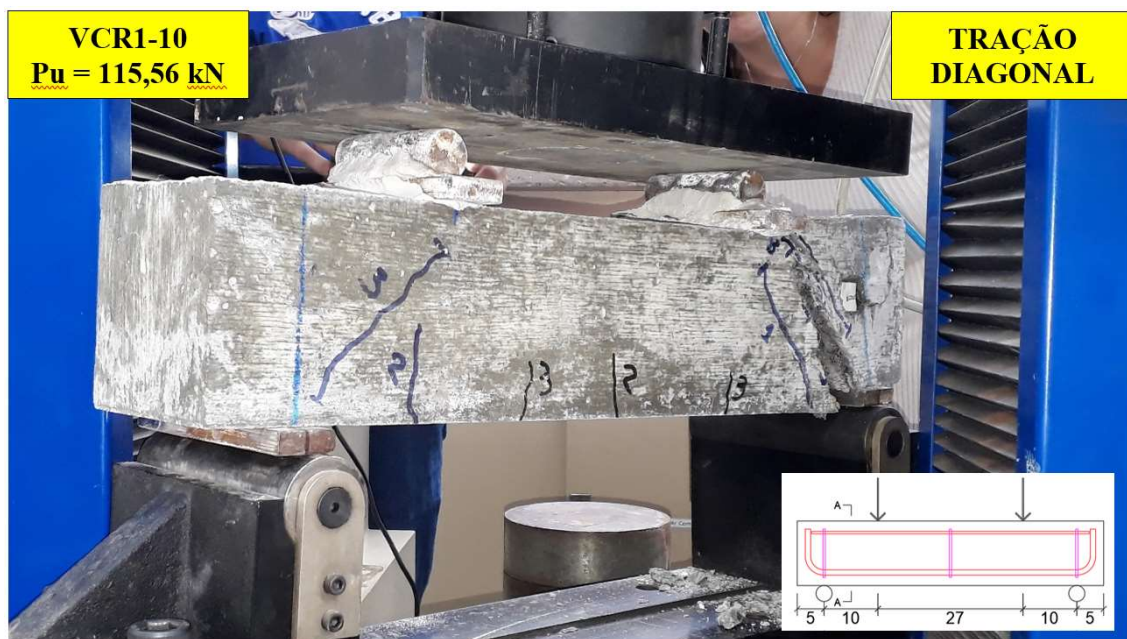
Figura 4.17 – Carga e modo de ruptura da viga VFR2-14



Fonte: O autor

Na viga VCR1-10 a ruptura ocorreu sob carga de 115,56 kN, com o desenvolvimento da fissura de cisalhamento número 3, que havia surgido no patamar de 110 kN. A fissura se estendeu do ponto de aplicação da carga até o apoio, caracterizando a ruptura por tração diagonal.

Figura 4.18 – Carga e modo de ruptura da viga VCR1-10

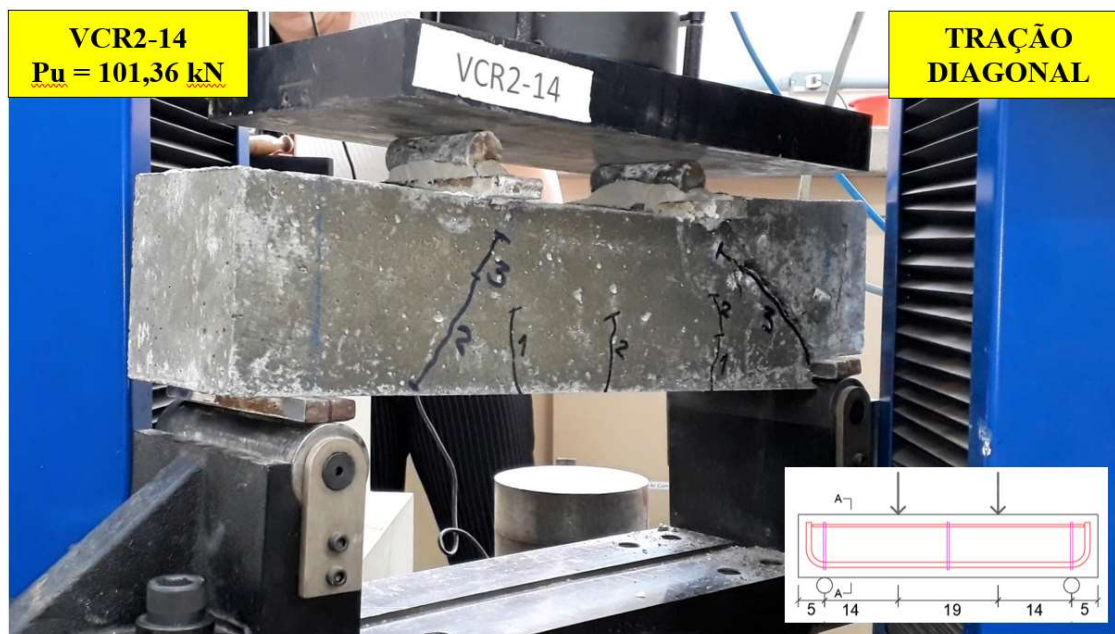


Fonte: O autor

Na viga VCR2-14 a ruptura ocorreu sob carga de 101,36 kN com o desenvolvimento da fissura de cisalhamento número 3, que havia surgido no patamar de 90 kN.

A fissura se estendeu do ponto de aplicação da carga até o apoio, caracterizando a ruptura por tração diagonal.

Figura 4.19 – Carga e modo de ruptura da viga VCR2-14



Fonte: O autor

Na viga VCT1-14 a ruptura ocorreu sob carga de 97,28 kN, com o desenvolvimento da fissura de cisalhamento número 4, que havia surgido no patamar de 90 kN. A fissura se estendeu do ponto de aplicação da carga até o apoio, caracterizando a ruptura por tração diagonal.

Figura 4.20 – Carga e modo de ruptura da viga VCT1-14



Fonte: O autor

Na viga VCT2-14 a ruptura ocorreu de forma brusca, sob a carga de 107,97 kN, com o surgimento de uma nova fissura de cisalhamento que não estava presente nos patamares inferiores. A fissura se estendeu do ponto de aplicação da carga até o apoio, caracterizando a ruptura por tração diagonal.

Figura 4.21 – Carga e modo de ruptura da viga VCT2-14



Fonte: O autor

Na viga VCE1-10 a ruptura ocorreu durante o patamar de carga de 130 kN, com o desenvolvimento da fissura de cisalhamento número 4, que havia surgido no patamar de 90 kN. A fissura se estendeu do ponto de aplicação da carga até o apoio, caracterizando a ruptura por tração diagonal. Nesta viga percebe-se a tendência de formação da biela entre as fissuras.

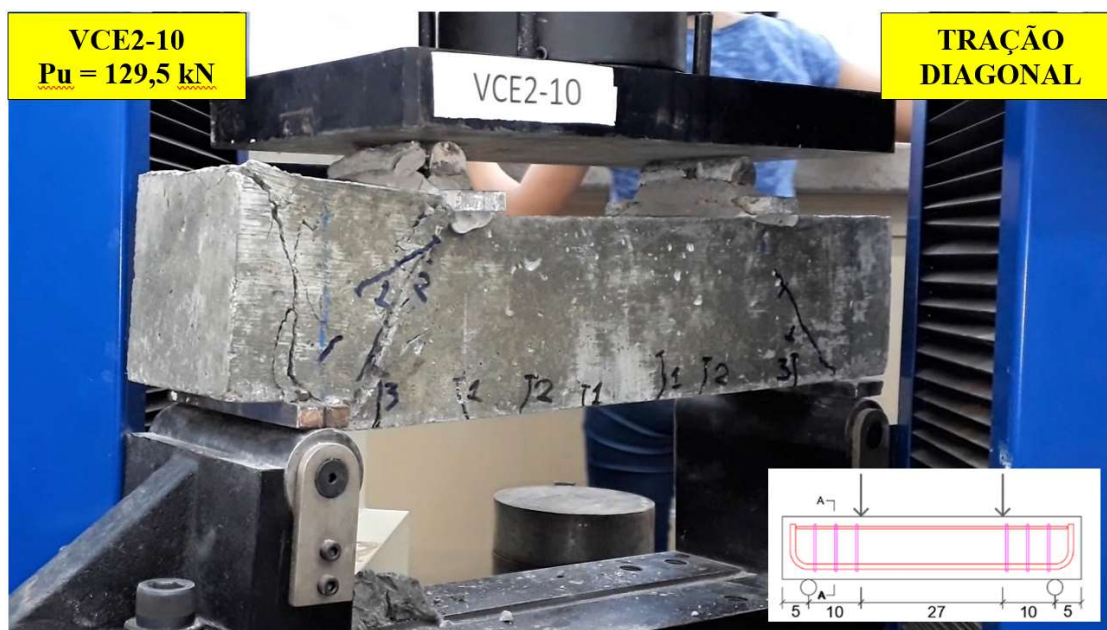
Figura 4.22 – Carga e modo de ruptura da viga VCE1-10



Fonte: O autor

Na viga VCE2-10 a ruptura ocorreu durante o patamar de carga de 130 kN, com o surgimento de uma nova fissura de cisalhamento que não estava presente nos patamares inferiores. A fissura se estendeu do ponto de aplicação da carga até o apoio, caracterizando a ruptura por tração diagonal.

Figura 4.23 – Carga e modo de ruptura da viga VCE2-10



Fonte: O autor

A carga última descrita nas figuras acima se refere à carga total aplicada pela prensa (2P), a qual é transmitida à viga na forma de duas cargas iguais concentradas (P). A Tabela 4.1 abaixo resume os valores das cargas e os modos de ruptura de cada modelo.

Tabela 4.11 – Resumo de carga e modo de ruptura

Viga	ρ_{sw} (%)	ρ_{long} (%)	Carga de Ruptura - P_u (kN)	Modo de Ruptura
VFR1-10	-	-	18,94	Tração na flexão
VFR2-14	-	1,09%	13,51	Tração na flexão
VCR1-10	-	1,09%	115,56	Cisalhamento - tração diagonal
VCR2-14	-	1,09%	101,36	Cisalhamento - tração diagonal
VCT1-14	0,17%	1,09%	97,28	Cisalhamento - tração diagonal
VCT2-14	0,23%	1,09%	107,97	Cisalhamento - tração diagonal
VCE1-10	0,82%	1,09%	129,64	Cisalhamento - tração diagonal
VCE2-10	0,58%	1,09%	129,5	Cisalhamento - tração diagonal

Fonte: O autor

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

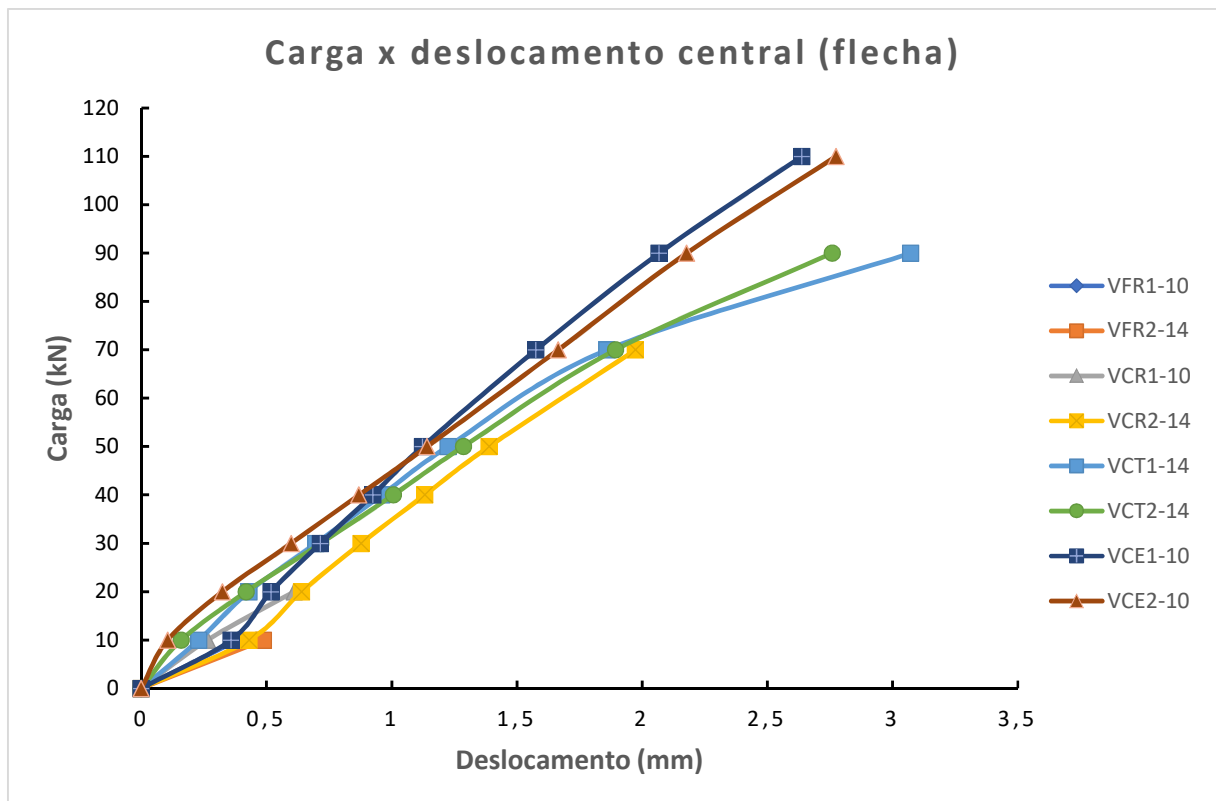
5.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste tópico é realizada a análise dos resultados apresentados no capítulo 4, de forma a comparar experimentalmente as peças entre si, considerando a influência da relação a/d , da taxa de armadura longitudinal e taxa de armadura transversal sobre cada parâmetro apresentado: deslocamento vertical, fissuração, carga e modo de ruptura.

5.1.1 Deslocamentos

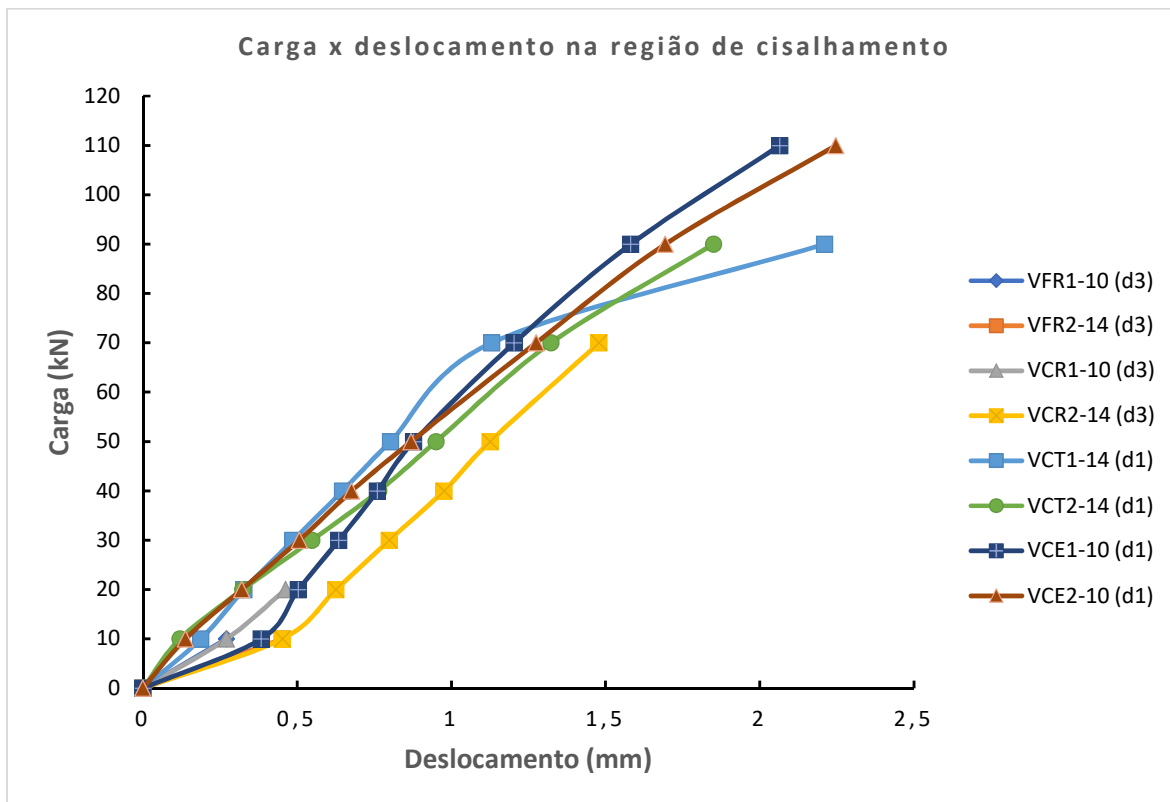
A partir das informações apresentadas no capítulo 4 referentes aos deslocamentos, pode-se comparar experimentalmente as 8 (oito) vigas através dos gráficos apresentados nas Figuras 5.1 e 5.2, sendo que o primeiro avalia o desenvolvimento dos deslocamentos verticais na região central das vigas (relógio d2), e o segundo, o desenvolvimento dos deslocamentos verticais na região de cisalhamento (maiores valores dentre os fornecidos pelos relógios d1 e d3), quando submetidos ao acréscimo de carga.

Figura 5.1 – Relação Carga x Deslocamento Central de todas as vigas



Fonte: O autor

Figura 5.2 – Relação Carga x Deslocamento do vão de cisalhamento de todas as vigas



Fonte: O autor

Para uma melhor comparação entre as vigas, montou-se também a tabela abaixo que apresenta os valores dos deslocamentos d1, d2 e d3, em cada viga, para 2 patamares de carga: 10 kN e 70kN.

Tabela 5.1 – Deslocamentos nos patamares de 10 kN e 70kN

Viga	ρ_{sw} (%)	ρ_{long} (%)	a/d	2P = 10kN			2P = 70kN		
				d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)	d1 (mm)	d2 (mm)	d3 (mm)
VFR1-10	-	-	-	0,18	0,39	0,24	-	-	-
VFR2-14	-	-	-	0,25	0,49	0,23	-	-	-
VCR1-10	-	1,09%	1,04	0,18	0,27	0,27	-	-	-
VCR2-14	-	1,09%	1,46	0,32	0,43	0,45	1,18	1,97	1,48
VCT1-14	0,17%	1,09%	1,46	0,19	0,23	0,20	1,13	1,86	1,18
VCT2-14	0,23%	1,09%	1,47	0,12	0,16	0,14	1,32	1,89	1,21
VCE2-10	0,58%	1,09%	1,04	0,14	0,11	0,01	1,28	1,66	1,26
VCE1-10	0,82%	1,09%	1,05	0,38	0,36	0,30	1,20	1,58	1,11

Fonte: O autor

- Influência da relação a/d

A influência da relação a/d nos deslocamentos pode ser avaliada comparando-se as vigas VCR1-10 e VCR2-14, que apresentam como única diferença o valor do vão de

cisalhamento. De acordo com a Tabela 5.1 percebe-se que para um mesmo nível de carga, de 10 kN, a viga VCR2-14, que possui maior relação a/d , apresentou maiores deslocamentos, tanto nas regiões de cisalhamento quanto no centro da peça. O momento máximo aplicado na viga é dado pelo produto de uma das forças concentradas pelo valor do vão de cisalhamento, portanto já se esperava este comportamento, uma vez que o momento máximo atuante na viga VCR2-14 é maior que na viga VCR1-10.

- Influência da armadura longitudinal

A influência da armadura longitudinal pode ser avaliada comparando-se as vigas de referência VFR1-10 e VFR2-14, que não possuem armadura, respectivamente, com as vigas VCR1-10 e VCR2-14, que possuem apenas armadura de flexão. Devido ao fato de as vigas sem armadura sofrerem rupturas com cargas mais baixas, a comparação se limita ao patamar de 10 kN.

Para este patamar, percebe-se que as vigas sem armadura longitudinal apresentaram maiores deslocamentos na região central. Em relação às regiões de cisalhamento a situação se inverte. Nas vigas com vão de cisalhamento de 10 cm os deslocamentos foram os mesmos, tendo armadura ou não, já para aquelas com vão de 14 cm, os maiores deslocamentos ocorreram na viga que possui armadura longitudinal. Em regra, a armadura contribui para um maior enrijecimento da viga e resistência às deformações e isso ocorre devido ao aumento da inércia equivalente.

- Influência da armadura transversal

A influência da armadura transversal pode ser avaliada comparando-se uma viga que possui apenas armadura longitudinal (VCR2-14) com aquelas que possuem armaduras de cisalhamento (VCT1-14, VCT2-14).

Avaliando-se os gráficos e a tabela apresentados, verifica-se que as peças com armadura de cisalhamento, em regra, apresentaram menores deslocamentos tanto na região central, quanto nas regiões de cisalhamento, sendo que nesta última a influência se apresentou mais considerável.

Em uma avaliação mais global, através dos gráficos das Figuras 5.1 e 5.2, percebe-se que as vigas VCE1-10 e VCE2-10 apresentaram deslocamentos menores nas cargas mais altas, fato que se justifica pela maior taxa de armadura transversal que possuem e devido ao comprimento do vão de cisalhamento que nestas vigas é menor, fatores que, como apresentado, influenciam reduzindo os deslocamentos.

Verifica-se que a viga VCT1-14 apresentou um comportamento atípico na fase final de carregamento, com um aumento brusco da deformação (d_l) entre os patamares de 70kN e 90kN. Comportamento que será comprovado pela análise das fissuras.

5.1.2 Fissuração

A verificação do surgimento de fissuras foi feita durante os patamares de carga, o que provoca uma imprecisão da real carga de surgimento da fissura visual, podendo ter surgido em qualquer instante no intervalo entre um patamar e outro. Mesmo com esta imprecisão, é possível avaliar a ductilidade e o padrão de comportamento da viga, comparando-se a carga de surgimento da primeira fissura com a carga última de ruptura (P_u). A Tabela 5.2 abaixo apresenta esta comparação, para as cargas de surgimento da primeira fissura visual de flexão ($P_{f, fv}$) e carga de surgimento da primeira fissura visual de cisalhamento ($P_{f, cv}$).

Tabela 5.2 – Relação entre a carga de surgimento da primeira fissura e a carga última

Viga	ρ_{sw} (%)	ρ_{long} (%)	$P_{f, fv}$ (kN)	$P_{f, cv}$ (kN)	P_u (kN)	$P_{f, fv}/P_u$	$P_{f, cv}/P_u$
VFR1-10	-	-	18,94	-	18,94	100,0%	-
VFR2-14	-	-	13,51	-	13,51	100,0%	-
VCR1-10	-	1,09%	90	50	115,56	77,9%	43,3%
VCR2-14	-	1,09%	50	70	101,36	49,3%	69,1%
VCT1-14	0,17%	1,09%	40	40	97,28	41,1%	41,1%
VCT2-14	0,23%	1,09%	30	90	107,97	27,8%	83,4%
VCE2-10	0,58%	1,09%	50	90	129,5	38,6%	69,5%
VCE1-10	0,82%	1,09%	70	70	129,64	54,0%	54,0%

Fonte: O autor

Através dos resultados obtidos na Tabela 5.2 percebe-se que, em regra, as fissuras de flexão surgem antes das fissuras de cisalhamento, com algumas exceções como a viga VCR1-10. Verifica-se que na maioria das vigas as fissuras de cisalhamento surgem com uma carga acima de 50% da carga de ruptura, o que indica que as rupturas por cisalhamento ocorrem de forma repentina e sem grandes avisos prévios, diferentemente das rupturas por flexão devido ao escoamento do aço.

Em relação às vigas de referência VFR1-10 e VFR2-14, verifica-se que a ruptura ocorre de forma brusca, simultaneamente ao surgimento da primeira fissura de flexão, devido ao fato de não possuírem armação.

O desenvolvimento de fissuras está intimamente ligado com os deslocamentos verticais das vigas. Avaliando-se as Figuras

Figura 4.9 a Figura 4.15 apresentadas no capítulo 4 percebe-se que a região onde houve a maior fissuração foi a região onde ocorreram os maiores deslocamentos, conforme apresentado no gráfico da Figura 5.2.

Pode-se verificar também que a carga de fissuração visual se relaciona com a relação a/d da viga, de modo que para os maiores vãos de cisalhamento (14 cm) as fissuras surgiram com cargas mais baixas.

5.1.3 Carga e modo de ruptura

As vigas de referência VFR1-10 e VFR2-14 foram confeccionadas apenas com concreto e percebe-se pelo seu modo de ruptura, que o concreto sozinho apresenta baixa resistência e pouca ductilidade, com rupturas bruscas. Por isso na construção civil opta-se pela utilização do concreto armado, com o acréscimo de armadura no interior do elemento estrutural.

As vigas de referência VCR1-10 e VCR2-14 apresentaram somente armadura longitudinal. Comparando-as com as peças que possuem somente concreto, é possível avaliar qual o ganho de resistência de uma viga somente com o acréscimo desta armadura.

Por fim as demais vigas apresentaram além da mesma armadura longitudinal, armaduras de cisalhamento com taxas variáveis. Comparando-as com as vigas que possuem apenas armaduras de flexão, pode-se avaliar qual o ganho de resistência de uma viga com o acréscimo da armadura transversal.

Um terceiro fator, a relação a/d , também será avaliado, de modo que as tabelas abaixo foram divididas em duas, uma com as vigas que possuem vão de cisalhamento de 10 cm e outra com aquelas que possuem vãos de cisalhamento 14 cm.

Tabela 5.3 – Avaliação da carga última nas vigas com $a = 14$ cm

a = 14 cm					
Viga	ρ_{sw} (%)	ρ_{long} (%)	a/d	P_u (KN)	P_u/P_{ref}
VFR2-14	-	-	-	13,51	-
VCR2-14	-	1,09%	1,46	101,36	650,3%
VCT1-14	0,17%	1,09%	1,46	97,28	-4,0%
VCT2-14	0,23%	1,09%	1,47	107,97	6,5%
*Referência para viga VCR2-14 (somente armadura longitudinal) foi a viga VFR2-14 (somente concreto).					
* Referência para as vigas VCT1-14 e VCT2-14 (com armadura transversal) foi a viga VCR2-14 (somente armadura longitudinal).					

Fonte: O autor

Tabela 5.4 - Avaliação da carga última nas vigas com $a = 10$ cm

a = 10 cm					
Viga	ρ_{sw} (%)	ρ_{long} (%)	a/d	P_u (kN)	P_u/P_{ref}
VFR1-10	-	-	-	18,94	-
VCR1-10	-	1,09%	1,04	115,56	510,1%
VCE2-10	0,58%	1,09%	1,04	129,5	12,1%
VCE1-10	0,82%	1,09%	1,05	129,64	12,2%
*Referência para viga VCR1-10 (somente armadura longitudinal) foi a viga VFR1-10 (somente concreto).					
* Referência para as vigas VCE2-10 e VCE1-10 (com armadura transversal) foi a viga VCR1-10 (somente armadura longitudinal).					

Fonte: O autor

- Influência da relação a/d e do vão de cisalhamento

A influência do vão de cisalhamento pode ser verificada comparando-se a viga VFR1-10 com a VFR2-14, ambas com o mesmo concreto e sem armadura, e tendo como única diferença o vão de cisalhamento. Verifica-se que mantendo-se todos os outros parâmetros constantes, a diminuição do vão de cisalhamento de 14 cm para 10 cm conferiu à peça uma mudança de carga de ruptura de 13,51 kN para 18,94 kN, ou seja, um acréscimo de 40,2 %.

A influência da relação a/d pode ser avaliada comparando-se as vigas VCR1-10 e VCR2-14, que romperam sob carga de 115,56 kN e 101,36 kN, respectivamente, sendo ambas com o mesmo concreto e armadura longitudinal, tendo como única diferença a relação a/d . Verifica-se que diminuindo a relação a/d de 1,46 para 1,04, houve um aumento na carga de ruptura de 14%.

Este comportamento comprova o estudo teórico apresentado no capítulo 2, referente ao efeito de arco nas vigas curtas, que confere uma maior resistência ao cisalhamento às vigas, sendo mais relevante quanto menor a relação a/d . Com relação ao modo de ruptura, verifica-se que não houve mudança.

- Influência da armadura longitudinal

Fixando-se o valor do vão de cisalhamento, percebe-se que o acréscimo da armadura longitudinal aumenta de forma bastante considerável a resistência da viga. Para as vigas com $a = 14$ cm (VFR2-14 e VCR2-14), houve um aumento de 650,3% e para as vigas com $a = 10$ cm (VFR1-10 e VCR1-10) houve um aumento de 510,1%. Em relação ao modo de ruptura, verifica-se que não houve alteração.

- Influência da armadura transversal

Na Tabela 5.3 as vigas VCT1-14 e VCT2-14, que possuem armadura transversal, tiveram como referência de comparação a viga VCR2-14 (somente armadura longitudinal). Percebe-se neste caso que o acréscimo da armadura de cisalhamento confere um ganho relativamente baixo de 6,5% para a viga VCT2-14, já a viga VCT1-14 alcançou a ruptura com carga inferior à viga de referência.

Na Tabela 5.4 as vigas VCE1-10 e VCE2-10 tiveram como referência de comparação a viga VCR1-10 (somente armadura longitudinal). Verifica-se que o acréscimo da armadura transversal conferiu às duas o mesmo ganho de resistência, de 12%, e que a variação da taxa de armadura de cisalhamento entre as duas não alterou este ganho.

Com relação ao modo de ruptura, percebe-se que todas as vigas, com exceção das vigas de referência que não possuíam armadura, alcançaram a ruptura por tração diagonal, de modo que a variação da taxa de armadura parece não ter influenciado neste aspecto. Após a ruptura, pode-se perceber que os estribos pouco acrescentaram na resistência dos protótipos, ao contrário do vão de cisalhamento e relação a/d , que têm uma relevância maior neste ponto.

5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS TEÓRICOS

Neste capítulo foi feita a análise teórica de forma a se comparar os resultados experimentais com os resultados esperados seguindo-se as prescrições da NBR 6118:2014. As análises foram feitas avaliando-se cada parâmetro apresentado: deslocamentos, fissuração, carga e modo de ruptura.

5.2.1 Fissuração

Para a análise teórica da fissuração, calculou-se o momento de fissuração na flexão (M_f) e a correspondente carga de fissuração na flexão para cada viga, conforme descrito nos Apêndices. A Tabela 5.5 abaixo apresenta a comparação entre as cargas de fissuração de flexão teórica ($P_{f,f,t}$) e a carga de fissuração de flexão visual ($P_{f,f,v}$).

Verifica-se que para as vigas com material homogêneo (VFR1-10 e VFR2-14) a carga teórica de fissuração foi praticamente igual à carga experimental. Porém para as demais vigas, onde já existe a presença de armadura, as cargas teóricas ficaram bem distantes das cargas visuais. Isto se deve principalmente pelo fato de os registros visuais serem bastante imprecisos, e também pelo fato de que os registros de fissuras eram feitos somente durante os patamares, o que causava a incerteza quanto a real carga de surgimento da fissura.

Tabela 5.5 – Carga de fissuração teórica x Carga de fissuração visual

Viga	Mr (kN.m)	P _{f,t} (kN)	P _{f,v} (kN)
VFR1-10	0,94	18,30	18,94
VFR2-14	0,94	13,08	13,51
VCR1-10	1,12	22,41	90
VCR2-14	1,12	16,01	50
VCT1-14	1,12	16,01	40
VCT2-14	1,12	15,91	30
VCE2-10	1,12	22,41	50
VCE1-10	1,12	22,27	70

Fonte: O autor

5.2.2 Carga e modo de ruptura

Por fim, avaliou-se a aproximação dos métodos de cálculo propostos pela NBR 6118:2014, em relação à carga e ao modo de ruptura, com os resultados experimentais. A Tabela 5.6 abaixo apresenta, de forma resumida, os valores encontrados para a carga de ruptura teórica em cada modelo proposto pela referida norma, bem como o modo de ruptura esperado por cada modelo. Esses resultados teóricos, descritos nos Apêndices A ao E, podem ser comparados com os resultados experimentais obtidos.

Tabela 5.6 – Carga última experimental x Carga última estimada

Viga	ρ_{sw} (%)	ρ_{long} (%)	Experimental		Estimado			
			Pu (kN)	Modo de Ruptura	Carga (kN) e Modo de Ruptura			
					Flexão	MOD I	MOD II (30°)	MOD II (45°)
VFR1-10	-	-	18,94	Tração na flexão	18,3 Tração na flexão	-	-	-
VFR2-14	-	-	13,51	Tração na flexão	13,08 Tração na flexão	-	-	-
VCR1-10	-	1,09%	115,56	Tração diagonal	146,94	36,17 kN Tração diagonal	0,00 Tração diagonal	0,00 Tração diagonal
VCR2-14	-	1,09%	101,36	Tração diagonal	104,96	36,17 kN Tração diagonal	8,02 kN Tração diagonal	13,06 kN Tração diagonal
VCT1-14	0,17%	1,09%	97,28	Tração diagonal	104,96	63,82 kN Tração diagonal	55,90 kN Tração diagonal	40,70 kN Tração diagonal
VCT2-14	0,23%	1,09%	107,97	Tração diagonal	103,92	76,45 kN Tração diagonal	78,30 kN Tração diagonal	53,58 kN Tração diagonal
VCE2-10	0,58%	1,09%	129,5	Tração diagonal	146,94	132,92 kN Tração diagonal	124,56 kN Compressão Diagonal	96,75 kN Tração diagonal
VCE1-10	0,82%	1,09%	129,64	Tração diagonal	145,49	142,63 kN Compressão Diagonal	123,52 kN Compressão Diagonal	142,02 kN Tração diagonal

Fonte: O autor

Avaliando-se a tabela acima, percebe-se que os modelos de cálculo, referentes à verificação do cisalhamento, propostos pela norma NBR 6118:2014 (modelo I e modelo II) apresentam uma variabilidade considerável, chegando, em alguns casos, a prever formas de ruptura diferentes para uma mesma viga, como é o caso da viga VCE2-10.

Em relação à carga de ruptura, podemos avaliar cada caso em separado. Nas vigas VFR1-10 e VFR2-14 (que possuem apenas concreto), verifica-se que os resultados teóricos foram comprovados pelos resultados experimentais, apresentando um acréscimo de resistência real de aproximadamente 3,5%.

As vigas VCR1-10 e VCR2-14 (que possuem somente armadura de flexão) apresentaram uma carga última de ruptura consideravelmente maior, 115,56 kN e 101,36 kN respectivamente, que a carga prevista nos modelos teóricos. Avaliando-se o modelo I obteve-se a ruptura com uma carga de até 219,5% maior. Em relação ao modo de ruptura para estas vigas, verifica-se que ocorreu o esperado.

Nas vigas VCT1-14 e VCT2-14 houve um acréscimo de armadura transversal em relação às vigas de referência. Verifica-se que para elas a carga última de ruptura experimental também foi maior que a teórica. É interessante perceber, porém, que não houve ganho de resistência, quando se compara estas vigas, que possuem armadura de cisalhamento, com as anteriores, que não possuem, indicando que possivelmente, na prática, não houve ganho de resistência com o acréscimo de estribo, fato que se difere da teoria, pois ao se analisar as cargas de ruptura teóricas, percebe-se que deveria haver um ganho considerável quando se aumenta a taxa de armadura transversal. Em relação ao modo de ruptura, esperava-se a ruptura por tração diagonal, o que foi comprovado no experimento.

Para as vigas VCE1-10 e VCE2-10, a carga de ruptura experimental se aproxima da carga de ruptura teórica, porém há uma variação em relação ao modo de ruptura esperado. Na viga VCE1-10, tanto para o modelo I quanto para o modelo II (ângulo de 30°) esperava-se a ruptura por compressão diagonal, quando na prática houve tração diagonal, modo de ruptura previsto somente no modelo II (ângulo de 45°). Na viga VCE2-10 esperava-se compressão diagonal pelo modelo II (ângulo de 30°) e tração diagonal pelo modelo I e modelo II (ângulo de 45°), sendo que na prática houve tração diagonal. Percebe-se, portanto, que os modelos de cálculo divergem consideravelmente em alguns casos, sendo difícil, apenas com estes protótipos, definir com precisão aquele que se aproxima mais do comportamento real.

Mesmo com as divergências entre os modelos de cálculo e a prática, é possível avaliar, de forma geral qual modelo se aproxima mais do comportamento real das vigas. É interessante verificar que o modelo II subestima a resistência à tração diagonal, quando não há estribos, se mostrando mais conservador neste quesito, isso se deve ao fato de este modelo considerar a parcela de resistência à tração diagonal proveniente do concreto variável e em alguns casos até mesmo nula. O modelo I se mostra mais próximo da tendência real do

comportamento das vigas, principalmente quando se eleva a taxa de armadura transversal, sendo que aquelas com menores taxas de armaduras apresentaram uma resistência maior que o esperado.

Outro fator interessante a se avaliar é que os modelos de vigas utilizados apresentam uma relação a/d pequena. Conforme apresentado no capítulo 2, segundo Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973) *apud* Carelli (2002), vigas com relação a/d entre 1 e 2,5 apresentam um relevante comportamento de arco e, segundo Carelli (2002), este efeito confere à viga um acréscimo em sua capacidade resistente, fato que justifica a elevada resistência apresentada pelos modelos que tinham pouca ou nenhuma armadura transversal. Ressalta-se que, como demonstrado no capítulo 2, os modelos de cálculo previstos pela norma NBR 6118 levam em consideração o modelo de treliça clássica e não consideram a atuação do efeito de arco no acréscimo da resistência e no modo de ruptura.

6 CONCLUSÕES

A seguir são apresentadas as conclusões obtidas com base nas análises dos resultados. Inicialmente tem-se as conclusões dos resultados experimentais, onde são apresentados os principais pontos observados em relação à influência do vão de cisalhamento, relação a/d , armadura longitudinal e armadura transversal sobre os seguintes parâmetros: deslocamentos verticais, fissuração e carga e modo de ruptura. Posteriormente as conclusões obtidas quando se compara os resultados experimentais com os teóricos nos parâmetros: fissuração e carga e modo de ruptura. Por fim a apresentação de sugestões para trabalhos futuros.

6.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.1.1 Quanto a influência do vão de cisalhamento e relação a/d

6.1.1.1 Deslocamentos Verticais

Após a análise dos resultados pode-se concluir que o vão de cisalhamento e a relação a/d tem influência significativa no comportamento real das vigas. No que diz respeito aos deslocamentos percebe-se que o aumento do vão de cisalhamento provoca maiores deslocamentos verticais na região central da peça.

6.1.1.2 Fissuração

Em relação à fissuração, verifica-se que quanto maior o vão de cisalhamento, mais cedo surgem as primeiras fissuras de flexão e de cisalhamento.

6.1.1.3 Carga e Modo de Ruptura

Em relação às cargas e modo de ruptura, a diminuição do vão de cisalhamento, de 14 cm para 10 cm, conferiu um ganho de resistência de até 40,2 % às peças e a diminuição da relação a/d de 1,46 para 1,04 conferiu um aumento da carga de ruptura de 14%. Quanto ao modo de ruptura, não se pode verificar a influência desta variável, uma vez que todas as peças chegaram à ruptura pela mesma forma.

6.1.2 Quanto a influência da armadura longitudinal

6.1.2.1 Deslocamentos Verticais

Outro fator que tem relação direta com o comportamento das peças é o acréscimo de armadura. A armadura longitudinal contribui para conferir maior ductilidade às vigas, de modo que, quando se compara peças sem armadura longitudinal com aquelas que a possuem,

verifica-se que estas possuem menores deslocamentos verticais uma vez que a armadura contribui para um maior enrijecimento da viga devido ao aumento da inércia equivalente.

6.1.2.2 Fissuração

O acréscimo da armadura longitudinal confere à viga um comportamento mais dúctil, com o surgimento gradativo de fissuras à medida que se aumenta o carregamento, o que é de grande importância para a segurança da estrutura, uma vez que a mesma irá apresentar fissuras como aviso prévio de que há um possível excesso de carregamento. Fato este, que não se percebe naquelas vigas sem armadura longitudinal, onde a ruptura ocorre de forma brusca e sem aviso prévio.

6.1.2.3 Carga e Modo de Ruptura

Quanto a carga e modo de ruptura, verifica-se que o simples acréscimo de armadura longitudinal conferiu um ganho significativo de resistência para as peças, de até 650%, e influenciou na mudança do modo de ruptura, uma vez que aquelas vigas que não possuíam armadura longitudinal sofreram a ruptura por flexão e aquelas onde houve o acréscimo da mesma sofreram ruptura por cisalhamento.

6.1.3 Quanto a influência da armadura transversal

6.1.3.1 Deslocamentos Verticais

Deixando-se a armadura longitudinal constante, pode-se avaliar o principal objeto de estudo do trabalho, a influência da taxa de armadura transversal. As peças com maiores taxas de armadura transversal apresentaram os menores deslocamentos e um gráfico (carga x deslocamento) mais linear durante todo o carregamento, conferindo à viga uma maior ductilidade e resistência às deformações

6.1.3.2 Fissuração

Em relação às fissuras, percebe-se que quanto maior a taxa de armadura transversal, maior a quantidade de fissuras visuais de cisalhamento que a peça apresenta até a ruptura. Conforme dito anteriormente, o surgimento de fissuras como aviso prévio aumenta a segurança dos usuários da estrutura, uma vez que possíveis rupturas indesejadas podem ser previstas e reparadas.

6.1.3.3 *Carga e Modo de Ruptura*

A armadura de cisalhamento não influenciou no modo de ruptura das peças, pois mesmo aumentando a taxa de armadura, não houve alteração neste modo. Quanto às cargas de ruptura, percebe-se que o ganho de resistência, com o aumento da armadura transversal chegou a 12%. Pode-se perceber que os estribos pouco acrescentaram na resistência dos protótipos, ao contrário do vão de cisalhamento e relação a/d , que têm uma relevância maior neste ponto.

6.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS X RESULTADOS TEÓRICOS

6.2.1 Fissuração

As conclusões apresentadas anteriormente foram possíveis apenas comparando-se o comportamento experimental de cada uma das peças entre si. Outro objetivo é avaliar a proximidade entre os modelos teóricos da norma brasileira com este comportamento experimental. A norma e os livros apresentam formas de se calcular o momento de fissuração e com isso o valor da carga em que surge a primeira fissura de flexão. Utilizando-se das fórmulas apresentadas foram calculadas as cargas de fissuração teórica e comparadas com as cargas de fissuração visual. Ressalta-se que durante o ensaio não houve precisão nos registros de fissuras, conforme já comentado o que ocasiona possíveis erros na carga de fissuração visual. Para as vigas com material homogêneo a carga teórica de fissuração foi praticamente igual à carga experimental. Porém para as demais vigas, onde já existe a presença de armadura, as cargas teóricas ficaram bem distantes das cargas visuais, sendo que se esperava que as fissuras surgissem mais cedo do que realmente aconteceu.

6.2.2 Carga e modo de ruptura

Em relação aos modos de ruptura, a maioria dos protótipos apresentaram o modo previsto pelas equações, porém com uma carga bem acima do calculado. O modelo de cálculo I se mostrou, com as devidas ressalvas, mais próximo da realidade, enquanto que o modelo II se mostrou bastante conservador, principalmente pelo fato de desconsiderar totalmente ou parcialmente a contribuição do concreto na resistência à tração diagonal das peças.

No geral, verifica-se que os protótipos apresentaram comportamentos consideravelmente diferentes do previsto pelas equações de cálculo da norma, principalmente em relação à carga de ruptura o que demonstra que a norma se apresenta bastante conservadora. Além disso essa diferença se deve também pelo fato de os protótipos apresentarem dimensões atípicas, onde o efeito de arco está presente e bastante relevante. Foi visto que o efeito de arco

depende, principalmente, da relação a/d , e quando relevante confere à viga um aumento da resistência ao cisalhamento, porém este fator não está previsto nas equações da NBR 6118, o que sugere que a norma não o leva em consideração, justificando as diferenças entre os resultados teóricos e experimentais.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A análise experimental do comportamento de estruturas de concreto armado tem grande importância para o conhecimento dos alunos de engenharia civil, pois permite verificar na prática como se dão os deslocamentos das peças, o desenvolvimento de fissuras, o modo de ruptura e a carga de ruptura real. Além disso os resultados experimentais servem como base para a validação dos modelos e métodos de cálculo previstos nas bibliografias. Portanto fica como sugestão para trabalhos futuros:

- Avaliar o comportamento quanto ao cisalhamento em vigas com dimensões maiores e proporcionais às utilizadas usualmente na construção civil;
- Avaliar a influência da relação a/d em vigas curtas;
- Avaliar a distribuição de tensões em vigas com efeito de arco relevante;
- Análise numérica das vigas ensaiadas;
- Análise experimental da influência da relação l/h em vigas curtas;
- Análise estatística de resultados experimentais de vigas idênticas com intuito de verificar as variações dos resultados.
- Estudar experimentalmente a influência de outras taxas de armaduras transversais na resistência das vigas.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2014, 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais metálicos — Ensaio de Tração - Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**, NBR ISO 6892-1. Rio de Janeiro, ABNT, 2013, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**, NBR 5739. Rio de Janeiro, ABNT, 2018, 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**, NBR 7222. Rio de Janeiro, ABNT, 2011, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão**, NBR 8522. Rio de Janeiro, ABNT, 2008, 20p.

BASTOS, P. S. S., **Flexão Normal Simples – Vigas**. Universidade Estadual Paulista (UNESP) – Faculdade de Engenharia. Bauru, SP. 2015. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FlexaoSimples.pdf> > Acesso em: 14/09/2018 às 09:00.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Dimensionamento De Vigas De Concreto Armado à Força Cortante**. Notas de aula – Universidade Federal Paulista (UNESP), Bauru, 2017. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Cortante.pdf> > Acesso em: 02/09/2018 às 08:00.

BASTOS, P. S. S., **Ancoragem e emenda de armaduras**. Universidade Estadual Paulista (UNESP) – Faculdade de Engenharia. Bauru, SP. 2018. Disponível em: < <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Ancoragem.pdf> > Acesso em: 30/09/2018 às 14:00.

BORGES, J.U.A. GASPAR, R. TRAUTWEIN, L.M. **Estudo Comparativo sobre o Cisalhamento em Vigas de Concreto Segundo a Nova NBR-6118/2002 e Outras Normas Correntes**. Anais do 44º Congresso Brasileiro do Concreto, 2, Belo Horizonte. IBRACON, CD-ROM. 2002.

CAMACHO, J. S., **Estudo das Vigas: Flexão normal simples**. Universidade Estadual Paulista (UNESP) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, SP. 2015. Disponível em: < <http://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/estudo-das-vigas.pdf> > Acesso em: 24/09/2018 às 09:00.

CARELLI, Jackson Antônio. **Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos Autotravantes**. 2002. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

CARVALHO, R. C., FILHO, J. R. F., **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4ª edição. Editora: EdUFSCar. São Carlos (SP), 2014. 415 p.

MACGREGOR, J. G. (1988). Reinforced Concrete: Mechanics and Design. New Jersey: Prentice Hall

MATOS, J. C., VALENTE, I., C, P.J.S. **Análise Experimental Do Comportamento Até À Rotura De Vigas De Betão Armado**. 8º Congresso Nacional de Mecânica Experimental. Guimarães, 21-23 de Abril, 2010

MENON, Nara Villanova. **Estudo Experimental De Sistemas De Reforço Ao Cisalhamento Em Vigas De Concreto Armado Utilizando-Se Polímero Reforçado Com Fibras De Carbono (PRFC)**. 2008. 332 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Fundamentos Do Concreto E Projeto De Edifícios**. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2007.

PINHEIRO, Libânio M.; CATOIA, Bruna; CATOIA, Thiago. **Tabela de Vigas: Deslocamentos e Momentos de Engastamento Perfeito**. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2010.

PIRES, S., FERNANDES, F., LOPES, S. E Carmo, R. 2008. **Ensaio de vigas de betão armado. Roturas típicas**, BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural, ISBN 978-989-95961-0-8, Guimarães, 5 – 7 Novembro 2008, p. 185-186.

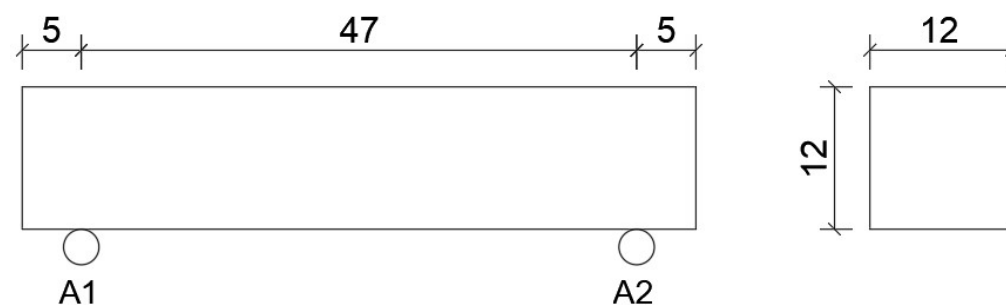
TEODORO, Heitor Ventura. **Estudos Experimentais sobre cisalhamento em vigas de concreto auto adensável variando-se a altura e a taxa de armadura longitudinal**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.

APÊNDICE A – CONSIDERAÇÕES INICIAIS PARA OS CÁLCULOS

A.1 DIMENSÕES DAS PEÇAS

Com base nas limitações do equipamento disponível para a realização dos ensaios, as dimensões das vigas foram definidas conforme a Figura A.1 abaixo.

Figura A.1 - Dimensões das Peças



Fonte: O autor

A.2 DADOS PARA CÁLCULO

A Tabela abaixo apresenta os dados das oito vigas a serem ensaiadas, definidas conforme explicado no capítulo 3. Dentre elas há quatro vigas de referência: VFR1 – 10, VFR2 – 14, VCR1 – 10 e VCR2 – 14; duas vigas cuja ruptura ocorrerá por esmagamento da biela comprimida, VCE1 - 10 e VCE2 - 10, e duas cuja ruptura ocorrerá por escoamento da armadura transversal, VCT1 - 14 e VCT2 - 14.

Tabela A.1: Dados Finais das vigas

Viga	Concreto				Armadura					
					Longitudinal		Transversal			
	Seção (cm)	a (cm)	Cobr. (cm)	f_{ck} (MPa)	ϕ_l (mm)	f_{yk} (MPa)	ϕ_t (mm)	s (cm)	ρ_{sw} (%)	f_{yk} (MPa)
VFR1 - 10	12X12	10	-	25,84	*	*	*	*	*	*
VFR2 - 14	12X12	14	-	25,84	*	*	*	*	*	*
VCR1 - 10	12X12	10	1,5	25,84	2 ϕ 10	575,9	*	*	*	*
VCR2 - 14	12X12	14	1,5	25,84	2 ϕ 10	575,9	*	*	*	*
VCE1 - 10	12X12	10	1,5	25,84	2 ϕ 10	575,9	5,0	4	0,82%	845,98
VCE2 - 10	12X12	10	1,5	25,84	2 ϕ 10	575,9	4,2	4	0,58%	809,96
VCT1 - 14	12X12	14	1,5	25,84	2 ϕ 10	575,9	4,2	14	0,17%	809,96
VCT2 - 14	12X12	14	1,5	25,84	2 ϕ 10	575,9	5,0	14	0,23%	845,98

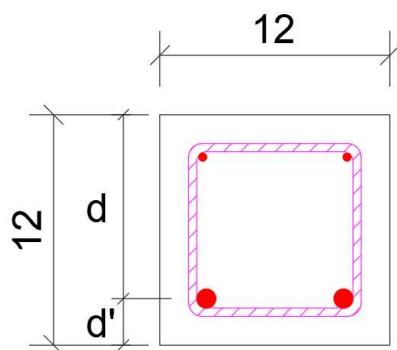
Fonte: O autor

APÊNDICE B – VIGAS COM RUPTURA POR ESMAGAMENTO DA DIAGONAL COMPRIMIDA

B.1 VIGA VCE1 – 10

B.1.1 Considerações iniciais

Conforme exposto anteriormente, as vigas foram definidas com o auxílio de uma planilha eletrônica em Excel, que permitiu um cálculo iterativo, prevendo os modos de ruptura para cada peça. Para a viga VCE1 – 10, cujo modo de ruptura deve ser por esmagamento da diagonal comprimida, utilizar-se-á armadura longitudinal composta por 2 barras de 10 mm e estribos de 5 mm espaçados a cada 4 cm, distribuídos no vão de cisalhamento de 10 cm. A resistência do concreto obtida com o ensaio à compressão foi de 25,84 MPa, conforme o Anexo I. Vale ressaltar que para todos os cálculos serão retirados os coeficientes de segurança. Portanto, temos:



$$d = 12 - 1,5 - 0,5 - 0,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 0,393 \text{ cm}^2$$

De acordo com os dados do ensaio realizado com as barras de aço no laboratório temos:

- Barra de 10 mm:

$$f_{yk} = 575,929 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{575,929}{210000} = 0,00274$$

- Barra de 5,0 mm:

$$f_{yk} = 845,977 \text{ MPa}$$

B.1.2 Determinação do domínio de deformação na flexão

Limite entre os domínios 2 e 3:

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 9,5 = 2,460 \text{ cm}$$

Limite entre os domínios 3 e 4:

$$\frac{x_{34}}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow x_{34} = \left(\frac{0,0035}{0,0035 + 0,00274} \right) \cdot 9,5 = 5,326 \text{ cm}$$

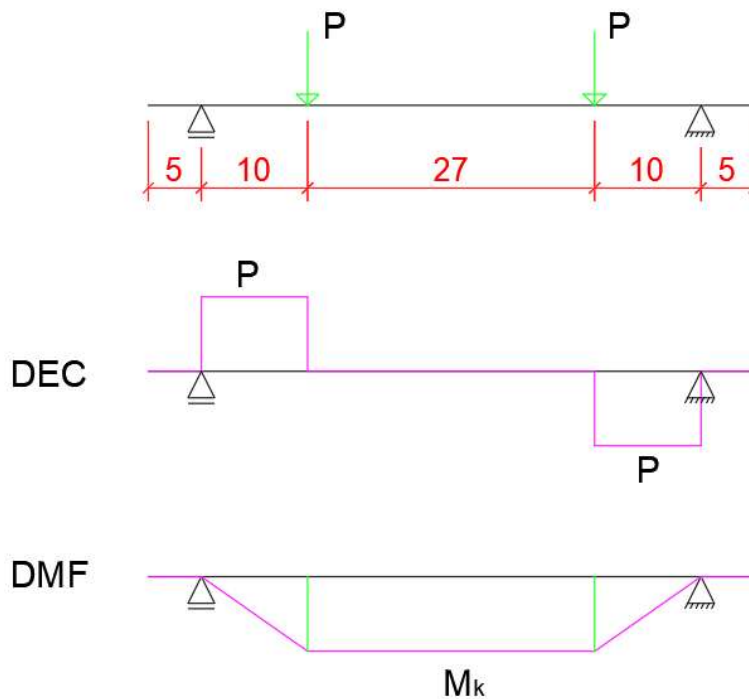
Posição da linha neutra:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,80 \cdot b_w \cdot f_{ck}} = \frac{1,571 \cdot 575,929}{0,80 \cdot 12 \cdot 25,84} = 3,647 \text{ cm}$$

$$2,460 < 3,647 < 5,326 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

B.1.3 Momento e carga máxima resistida na flexão

Para o cálculo do momento e carga máxima resistida na flexão, deve-se inicialmente fazer uma análise isostática do ensaio, conforme a figura abaixo:



Neste caso observa-se que o momento máximo atuante na viga, \$M_k\$, ocorre na região central da viga e é dado por:

$$M_k = P \cdot 0,10$$

Analisando as equações de equilíbrio do concreto armado demonstradas no capítulo 2, pode-se calcular qual o momento máximo resistido pela viga e igualar ao momento atuante acima definido, obtendo-se assim o valor máximo da carga \$P\$, a qual a viga pode ser submetida de maneira que não sofra ruptura por flexão.

O momento máximo resistente de uma viga, conhecida sua área de aço é calculado a partir da equação 2-13 definida no capítulo 2, retirando-se os coeficientes de segurança.

$$M_k = A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_k = 1,571 \cdot 57,5929 \cdot (0,095 - 0,4 \cdot 0,03647) = 7,276 \text{ kN.m}$$

Portanto a carga P será:

$$P = \frac{7,276}{0,10} = 72,76 \text{ kN}$$

B.1.4 Verificação da resistência ao cisalhamento e determinação do modo de ruptura

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, deve-se fazer duas verificações para se comprovar a resistência ao cisalhamento de uma viga. A primeira diz respeito à diagonal comprimida de concreto e a segunda à ruína por tração diagonal, resistida, parte pelo concreto e parte pela armadura transversal. A norma define ainda dois modelos de cálculo, sendo que o cálculo será feito para ambos, afim de compará-los com os resultados experimentais.

A força cortante máxima (V_{sk}) atuante na viga, de modo que não venha a romper por flexão é a força P, definida no item anterior.

$$V_{sk} = P = 72,76 \text{ kN}$$

- Modelo de cálculo I

A força cortante relativa à ruína da diagonal comprimida ($V_{Rk2,I}$) é dada por:

$$V_{Rk2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$V_{Rk2,I} = 0,27 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,5 = 71,315 \text{ kN}$$

A força cortante relativa à ruína por tração diagonal ($V_{Rk3,I}$) é dada pela soma das parcelas do concreto, V_c , e da armadura transversal, V_{sw} .

$$V_{Rk3,I} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto (V_c) é calculada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot \frac{0,3 \cdot 25,84^{2/3}}{10} \cdot 12 \cdot 9,5 = 17,935 \text{ kN}$$

A parcela resistida pela armadura é calculada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywk}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,393}{4} \right) \cdot 0,9 \cdot 9,5 \cdot 84,5977 = 71,065 \text{ kN}$$

Portanto a resistência relativa à ruína por tração diagonal é:

$$V_{Rk3,I} = 17,935 + 71,065 = 89,000 \text{ kN}$$

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk2,I} = 71,315 \text{ kN} < V_{sk} = 72,76 \text{ kN} < V_{Rk3,I} = 89 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo I ocorrerá ruptura por esmagamento da biela na diagonal comprimida, com carga $P = 71,315 \text{ kN}$.

A carga de ruptura registrada na prensa, é o dobro da carga P , sendo, portanto **$2P = 142,63 \text{ kN}$** .

- Modelo de cálculo II

Segundo o modelo de treliça generalizada, o ângulo θ , relativo à inclinação da diagonal comprimida varia de 30° a 45° . Para os cálculos será utilizado o ângulo de 30° , de modo a avaliar os dois limites da norma com os resultados experimentais.

Os estribos serão verticais e, portanto, $\alpha = 90^\circ$.

A força cortante relativa à ruína da diagonal comprimida é dada por:

$$V_{Rk,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$V_{Rk2,II} = 0,54 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,5 \cdot \sin^2 30^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ)$$

$$= 61,76 \text{ kN}$$

A força cortante relativa à ruína por tração diagonal é dada pela soma das parcelas do concreto, V_c , e da armadura transversal, V_{sw} .

$$V_{Rk3,II} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto obedece às seguintes condições:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d \text{ quando } V_{Sk} \leq V_c \text{ e}$$

$V_c = 0$ quando $V_{Sk} = V_{Rk,II}$

Como $V_{Sk} = 72,76 > V_{Rk2,II} = 61,76$, portanto $V_c = 0$.

A parcela resistida pela armadura é calculada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,393}{4} \right) \cdot 0,9 \cdot 9,5 \cdot 84,5977 \cdot \cot 30^\circ = 122,994 \text{ kN}$$

A resistência relativa à ruína por tração diagonal será:

$$V_{Rk,II} = 0 + 122,994 = 122,994 \text{ kN}$$

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk2,II} = 61,76 \text{ kN} < V_{Sk} = 72,76 \text{ kN} < V_{Rk3,II} = 122,994 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo II ocorrerá ruptura por esmagamento da biela na diagonal comprimida, com carga $P = 61,76 \text{ kN}$.

A carga de ruptura registrada na prensa, é o dobro da carga P , sendo, portanto $2P = 123,52 \text{ kN}$.

B.1.5 Detalhamento da armadura longitudinal

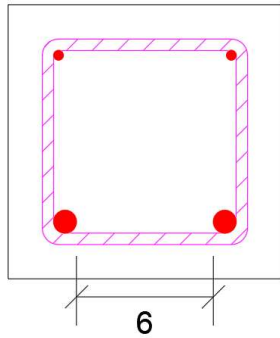
- **Armadura Comprimida**

Como não há a necessidade de armadura de compressão, será adotada a armadura mínima conforme indica a norma NBR 6118:2014:

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot 12 \cdot 12 = 0,216 \text{ cm}^2 \leq 0,277 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 4,2 \text{ mm}$$

As barras serão colocadas nas extremidades superiores, não sendo necessário calcular os espaçamentos mínimos e não sendo necessário calcular seu comprimento de ancoragem, uma vez que sua função será apenas de porta estribos, utilizando-se barra reta.

- **Espaçamento da armadura de tração**



$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi = 10 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot 1,9 = 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$60,0 \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 22,8 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

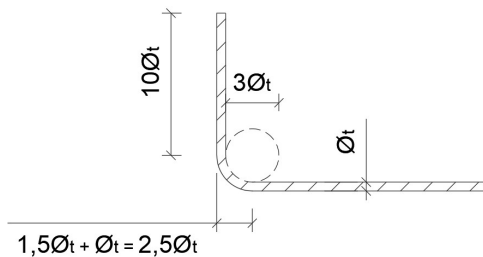
- **Comprimento de ancoragem e detalhamento do gancho**

Devido à limitação do aparato de apoio disponível no laboratório, não é possível executar este comprimento de ancoragem da maneira convencional, sendo que a viga possui apenas 5 cm para a ancoragem com barra reta. A solução adotada será a utilização da ancoragem vertical utilizando o máximo de espaço possível.

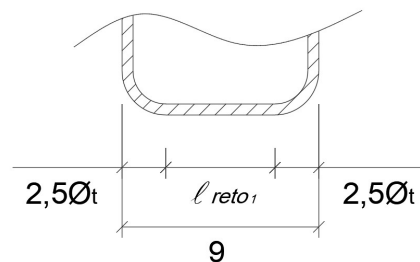
B.1.6 Detalhamento dos estribos

O comprimento dos estribos é calculado somando-se ao comprimento reto 3 curvas de 90° e dois ganchos retos. Para estribos com diâmetro menor que 10 mm, o diâmetro do pino de dobramento é $3 \cdot \phi_t$ e a ponta dos ganchos retos é de $10 \cdot \phi_t$. Para a viga VC1A foram utilizados estribos com $\phi_t = 5 \text{ mm}$ com um cobrimento de 1,5 cm.

Gancho e curva:



Comprimento reto de um dos ramos:



- Comprimento reto dos estribos simples

$$l_{reto} = 4 \cdot (9 - 2 \cdot 2,5 \cdot \phi_t) = 4 \cdot (9 - 5 \cdot 0,5) = 26 \text{ cm}$$

- Comprimento de uma curva

$$l_{curva} = \frac{\pi D}{4} = \frac{\pi \cdot (3 \cdot \phi_t + \phi_t)}{4} = \frac{\pi \cdot (3 \cdot 0,5 + 0,5)}{4} = 1,57 \text{ cm}$$

- Comprimento do gancho reto

$$l_{g,reto} = 10 \cdot \phi_t (\text{ponta reta}) + \frac{\pi \cdot (3 \cdot \phi_t + \phi_t)}{4} = 10 \cdot \phi_t + \pi \cdot \phi_t$$

$$l_{g,reto} = 10 \cdot 0,5 + \pi \cdot 0,5 = 6,57 \text{ cm}$$

- Comprimento total de um estribo

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 \cdot l_{curva} + 2 \cdot l_{g,reto} = 26 + 3 \cdot 1,57 + 2 \cdot 6,57 = 43,85 \text{ cm} \cong 44 \text{ cm}$$

B.1.7 Carga de Fissuração

$$E_{cs} = \left(0,8 + \frac{0,2 \cdot f_{ck}}{80}\right) \cdot E_{ci} = \left(0,8 + \frac{0,2 \cdot 25,84}{80}\right) \cdot 20,47 = 17,7 \text{ GPa}$$

Cálculo da seção homogeneizada:

$$A_h = b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha - 1) = 12 \cdot 12 + 1,57 \cdot \left(\frac{210}{17,7} - 1\right) = 161,06 \text{ cm}^2$$

$$y_h = \frac{\frac{b_w \cdot h^2}{2} + A_s \cdot (\alpha - 1) \cdot d}{A_h} = 6,37 \text{ cm}$$

$$y_t = h - y_h = 12 - 6,37 = 5,63 \text{ cm}$$

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{2} + b_w \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2}\right) + A_s \cdot (\alpha - 1) \cdot (y_h - d)^2 = 1914,81 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_I}{y_t} \quad \text{e} \quad f_{ct,m} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} = 0,9 \cdot 2,452 = 2,1825 \text{ MPa}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 2,1825 \cdot 1914,81}{5,63} = 1,113 \text{ kN.m}$$

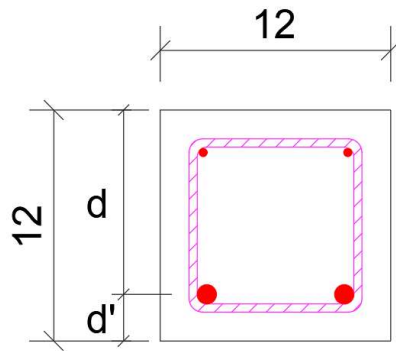
$$P_r = \frac{M_r}{a} = \left(\frac{1,11}{0,1}\right) = 11,13 \text{ kN}$$

$$2P_r = 22,26 \text{ kN}$$

B.2 VIGA VCE2 - 10

B.2.1 Considerações iniciais

Para a viga VCE2 – 10, cujo modo de ruptura deve ser por esmagamento da diagonal comprimida, utilizou-se armadura longitudinal composta por 2 barras de 10 mm e estribos de 4,2 mm espaçados a cada 4 cm, distribuídos no vão de cisalhamento de 10 cm.



$$d = 12 - 1,5 - 0,42 - 0,5 = 9,58 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,42^2}{4} = 0,277 \text{ cm}^2$$

De acordo com os dados do ensaio realizado com as barras de aço no laboratório tem-se:

- Barra de 10 mm:

$$f_{yk} = 575,929 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{575,929}{210000} = 0,00274$$

- Barra de 4,2 mm:

$$f_{yk} = 809,964 \text{ MPa}$$

B.2.2 Determinação do domínio de deformação na flexão

Limite entre os domínios 2 e 3:

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 9,58 = 2,481 \text{ cm}$$

Limite entre os domínios 3 e 4:

$$\frac{x_{34}}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow x_{34} = \left(\frac{0,0035}{0,0035 + 0,00274} \right) \cdot 9,58 = 5,373 \text{ cm}$$

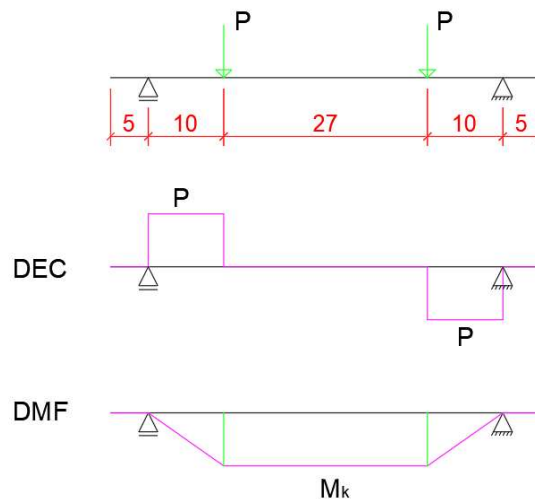
Posição da linha neutra:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,80 \cdot b_w \cdot f_{ck}} = \frac{1,571 \cdot 575,929}{0,80 \cdot 12 \cdot 25,84} = 3,647 \text{ cm}$$

$$2,427 < 3,647 < 5,253 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

B.2.3 Momento e carga máxima resistida na flexão

Análise isostática do ensaio:



O momento máximo atuante na viga, M_k será:

$$M_k = P \cdot 0,10$$

O momento máximo resistente da viga será:

$$M_k = A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_k = 1,571 \cdot 57,5929 \cdot (0,0958 - 0,4 \cdot 0,03647) = 7,348 \text{ kN.m}$$

Portanto a carga P será:

$$P = \frac{7,348}{0,10} = 73,48 \text{ kN}$$

B.2.4 Verificação da resistência ao cisalhamento e determinação do modo de ruptura

$$V_{sk} = 73,48 \text{ kN}$$

- Modelo de cálculo I

A força cortante relativa à ruína da diagonal comprimida ($V_{Rk,I}$) é dada por:

$$V_{Rk,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$V_{Rk,I} = 0,27 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,58 = 71,915 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,I} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto é calculada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot \frac{0,3 \cdot 25,84^{2/3}}{10} \cdot 12 \cdot 9,58 = 18,08 \text{ kN}$$

A parcela resistida pela armadura é calculada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywk}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,277}{4} \right) \cdot 0,9 \cdot 9,58 \cdot 80,9964 = 48,36 \text{ kN}$$

Portanto a resistência relativa à ruína por tração diagonal é:

$$V_{Rk3,I} = 18,08 + 48,36 = 66,46 \text{ kN}$$

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,I} = 66,46 \text{ kN} < V_{Rk2,I} = 71,915 \text{ kN} < V_{sk} = 73,48 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo I ocorrerá ruptura por tração diagonal, com carga $P = 66,46 \text{ kN}$. Ressalta-se que esta viga foi proposta para um concreto de 20 MPa, a mudança da resistência para 25,84 MPa alterou a carga e o modo de ruptura teórico.

A carga de ruptura registrada na prensa, é o dobro da carga P , sendo, portanto, **$2P = 132,92 \text{ kN}$** .

- Modelo de cálculo II

$$\alpha = 90^\circ \text{ e } \theta = 30^\circ$$

A força cortante resistida relativa à ruína da diagonal comprimida é dada por:

$$V_{Rk2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$V_{Rk2,II} = 0,54 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,58 \cdot \sin^2 30^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ)$$

$$= 62,28 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,II} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto é calculada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d \text{ quando } V_{Sk} \leq V_c \text{ e}$$

$$V_c = 0 \text{ quando } V_{Sk} = V_{Rk,II}$$

Como $V_{Sk} = 67,72 > V_{Rk,II} = 48,376$, portanto $V_c = 0$.

A parcela resistida pela armadura é calculada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,277}{4} \right) \cdot 0,9 \cdot 9,58 \cdot 80,9964 \cdot \cot 30^\circ = 83,79 \text{ kN}$$

A resistência relativa à ruína por tração diagonal será:

$$V_{Rk3,II} = 0 + 83,79 = 83,79 \text{ kN}$$

Analizando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk2,II} = 62,28 \text{ kN} < V_{sk} = 71,915 \text{ kN} < V_{Rk3,II} = 83,79 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo II ocorrerá ruptura por esmagamento da biela na diagonal comprimida, com carga $P = 62,28 \text{ kN}$.

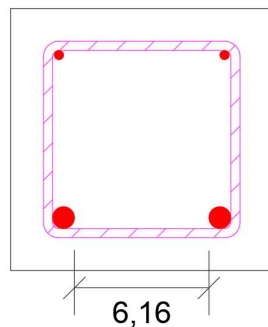
A carga de ruptura registrada na prensa, é o dobro da carga P , sendo, portanto $2P = 124,56 \text{ kN}$.

B.2.5 Detalhamento da armadura longitudinal

- **Armadura Comprimida**

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot 12 \cdot 12 = 0,216 \text{ cm}^2 \leq 0,393 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 5,0 \text{ mm}$$

- **Espaçamento da armadura de tração**



$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi = 10 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot 1,9 = 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$61,6 \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 22,8 \text{ mm} \end{cases} \quad OK!$$

B.2.6 Detalhamento dos estribos

O comprimento dos estribos é calculado somando-se ao comprimento reto 3 curvas de 90° e dois ganchos retos. Para estribos com diâmetro menor que 10 mm , o diâmetro do pino de dobramento é $3 \cdot \phi_t$ e a ponta dos ganchos retos é de $10 \cdot \phi_t$. Para a viga VCE1 – 10 foram utilizados estribos com $\phi_t = 4,2 \text{ mm}$ com um cobrimento de $1,5 \text{ cm}$.

- Comprimento total de um estribo

$$l_{estr} \cong 43 \text{ cm}$$

B.2.7 Carga de Fissuração

O cálculo da carga de fissuração é o mesmo para a viga VCE1-10

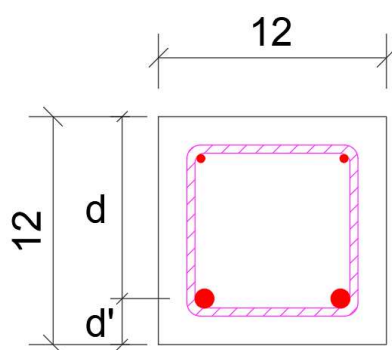
$$2P_r = 22,26 \text{ kN}$$

APÊNDICE C – VIGAS COM RUPTURA POR ESCOAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

C.1 VIGA VCT1 – 14

C.1.1 Considerações iniciais

Para a viga VCT2 – 14, cujo modo de ruptura é por tração diagonal, com escoamento da armadura transversal, utilizou-se armadura longitudinal composta por 2 barras de 10 mm e um estribo de 4,2 mm vão de cisalhamento de 14 cm.



$$d = 12 - 1,5 - 0,42 - 0,5 = 9,58 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,42^2}{4} = 0,277 \text{ cm}^2$$

De acordo com os dados do ensaio realizado com as barras de aço no laboratório temos:

- Barra de 10 mm:

$$f_{yk} = 575,929 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{575,929}{210000} = 0,00274$$

- Barra de 4,2 mm:

$$f_{yk} = 809,964 \text{ MPa}$$

C.1.2 Determinação do domínio de deformação na flexão

Limite entre os domínios 2 e 3:

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 9,58 = 2,481 \text{ cm}$$

Limite entre os domínios 3 e 4:

$$\frac{x_{34}}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow x_{34} = \left(\frac{0,0035}{0,0035 + 0,00274} \right) \cdot 9,58 = 5,371 \text{ cm}$$

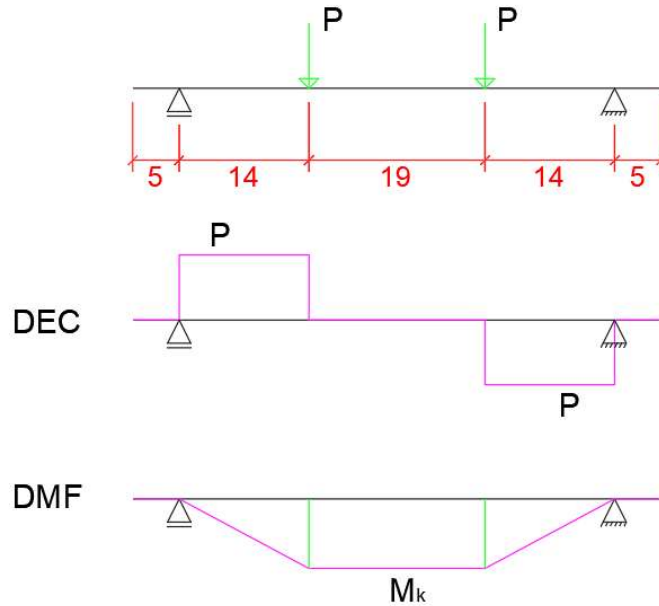
Posição da linha neutra:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,80 \cdot b_w \cdot f_{ck}} = \frac{1,571 \cdot 575,929}{0,80 \cdot 12 \cdot 25,84} = 3,64 \text{ cm}$$

$$2,481 < 3,64 < 5,371 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

C.1.3 Momento e carga máxima resistida na flexão

Análise isostática do ensaio:



O momento máximo atuante na viga, M_k será:

$$M_k = P \cdot 0,14$$

O momento máximo resistente da viga será:

$$M_k = A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_k = 1,571 \cdot 57,5929 \cdot (0,0958 - 0,4 \cdot 0,0364) = 7,347 \text{ kN.m}$$

Portanto a carga P será:

$$P = \frac{7,347}{0,14} = 52,479 \text{ kN}$$

C.1.4 Verificação da resistência ao cisalhamento e determinação do modo de ruptura

$$V_{sk} = 52,479 \text{ kN}$$

- Modelo de cálculo I

A força cortante resistida relativa à ruína da diagonal comprimida é dada por:

$$V_{Rk2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$V_{Rk ,I} = 0,27 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,58 = 71,9153 \text{ kN}$$

$$V_{Rk3,I} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto é calculada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot \frac{0,3 \cdot 25,84^{2/3}}{10} \cdot 12 \cdot 9,58 = 18,08 \text{ kN}$$

A parcela resistida pela armadura é calculada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywk}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,277}{14} \right) \cdot 0,9 \cdot 9,58 \cdot 80,9964 = 13,82 \text{ kN}$$

Portanto a resistência relativa à ruína por tração diagonal é:

$$V_{Rk ,I} = 13,82 + 18,08 = 31,9 \text{ kN}$$

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,I} = 31,900 \text{ kN} < V_{sk} = 52,479 \text{ kN} < V_{Rk2,I} = 62,280 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo I ocorrerá ruptura por tração diagonal, com carga $P = 31,9 \text{ kN}$.

A carga de ruptura registrada na prensa, é o dobro da carga P , sendo, portanto $2P = 63,82 \text{ kN}$

- Modelo de cálculo II

$$\alpha = 90^\circ \text{ e } \theta = 30^\circ$$

A força cortante resistida relativa à ruína da diagonal comprimida é dada por:

$$V_{Rk2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$V_{Rk2,II} = 0,54 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,58 \cdot \sin^2 30^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) \\ = 62,28 \text{ kN}$$

$$V_{Rk3} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto é dada por:

$$V_c = 4,0 \text{ kN}$$

A parcela resistida pela armadura é calculada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \\ V_{sw} = \left(\frac{0,277}{14} \right) \cdot 0,9 \cdot 9,58 \cdot 80,9964 \cdot \cot 30^\circ = 23,94 \text{ kN}$$

A resistência relativa à ruína por tração diagonal será:

$$V_{Rk3,II} = 4 + 23,94 = 27,94 \text{ kN}$$

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,II} = 27,94 \text{ kN} < V_{sk} = 52,48 \text{ kN} < V_{Rk2,II} = 62,28 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo II ocorrerá ruptura por tração diagonal, com carga $P = 27,94 \text{ kN}$.

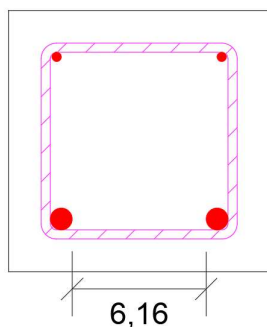
A carga de ruptura registrada na prensa, é o dobro da carga P , sendo, portanto $2P = 55,9 \text{ kN}$

C.1.5 Detalhamento da armadura longitudinal

- Armadura Comprimida

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot 12 \cdot 12 = 0,216 \text{ cm}^2 \leq 0,393 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 5,0 \text{ mm}$$

- Espaçamento da armadura de tração



$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi = 10 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot 1,9 = 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$61,6 \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 22,8 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

C.1.6 Detalhamento dos estribos

O comprimento dos estribos é calculado somando-se ao comprimento reto 3 curvas de 90° e dois ganchos retos. Para estribos com diâmetro menor que 10 mm, o diâmetro do pino de dobramento é $3 \cdot \phi_t$ e a ponta dos ganchos retos é de $10 \cdot \phi_t$. Para a viga VCT1 – 14 foram utilizados estribos com $\phi_t = 4,2 \text{ mm}$ com um cobrimento de 1,5 cm.

- Comprimento total de um estribo

$$l_{estr} \cong 43 \text{ cm}$$

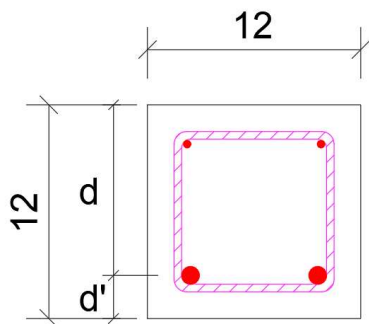
C.1.7 Carga de Fissuração

$$2P_r = 16,01 \text{ kN}$$

C.2 VIGA VCT2 – 14

C.2.1 Considerações iniciais

Para a viga VCT2 – 14, cujo modo de ruptura deve ser por tração diagonal, com escoamento da armadura transversal, utilizou-se armadura longitudinal composta por 2 barras de 10 mm e um estribo de 5 mm no vão de cisalhamento de 14 cm.



$$d = 12 - 1,5 - 0,5 - 0,5 = 9,50 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 0,393 \text{ cm}^2$$

De acordo com os dados do ensaio realizado com as barras de aço no laboratório temos:

- Barra de 10 mm:

$$f_{yk} = 575,929 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{575,929}{210000} = 0,00274$$

- Barra de 5,0 mm:

$$f_{yk} = 845,977 \text{ MPa}$$

C.2.2 Determinação do domínio de deformação na flexão

Limite entre os domínios 2 e 3:

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 9,50 = 2,461 \text{ cm}$$

Limite entre os domínios 3 e 4:

$$\frac{x_{34}}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow x_{34} = \left(\frac{0,0035}{0,0035 + 0,00274} \right) \cdot 9,50 = 5,326 \text{ cm}$$

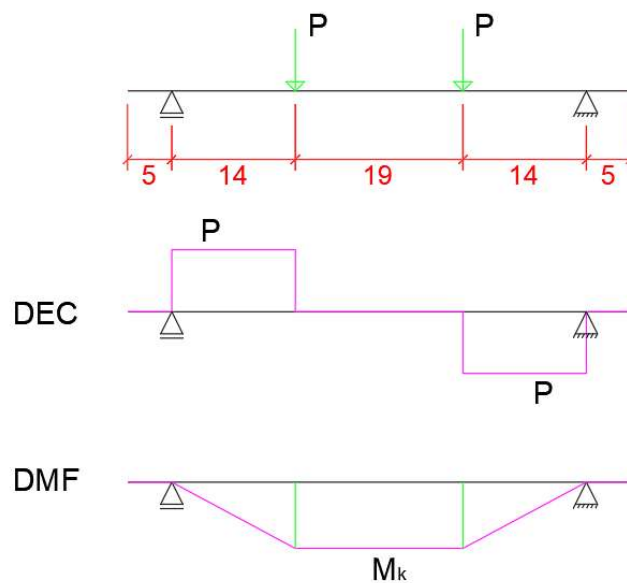
Posição da linha neutra:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,80 \cdot b_w \cdot f_{ck}} = \frac{1,571 \cdot 575,929}{0,80 \cdot 12 \cdot 25,84} = 3,64 \text{ cm}$$

$$2,461 < 3,64 < 5,326 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

C.2.3 Momento e carga máxima resistida na flexão

Análise isostática do ensaio:



O momento máximo atuante na viga, M_k será:

$$M_k = P \cdot 0,14$$

O momento máximo resistente da viga será:

$$M_k = A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_k = 1,571 \cdot 57,5929 \cdot (0,0950 - 0,4 \cdot 0,0364) = 7,274 \text{ kN.m}$$

Portanto a carga P será:

$$P = \frac{7,274}{0,14} = 51,96 \text{ kN}$$

C.2.4 Verificação da resistência ao cisalhamento e determinação do modo de ruptura

$$V_{sk} = 51,96 \text{ kN}$$

- Modelo de cálculo I

A força cortante resistida relativa à ruína da diagonal comprimida é dada por:

$$V_{Rk2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$V_{Rk2,I} = 0,27 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,50 = 71,31 \text{ kN}$$

$$V_{Rk3,I} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto é calculada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot \frac{0,3 \cdot 25,84^{2/3}}{10} \cdot 12 \cdot 9,50 = 17,94 \text{ kN}$$

A parcela resistida pela armadura é calculada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywk}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,393}{12} \right) \cdot 0,9 \cdot 9,50 \cdot 84,5977 = 20,29 \text{ kN}$$

Portanto a resistência relativa à ruína por tração diagonal é:

$$V_{Rk3,I} = 17,94 + 20,29 = 38,23 \text{ kN}$$

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,I} = 38,23 \text{ kN} < V_{sk} = 51,96 \text{ kN} < V_{Rk2,I} = 71,31 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo I ocorrerá ruptura por tração diagonal, com carga $P = 38,23 \text{ kN}$.

A carga de ruptura registrada na prensa, é o dobro da carga P , sendo, portanto $2P = 76,46 \text{ kN}$.

- Modelo de cálculo II

$$\alpha = 90^\circ \text{ e } \theta = 30^\circ$$

A força cortante resistida relativa à ruína da diagonal comprimida é dada por:

$$V_{Rk2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$\begin{aligned} V_{Rk2,II} &= 0,54 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,50 \cdot \sin^2 30^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) \\ &= 61,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{Rk3} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto é calculada por:

$$V_c = 4 \text{ kN}$$

A parcela resistida pela armadura é calculada por:

$$\begin{aligned} V_{sw} &= \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \\ V_{sw} &= \left(\frac{0,393}{12} \right) \cdot 0,9 \cdot 9,50 \cdot 82,0056 \cdot \cot 30^\circ = 35,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

A resistência relativa à ruína por tração diagonal será:

$$V_{Rk} = 4 + 35,14 = 39,14 \text{ kN}$$

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,II} = 39,14 \text{ kN} < V_{sk} = 51,96 \text{ kN} < V_{Rk2,II} = 61,76 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo II ocorrerá ruptura por tração diagonal, com carga $P = 39,14 \text{ kN}$.

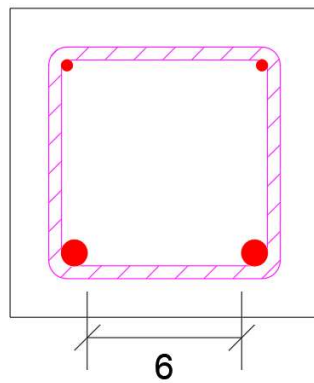
A carga de ruptura registrada na prensa, é o dobro da carga P , sendo, portanto $2P = 78,28 \text{ kN}$.

C.2.5 Detalhamento da armadura longitudinal

- Armadura Comprimida

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot 12 \cdot 12 = 0,216 \text{ cm}^2 \leq 0,393 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 5,0 \text{ mm}$$

- Espaçamento da armadura de tração



$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi = 10 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot 1,9 = 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$60 \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 22,8 \text{ mm} \end{cases} \quad OK!$$

C.2.6 Detalhamento dos estribos

O detalhamento dos estribos de 5 mm já foi descrito para a viga VCE1 – 10. Portanto tem-se o comprimento total do estribo:

$$l_{estr} = 43,85 \text{ cm} \cong 44 \text{ cm}$$

C.2.7 Carga de Fissuração

$$2P_r = 15,91 \text{ kN}$$

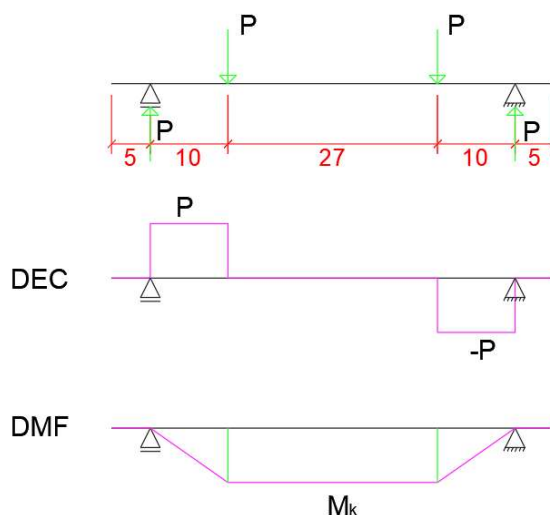
APÊNDICE D – CÁLCULO DAS VIGAS DE REFERÊNCIA

D.1 VIGA VFR1 – 10

D.1.1 Determinação da carga de ruptura

A viga VFR1 – 10 não apresenta armadura, sendo constituída apenas pelo concreto e sabe-se que sua ruptura será por flexão, com o surgimento de fissuras na parte inferior devido à pequena resistência do concreto à tração.

Inicialmente faz-se uma análise isostática do ensaio, para determinar o momento máximo atuante na viga, em função da carga aplicada.



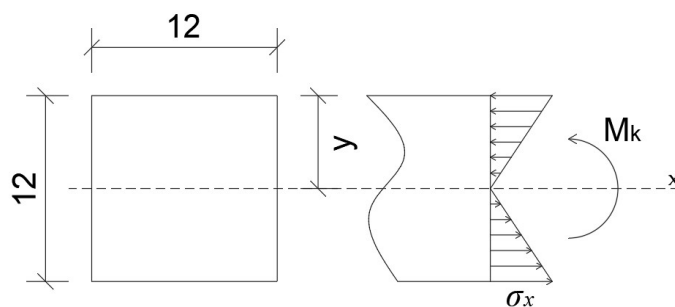
O momento máximo atuante na viga, M_k , ocorre na região central e é dado por:

$$M_k = P \cdot a$$

Onde

a é a distância entre o ponto de aplicação da carga e o apoio

Com o valor do momento máximo pode-se analisar as tensões normais máximas que surgem na seção transversal da viga.



Sabe-se que a tensão σ_x pode ser calculada por:

$$\sigma_x = \frac{M_k \cdot y}{I}$$

Onde

I é o momento de inércia em relação ao eixo x

y é a distância da fibra mais comprimida ou mais tracionada à linha neutra

Conforme já explicado, a viga sofrerá ruptura nas fibras inferiores, quando o concreto atingir sua resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$. Portanto, próximo à ruptura, σ_x será igual a $f_{ct,f}$.

$$f_{ct,f} = \frac{M_k \cdot y}{I}$$

Para encontrar a carga de ruptura teórica, P , deve-se conhecer a resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$. Esta pode ser obtida pelas equações abaixo, previstas na norma NBR 6118:2014, onde $f_{ct,sp}$ é a tensão obtida no ensaio de tração por compressão diagonal.

$$f_{ct} = 0,7 \cdot f_{ct,f}$$

$$f_{ct,m} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$$

Fazendo $f_{ct} \cong f_{ct,m}$, tem-se

$$0,7 \cdot f_{ct,f} = 0,9 \cdot 2,425$$

$$f_{ct,f} = 3,118$$

$$\frac{M_k \cdot y}{I} = 3,118$$

Como $y = h/2$,

$$M_k = P \cdot a \quad e$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Temos:

$$P = \frac{3,18 \cdot b \cdot h^2}{6 \cdot a}$$

Onde,

f_{ck} é a resistência característica do concreto em MPa

b é a largura média do corpo de prova, expressa em mm

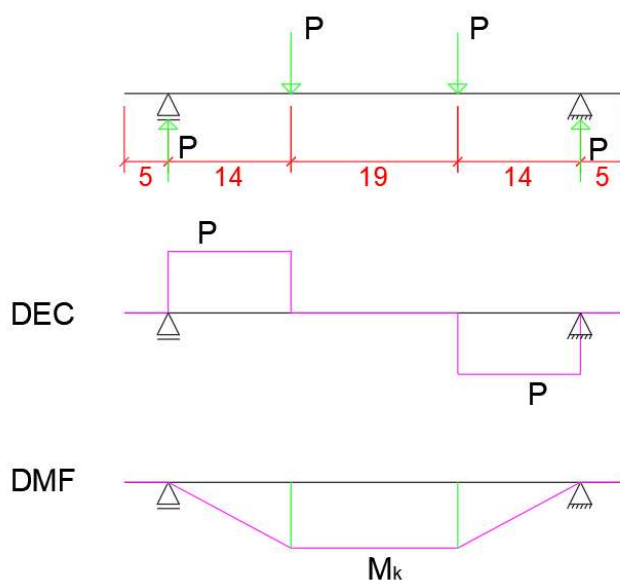
h é a altura média do corpo de prova, expressa em mm

Substituindo-se na equação acima os dados da viga VCR1, obtemos o valor de $P = 9,15$ kN. A carga de ruptura, a ser aplicada pela prensa será igual a $2P$, no valor de **18,3 kN**.

D.2 VIGA VFR2 – 14

D.2.1 Determinação da carga de ruptura

A determinação da carga de ruptura da viga VFR2 – 14 segue o mesmo procedimento já descrito para a viga VFR1 – 10, sendo a diferença apenas o local de aplicação da carga e consequentemente o vão de cisalhamento “ a ”.

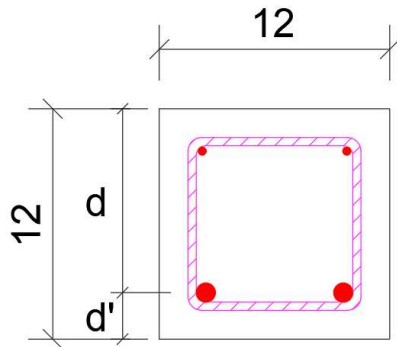


A máxima carga P encontrada é de 6,50 kN. Sendo a carga de ruptura aplicada pela prensa igual a **13,08 kN**.

D.3 VIGA VCR1 – 10

D.3.1 Considerações iniciais

A viga VCR1 – 10 apresenta apenas armadura de flexão, composta por 2 barras de 10 mm e estribos construtivos de 4,2 mm, que não contribuirão para a resistência ao cisalhamento. A aplicação da carga será feita com um vão de cisalhamento de 10 cm. Vale ressaltar que para todos os cálculos serão retirados os coeficientes de segurança. Portanto, temos:



$$d = 12 - 1,5 - 0,42 - 0,5 = 9,58 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1^2}{4} = 1,571 \text{ cm}^2$$

De acordo com os dados do ensaio realizado com as barras de aço no laboratório temos:

- Barra de 10 mm:

$$f_{yk} = 575,929 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{575,929}{210000} = 0,00274$$

D.3.2 Determinação do domínio de deformação na flexão

Limite entre os domínios 2 e 3:

$$x_{23} = 0,259 \cdot d = 0,259 \cdot 9,58 = 2,481 \text{ cm}$$

Limite entre os domínios 3 e 4:

$$\frac{x_{34}}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \rightarrow x_{34} = \left(\frac{0,0035}{0,0035 + 0,00274} \right) \cdot 9,58 = 5,371 \text{ cm}$$

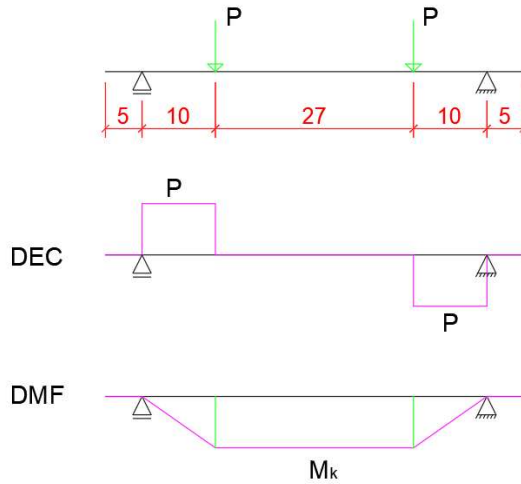
Posição da linha neutra:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{0,80 \cdot b_w \cdot f_{ck}} = \frac{1,571 \cdot 575,929}{0,80 \cdot 12 \cdot 25,84} = 3,64 \text{ cm}$$

$$2,481 < 3,64 < 5,371 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

D.3.3 Momento e carga máxima resistida na flexão

Análise isostática do ensaio:



O momento máximo atuante na viga, M_k será:

$$M_k = P \cdot 0,10$$

O momento máximo resistente da viga será:

$$M_k = A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_k = 1,571 \cdot 57,5929 \cdot (0,0958 - 0,4 \cdot 0,0364) = 7,347 \text{ kN.m}$$

Portanto a carga P será:

$$P = \frac{7,347}{0,10} = 74,47 \text{ kN}$$

D.3.4 Verificação da resistência ao cisalhamento e determinação do modo de ruptura

A força cortante máxima (V_{sk}) atuante na viga, de modo que não venha a romper por flexão é a força P, definida no item anterior.

$$V_{sk} = P = 74,47 \text{ kN}$$

- Modelo de cálculo I

A força cortante resistida relativa à ruína da diagonal comprimida é dada por:

$$V_{Rk, I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$V_{Rk2,I} = 0,27 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,58 = 71,94 \text{ kN}$$

A força cortante resistida relativa à ruína por tração diagonal é dada pela soma das parcelas do concreto, V_c , e da armadura transversal, V_{sw} .

$$V_{Rk3,I} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto é calculada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctk} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot \frac{0,3 \cdot 25,84^{2/3}}{10} \cdot 12 \cdot 9,58 = 18,086 \text{ kN}$$

A parcela resistida pela armadura será nula, pois os estribos serão colocados fora da região de cisalhamento.

Portanto a resistência relativa à ruína por tração diagonal é:

$$V_{Rk3,I} = 18,086 + 0 = 18,086 \text{ kN}$$

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,I} = 18,086 \text{ kN} < V_{Rk2,I} = 71,94 \text{ kN} < V_{sk} = 74,47 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo I, ocorrerá ruptura por tração diagonal. O valor máximo de P resistido pela viga é 18,086 kN e a carga de ruptura aplicada pela prensa (2P) será de **36,17 kN**.

- Modelo de cálculo II

Segundo o modelo de treliça clássica, o ângulo θ , relativo à inclinação da diagonal comprimida varia de 30° a 45°. Para os cálculos será utilizado o ângulo de 30°, de modo que poderemos avaliar os dois limites da norma com os resultados experimentais.

Os estribos serão verticais e, portanto, $\alpha = 90^\circ$.

A força cortante resistida relativa à ruína da diagonal comprimida é dada por:

$$V_{Rk2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

Onde, $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$.

$$\begin{aligned} V_{Rk2,II} &= 0,54 \cdot (1 - 25,84/250) \cdot 2,584 \cdot 12 \cdot 9,58 \cdot \sin^2 30^\circ \cdot (\cot 90^\circ + \cot 30^\circ) \\ &= 62,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

A força cortante resistida relativa à ruína por tração diagonal é dada pela soma das parcelas do concreto, V_c , e da armadura transversal, V_{sw} .

$$V_{Rk,II} = V_c + V_{sw}$$

A parcela resistida pelo concreto é calculada por:

$$V_c = 0.$$

Como as parcelas resistida pela armadura e pelo concreto são nulas, a resistência relativa à ruína por tração diagonal será, também, nula.

Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,II} = 0 \text{ kN} < V_{Rk2,II} = 62,28 \text{ kN} < V_{sk} = 74,47 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo II, ocorrerá ruptura por tração diagonal com carga de ruptura igual a 0.

D.3.5 Detalhamento dos estribos

O detalhamento dos estribos de 4,2 mm já foi descrito para a viga VCT1 – 14. Portanto tem-se o comprimento total do estribo:

$$l_{estr} = 42,80 \text{ cm} \cong 43 \text{ cm}$$

D.3.6 Carga de Fissuração

O cálculo da carga de fissuração é o mesmo para a viga VCE1-10

$$2P_r = 22,41 \text{ kN}$$

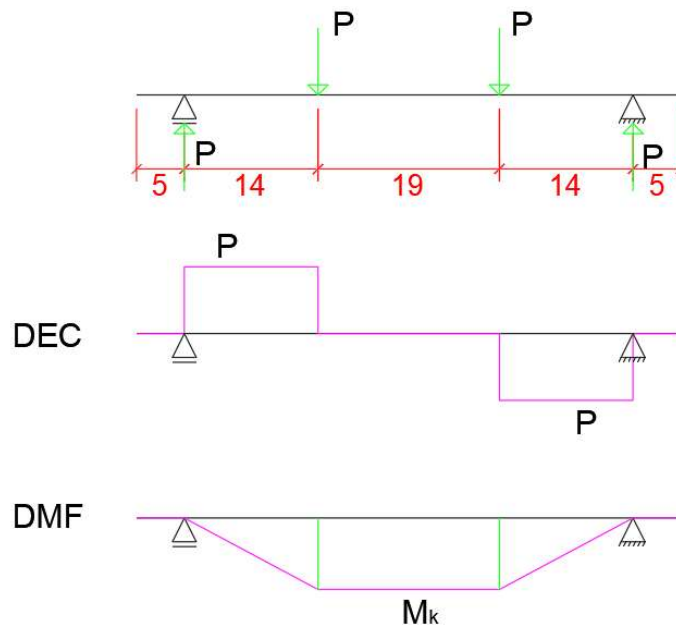
D.4 VIGA VCR2 – 14

D.4.1 Considerações iniciais

O cálculo da viga VCR2 – 14 é idêntico à viga VCR1 – 10, mudando-se apenas a posição do carregamento e consequentemente o vão de cisalhamento. O detalhamento da armadura longitudinal e dos estribos será o mesmo, não sendo necessário repeti-los. É necessário, porém, calcular sua carga de ruptura.

D.4.2 Momento e carga máxima resistida na flexão

Na figura abaixo temos o esquema estático da viga.



O momento máximo atuante na viga, M_k será:

$$M_k = P \cdot 0,14$$

O momento máximo resistente da viga será:

$$M_k = A_s \cdot f_{yk} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$M_k = 1,571 \cdot 57,5929 \cdot (0,0958 - 0,4 \cdot 0,0364) = 67,347 \text{ kN.m}$$

Portanto a carga P será:

$$P = \frac{7,347}{0,14} = 52,48 \text{ kN}$$

D.4.3 Verificação da resistência ao cisalhamento e determinação do modo de ruptura

A força cortante máxima (V_{sk}) atuante na viga, de modo que não venha a romper por flexão é a força P , definida no item anterior.

$$V_{sk} = P = 52,48 \text{ kN}$$

- Modelo de cálculo I

Os valores de $V_{Rk3,I}$ e $V_{Rk2,I}$ são iguais aos da viga VCR1 – 10. Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,I} = 18,09 \text{ kN} < V_{sk} = 52,48 \text{ kN} < V_{Rk2,I} = 71,91 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo I, ocorrerá ruptura por tração diagonal. O valor máximo de P resistido é 18,09 kN e a carga de ruptura aplicada pela prensa (2P) será de **36,18 kN**.

- Modelo de cálculo II

Para o modelo de cálculo II os valores de $V_{Rk,II}$ e $V_{Rk2,II}$ também são iguais aos da viga VCR1 – 10. Analisando o esforço cortante na ruptura por compressão diagonal, por tração diagonal e por flexão, tem-se:

$$V_{Rk3,II} = 0 \text{ kN} < V_{sk} = 52,48 \text{ kN} < V_{Rk2,II} = 62,28 \text{ kN}$$

Conclui-se que para o modelo II, ocorrerá ruptura por tração diagonal com carga de ruptura igual a 0.

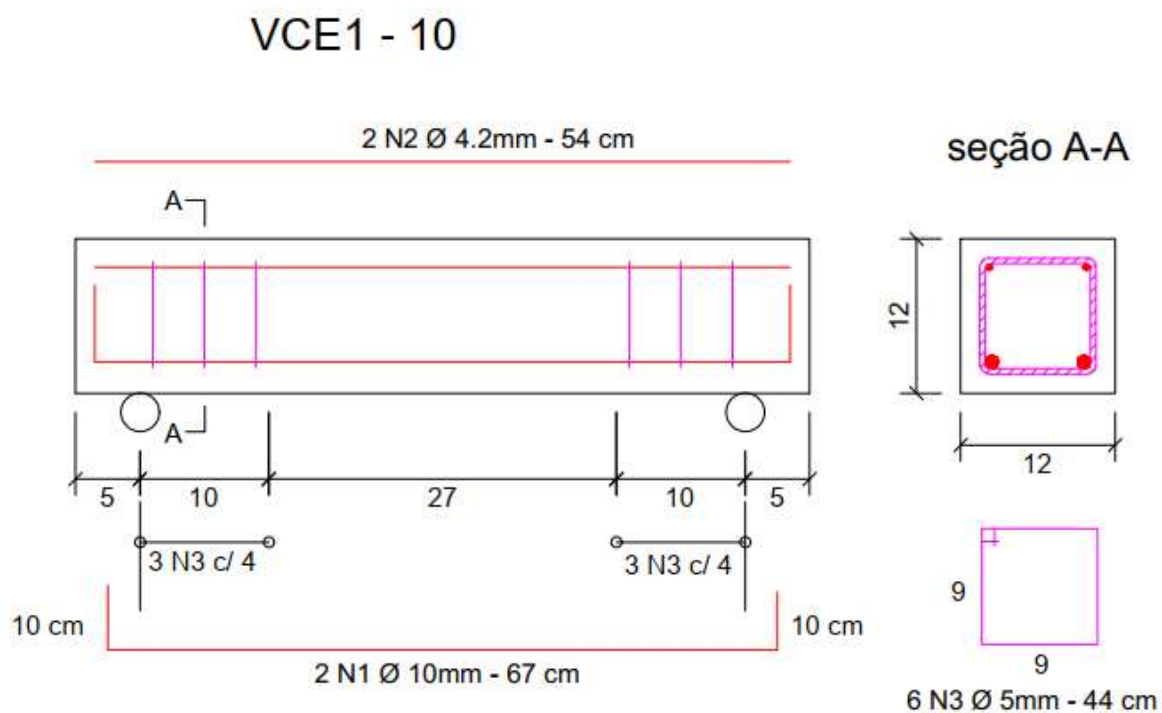
D.4.4 Carga de Fissuração

O cálculo da carga de fissuração é o mesmo para a viga VCE1-10

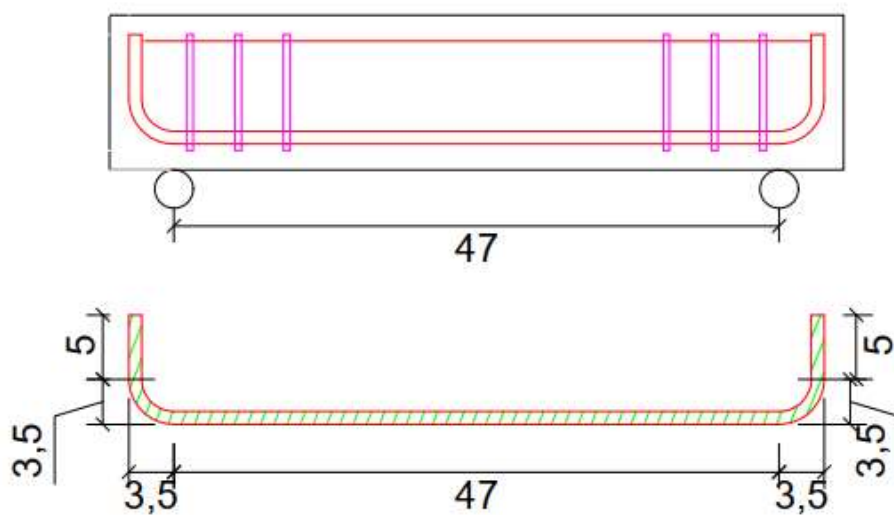
$$2P_r = 16,01 \text{ kN}$$

APÊNDICE E – DETALHAMENTO DAS PEÇAS

E.1 VIGA VCE1 – 10

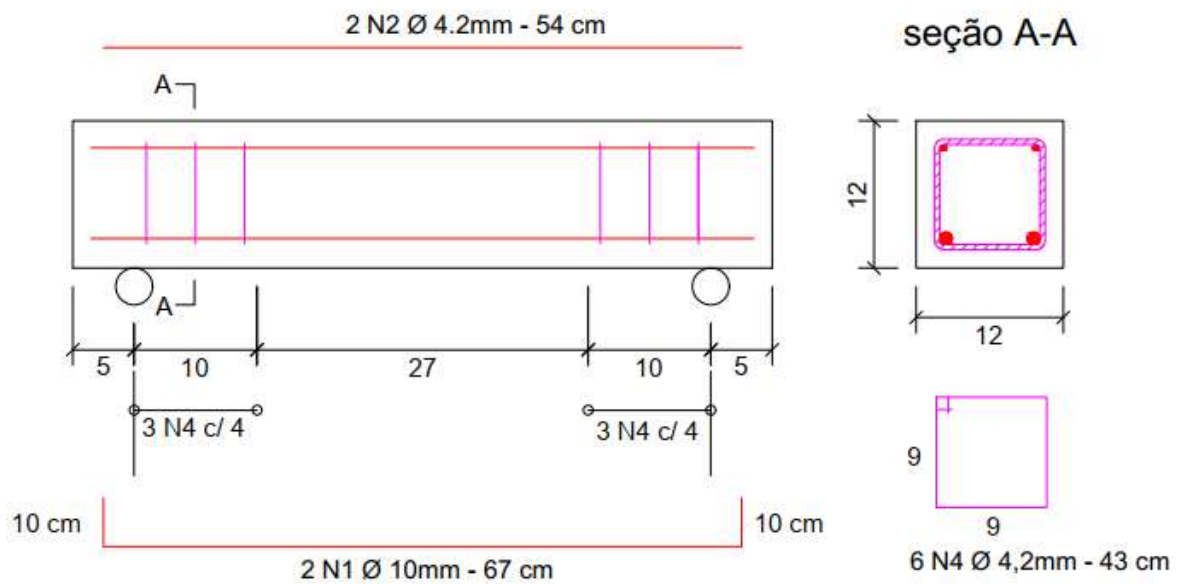


Detalhamento da vista lateral

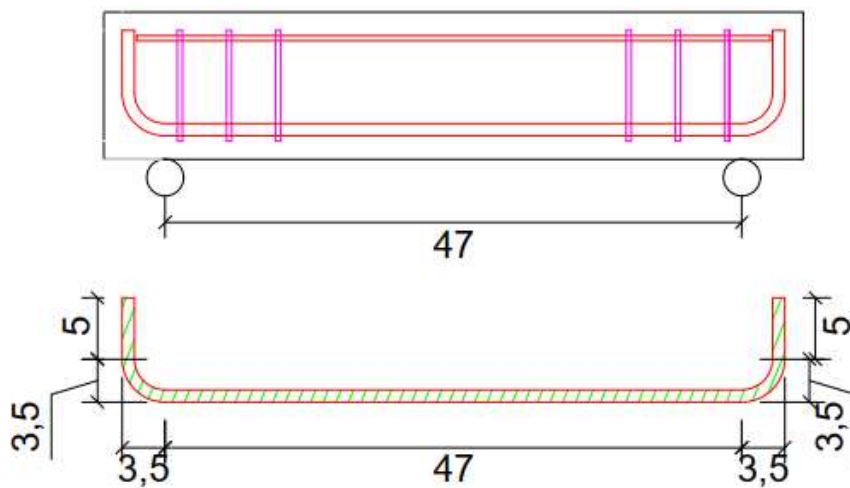


E.2 VIGA VCE2 – 10

VCE2 - 10

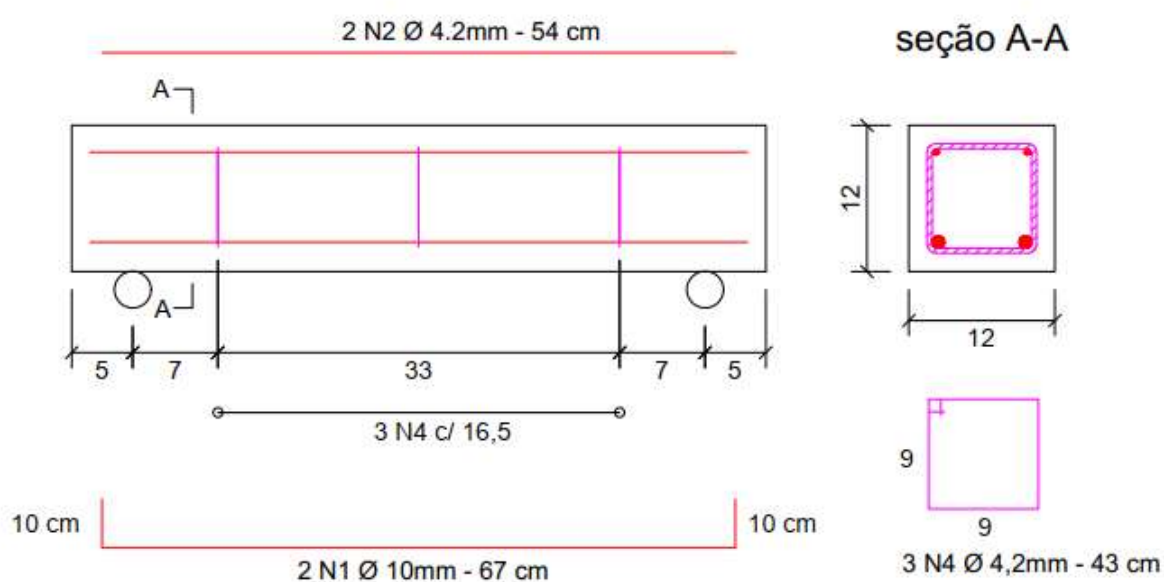


Detalhamento da vista lateral

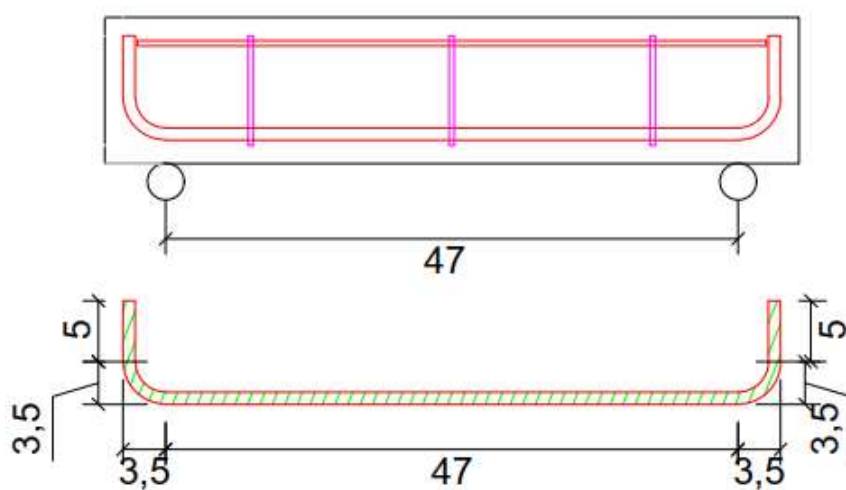


E.3 VIGA VCT1 – 14

VCT1 - 14

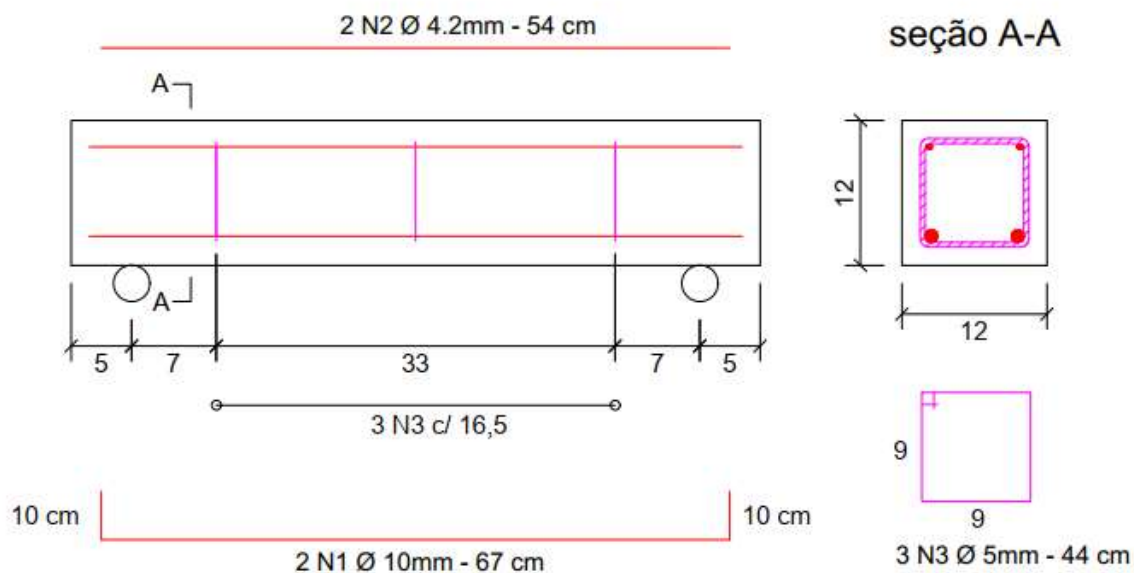


Detalhamento da vista lateral

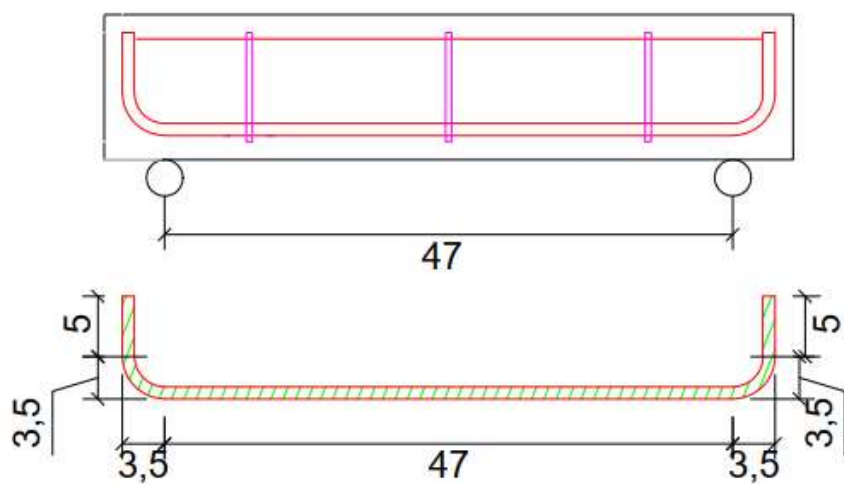


E.4 VIGA VCT2 – 14

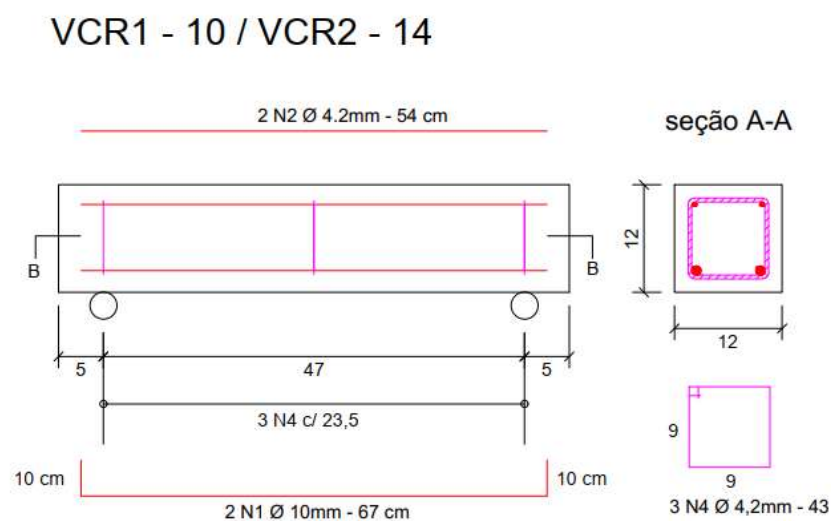
VCT2 - 14



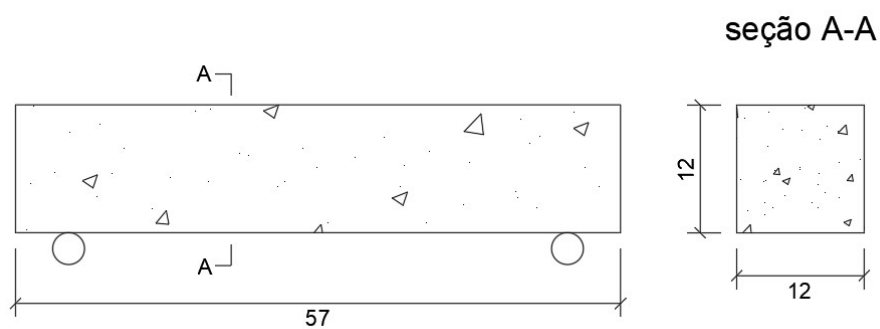
Detalhamento da vista lateral



E.1 VIGA VCR1 – 10 e VIGA VCR2 – 14



E.2 VIGA VFR1 – 10 e VIGA VFR2 – 14



APÊNDICE F – DEFINIÇÃO DO TRAÇO DO CONCRETO

F.1 DADOS INICIAIS

Conforme o item 3.3.1, deseja-se um concreto com resistência de 20 MPa aos 7 dias de idade. Para a definição do traço que proporciona este resultado optou-se por realizar um estudo de dosagem pelo método IPT. Este estudo consiste na concretagem de 3 traços de concreto iniciais com o mesmo teor de argamassa e mesmo abatimento, sendo um traço básico, com $m \cong 5$, um rico, com $m \cong 3,5$ e um pobre, com $m \cong 6,5$. As características de cada traço estão descritas na Tabela abaixo, bem como as quantidades de cada material utilizado.

Traço em massa	Número	RICO	PILOTO (BÁSICO)	POBRE
	1:m	1:3,4	1:4,66	1:5,62
	1:a:b1:b2:a/c	1:1,72:1,67:0,51	1:2,51:2,15:0,69	1:3,13:2,49:0,86
Teor de argamassa (%)		62,0%	62,1%	62,4%
Cimento (kg)		6,86	5,48	4,68
Areia (kg)		11,83	13,78	14,65
Brita (kg)		11,48	11,77	11,66
Água (kg)		3,52	3,79	4,02
Consumo de m³ de concreto	Cimento (kg)	473,93	361,01	303,03
	Água (litros)	243,02	249,26	260,21
Abatimento (mm)		80	80	70

Os materiais utilizados foram:

- Cimento CPV CIPLAN;
- Areia grossa da região de Faina e
- Brita 0 do tipo gnaiss.

O teor de argamassa é dado pela seguinte equação:

$$\alpha = \frac{1 + a}{1 + m}$$

Onde,

a é a proporção de agregado miúdo no traço (areia)

m é o total de agregados no traço (areia + brita)

F.2 CONSUMO DE CIMENTO

Para o cálculo do consumo de cimento utilizou-se as massas específicas dos materiais descritas na tabela abaixo. Destaque-se que não foram realizados ensaios de massa específica dos materiais e os valores utilizados na tabela são usuais para o tipo de material.

Material	Massa específica (Kg/dm ³)
areia	2,6
brita	2,7
cimento	3,15
água	1

Inicialmente determina-se o volume do traço, dividindo suas proporções pelas respectivas massas específicas. De posse do volume do traço, calcula-se o consumo de cimento por m³.

- Traço Rico (1:1,72:1,67:0,51)

$$V = \frac{1}{3,15} + \frac{1,72}{2,6} + \frac{1,67}{2,7} + \frac{0,51}{1} = 2,11 \text{ dm}^3 = 2,11 \text{ L}$$

Por regra de três, temos:

1 kg de cimento ----- 2,11 L de concreto

C ----- 1000 L (1 m³)

$$C = 473,93 \text{ Kg/m}^3$$

- Traço Básico (1:2,51:2,15:0,69)

$$V = \frac{1}{3,15} + \frac{2,51}{2,6} + \frac{2,15}{2,7} + \frac{0,69}{1} = 2,77 \text{ dm}^3 = 2,77 \text{ L}$$

Por regra de três, temos:

1 kg de cimento ----- 2,77 L de concreto

C ----- 1000 L (1 m³)

$$C = 361,01 \text{ Kg/m}^3$$

- Traço Pobre (1:3,13:2,49:0,86)

$$V = \frac{1}{3,15} + \frac{3,13}{2,6} + \frac{2,49}{2,7} + \frac{0,86}{1} = 3,30 \text{ dm}^3 = 3,30 \text{ L}$$

Por regra de três, temos:

1 kg de cimento ----- 3,30 L de concreto

C ----- 1000 L (1 m³)

$$C = 303,03 \text{ Kg/m}^3$$

F.3 DIAGRAMA DE DOSAGEM

Para cada traço foram moldados 8 corpos de prova, submetidos à cura úmida, afim de fazer o ensaio de resistência à compressão aos 3 e 7 dias de idade. A tabela abaixo apresenta os resultados obtidos nos ensaios.

					Compressão (MPa)	
	a/c	m	Cons. Cimento (Kg/m ³)	Idade	Individual	Média
Pobre	0,86	5,62	303,03	3	9,701	10,02
					10,023	
					10,106	
					10,257	
				7	12,166	12,37
					12,166	
					12,175	
					12,977	
Básico	0,69	4,66	361,01	3	14,546	14,86
					14,831	
					15,213	
					14,834	
				7	16,004	16,23
					17,191	
					17,744	
					14,677	
Rico	0,51	3,40	473,93	3	21,088	22,31
					22,977	
					23,508	
					21,682	
				7	24,164	25,16
					25,822	
					25,094	
					25,548	

De posse destes dados pode-se traçar o diagrama de dosagem para estes materiais. O diagrama é composto por 3 gráficos, sendo um deles a Lei de Abrams, que relaciona a resistência à compressão com a relação a/c através de uma equação com o seguinte formato:

$$F_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}}$$

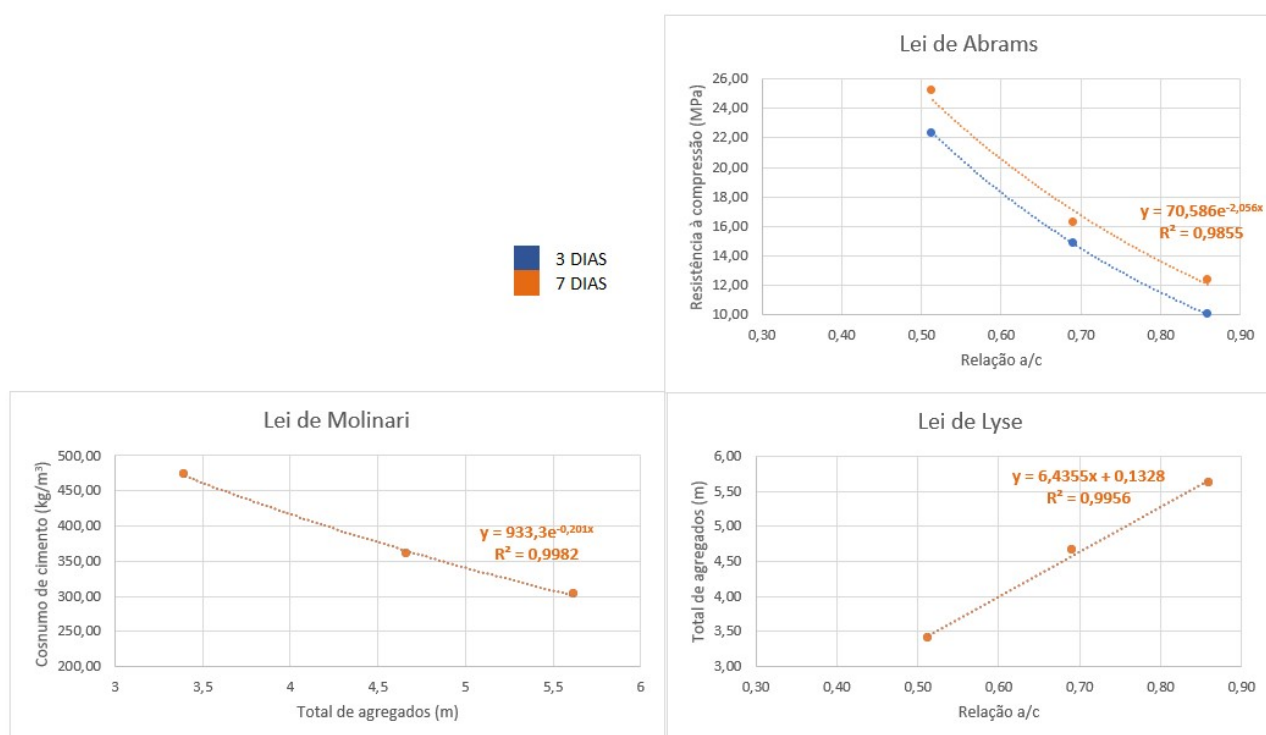
Onde k_1 e k_2 representam constantes e percebe-se que à medida que se aumenta a relação a/c , diminui-se a resistência à compressão de forma exponencial.

O segundo gráfico representa a Lei de Lyse, que relaciona o total de agregados com a relação a/c da seguinte forma:

$$m = K_3 \cdot a/c - K_4$$

E por fim o gráfico da Lei de Molinari, que relaciona o consumo de cimento com o total de agregados.

$$C = \frac{1000}{K_5 + K_6 \cdot m}$$



Montou-se o diagrama de dosagem para 3 e 7 dias. Para 7 dias chegou-se às seguintes equações para as 3 leis apresentadas:

- Lei de Abrams

$$F_c = \frac{70,586}{7,811^{a/c}}$$

- Lei de Lyse

$$m = 6,4355 \cdot a/c + 0,1328$$

- Lei de Molinari

$$C = \frac{1000}{0,294 + 0,534 \cdot m}$$

F.4 TRAÇO FINAL

A partir das três equações é possível obter o traço para qualquer resistência desejada. No caso deseja-se uma resistência de 20 MPa. Entrando com este valor na Lei de Abrams, encontra-se a relação a/c para o traço.

$$20 = \frac{70,586}{7,811^{a/c}}$$

$$a/c = 0,613$$

Utilizando o valor de a/c na Lei de Lyse encontra-se o total de agregados:

$$m = 6,435 \cdot 0,613 + 0,1328 = 4,08$$

Considerando um teor de argamassa de 62,1%, encontra-se as quantidades de areia e brita:

$$\alpha = \frac{1 + a}{1 + m} \rightarrow 0,621 = \frac{1 + a}{1 + 4,08} \rightarrow a = 2,15$$

$$a + b = m \rightarrow 2,15 + b = 4,08 \rightarrow b = 1,93$$

Portanto, de acordo com o ábaco, o traço que fornece um concreto com resistência de 20 MPa aos 7 dias é:

$$1: 2,15: 1,93: 0,61$$

Este traço foi testado apresentou uma resistência à compressão média de 20,56 MPa aos 7 dias de idade e, portanto, pode-se concluir que a dosagem atingiu um resultado bastante satisfatório. Conforme explicado no corpo do trabalho, a dosagem ficou comprometida para a confecção das peças devido a utilização de um cimento CPV de marca diferente no dia da concretagem final e por este motivo a resistência do concreto nos protótipos foi de 25,84 MPa.

- RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

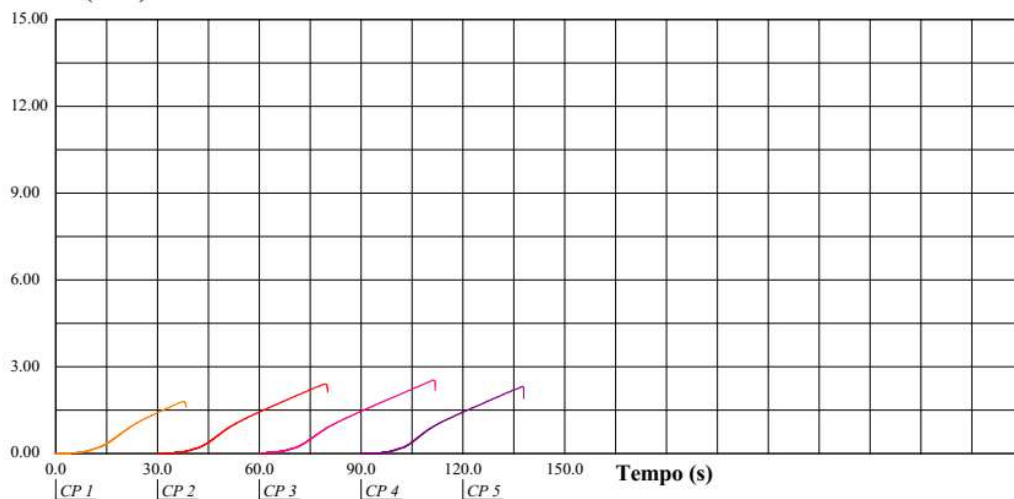
INSTITUTO FEDERAL DE GOIÁS - GOIÂNIA
LABORATÓRIO DE MACO

Relatório de Ensaio

Máquina: Emic DL60000 Célula: Trd 13 Extensômetro: - Data: 09/04/2019 Hora: 17:59:11 Trabalho nº 2712
Programa: Tesc versão 3.01 Método de Ensaio: IFG - Concreto - Comp Diametral (NBR 7222)
Ident. Amostra: >>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>>Amostra: TRACO FINAL 7 DIAS CP V ARI Local: IFG

Corpo de Prova	Idade	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Carregamento (MPa/s)	Força Máx (kN)	Tensão Máx (MPa)
CP 1	7 DIAS	100.00	200.00	0.05	56.718	1.805
CP 2	7 DIAS	100.00	200.00	0.05	75.676	2.409
CP 3	7 DIAS	100.00	200.00	0.05	79.889	2.543
CP 4	7 DIAS	100.00	200.00	0.05	72.987	2.323
Número CPs	0	4	4	4	4	4
Média	*	100.0	200.0	0.05000	71.32	2.270
Desv.Padrão	*	0.0000	0.0000	0.0000	10.14	0.3227
Coef.Var.(%)	*	0.0000	0.0000	0.0000	14.22	14.22
Mínimo	*	100.0	200.0	0.05000	56.72	1.805
Máximo	*	100.0	200.0	0.05000	79.89	2.543

Tensão (MPa)



OBS: Neste ensaio o corpo de prova CP1 foi desconsiderado, pois estava comprometido e apresentou resistência consideravelmente inferior aos demais.

