

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

NATÃN VARGAS DA SILVA

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS DE CÁLCULO PROPOSTOS PELA ABNT
NBR 6118:2014 PARA A DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO
EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

CAXIAS DO SUL

2022

NATÂN VARGAS DA SILVA

ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS DE CÁLCULO PROPOSTOS PELA NBR
6118:2014 PARA A DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO EM
VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a
Universidade de Caxias do Sul – UCS, como
parte das exigências para a obtenção do título
de Engenheiro Civil.

Orientador Prof. Me. Luciano Zatti.

CAXIAS DO SUL

2022

NATÃN VARGAS DA SILVA

ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS DE CÁLCULO PROPOSTOS PELA ABNT
NBR 6118:2014 PARA A DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO
EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado a
Universidade de Caxias do Sul – UCS, como
parte das exigências para a obtenção do título
de Engenheiro Civil.

Orientador Prof. Me. Luciano Zatti.

Aprovado em 08 / 07 / 2022

Banca examinadora

Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul – UCS

RESUMO

Este trabalho analisou as áreas de aço obtidas ao calcular o comportamento de vigas retangulares de concreto armado, quando dimensionadas para resistir às forças cortantes atuantes na estrutura, que foram analisadas no estado limite último desses elementos lineares. Visto que, teve como base as condições fixadas pelos dois modelos de cálculos da ABNT NBR 6118:2014, sendo pressuposto a analogia do modelo em treliça, de banzos paralelos e ângulos das bielas variáveis de acordo com o modelo de cálculo adotado, associado a mecanismos resistentes complementares gerados no interior do elemento estrutural. Além de que, a análise resultante desse trabalho permitiu compreender melhor o comportamento interno das tensões nas vigas de concreto armado, começando desde o carregamento até o deslocamento dos esforços para os apoios. Por fim, os resultados demonstram variações significativas de economia ao variar o ângulo θ , sendo necessário respeitar os critérios de segurança, permitindo apresentar na conclusão as melhores condições de aplicações dos modelos de cálculos expostos em normativa técnica.

Palavras-chaves: Áreas de aço. Forças cortantes. Modelos de cálculos. Vigas de concreto armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Compressão.....	16
Figura 2 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I).....	17
Figura 3 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)	18
Figura 4 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)	18
Figura 5 - Diagrama retangular	19
Figura 6 - Diagrama tensão-deformação do aço.....	20
Figura 7 - Cobrimento da armadura	21
Figura 8 - A viga com representação de treliça	26
Figura 9 - Analogia da treliça clássica para as forças atuantes internamente.....	26
Figura 10 - Analogia da treliça generalizada para as forças atuantes internamente.....	28
Figura 11 - Valores para V_{c1}	32
Figura 12 - Seção transversal das vigas.....	34
Figura 13 - Fluxograma de análise	36
Figura 14 - Modelo de Cálculo II - Relação $A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,II}(45^\circ)$	38
Figura 15 - Relações de Economia $A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,I}$ e $A_{sw,I} / A_{sw,II}(\theta)$	40
Figura 16 - Relação $VR_{d2,II} / VR_{d2,I}$	41

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de resistências segundo a ABNT NBR 8953.....	14
Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	15
Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	22
Tabela 4 - Relação das áreas de aço dos dois modelos ($A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,I}$).....	39

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_s'	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A_{sw}	Área da seção transversal dos estribos de força cortante
b_w	Largura da alma de uma viga
d	Altura útil
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
VBA	Visual Basic for Applications
V_c	Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça
V_{c0}	Valor de referência para V_c , quando $\theta = 45^\circ$
V_{c1}	Valor de referência para V_c , quando $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
V_{Rd}	Força cortante resistente de cálculo
V_{Rd2}	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
V_{Rd3}	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo
V_{sw}	Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal
α	Ângulo de inclinação das bielas tracionadas
θ	Ângulo de inclinação das bielas comprimidas
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço
f_{ywk}	Resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	10
1.1.	DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	11
1.2.	QUESTÃO DE PESQUISA.....	11
1.3.	OBJETIVO GERAL	11
1.4.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
1.5.	HIPÓTESE	11
1.6.	PREMISSAS/DELIMITAÇÕES.....	12
1.7.	DELINEAMENTO.....	12
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1.	COMPORTAMENTO DO CONCRETO.....	13
2.1.1	Resistência à Compressão	13
2.1.2	Classes de Resistência.....	14
2.1.3	Classes de Agressividades	15
2.1.4	Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Compressão.....	15
2.2.	ESTÁDIOS DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO	16
2.2.1	Estádio I.....	17
2.2.2	Estádio II	17
2.2.3	Estádio III.....	18
2.3.	COMPORTAMENTO DO AÇO	19
2.3.1	Diagrama Tensão-Deformação do Aço.....	19
2.4.	CONCRETO ARMADO	20
2.4.1	Cobrimento.....	21
2.4.2	Estado de Limite de Serviço.....	22
2.4.3	Estado Limite Último	22
2.4.4	Ações em Elementos Lineares	23
2.4.5	Distribuição de Cargas	24
2.4.6	Elementos Estruturais	24
2.4.7	Considerações Sobre Vigas	25
2.4.8	Analogia da Treliça Clássica de Ritter-Mörsch.....	25
2.4.9	Analogia da Treliça Generalizada.....	27
2.4.10	Modelo de Cálculo I.....	30

2.4.11	Modelo de Cálculo II	31
2.4.12	Espaçamento Entre Estribos	32
3.	METODOLOGIA.....	34
3.1.	PONDERAÇÕES DE CÁLCULO	34
3.2.	FLUXOGRAMA DE ANÁLISE	35
3.3.	SOFTWARE UTILIZADO	37
4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	38
4.1.	RESULTADOS DO MODELO DE CÁLCULO II.....	38
4.2.	RELAÇÃO ENTRE AS ÁREAS DE AÇO DOS MODELOS ESTUDADOS	39
4.3.	ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA	41
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	42
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	43

1. INTRODUÇÃO

As edificações estão ficando cada vez mais complexas exigindo do engenheiro calculista um conhecimento mais amplo para dimensionar e analisar os elementos estruturais. O engenheiro precisa obter bons resultados em seus dimensionamentos para atingir os parâmetros exigíveis de um bom projeto. Esses resultados englobam tanto a segurança e a vida útil da edificação, quanto os custos envolvidos na construção dos empreendimentos. Para que essas exigências sejam alcançadas, o profissional de engenharia precisa entender os diferentes modelos normativos disponibilizados, e saber suas vantagens e desvantagens.

Pensando na necessidade de ampliar as informações disponibilizadas aos profissionais da área, as pesquisas que apresentam estudos de normativas complexas e tentam sanar possíveis lacunas são fundamentais. Dessa forma, surgiu esse trabalho, que ao analisar os diferentes modelos normativos relacionados ao dimensionamento de elementos estruturais apresentados pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), encontrou na ABNT NBR 6118:2014, mais especificamente no item 17.4, um exemplo de dois modelos que a norma deixa a critério do profissional habilitado escolher qual aplicar. O item mencionado apresenta dois modelos para dimensionar as armaduras transversais de elementos lineares sujeitos à força cortantes no estado limite último, o modelo de cálculo I baseado na treliça clássica e o modelo de cálculo II baseado na treliça genérica. Apesar de ambos considerarem o comportamento da viga análogo ao de uma treliça de banzos paralelos, observa-se que cada modelo apresenta suas próprias condições de cálculo. Visto que, adotam diferentes ponderações e, portanto, podem apresentar diferentes resultados.

O trabalho consistiu em calcular a armadura transversal (A_{sw}) em vigas de concreto armado para uma determinada classe de concreto, com variação dos ângulos θ de inclinação das bielas comprimidas entre $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, modelo de cálculo II, e no outro os ângulos são fixados a 45° , referindo-se ao modelo de cálculo I. Apesar de ser possível variar os ângulos das bielas tracionadas, o trabalho utilizou a inclinação de 90° para os dois modelos, pois ângulos diferentes desse não são usuais, devido às dificuldades de montagem das armaduras e do controle do ângulo de estribos que não são verticais (DUARTE, 2005).

Dessa forma, o presente trabalho buscou analisar esses dois modelos de modo que profissionais da área de engenharia, possam ter algum embasamento teórico de aplicabilidade. Uma vez que, a norma não especifica as aplicações para cada modelo, deixa

ao critério do projetista escolher o melhor método, permitindo diferentes abordagens teóricas, referente aos resultados de aplicação. Com isso, o objetivo proposto de analisar as diferenças obtidas no dimensionamento das armaduras para resistir à força cortante em vigas de concreto armado, quando dimensionadas pelos dois modelos, se justifica ao tentar estabelecer parâmetros teóricos das diferentes abordagens.

1.1. DELIMITAÇÃO DO TEMA

Análise comparativa das armaduras de cisalhamento gerada para vigas de concreto armado, pelos modelos de cálculo I e II apresentados na ABNT NBR 6118:2014.

1.2. QUESTÃO DE PESQUISA

Existem diferenças significativas nas áreas de aço obtidas ao dimensionar vigas de concreto armado, sujeitas à força cortante, pelos modelos de cálculo I e II apresentados na ABNT NBR 6118:2014?

1.3. OBJETIVO GERAL

Analisar as diferenças obtidas nos dimensionamentos das áreas de aço para resistir à força cortante em vigas de concreto armado, quando dimensionadas pelos dois modelos de cálculo apresentados na ABNT NBR 6118:2014.

1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) identificar as limitações normativas para os ângulos de inclinação de cada modelo de cálculo;
- b) fazer os cálculos para obtenção das áreas de aço necessárias para resistir aos esforços de cisalhamento em vigas de concreto armado, empregando o modelo de cálculo I e II;
- c) analisar as áreas de aço resultantes dos cálculos;
- d) verificar a relação do consumo de aço com a variação dos ângulos adotados na inclinação das diagonais comprimidas;

1.5. HIPÓTESE

Ao utilizar menores ângulos θ de inclinação para as diagonais comprimidas, ocorrerá uma diminuição nas áreas de aço resultantes, quando adotado os parâmetros e

variáveis do Modelo de Cálculo II. Sendo que, os menores consumos de aço para as armaduras serão apresentados ao utilizar o ângulo θ de 30° .

1.6. PREMISSAS/DELIMITAÇÕES

A análise dos dados das áreas de aço resultantes se dará a partir dos cálculos que serão realizados por meio do *software* Microsoft Excel, utilizando as formulações apresentadas em normativas técnicas brasileiras de concreto armado. Sendo que, em todos os casos, as vigas possuirão seções transversais retangulares e serão submetidas à flexão normal simples, sendo todas isostáticas com cargas distribuídas. As larguras das seções transversais (b_w) serão de 12, 15 e 19 cm, respeitando o valor mínimo estabelecido pela normativa, e para a altura útil (d) o trabalho considerará valores de 20 a 50 cm, variando de 5 em 5 cm. Para as classes de concreto será adotado C20, C25, C30 e C35, presentes no grupo I das classes de resistência de concretos estruturais.

1.7. DELINEAMENTO

Na primeira etapa do trabalho realizou-se uma pesquisa em normativas técnicas vigentes e bibliografias relevantes. Em seguida, o assunto norteador desse trabalho foi introduzido ao leitor, e logo após apresentado por meio da revisão bibliográfica fundamentada nos conhecimentos teóricos adquiridos. Portanto, é possível estabelecer as diretrizes e expor os métodos para realizar os cálculos, que serviram de base para a análise dos dados necessários para concluir as etapas e conclusão deste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta a revisão bibliográfica relevante para abordar o item 17.4.2, da ABNT NBR 6118:2014, o qual apresenta dois modelos de cálculos para a determinação da armadura de cisalhamento de elementos lineares submetidos à força cortante. Esses modelos adotam a teoria da treliça clássica de Ritter-Mörsch e da treliça generalizadas, para estruturas de concreto armado.

2.1. COMPORTAMENTO DO CONCRETO

Conforme Pinheiro (2010), o concreto é o resultado da mistura em proporções harmônicas de cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo, sendo empregado em muitos casos algum tipo de aditivo. Como características comuns das misturas, o concreto apresenta um comportamento frágil, quando exposto a deformações, além de boa resistência à compressão e baixa resistência à tração.

2.1.1 Resistência à Compressão

Conforme Mehta e Monteiro (1994) a resistência de um elemento é sua capacidade de resistir à tensão sem se romper, sendo que no concreto é avaliado a tensão máxima que uma amostra pode suportar sem gerar a ruptura, mesmo sem apresentar sinais visíveis de fratura externa. A resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) é determinada em ensaios com corpos de prova padronizados, sendo mais comumente utilizados os de 10cm de diâmetro por 20cm de altura e os de 15cm de diâmetro por 30cm de altura (ABNT NBR 5738, 2015).

Com os dados obtidos nos ensaios, é possível elaborar um gráfico de distribuição normal ao relacionar os valores de resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) versus a quantidade de corpos de provas empregados. Essa relação se utiliza da Curva Estatística de Gauss ou Curva de Distribuição Normal, que proporciona encontrar a resistência média do concreto à compressão (f_{cm}) e a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) por meio da Equação 1, sendo “s” o desvio padrão.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65s \quad (1)$$

O valor estipulado de resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) apresenta uma confiabilidade de 95%, que estará dentro do intervalo admitido da resistência característica para 28 dias. Com este valor, os engenheiros calculistas devem

aplicar o coeficiente de ponderação das resistências, conforme Equação 2, para considerar a variabilidade da resistência dos materiais acarretando numa redução de seus valores originais (ABNT NBR 6118, 2014).

$$fcd = \frac{fck}{\gamma_c} \quad (2)$$

2.1.2 Classes de Resistência

Conforme a norma brasileira ABNT NBR 8953:2015 é possível classificar os concretos para uso estrutural em dois grupos de resistência, em função da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}). Na Tabela 1 é apresentado as referidas classes e suas respectivas resistência à compressão. Os valores indicados nas classes de concreto, representam a resistência característica à compressão especificada para a idade de 28 dias, em MPa.

Tabela 1 - Classes de resistências segundo a ABNT NBR 8953

GRUPO	CLASSE	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO (MPa)	GRUPO	CLASSE	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO (MPa)
I	C20	20	II	C55	55
	C25	25		C60	60
	C30	30		C70	70
	C35	35		C80	80
	C40	40		C90	90
	C45	45		C100	100
	C50	50			

Fonte: ABNT NBR 8953 (2015).

A norma brasileira ABNT 6118:2014 destaca que o valor mínimo da resistência à compressão deve ser de 20MPa para concretos apenas com armadura passiva (armado) e

25MPa para concretos com armadura ativa (protendido). Ademais, a resistência à compressão de 15 MPa pode ser utilizada apenas em concreto magro e em obras provisórias. É importante destacar que a ABNT NBR 6118:2014 se aplica aos concretos compreendidos nas classes de resistência dos grupos I e II, da ABNT NBR 8953, até a classe C90.

2.1.3 Classes de Agressividades

No item 6.4 da ABNT NBR 6118:2014 é definido que a classe de agressividade do ambiente está relacionada a fatores físicos e químicos que atuam sobre estruturas de concreto, independente das ações mecânicas. A partir da Tabela 2 deste trabalho, retirada da normativa, é possível classificar em qual classe de agressividade ambiental o projeto se enquadra, utilizando o tipo de ambiente em que a estrutura ou suas partes estão expostas.

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I	Fraca	Rural Submersa
II	Moderada	Urbana ^{a, b} Marinha ^a	Pequeno
III	Forte	Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

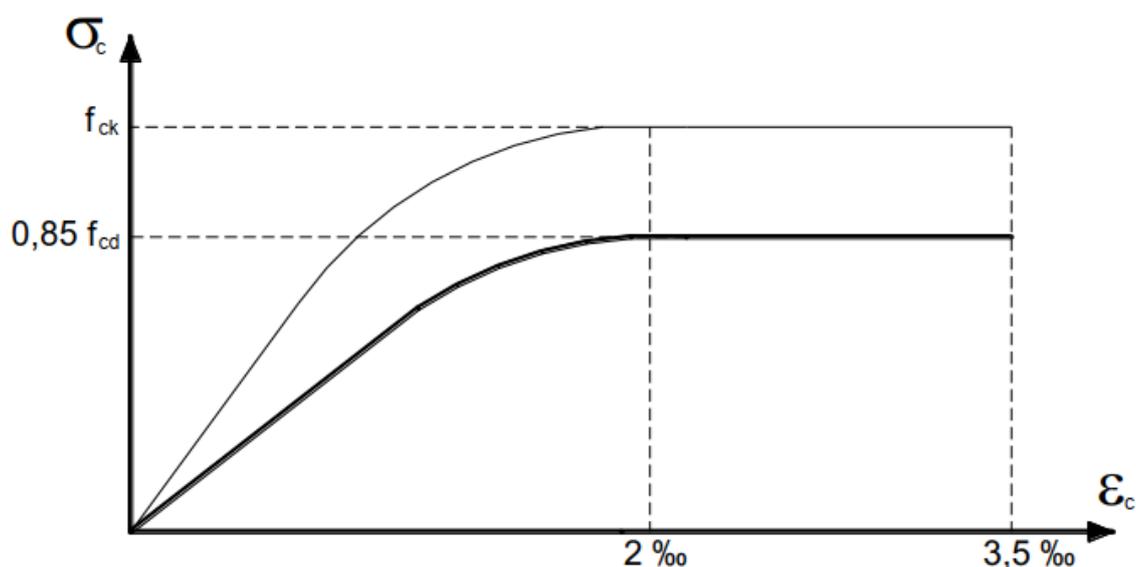
Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

2.1.4 Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Compressão

São muitas as variáveis para a determinação das distribuições de tensões em estruturas de concreto quando próximas da ruptura, nas seções submetidas à compressão e à flexão, assim, é impossível conseguir uma única distribuição real de tensões que possa

ser aplicada em todas as situações existentes (NOGUEIRA; RODRIGUES, 2020). Não obstante, a bibliográfica considera um diagrama simplificado, expresso na Figura 1, o qual permite determinar, com precisão suficiente para a prática, a solicitação de ruptura de uma seção qualquer nas condições mais desfavoráveis. Segundo Carvalho (2013), essa convenção, considera que com a idade de 28 dias o elemento estrutural ou uma parte já está em condição de poder resistir à combinação mais desfavorável dos carregamentos.

Figura 1 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto à Compressão



Fonte: Nogueira; Rodrigues (2020).

O diagrama simplificado, conforme está ilustrado na Figura 1, é composto por uma parábola do 2º grau que passa pela origem e para concretos de classe até 50MPa tem seu vértice no ponto de abscissa 2 ‰ e ordenada $0,85 f_{cd}$ e de uma reta entre as deformações 2 ‰ e 3,5 ‰, tangente à parábola é paralela ao eixo das abscissas (ABNT NBR 6118, 2014).

2.2. ESTÁDIOS DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

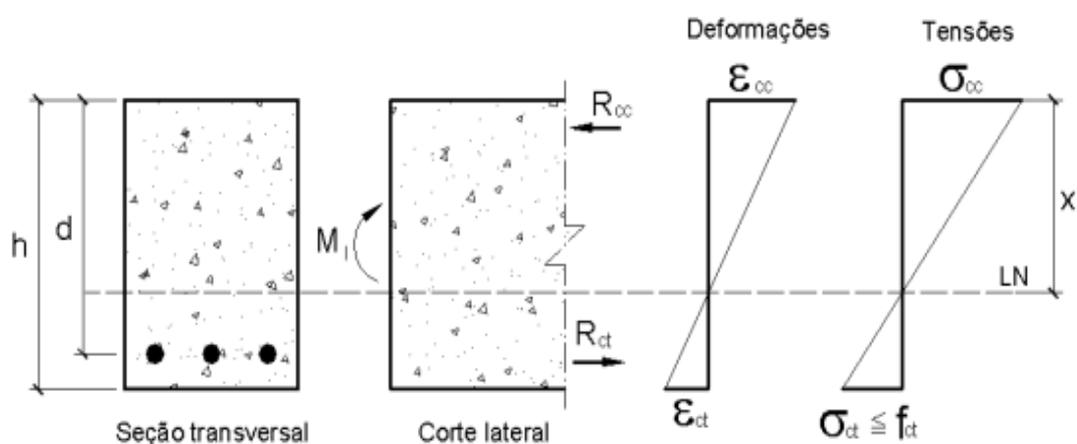
Os estádios apresentam relação com o diagrama tensão-deformação, sendo diferenciados por três fases de comportamento do concreto quando submetidas a solicitações, desde o carregamento inicial até a ruptura (PINHEIRO, 2007).

2.2.1 Estádio I

O estágio I é caracterizado pelo início do carregamento. Posto que, o concreto consegue resistir às tensões de tração, uma vez que, as tensões normais que surgem são de baixa grandeza.

Conforme apresentado na Figura 2, é possível validar a lei de Hooke, visto que, considera-se um diagrama linear de tensões ao longo da seção transversal da peça (PINHEIRO, 2017).

Figura 2 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)



Fonte: Pinheiro (2017).

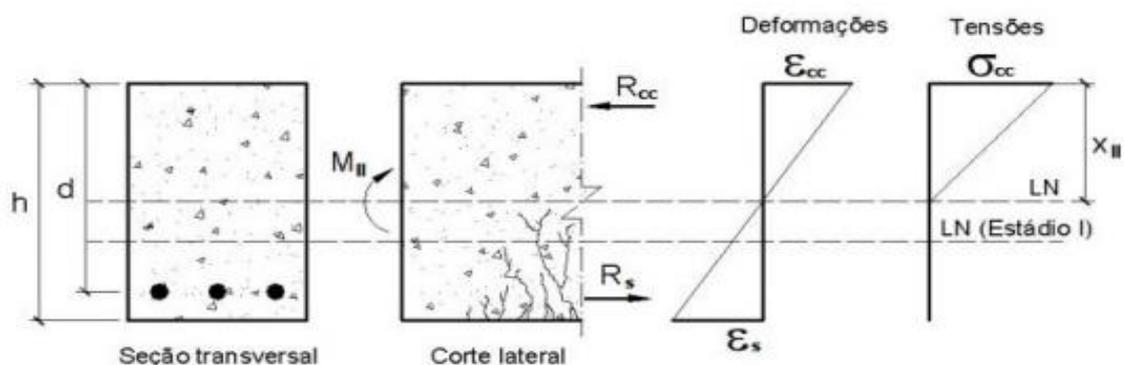
Ao considerar a baixa resistência do concreto à tração, se comparada com a resistência à compressão, percebe-se a inviabilidade de utilizar esse estágio para um possível dimensionamento. Pode-se definir o término dessa fase, quando a seção apresenta a primeira fissura junto à face tracionada.

Ademais, sendo possível calcular com segurança a armadura mínima, de modo que esta seja capaz de absorver as tensões causadas por momento fletor de mesma magnitude (PINHEIRO, 2010).

2.2.2 Estádio II

Conforme Pinheiro (2017), neste nível de solicitação a seção se encontra fissurada na região de tração, pois o concreto não resiste mais à essa tensão. Dessa forma, a contribuição do concreto tracionado deve ser desprezada. Entretanto, permanecendo válida a lei de Hooke, visto que, a parte comprimida ainda mantém um diagrama linear de tensões, como pode ser observado na Figura 3.

Figura 3 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)



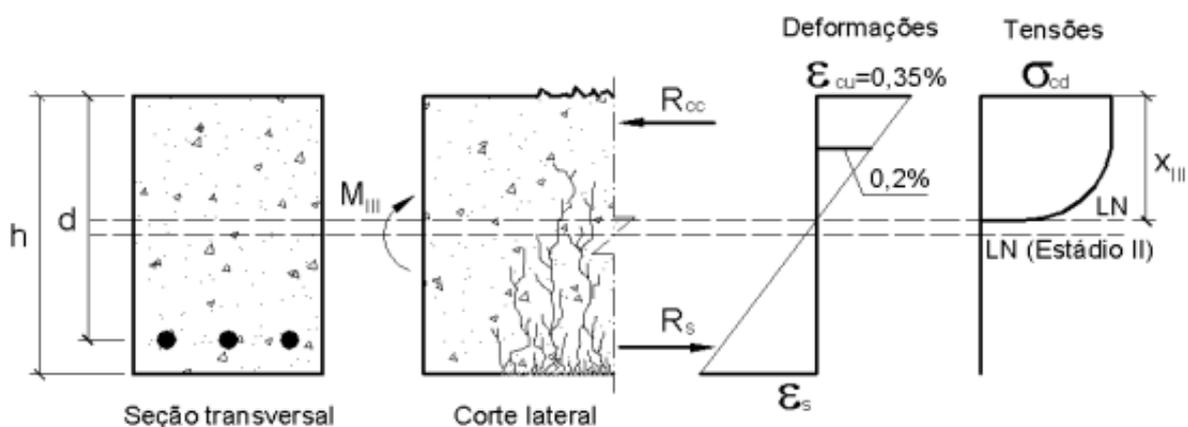
Fonte: Pinheiro (2017).

Com o avanço do carregamento, as fissuras e a linha neutra se deslocam no sentido da borda comprimida, e a tensão na armadura cresce, podendo atingir o escoamento. Essa fase é considerada para a verificação do Estado Limite de Serviço, caracterizando o seu término com o início da plastificação do concreto comprimido (PINHEIRO, 2017).

2.2.3 Estádio III

No estágio III, conforme apresentado na Figura 4, o concreto está em uma região de iminência da ruptura, por estar em uma zona comprimida que se encontra plastificada. Nesse estágio os materiais não obedecem mais a Lei de Hooke (PINHEIRO, 2007).

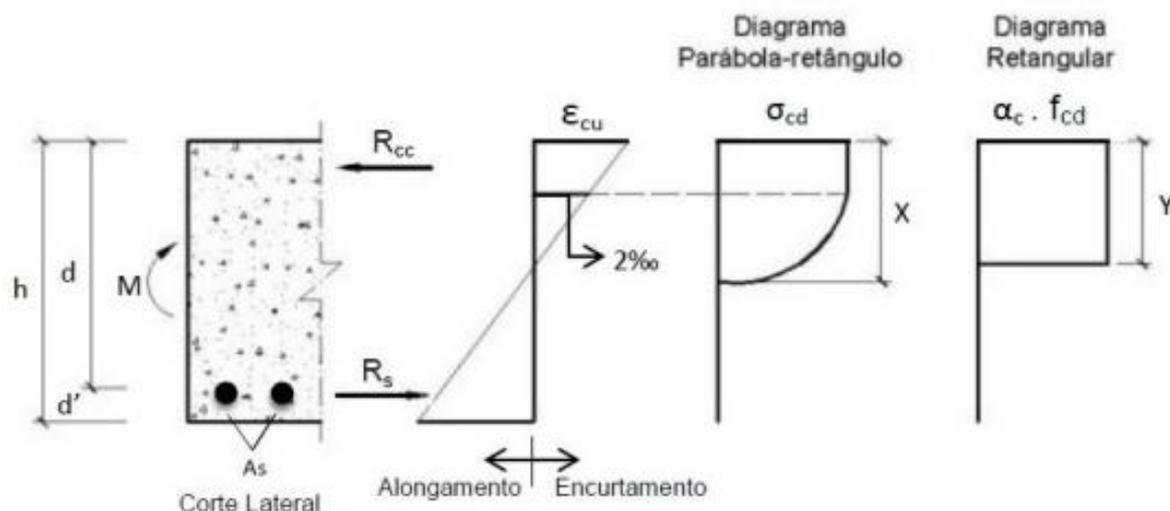
Figura 4 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III)



Fonte: Pinheiro (2017)

Em concordância com a ABNT NBR 6118:2014, é permitido que se use um diagrama retangular equivalente ao parabólico. Na Figura 5 está ilustrada a relação comparativa entre a resultante de compressão e o braço em relação à linha neutra.

Figura 5 - Diagrama retangular



Fonte: Pinheiro (2017).

Observa-se que o diagrama de tensões na região comprimida é não-linear. E vale ressaltar, que é nesse estágio que é feito o dimensionamento dos elementos lineares de concreto armado.

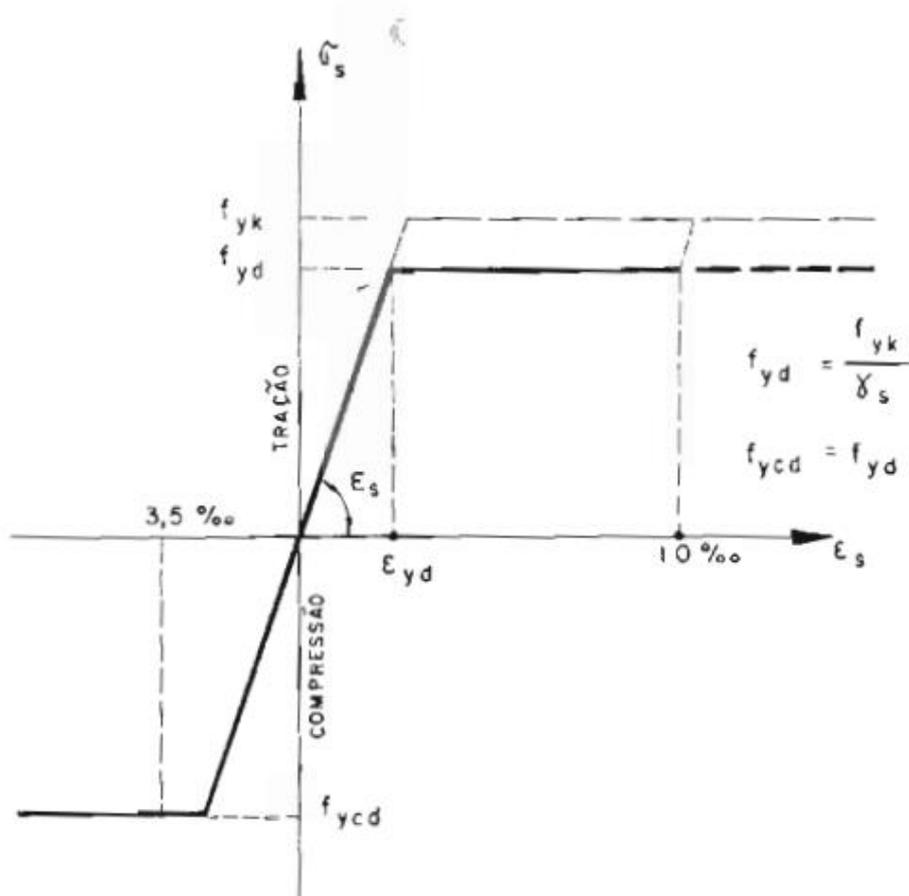
2.3. COMPORTAMENTO DO AÇO

Os aços são elementos maleáveis e duráveis, além de apresentar alta resistência aos esforços de tração, flexão e compressão. Apresentam massa específica de $7850 \text{ [kg/m}^3\text{]}$ e Módulo de elasticidade $E= 210000 \text{ MPa}$ (FUSCO, 2013).

2.3.1 Diagrama tensão-deformação do aço

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, pode-se adotar o diagrama tensão-deformação característico simplificado, ilustrado na Figura 6, para aços com ou sem patamar de escoamento. A norma recomenda a realização de ensaios de tração realizados segundo a ABNT NBR ISO 6892-1.

Figura 6 - Diagrama tensão-deformação do aço



Fonte: Fusco (1976).

Como pode ser visto na Figura 6, o limite para o alongamento é 1% e o encurtamento máximo é 0,35%. O encurtamento é limitado a valores não superiores a 0,35%, na parte correspondente à compressão, pois o concreto comprimido solidário às armaduras sofre ruptura com encurtamentos maiores.

Na Figura 6 os valores são apresentados em permilagem, sendo uma maneira de os expressar como uma fração de 1000, ou como a décima parte de 1%.

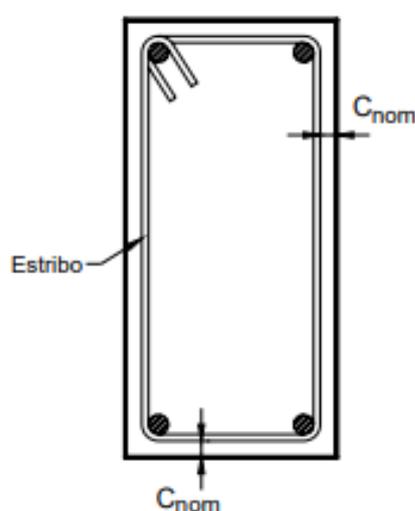
2.4. CONCRETO ARMADO

Na tentativa de melhorar os desempenhos das estruturas de concreto, emprega-se armaduras de aço juntamente com as misturas, além de uma adequada ancoragem das barras. Essa importante interação entre os dois elementos através da devida ancoragem das barras gera resultados satisfatórios, visto que, se utiliza das principais características positivas do concreto e do aço.

2.4.1 Cobrimento

A norma ABNT NBR 6118:2014 regulamenta o cobrimento mínimo das armaduras. Em virtude de que, o item 7.4 da normativa define como cobrimento de armadura a espessura da camada de concreto responsável pela proteção da armadura ao longo da estrutura. Como pode ser visto na Figura 7, essa camada inicia-se a partir da armadura mais externa e se estende até a face externa da estrutura em contato com o ambiente, sendo denominado de Cobrimento nominal (C_{nom}).

Figura 7 - Cobrimento da armadura



Fonte: Autor (2021)

Ainda, segundo a normativa, o cobrimento nominal (C_{nom}) é o cobrimento mínimo ($C_{mín}$) acrescido da tolerância de execução (Δc), sendo que o valor de Δc deve ser maior ou igual a 10 mm. Contudo, a normativa permite reduzir o valor utilizado na tolerância para 5mm quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução das estruturas de concreto.

Além disso, é importante salientar que o cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre seguir as condições:

$$C_{nom} \geq \varphi \text{ barra}$$

$$C_{nom} \geq \varphi \text{ feixe}$$

$$C_{nom} \geq 0,5 \varphi \text{ bainha}$$

Outro fator importante para o cobrimento dos elementos é o tipo de ambiente em que está exposto, por esse motivo a Tabela 3 apresenta a tabela 7.2 da ABNT NBR 6118, a qual demonstra a relação do elemento estrutural com a classe de agressividade ambiental, são valores baseados em tolerância de 10 mm.

Tabela 3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou Elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ²⁾
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje ¹⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50

Notas: 1) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm;
2) Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.4.2 Estado de Limite de Serviço

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, os estados limites de serviço são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional delas. Os efeitos estruturais causados são análogos às condições especificadas em normativas para o uso normal. Quando a estrutural atinge o Estado Limite de Serviço, o seu uso fica comprometido, apesar de não ter esgotado toda a sua capacidade resistente.

2.4.3 Estado Limite Último

A condição de segurança do elemento estrutural é considerada satisfatória quando atendido a verificação aos estados limites últimos. O estado limite último, conforme Buchaim (2004), pode ser entendido como o estado onde a estrutura deixa de cumprir os parâmetros estabelecidos para o seu funcionamento de forma plena e adequada. Essas condições de deformações limites (nominais) exigem do profissional habilitado atenção aos parâmetros de segurança, para evitar o esgotamento da capacidade resistente. Portanto,

quando a estrutura está submetida ao estado limite último, as Equações 3 e 4 devem ser verdadeiras:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (3)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (4)$$

Onde:

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 e II;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$, é a força cortante resistente de cálculo;

V_c = Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal.

2.4.4 Ações em elementos lineares

As estruturas estão sujeitas às ações de diferentes carregamentos, que devem ser analisadas e consideradas nos cálculos estruturais, para garantir a segurança das estruturas projetadas. Deste modo, é importante levar em consideração os possíveis estados de limites último e os de serviço (ABNT NBR 6118, 2014).

2.4.4.1. Ocorrência em relação ao tempo

Conforme a ABNT NBR 8681:2003, as ações atuantes classificam-se quanto sua ocorrência em relação ao tempo, sendo assim divididas em ações permanentes, variáveis e excepcionais.

2.4.4.2. Ações Permanentes

As ações permanentes ocorrem com valores constantes ou de pequena variabilidade, durante praticamente toda a vida útil da construção. Trata-se de cargas com posição e valor conhecidos e invariáveis. Essas ações podem ser divididas em ações diretas e indiretas. Tendo em vista que, as ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes etc. Já as ações permanentes indiretas são

relacionadas a recalques de apoio, retração e fluência do concreto, protensão, imperfeições geométricas de pilares etc. (ABNT NBR 8681, 2003).

2.4.4.3. Ações Variáveis

Essas podem ou não ocorrer na estrutura, pois quando se trata de cargas variáveis os valores sofrem significativas variações durante a vida da construção. As ações variáveis são classificadas em normais ou especiais, em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção (ABNT NBR 6118, 2014).

2.4.4.4. Ações Excepcionais

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, são ações de duração extremamente curta e com muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção. Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas atípicas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

2.4.5 Distribuição de cargas

As cargas aplicadas em uma estrutura também podem ser classificadas quanto às leis de distribuição, sendo possível classificar em cargas concentradas e cargas distribuídas. Posto isto, as cargas concentradas são consideradas pontualmente, visto que, apresentam áreas pequenas de atuação, em comparação com as dimensões da estrutura. Já as cargas distribuídas são distribuídas ao longo de uma área estrutural, apresentando uma distribuição uniforme ou triangular (SOUZA, 2012).

2.4.6 Elementos estruturais

Os elementos lineares são estruturas, nas quais o comprimento é maior que às dimensões transversais, sendo possível considerar como elementos lineares aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal (ABNT NBR 6118, 2014).

As vigas, juntamente com os pilares e as lajes, são as estruturas mais comuns nas construções de concreto armado. Entretanto, existem outros elementos como: blocos e sapatas de fundação, estacas, tubulões, consolos, vigas-parede, tirantes etc.

2.4.7 Considerações sobre vigas

As vigas são elementos lineares que apresentam sua altura estimada por meio de condições de cálculos, e normalmente apresentam sua largura definida de modo que a viga fique embutida na alvenaria, como um método arquitetônico de acabamento. Além de que, as ações atuantes são na maioria dos casos perpendiculares ao seu eixo longitudinal, podendo apresentar carregamentos concentrados ou distribuídos ao longo da sua área estrutural (SOUZA; ANTUNES, 2012).

As ações suportadas pelas vigas incluem seu peso próprio, as reações provenientes das lajes, além de outros elementos que se apoiam como as alvenarias, por exemplo. Esses carregamentos são transmitidos por meio de reações para elementos verticais, sendo que as vigas na maioria dos casos são expostas à flexão e ao cisalhamento (PINHEIRO, 2007).

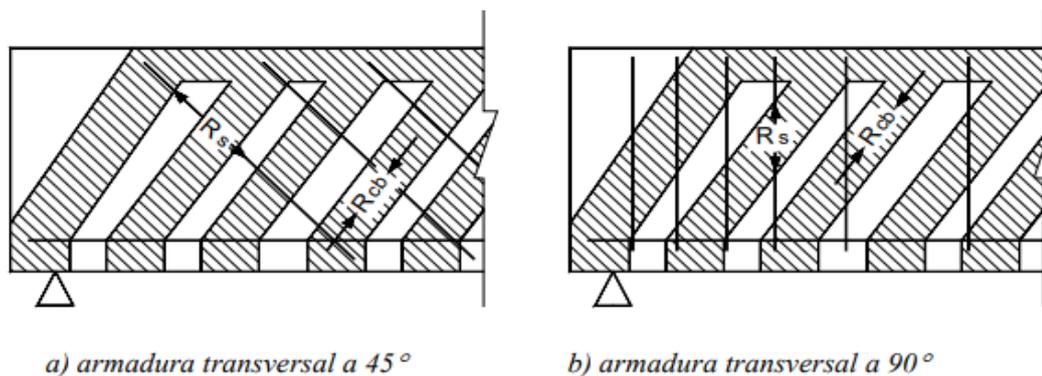
Ademais, as vigas são geralmente compostas por armaduras longitudinais e transversais, sendo que, conduzem as cargas até os pilares. São estruturas que não devem apresentar largura menor que 12cm. No entanto, é possível reduzir, desde que, se respeite um mínimo absoluto de 10cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as condições especificadas em normativa (ABNT NBR 6118, 2014).

2.4.8 Analogia da treliça clássica de Ritter-Mörsch

Segundo Carvalho (2013), o comportamento da região da viga sob maior influência de forças cortantes e com fissuras inclinadas no Estádio II pode ser analisada conforme a teoria clássica de Ritter-Mörsch, onde o concreto íntegro entre as fissuras resiste à compressão e os estribos resistem à tração. O modelo foi desenvolvido por Ritter em 1899, e serviu de base para melhor compreender o comportamento de vigas à força cortante, sendo melhorado por Mörsch, quando ele propôs que as diagonais comprimidas se estendem por mais de um estribo.

Na Figura 8 está ilustrada a analogia de treliça, simbolizada pela armadura transversal como as diagonais inclinadas tracionadas que cruzam as fissuras, podendo ser verticais ou ter inclinação (α) variando de 45° a 90° em relação ao eixo longitudinal da viga, e o concreto comprimido entre as fissuras (bielas de compressão) tendo inclinação de 45° em relação ao eixo da peça, o banzo superior como o concreto comprimido acima da linha neutra e o banzo inferior como a armadura de flexão tracionada.

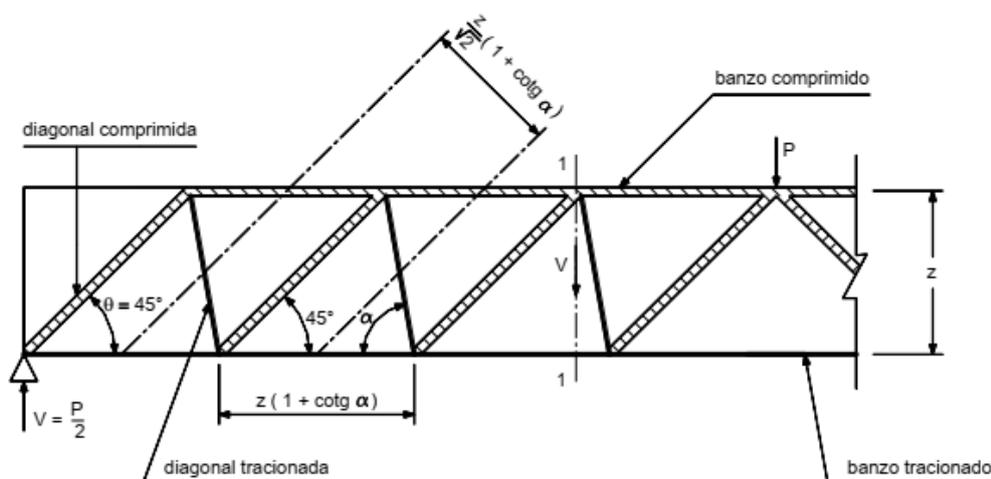
Figura 8 - A viga com representação de treliça



Fonte: Leonhardt e Monning (1982).

A ABNT NBR6118:2014 se baseia para determinar as formulações do Modelo de Cálculo I nessas condições, ao considerar a treliça isostática para obter as formulações. Considerando a força cortante atuante nesse elemento teórico, as forças nas barras podem ser determinadas a partir das condições de equilíbrio dos nós (Figura 9).

Figura 9 - Analogia da treliça clássica para as forças atuantes internamente



Fonte: Bastos (2015).

Considerando a seção 1-1 da treliça, representada na Figura 9, sob influência da força cortante V , a força na diagonal comprimida é obtida ao encontrar a resultante (R_{cb}) da força cortante atuante naquela região, por meio da decomposição do vetor da força cortante (V) em um ângulo de 45 graus, conforme as Equações 5 e 6.

$$\text{Sen } 45^\circ = V / R_{cb} \quad (5)$$

$$R_{cb} = V / \text{Sen } 45^\circ = \sqrt{2} \times V \quad (6)$$

Segundo Bastos (2015), quando se considera a distância entre duas diagonais comprimidas, na direção perpendicular a elas, e a relaciona com a área de concreto, se obtém a força em cada diagonal comprimida. Com essas informações chega-se à tensão média de compressão das bielas, conforme as Equações 7 e 8:

$$\sigma_{cb} = R_{cb} / bw (z/\sqrt{2}) (1 + \text{Cotg } \alpha) \quad (7)$$

$$\sigma_{cb} = 2V / bw z (1 + \text{Cotg } \alpha) \quad (8)$$

Ademais, seguindo as Equações 9 e 10, a força na diagonal tracionada ($R_{s,\alpha}$), inclinada no ângulo (α), pode ser determinada aplicando o equilíbrio da seção 1-1 da treliça:

$$\text{Sen } \alpha = V / R_{s,\alpha} \quad (9)$$

Onde:

$$R_{s,\alpha} = V / \text{Sen } \alpha \quad (10)$$

Sendo que, segundo Fusco (2013), as diagonais de tração com força $R_{s,\alpha}$ são relacionadas a um comprimento da viga, medida na direção do eixo longitudinal, conforme esboçado na Figura 9, e devem ser resistidas por uma armadura espaçadas em um determinado comprimento (s). Portanto, ao somar as áreas das barras correspondentes aos ramos verticais (A_{sw}) e relacionar com o comprimento estabelecido para a viga, encontra-se a Equação 11 da área total de armadura nesse comprimento:

$$A_{sw,\alpha} = z (1 + \text{cotg } \alpha) \quad (11)$$

Assim, por meio da Equação 12, 13 e 14, é possível deduzir a tensão σ_{sw} na armadura transversal:

$$\sigma_{sw,\alpha} = R_{s,\alpha} / (A_{sw,\alpha} z (1 + \text{Cotg } \alpha) / s) \quad (12)$$

$$\sigma_{sw,\alpha} = V \times s / (A_{sw,\alpha} z (1 + \text{Cotg } \alpha) \text{Sen } \alpha) \quad (13)$$

$$\sigma_{sw,\alpha} = V \times s / A_{sw,\alpha} z (\text{Sen } \alpha + \text{Cos } \alpha) \quad (14)$$

2.4.9 Analogia da treliça generalizada

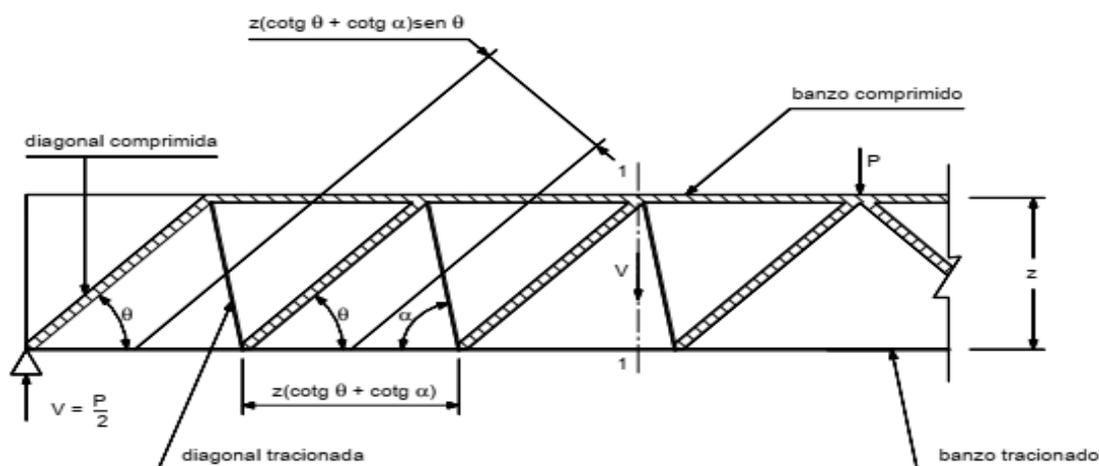
O Modelo de Cálculo II apresentado na ABNT NBR 6118:2014, no item 17.4.2.3 dessa normativa técnica, considera na base de seus cálculos matemáticos a analogia da treliça generalizada. Conforme Ribeiro (2012), no século passado verificou-se por meio de numerosas pesquisas que as inclinações das diagonais comprimidas atuantes em vigas de

concreto armado são geralmente inferiores a 45° , podendo chegar a ângulos de 30° em relação ao eixo horizontal.

Ainda segundo Ribeiro (2012), devido ao fato da analogia da treliça clássica proposta por Ritter-Morsch não levar em consideração em sua análise a inclinação das diagonais comprimidas e outros fatores de aplicações reais, constatou-se que essa primeira teoria de cálculo resulta em tensões maiores que as tensões experimentais. Dessa forma, para resolver o problema das peças superdimensionadas surgiu na década de 1960 a chamada treliça generalizada, com ângulos menores que 45° para a inclinação das diagonais comprimidas. O autor Bastos (2015) menciona que a determinação correta desses ângulos, para uma viga, é muito complexa, devido à dificuldade para determinar o comportamento real dos elementos, mas afirma que existem modelos desenvolvidos que tornam possível a determinação desses ângulos.

As diferenças entre os dois modelos ao obter as equações matemáticas se distinguem apenas no que se refere ao ângulo de inclinação das diagonais comprimidas, pois como visto anteriormente esse valor não é fixado e pode variar entre $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, conforme Figura 10.

Figura 10 - Analogia da treliça generalizada para as forças atuantes internamente



Fonte: Bastos (2015).

Com isso, considera-se seção 1-1 da treliça, representada na Figura 10, sob influência da força cortante V . Sendo que, novamente a força na diagonal comprimida é obtida ao encontrar a resultante (R_{cb}) da força cortante atuante naquela região (V), condizente com as Equações 15 e 16. Contudo, deve-se considerar a possibilidade de variar os ângulos das diagonais comprimidas.

$$\text{Sen } \theta = V / R_{cb} \quad (15)$$

Onde:

$$R_{cb} = V / \text{Sen } \theta \quad (16)$$

Para deduzir a Equação 17, referente às tensões médias de compressão das bielas, adota-se o mesmo procedimento empregado na analogia das treliças clássicas, sendo necessário levar em consideração que o ângulo das bielas comprimidas não é mais fixo em 45°, ou seja, as mesmas simplificações matemáticas utilizadas nas relações trigonométricas não poderão ser adotadas novamente. No entanto, com as Equações 16 e 17, é possível deduzir a Equação 18.

$$\sigma_{cb} = R_{cb} / bw z (\text{Cotg } \theta + \text{Cotg } \alpha) \text{Sen } \theta \quad (17)$$

Sendo:

$$\sigma_{cb} = V / bw z (\text{Cotg } \theta + \text{Cotg } \alpha) \text{Sen}^2 \theta \quad (18)$$

A força da diagonal tracionada ($R_{s,\alpha}$), apresentada na Equação 20, para ser determinada segue as mesmas diretrizes já utilizadas na analogia da treliça clássica, devendo ser determinado a resultante da força cortante aplicada na seção 1-1 da treliça, que resultará na Equação 19.

$$\text{Sen } \alpha = V / R_{s,\alpha} \quad (19)$$

Onde:

$$R_{s,\alpha} = V / \text{Sen } \alpha \quad (20)$$

Todas as diagonais tracionadas com força $R_{s,\alpha}$ são relacionadas a um comprimento da viga, medida na direção do eixo longitudinal (Figura 10), e devem apresentar resistência por meio de uma armadura espaçada em um determinado comprimento (s). Portanto, na Equação 21 é possível observar que ao somar as áreas das barras correspondentes aos ramos verticais (A_{sw}) e relacionar com o comprimento estabelecido para a viga, encontra-se a área total de armadura nesse comprimento:

$$A_{sw,\alpha} = z (\text{Cotg } \theta + \text{Cotg } \alpha) / s \quad (21)$$

Assim, deduzindo a tensão σ_{sw} na armadura transversal através da Equação 22. Sendo que, as Equações 22 e 20 permitem obter a Equação 23:

$$\sigma_{sw,\alpha} = R_{s,\alpha} / (A_{sw,\alpha} z (\text{Cotg } \theta + \text{Cotg } \alpha) / s) \quad (22)$$

$$\sigma_{sw,\alpha} = V \times s / (A_{sw,\alpha} z (\text{Cotg } \theta + \text{Cotg } \alpha) \text{Sen } \alpha) \quad (23)$$

2.4.10 Modelo de Cálculo I

Como mencionado anteriormente, a NBR 6118:2014 adota para o Modelo de Cálculo I (item 17.4.2.2) a treliça clássica de Ritter-Mörch, ao admitir diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ entre as bielas de compressão e o eixo longitudinal do elemento estrutural, e considera que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente da força cortante solicitante V_{sd} , também permitindo a variação da inclinação dos estribos (α). A normativa técnica apresenta as Equações 24, 25, 26, 27, 28, 29 e 30 para o dimensionamento ao esforço cortante:

- i. Para a verificação da biela comprimida adota-se as Equações 24 e 25:

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (24)$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (25)$$

Sendo que, o f_{ck} é expresso em megapascal (MPa).

- ii. Para o cálculo de armadura transversal adota-se as Equações 26 e 27:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (26)$$

Onde:

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\text{Sen } \alpha + \text{Cos } \alpha) \quad (27)$$

No caso de flexão simples, objeto de estudo deste trabalho, temos as Equações 28, 29 e 30:

$$V_c = V_{c0} \quad (28)$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (29)$$

$$f_{ctd} = (f_{ctk, inf} / \gamma_c) \quad (30)$$

Onde:

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

d é a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é a 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; entretanto, no caso de armaduras transversais ativas, o acréscimo de tensão devida à força cortante não pode ultrapassar a diferença entre f_{pyd} e a tensão de protensão, nem ser superior a 435 MPa;

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

f_{ctd} é a resistência de cálculo à tração inferior do concreto, calculado segundo o item 8.2.5 da norma ABNT NBR 6118:2014.

2.4.11 Modelo de cálculo II

O Modelo de Cálculo II, apresentado no item 17.4.2.3 da norma ABNR NBR 6118:2014, admite que o ângulo de inclinação das diagonais de compressão possa ser variado livremente entre $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, no entanto, a parcela complementar V_C é considerado variável, assim, sofrendo redução com o aumento do V_{sd} . Além de permitir a mesma variação da inclinação dos estribos do modelo anterior. Dessa forma, o modelo descrito na normativa adotada as concepções das Equações 31, 32, 33 e 34:

- i. Para a verificação da biela comprimida, adota-se as Equações 31 e 32:

$$V_{rd2} = 0,54 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \times \text{Sen}^2 \theta \times (\text{Cos} \alpha + \text{Cotg} \theta) \quad (31)$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (32)$$

Sendo que, f_{ck} é expresso em megapascal (Mpa).

- ii. Para o cálculo de armadura transversal, adota-se as Equações 33 e 34:

$$V_{Rd3} = V_C + V_{SW} \quad (33)$$

Onde:

$$V_{SW} = (A_{SW} / s) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\text{Cotg} \theta + \text{Cotg} \alpha) \times \text{Sen} \alpha \quad (34)$$

$V_C = V_{C1}$ na flexão simples;

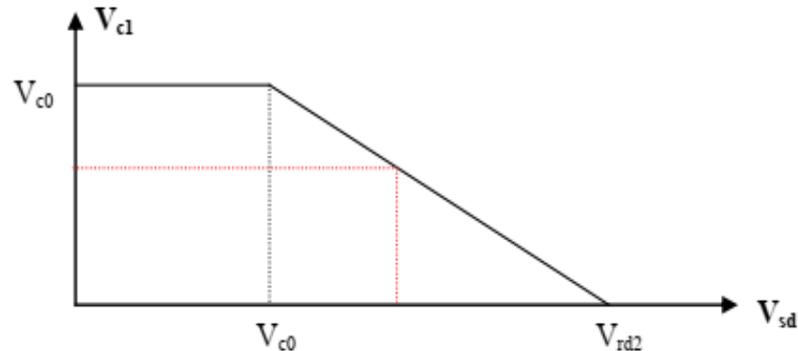
$V_{C1} = V_{C0}$ quando $V_{sd} \leq V_{C0}$

$V_{C1} = 0$ quando $V_{sd} = V_{Rd2}$

Com as formulações apresentadas acima, nota-se que o Modelo de Cálculo II apresenta uma diferença no valor de V_{C1} , ao comparar com o Modelo de Cálculo I. Essa

diferença ocorre, pois, para $V_{c0} < V_{sd} < V_{rd2}$ o valor de V_{c1} deve ser interpolado linearmente no Modelo de Cálculo II e no outro modelo apresentado em normativa técnica V_{c1} é apresentado como um valor constante.

Figura 11 - Valores para V_{c1}



Fonte: Bastos (2015).

Portanto, a partir da Figura 11 ilustrada acima, chegamos na formulação representada nas Equações 35 e 36.

$$V_{c0} = (0,6 \times 0,21 \times f_{ck}^{(2/3)}) \times b_w \times d / \gamma_c \quad (35)$$

$$V_{c1} = (V_{c0} \times (V_{rd2} - V_{sd})) / (V_{rd2} - V_{c0}) \quad (36)$$

2.4.12 Espaçamento entre estribos

Com relação ao espaçamento entre estribos (S), os cálculos para ambos os modelos estudados por esse trabalho seguiram a Equação 37:

$$S = \frac{100 \times n \times A_{sw} \phi}{A_{sw}} \quad (37)$$

Onde:

n = número de ramos;

$A_{sw} \phi$ = área de aço transversal de uma barra da armadura transversal;

A_{sw} = área de aço da armadura transversal calculada para a viga.

Para a delimitação do espaçamento mínimo e máximo entre estribos, adotaram-se os parâmetros estabelecidos pela normativa NBR 6118:2014. Portanto, o espaço mínimo segue as diretrizes estabelecidas no item 18.3.3.1, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural. Esse item menciona que o espaçamento mínimo entre os estribos deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, assim, garantindo um bom

adensamento da massa, e para o espaçamento máximo entre estribos ($S_{\text{máx}}$) torna-se necessário analisar as seguintes diretrizes estabelecidas na normativa:

Se $V_{Sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2}$, então $S_{\text{máx}} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}$;

Se $V_{Sd} > 0,67 \times V_{Rd2}$, então $S_{\text{máx}} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}$.

Onde:

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

($S_{\text{máx}}$) = espaçamento máximo entre estribos

d = altura útil da seção.

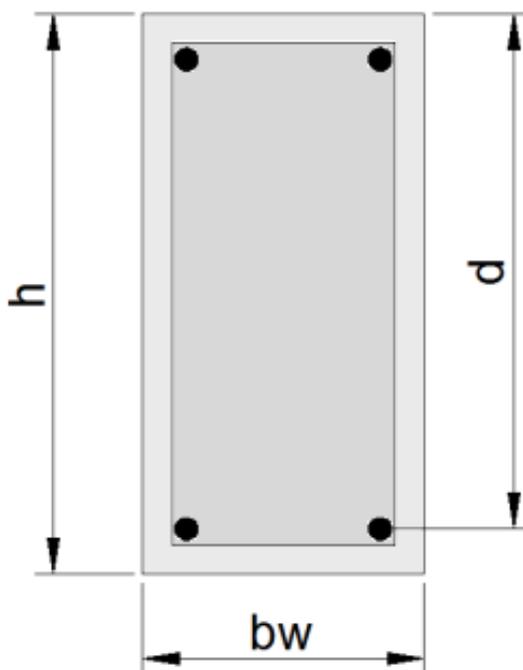
3. METODOLOGIA

Este estudo tem por natureza uma pesquisa aplicada na área de engenharia civil, tendo uma abordagem quantitativa, uma vez que se estabeleceu como objetivo, avaliar e analisar resultados numéricos gerados por cálculos matemáticos estabelecidos por normativa técnica. Sendo que, para essa pesquisa experimental será manipulado diretamente as variáveis apresentadas na ABNT NBR 6118:2014, mais especificamente os parâmetros das vigas de concreto armado submetidas à flexão simples, submetidas a esforços cortantes. Além de ser uma pesquisa explicativa, pois visa identificar os fatores que influenciam o comportamento dos esforços transversais nestes elementos.

3.1. PONDERAÇÕES DE CÁLCULO

Para essa pesquisa, em todos os casos, as vigas possuem seções transversais retangulares, conforme esboçado na Figura 12, e serão submetidas à flexão normal simples. Sendo adotado essa representação retangular por não ser objetivo direto deste trabalho analisar o comportamento das vigas interagindo com as lajes.

Figura 12 - Seção transversal das vigas



Fonte: Autor (2021).

As diretrizes de cálculos, descritas a seguir, foram estabelecidas com base na ABNT NBR 6118:2014.

- i. Os parâmetros estabelecidos para a variável da largura das seções transversais (b_w) será 12, 15 e 19 cm, respeitando o valor mínimo estabelecido pela normativa, e para a altura útil (d) das vigas se considerará os valores de 20 a 50 cm, variando de 5 em 5 cm;
- ii. As classes de concreto adotadas serão de C20, C25, C30 e C35, presentes no grupo I das classes de resistência de concretos estruturais;
- iii. Trabalha com 5,0 mm para o menor diâmetro dos estribos verticais, seguindo o parâmetro especificado na ABNT NBR 6118:2014;
- iv. Para o Modelo de Cálculo I, o ângulo θ de inclinação das bielas de concreto comprimidas é igual a 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Para o Modelo de Cálculo II, variou-se o ângulo θ no intervalo de $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, um em um;
- v. Considerando situações normais, adotou-se o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c) de 1,4 e coeficiente de ponderação da resistência do aço (γ_s) de 1,15, conforme o item 12.4 da ABNT NBR 6118:2014;
- vi. Foram estabelecidos 15 níveis para as forças cortantes de cálculo (V_{sd}), tendo 1000 kN o maior valor atuante, dessa forma, a faixa obtida foi de 66,67 a 1000 kN. Os valores apresentados já estão majorados pelo coeficiente de ponderação das ações (γ_f), cujo valor é 1,4 para situações normais.

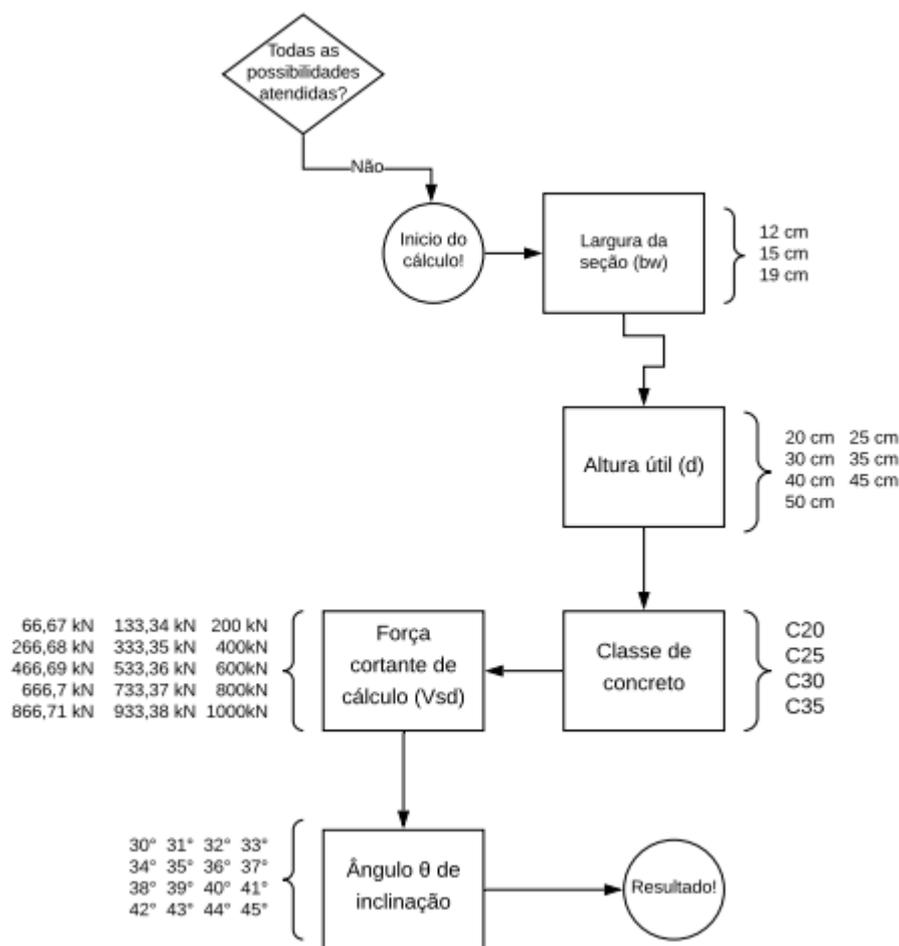
A pesquisa compreenderá 20160 diferentes combinações, sendo, 1260 resultados do modelo de cálculo I e 18900 do modelo de cálculo II. O modelo de cálculo II apresenta um número de combinação maior visto a possibilidade de variar o ângulo de inclinação das diagonais comprimidas entre $30 \leq \theta \leq 45^\circ$, sendo que para ambos os casos de cálculo o ângulo de inclinação das diagonais tracionadas foi fixado em 90° , devido às dificuldades de montagem das armaduras. Também, em ambos os casos, adotou-se o valor de 50MPa para a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (f_{yw}).

3.2. FLUXOGRAMA DE ANÁLISE

Para facilitar a compreensão em relação aos parâmetros e diretrizes estabelecidas para o projeto, foi elaborado um fluxograma de análise. Esse fluxograma pode ser observado na

Figura 13, e contempla a relação dos parâmetros que serão variados para obter os resultados deste estudo.

Figura 13 - Fluxograma de análise



Fonte: Autor (2021).

Os retângulos apresentados são os processos que se subdividem nos parâmetros do projeto, os losangos as ações e os círculos o início e fim de uma ação. O primeiro passo é verificar se todas as combinações possíveis foram atendidas, e caso não tenham sido se inicia um novo cálculo. Sendo que, para cada processo deve-se escolher um único parâmetro, que ao se combinarem formarão um conjunto combinatório. Essas combinações de parâmetros serão lançadas na planilha eletrônica para serem calculadas, e posteriormente resultarão nos dados de projeto. No entanto, vale destacar que para o modelo de cálculo I o último processo adotará apenas o parâmetro de 45° (quarenta e cinco graus), visto as especificações da ABNT NBR 6118:2014.

3.3. SOFTWARE UTILIZADO

No intuito de gerar dados com maior precisão e devido ao número de combinações necessárias para o presente estudo, foi utilizado o *software Microsoft Excel*, habilitado para o uso de VBA (*Visual Basic for Applications*). Esse *software* é um editor de planilhas eletrônicas para realização de cálculos ou apresentação de dados, e permite a integração de fórmulas e códigos de programação que facilitam a geração de resultados.

Por meio da programação realizada para esse trabalho os cálculos são gerados automaticamente, sendo, necessário delimitar as seguintes informações na planilha eletrônica: largura (b_w), altura útil (d), resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (f_{ywk}), força cortante de serviço (V_{sd}), ângulo de inclinação das diagonais comprimidas (θ) e ângulo de inclinação das diagonais tracionadas (α).

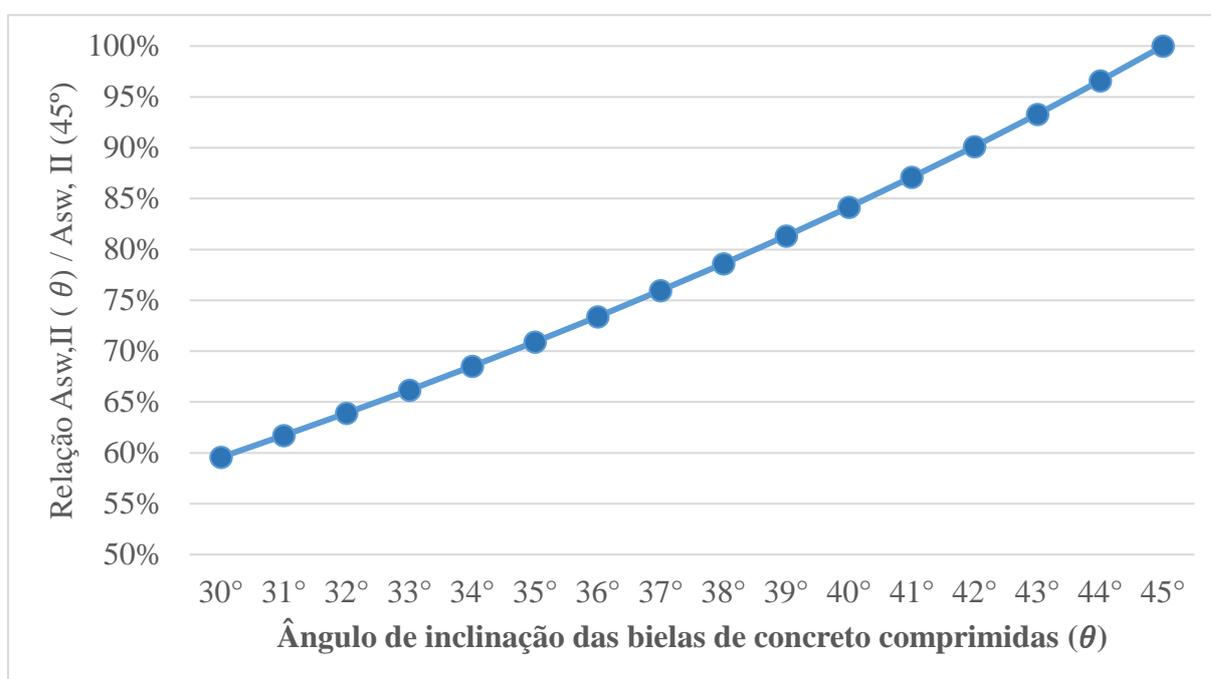
4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados e as análises provenientes da aplicação dos processos abordados no método de pesquisa. A estruturação desse capítulo compreende as comparações das áreas de aço obtidas pelos dois modelos de cálculo apresentado pela ABNT NBR 6118:2014, e a análise das condições de segurança para cada ângulo das bielas comprimidas.

4.1. RESULTADOS DO MODELO DE CÁLCULO II

Analisando os resultados das áreas de aço das diagonais tracionadas ($A_{sw,II}$) para cada grau do ângulo θ das bielas de compressão, obtidas pelo Modelo de Cálculo II entre 35° e 45° , observou-se que os elementos lineares demonstraram a mesma propensão para as diferentes classes de concreto estudadas, independente dos valores de força cortante e da seção transversal. Dessa forma, para analisar os dados, relacionou-se as áreas de aço obtidas para o ângulo 45° com as demais, conforme Figura 14. Sendo que, foi desconsiderando a área de aço mínimo, pois, não apresenta dependência com o ângulo adotado.

Figura 14 - Modelo de Cálculo II - Relação $A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,II}(45^\circ)$



Fonte: Autor (2022).

Ao analisar os dados, constatou-se que o aumento da inclinação do ângulo θ das diagonais de compressão tem por consequência maiores valores de área de aço para todas as classes de concreto, levando-se em consideração a tendência dos resultados para cada classe de concreto, conforme Figura 14. Portanto, ao considerar apenas o Modelo de Cálculo II, o ângulo θ de 30° se apresenta como a opção mais vantajosa economicamente, visto que, a área obtida para esse ângulo corresponde a uma diminuição aproximada de 40% em relação ao ângulo de inclinação de 45° .

4.2. RELAÇÃO ENTRE AS ÁREAS DE AÇO DOS MODELOS ESTUDADOS

Ao relacionar as razões matemáticas das áreas de aço (A_{sw}) obtidas para as vigas teóricas, calculadas pelo Modelo de Cálculo I e II, percebeu-se que as vigas apresentavam valores condizentes quando a classe de concreto era a mesma, e independiam da seção transversal e dos valores de força cortante. A Tabela 04 apresenta essa relação ($A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,I}$), sendo que, os valores de áreas de aço utilizados não consideram valores normativos mínimos, pois resultariam em valores iguais para os dois modelos.

Tabela 4 - Relação das áreas de aço dos dois modelos ($A_{sw,II}(\theta) / A_{sw,I}$)

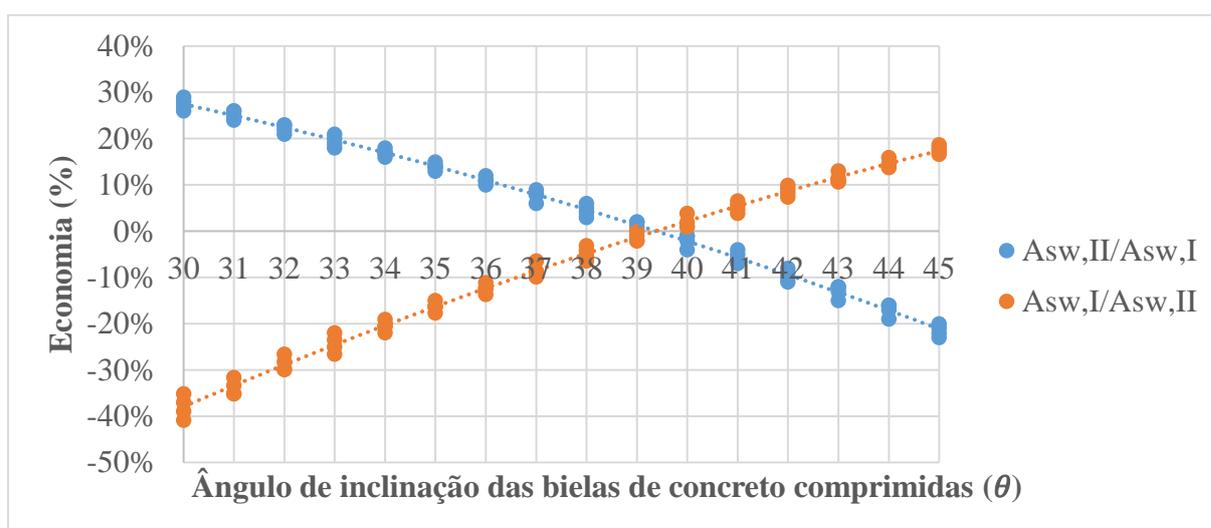
Classe de Concreto				
θ ($^\circ$)	C20	C25	C30	C35
30	0,74	0,73	0,72	0,71
31	0,76	0,75	0,74	0,74
32	0,79	0,78	0,77	0,77
33	0,82	0,81	0,80	0,79
34	0,84	0,83	0,83	0,82
35	0,87	0,86	0,86	0,85
36	0,90	0,89	0,89	0,88
37	0,94	0,92	0,92	0,91
38	0,97	0,96	0,95	0,94
39	1,00	0,99	0,98	0,98
40	1,04	1,02	1,01	1,01
41	1,07	1,06	1,05	1,04
42	1,11	1,10	1,09	1,08
43	1,15	1,13	1,12	1,12
44	1,19	1,17	1,16	1,16
45	1,23	1,22	1,21	1,20

Fonte: Autor (2022).

Nota-se na tabela 04, que os valores das áreas de aço tendem a 1 entre os ângulos de 39° e 40° . Com isso, podemos destacar que a partir do ângulo θ de 39° o Modelo de Cálculo II apresenta resultados com maior consumo de aço que o Modelo de Cálculo I, ou seja, o Modelo de Cálculo II deixa de ser o modelo mais vantajoso e a adoção do Modelo de Cálculo I proporciona maior economia. Confirmando a pesquisa de MELLER (2018), onde o Modelo de Cálculo II apresentou maior consumo de aço ao adotar ângulos maiores que 39° para as diagonais comprimidas.

Como a relação das áreas de aço para os dois modelos resultam em valores muito próximos, independente da classe de concretos adotado, os valores foram reagrupados considerando-se o ângulo e a relação entre as áreas de aço, tornando possível gerar linhas de tendência a partir do percentual de economia entre as áreas de aço calculadas para os Modelos de Cálculo I e II, ilustrada na Figura 15.

Figura 15 - Relações de Economia $Asw,II(\theta) / Asw,I$ e $Asw,I / Asw,II(\theta)$



Fonte: Autor (2022).

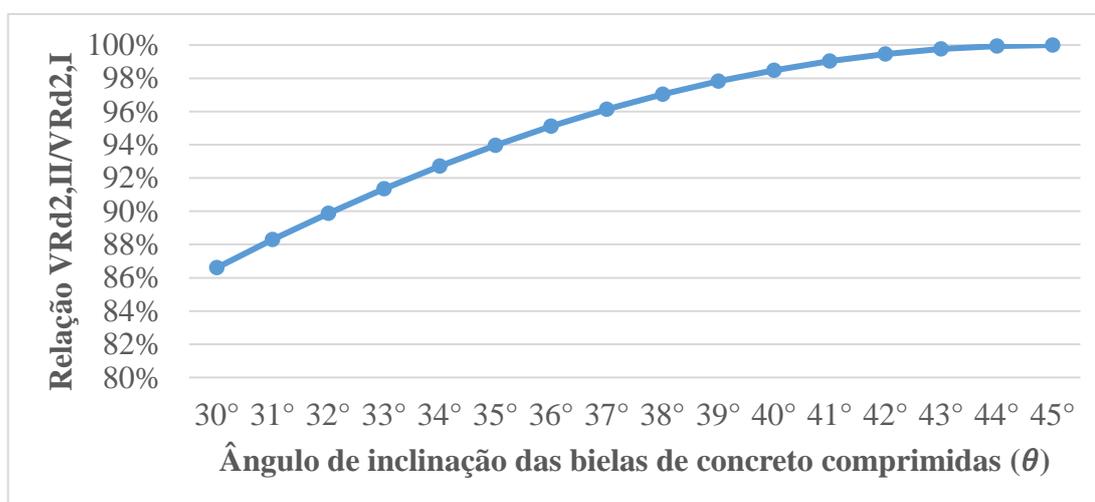
As linhas de tendência traçadas demonstram que conforme o ângulo de inclinação das bielas comprimidas diminui, as áreas de aço obtidas para o Modelo de Cálculo II se tornam as mais vantajosas economicamente. Sendo que o ângulo θ de 30° , calculado pelo Modelo de Cálculo II, demonstrou a melhor solução econômica ao apresentar valores de aproximadamente 30% de economia em relação ao Modelo de Cálculo I. Confirmando os estudos de BIROLO (2014) que obteve aproximadamente 27,39% de economia, na área de aço da armadura transversal calculada para o Modelo de Cálculo II com θ de 30° e utilizando concreto C25. Entretanto, constata-se perante a ilustração da Figura 7, que entre os ângulos

39° e 40° ocorre uma mudança na relação de economia, da mesma forma que ocorre na Tabela 4 quando a relação das áreas de aço dos dois modelos ($A_{sw,II}/A_{sw,I}$) tende a 1. Essa mudança gera uma tendência de melhora econômica nos valores ao adotar o Modelo de Cálculo I, podendo alcançar percentuais de aproximadamente 19%, a partir desses ângulos. Dessa forma, o Modelo de Cálculo II deixa de ser o modelo mais vantajoso e a adoção do Modelo de Cálculo I proporciona maior economia.

4.3. ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA

Nos dois modelos de cálculo, a resistência da viga é assegurada quando a força cortante máxima que pode ser resistida sem o esmagamento das bielas comprimidas de concreto (V_{Rd2}) é igual ou superior ao valor da força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) naquela seção ($V_{sd} \leq V_{Rd2}$). Entendido esses parâmetros, a Figura 16 ilustra a relação criada para comparar a capacidade resistente dos dois modelos de cálculo, através da divisão dos valores de V_{Rd2} obtidos para o Modelo de Cálculo I e II.

Figura 16 - Relação $V_{Rd2,II} / V_{Rd2,I}$



Fonte: Autor (2022).

Ademais, percebe-se que conforme o valor do ângulo adotado para as bielas comprimidas aumenta, ocorre uma elevação da relação $V_{Rd2,II}/V_{Rd2,I}$. Essa elevação surge conforme o valor da capacidade resistente obtido para $V_{Rd2,II}$ aumenta, tornando-se igual a 1 ao atingir o limite de 45°, onde $V_{Rd2,II}$ apresenta o mesmo valor de $V_{Rd2,I}$. Também se nota, que apesar do Modelo de Cálculo II apresentar menores áreas de aço ao adotar ângulo θ de 30°, resulta para o mesmo ângulo θ de 30° valores de $V_{Rd2,II}$ inferiores ao Modelo de Cálculo I, onde $V_{Rd2,II}$ equivale a 87% do valor de $V_{Rd2,I}$.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho apresentou uma análise quantitativa dos resultados obtidos por meio dos Modelos de Cálculo I e II, apresentados na normativa técnica ABNT NBR 6118:2014. Tendo como objetivo geral avaliar as áreas de aço geradas através dos dimensionamentos das vigas de concreto armado para resistir à força cortante, e como objetivo específico analisar as diferenças econômicas entre os dois modelos por meio da aplicação dos cálculos das fórmulas apresentadas para as distintas analogias.

Nesse sentido, concluiu-se que a diminuição do ângulo de inclinação das diagonais comprimidas no Modelo de Cálculo II resulta em menores valores de áreas de aço. E quando adotado para o Modelo de Cálculo II o ângulo θ de 30° obtiveram-se os melhores resultados econômicos, uma vez que resultou em menores áreas de aço para armadura transversal, correspondendo a aproximadamente 30% de economia em relação ao Modelo de Cálculo I. Entretanto, apesar da economia gerada ao adotar o ângulo θ de 30° , em algumas situações, resultou no não atendimento aos critérios de segurança ($V_{sd} \leq V_{Rd2}$), estabelecidos pela normativa técnica. As soluções a serem adotadas para manter o ângulo de 30° , podem gerar custo elevados uma vez que se faz necessário aumentar a classe de concreto, altura útil ou largura da viga, visto que, normalmente a carga a qual o elemento está sujeito não pode ser reduzida.

Além disso, entre os ângulos 39° e 40° os valores das áreas de aço obtidas pelos dois modelos se igualam. E conforme aumente-se o ângulo θ o Modelo de Cálculo I apresenta uma tendência de elevação econômica, podendo chegar a 19% se comparado ao utilizar o ângulo θ de 45° no Modelo Cálculo II. Também, observou-se que as relações entre as áreas de aço da armadura transversal obtidas pelos dois modelos independem da seção transversal da viga e do valor esforço cortante a qual está submetida.

Dessa forma, entende-se que todos os objetivos propostos inicialmente foram cumpridos, pois foi gerado os dados quantitativos por meios dos cálculos propostos por suas respectivas metodologias e eles foram avaliados ao comparar suas capacidades econômicas.

Esse trabalho apresentou uma importância relevante para a compreensão do tema proposto, pois permitiu desenvolver um melhor entendimento do comportamento das forças internas em vigas de concreto armado quando atuam solicitações produtoras de tensões tangenciais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

BASTOS, P. S. S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Apostila da disciplina Estruturas de Concreto II do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista, Campus de Bauru, 2015.

BIROLO, F. P. . **Avaliação experimental de vigas de concreto armado submetidas ao mesmo esforço de cisalhamento, dimensionadas pelos dois diferentes modelos propostos pela NBR 6118:2014**. 2014. 19 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2014.

BUCHAIM, Roberto. Estado Limite Último – Flexão Simples em Peças Protendidas. **REVISTA IBRACON**, São Paulo, n. 17, p. 32-38, 1997.

CAMACHO, Jefferson. **Curso de Concreto Armado: Estudo do Esforço Cortante**. UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA, São Paulo, 2013.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Carlos: UFSCAR 2013.

DUARTE, Douglas de Souza. **Estudo comparativo entre os dois métodos propostos pela NBR 6118:2003 para o dimensionamento da armadura de cisalhamento em vigas sujeitas à flexão simples**. Criciúma, 2005.

FUSCO, Péricles Brasilense; **Estruturas de Concreto - Fundamentos do Projeto Estrutural**. São Paulo, Ed. USP e McGraw-Hill, 1976, 298p.

FUSCO, Péricles Brasilense; **Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto**. São Paulo: PINI 2013.

HELENE, P.; ANDRADE, T. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. Ed. G. C. Isaia - São Paulo: IBRACON, 2007.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, EDUARD; **Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**, v. 1, Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1982, 305p.

LIMA, Iva E.; PEREIRA, Vitor B.; SILVA, Claudenise L.; CORREIA, Vinicius C.. **Estudo comparativo entre os modelos de cálculo I e II para a determinação da armadura transversal de vigas em concreto armado**, [S.L.], v. 6, n. 9, p. 67554-67564, 2020.

MARTHA, Luiz Fernando. **Métodos básicos da análise de estruturas**. 2012. 325 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – Puc-Rio, Rio de Janeiro, 2012. Cap. 10.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo. **PINI**, 1994.

MELLER, Bruna Just; VARGAS, Alexandre. Análise dos modelos de cálculo propostos pela nbr 6118:2014 para o dimensionamento de estribos em vigas de concreto armado. **Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil / Unesc: Universidade do Extremo Sul Catarinense**, Criciúma, v. 1, n. 1, p. 51-68, mar. 2008.

NOGUEIRA, C. G.; RODRIGUES, I. D.. New design model of reinforced concrete beams in bending considering the ductility factor. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, [S.L.], v. 13, n. 1, p. 120-141, fev. 2020.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

PINHEIRO, Libânio Miranda et al. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos, 2010.

RIBEIRO, Adriana Bicalho. **Projeto Semi-Probabilístico de Vigas de Concreto Armado com Modo de Falha por Cisalhamento**. 2012. 218 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

SOUZA, João Carlos Antunes de O.; ANTUNES, Helena M. C. Carmo. **Cargas móveis em estruturas lineares**. 3. ed. São Paulo: Departamento de Estruturas Escola de Engenharia de São Carlos, 2012. 79 f.