

COMPARAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO I E II PARA ARMADURA TRANSVERSAL SEGUNDO NBR 6118/2014

ELDER ROBERTO BRONNER ¹
RAFAEL GOULART DE ANDRADE SANTOS ²

RESUMO: O contexto econômico está sempre em questão dentro da Construção Civil, seja na compra de materiais, no consumo de insumos da obra, no custo da mão de obra, no dimensionamento da estrutura ou em outras especificações. Percebe-se a importância de pesquisas que buscam uma economia na quantidade de insumos e despesas em obras, pois esses valores podem onerar o custo total da obra, por isso é importante realizar estudos que englobem formas de se economizar, mesmo que em uma das etapas de construção. Assim, o presente trabalho realizou uma análise dos dois modelos de cálculos descritos pela NBR 6118/2014, para o dimensionamento da armadura transversal de vigas de concreto armado. Visando assim, descobrir o consumo de aço dos estribos em cada um dos modelos, de forma a atender a todos os requisitos prescritos pela norma. Para o desenvolvimento desse estudo fez-se uma pesquisa bibliográfica dos trabalhos já publicados, que tratam sobre o mesmo tema e para tal utilizou-se de livros, artigos, periódicos, publicações avulsas e materiais disponibilizados nos meios eletrônicos. Os procedimentos de cálculo foram realizados com o auxílio do Software Excel®, concluído assim, que a economia que Modelo II gera em relação ao Modelo I, pode chegar a 30% ao adotar-se o ângulo θ de 30°. Ao subir o ângulo θ , a adoção do Modelo de Cálculo I promove uma maior economia, que pode chegar a 19% se contrastado ao ângulo θ de 45° no Modelo II.

Palavras chave: Aço. Economia. Estribos. Estruturas. Força cortante.

COMPARISON OF CALCULATION I AND II MODELS FOR CROSS-ARMATURE ACCORDING TO NBR 6118/2014

ABSTRACT: The economic context is always in question within the Civil Construction, whether in the purchase of materials, in the consumption of inputs of the work, in the cost of labor, in the dimensioning of the structure or in other specifications. It is noticed the importance of researches that look for an economy in the amount of inputs and expenses in works, because these values can burden the total cost of the work, that's why it is important to carry out studies that include ways to save, even in one of the stages of construction. Thus, the present work carried out an analysis of the two calculation models described by NBR 6118/2014, for the dimensioning of the transverse reinforcement of reinforced concrete beams. Thus, to discover the steel consumption of the stirrups in each of the models, in order to meet all the requirements prescribed by the standard. For the development of this study, a bibliographical research of the works already published was done, which deal with the same theme and for that purpose, books, articles, periodicals, separate publications and materials made available on electronic media

¹ Acadêmico de Graduação, Curso de Engenharia Civil, UNIFASIPE Centro Universitário, R. Carine, 11, Res. Florença, Sinop - MT. CEP: 78550-000. Endereço eletrônico: elder_bronner@outlook.com;

² Professor Mestre em Matemática, Curso de Engenharia Civil, UNIFASIPE Centro Universitário, R. Carine, 11, Res. Florença, Sinop - MT. CEP: 78550-000. Endereço eletrônico: rafaelgoulart12@gmail.com.

were used. The calculation procedures were performed with the aid of the Excel® Software, thus concluding that the savings that Model II generates in relation to Model I, can reach 30% when adopting the angle θ of 30°. When increasing the angle θ , the adoption of Calculation Model I promotes greater savings, which can reach 19% if contrasted to the angle θ of 45° in Model II.

Keywords: Steel. Economy. Stirrups. Structures. Cutting force.

1. INTRODUÇÃO

Para realizar o dimensionamento de vigas compostas de concreto armado, costuma-se realizar primeiramente o cálculo utilizando os momentos máximos para determinação das armaduras longitudinais. Em seguida, realiza-se o cálculo da armadura transversal para resistência às forças cortantes. Diversos modelos e teorias foram desenvolvidos para análise de vigas de concreto sob cisalhamento, sendo que o modelo de treliça, é o que se destaca no Brasil e nas principais normas internacionais, embora tenha sido desenvolvido há mais de cem anos, devido à sua simplicidade e bons resultados.

A armadura transversal de vigas de concreto armado tem por finalidade resistir aos esforços de cisalhamento, que são oriundos da combinação dos esforços de tração e de compressão, esses dois esforços agem na estrutura juntos.

A NBR 6118/2014: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, preconiza, no item 17.4, para determinação de armadura transversal de elementos longitudinais, submetidos ao cisalhamento dois modelos de cálculos. Os modelos baseiam-se na analogia entre uma treliça e uma viga fissurada.

O Modelo de Cálculo I é espelhado no modelo da treliça clássica proposto por Ritter e Mörsch, travando em 45° a inclinação das bielas comprimidas de concreto. Já o Modelo II, permite variações dos seus ângulos entre 30° e 45° e este se baseia na teoria da treliça generalizada.

Independente dos dois modelos admitirem que as vigas tenham comportamento igual ao de uma treliça com banzos paralelos, os modelos apresentam suas próprias condições para cálculo em razão das diferentes considerações adotadas e, por consequência, podem apresentar diversos valores para as áreas de aço das armaduras transversais.

O atual trabalho teve como seu objetivo fazer uma análise em relação as diferenças obtidas no dimensionamento das armaduras de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado, quando são dimensionadas por ambos os modelos cálculo, e definir parâmetros para a utilização do modelo mais econômico. O estudo se caracterizou em calcular a área de aço da armadura de combate ao cisalhamento (A_{sw}) em vigas, variando as cargas atuantes, e o ângulo θ de inclinação das bielas comprimidas de concreto no intervalo de 30° à 45°, estabelecido para o Modelo de Cálculo II. Por fim, definiu qual modelo proporcionou a armadura transversal mais econômica.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Características dos estribos

Segundo Carvalho e Filho (2014), a maioria das vigas usuais são submetida a carregamentos verticais, composto ou não por força normal, trabalhando em flexão composta não pura ou simples. Os autores relatam que uma das características da flexão não pura é ter o momento fletor atuante na peça variável, como consequência, seu esforço cortante diferente de zero resulta, na seção transversal, tensões normais atuantes, além das tensões tangenciais que equilibram o esforço.

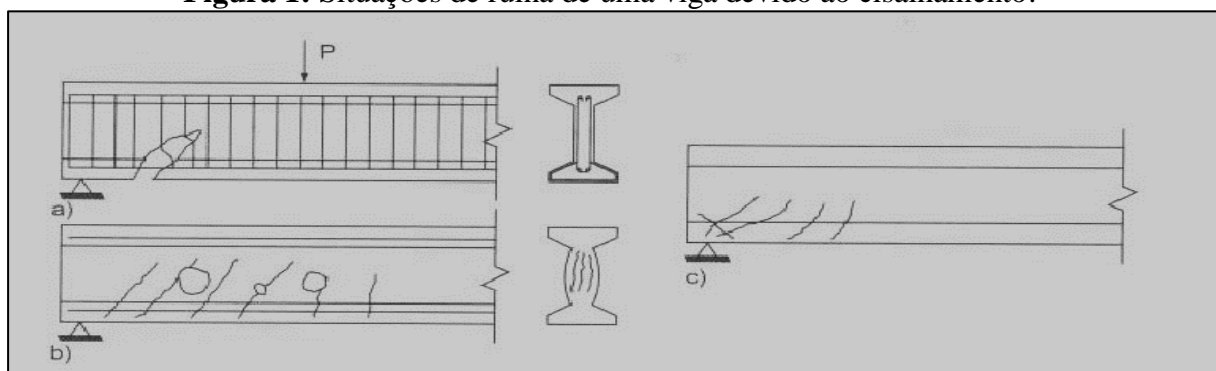
Na flexão não pura atuam as tensões normais de flexão e as tensões tangenciais, desenvolvendo um estado duplo de tensão, composta por esforços de compressão e principais de tração, geralmente inclinados em relação ao eixo da viga (CARVALHO; FILHO, 2014).

De acordo com Santos (2006), para calcular estruturas com vigas de concreto armado, o dimensionamento tem relação à teoria da flexão, a qual é composta por esforços que tem como resultados os esforços cortantes e os momentos fletores sobre esses elementos.

Ainda de acordo com Carvalho e Filho (2014), as peças que sofrem os esforços de flexão caso atinjam a ruína devem ser dimensionadas, seja pelas elevadas deformações antes da ruptura por cisalhamento, ou por ação do momento fletor. Os autores relatam que o bom funcionamento dessas peças pode ser alcançado por meio da verificação das condições de utilização e de ruptura, em todas as seções transversais.

As situações de ruína de vigas de concreto armado provenientes do esforço cortante, podem ser apresentadas na Figura 1, sendo que no caso (a) a ruptura é ocasionada pelo escoamento da armadura transversal. Na situação (b), ocorre o esmagamento do concreto do meio da viga, enquanto que no caso (c), o colapso é consequência da falha na ancoragem com o apoio, de forma a proporcionar o escorregamento da armadura longitudinal (CARVALHO; FILHO, 2014).

Figura 1: Situações de ruína de uma viga devido ao cisalhamento.



Fonte: Carvalho e Filho (2014).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os estribos, combinados ou não com telas soldadas ou barras dobradas, tem a finalidade de suportar os esforços de tração oriundos das forças cortantes. A norma ainda caracteriza os estribos utilizados para resistir a força cortante como sendo fechados por um ramo horizontal, que envolva as barras da armadura longitudinal de tração, e ancoradas na extremidade oposta.

De acordo com Carvalho e Filho (2014), o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação à viga da estrutura deve estar entre 45° e 90° . Os autores ainda salientam

que o espaçamento mínimo entre os estribos deve permitir a passagem do vibrador utilizado para adensar o concreto no interior do elemento estrutural.

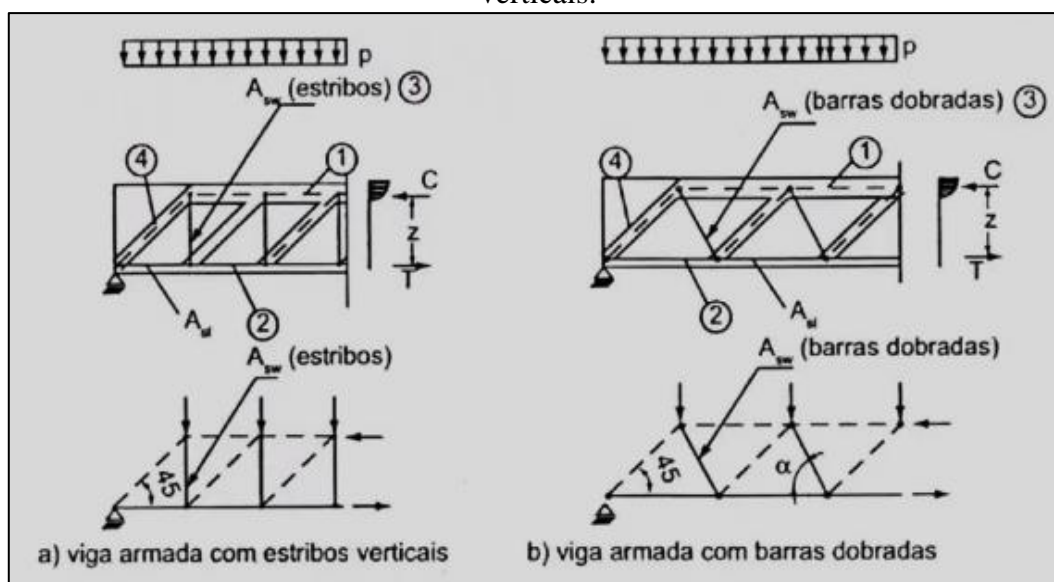
A NBR 6118 (ABNT, 2014) limita a bitola do diâmetro da barra que forma a armadura transversal entre $5 \text{ mm} \leq \Phi \leq b_w/10$, onde b_w é a largura da alma da viga sendo que, quando a barra for lisa, o diâmetro mínimo é de 12 mm. A norma ainda salienta que as armaduras transversais constituídas por telas soldadas podem ter diâmetro mínimo de 4,2 mm e deve ser tomadas todas as precauções necessárias para combater a corrosão dessa armadura.

Os estribos com ângulos inclinados diminuem a compressão das bielas, isto é, fazem com que a peça resista mais as solicitações. Contudo, é menos usual por causar dificuldades na montagem relacionadas ao cuidado rigoroso de evitar a inversão do sentido de inclinação das barras (ARAÚJO, 2014).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), as barras dobradas não poderão suportar mais que 60% do esforço cortante de cálculo. Todavia, devem ter estribos que resistam os 40% restante. A norma ainda relata que, para o dimensionamento das barras dobradas, se considera somente 70% do valor de cálculo da tensão de escoamento do aço.

De acordo com Carvalho e Filho (2014), os estribos verticais servem de montantes de tração da treliça análoga, separadamente da armadura longitudinal de compressão e de tração das vigas, fazendo apenas a função de fixar melhor essas armaduras. Os autores ainda destacam que as barras dobradas, que possuem ângulo de inclinação de 45° em relação ao eixo da viga, em alguns pontos, deixam de ser exigidas para resistir aos esforços de tração oriundos do momento fletor. A distribuição das barras dobradas e dos estribos verticais podem ser verificadas na Figura 2.

Figura 2: Treliça analógica de Morsch para o caso das barras dobradas e dos estribos verticais.



Fonte: Carvalho e Filho (2014).

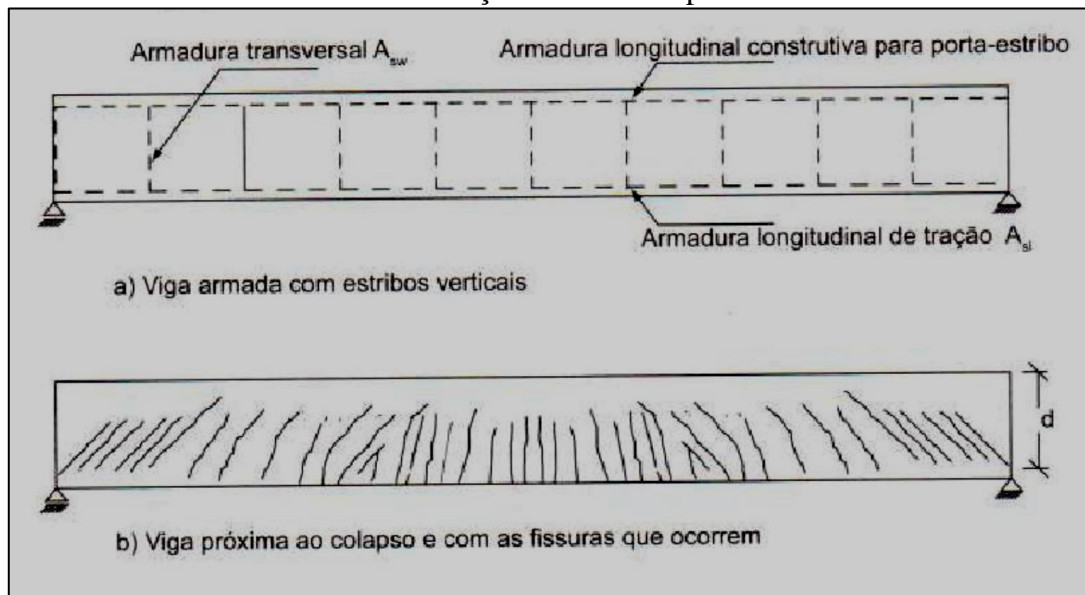
2.2 Treliça de Morsch

O dimensionamento ao esforço cortante de estruturas de concreto armado é realizado conforme o modelo de treliça de Morsch, no qual, acredita-se que, após a fissura, a resistência ao cisalhamento é balanceada pela combinação das diagonais tracionadas, seguindo as trajetórias das tensões principais e das bielas de compressão de concreto (ARAÚJO, 2014).

Segundo Carvalho e Filho (2014), o modelo de Morsch faz uma associação entre uma treliça e uma viga, de banzos isostáticos e paralelos, em que o elemento resistente da viga

se tem as armaduras transversais e longitudinais somadas com o concreto comprimido, com as intersecções entre esses elementos, o que forma os nós da treliça, conforme a Figura 3. Os autores ainda destacam, que um importante conceito para se entender a teoria é o das bielas de compressão, o que mostra a união do concreto com o aço para transferir os esforços e a participação do concreto comprimido na resistência ao cisalhamento de peças fletidas.

Figura 3: Ilustração demonstrativa da analogia da viga com estribos verticais com a treliça de Morsch e da distribuição das fissuras por esse modelo.



Fonte: Carvalho e Filho (2014).

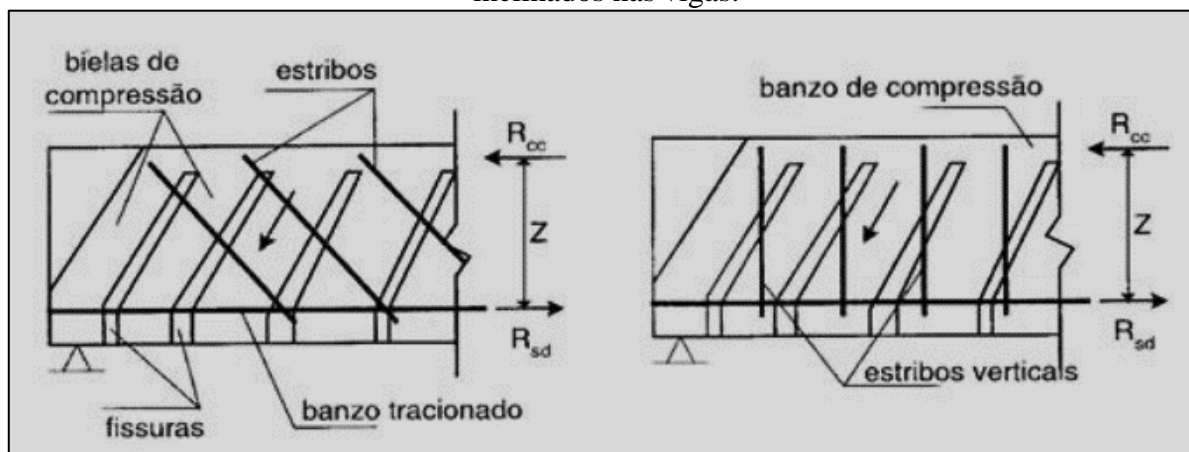
Araújo (2014) relata duas treliças de Morsch, a treliça clássica, que admite que as bielas de compressão estão inclinadas a 45° em relação ao eixo da viga, fornecendo uma armadura de cisalhamento acima do necessário, a outra surgiu por esse superdimensionamento, chamada treliça generalizada de Morsch, apresentando pequenas alterações no modelo original, tais como a consideração de diferentes inclinações para as bielas de compressão.

O emprego de ângulos dos estribos entre 45 a 90° , resulta em uma força cortante mais resistente, na verificação da integridade das bielas comprimidas do que se utilizar o ângulo de 90° . Os autores ainda ressaltam que a utilização de estribos a 90° , além de ser a favor da segurança, é usual na prática, sendo a pior situação possível para a verificação do esforço cortante, chegando à metade da força resistente do ângulo de 45° (DUARTE et al, 2013).

Para que não ocorra a ruptura do concreto por esmagamento, as diagonais tracionadas devem ser compostas por estribos dimensionados de acordo com o esforço de tração de cálculo, enquanto as tensões atuantes de compressão sobre as bielas inclinadas devem ser limitadas. Além disso, o autor destaca que o espaçamento entre os estribos deve ser limitado a um valor máximo, para que possa fazer a função de unir as fissuras inclinadas ocorridas na viga (ARAÚJO, 2014).

Segundo Araújo (2014), quando se utiliza os estribos inclinados a 45° , a compressão no concreto é menor, mas pela facilidade na montagem das armaduras das vigas, utiliza-se na maioria das vezes estribos verticais. A Figura 4 ilustra a localização das fissuras nas bielas do concreto e o posicionamento dos estribos inclinados e verticais em vigas de concreto armado.

Figura 4: Fissuras nas bielas do concreto e o posicionamento dos estribos verticais e inclinados nas vigas.



Fonte: Araújo (2014).

2.3 Modelos de cálculos

Os dois modelos propostos pela norma apresentam a resistência da peça assegurada, pelo cálculo da armadura transversal e pela verificação da compressão diagonal do concreto, de maneira que cada modelo apresenta cálculos diferentes. A norma diferencia os dois modelos como modelo de cálculo I, este é o modelo que apresenta a parcela de esforço cortante absorvida por mecanismos auxiliares ao de treliça constante, e considera as diagonais inclinadas de compressão em relação ao eixo longitudinal da viga de $\Theta = 45^\circ$. Já o modelo de cálculo II considera a parcela de esforço cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça, inferior em relação ao modelo I, e assim varia a inclinação das diagonais de compressão entre $30^\circ \leq \Theta \leq 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da peça.

Da mesma maneira, Carvalho e Filho (2014) e Duarte et al (2013), o Modelo de Cálculo I estabelece que as bielas de compressão do concreto tenham seu ângulo de inclinação de 45° , enquanto o Modelo de Cálculo II permite uma variação de 30° a 45° para esse ângulo. De acordo com os autores, a norma admite a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal da viga em ângulos, que variam de 45° a 90° , porém, a utilização de ângulos diferentes de 90° , praticamente não é adotada em obras vigentes, devido ao controle desses ângulos na montagem dos estribos e a dificuldade de execução das armaduras.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), item 17.4.2, a resistência da peça calculada, em uma determinada seção transversal pode ser considerada satisfatória quando verificadas as duas situações, para estado limite último, conforme as Equações 1 e 2:

Equação 1: Cálculo de verificação da resistência da força cortante (compressão das diagonais).

$$V_{sd} \leq VRd2$$

Equação 2: Cálculo de verificação da resistência da força cortante (tração das diagonais).

$$V_{sd} \leq VRd3 = V_c + V_{sw}$$

$VRd3 = V_c + V_{sw}$ No qual encontra-se a força cortante resistente de cálculo, relativa ao estado limite último por tração diagonal, em que V_c é definido como a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça em V_{sw} é descrito como a parcela resistente da armadura transversal, de acordo com os Modelos de Cálculo I e II.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), item 17.4.1.1, relata que todos os elementos submetidos a força cortante, salvo algumas exceções, são obrigados a possuir uma armadura transversal mínima composta por estribos, estabelecendo a Equação 3.

Equação 3: Cálculo da armadura mínima para estribos verticais.

$$A_{sw, min} = 20 \cdot \frac{f_{ct, m}}{f_{yk}} \cdot b_w = \rho_{sw, min} \cdot b_w$$

Em que $A_{sw, min}$ é a área da seção transversal de todos os ramos verticais dos estribos (cm^2/m), $\rho_{sw, min}$ é taxa mínima de armadura transversal dependendo da resistência do concreto e do tipo de aço, b_w em centímetros, f_{yk} em KN/cm^2 e $f_{ct, m}$ sendo expressa pela Equação 4 (RODRIGUES, 2013).

Equação 4: Cálculo da armadura mínima para estribos verticais.

$$f_{ct, m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}, \text{ sendo } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

2.4 Modelo de cálculo I

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) item 17.4.2.2, a verificação das tensões de compressão das bielas, que é a compressão diagonal do concreto, ocorre por meio dos cálculos da Equação 5.

Equação 5: Cálculo verificação das tensões de compressão das bielas.

$$V_{sd} \leq VRd2 = 0,27 \cdot av2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Desta forma, de acordo com Rodrigues (2013), se $V_{sd} \leq VRd2$, não ocorre esmagamento nas bielas de compressão (diagonais comprimidas), de modo que a força cortante de cálculo (V_{sd}) é expressa em KN e calculada pela Equação 6, sendo γ_f o coeficiente de majoração (1,4) e V_d a força cortante característica.

Equação 6: Força cortante de cálculo.

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_k$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014), utiliza para o cálculo da armadura transversal a Equação 7, sendo $VRd3$ a força cortante máxima resistente de cálculo, relativa à ruptura da armadura transversal (diagonal tracionada) e V_{sw} a parcela da força cortante a ser absorvida pela armadura.

Equação 7: Esforço cortante de cálculo.

$$V_{sd} = VRd3 = V_c + V_{sw}$$

Para Carvalho e Filho (2014), a parte da força cortante a ser resistida pela armadura transversal é a diferença entre a força cortante absorvida e a força cortante solicitante de cálculo, isto é, a parcela resistida pelo concreto sólido entre as fissuras. O valor de V_c é obtido para várias situações de solicitações. No caso de flexotração e flexão simples com a linha neutra cortando a seção, vale:

Equação 8: Força cortante absorvida.

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

Em que f_{ctd} é o valor de cálculo da resistência à tração do concreto, dado pela Equação 9, sendo γ_c o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, expresso na Tabela 1.

Equação 9: Valor de cálculo da resistência a tração do concreto.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck, inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Tabela 1: Coeficientes de ponderação de ações $S\gamma$ e $C\gamma$.

Carregamentos	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Araújo (2014).

A armadura transversal por unidade de comprimento de uma viga de concreto armado pode ser calculada por meio da Equação 10, para uma inclinação dos estribos de 90°, ou seja, estribos verticais (RODRIGUES, 2013).

Equação 10: Cálculo da armadura transversal (cm^2/m) para estribos verticais.

$$\frac{A_{sw, 90^\circ}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

2.5 Modelo de cálculo II

O Modelo de Cálculo II para armadura transversal de vigas de concreto possui as diagonais de compressão inclinadas de 30° a 45°, em relação ao eixo longitudinal da viga, o que pode ser atribuído livremente seu valor dentro desse intervalo. Além disso, os autores ressaltam que por essa característica considera-se que a parcela V_c sofra redução pelo aumento do V_{sd} Segundo (CARVALHO; FILHO, 2014).

A verificação das tensões de compressão das bielas, que é a compressão diagonal do concreto, ocorre, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) item 17.4.2.3, por meio da Equação 11:

Equação 11: Cálculo verificação das tensões de compressão das bielas.

$$V_{sd} \leq VRd2 = 0,54 \cdot a_{v2} \cdot F_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cos \theta \cdot \cotg \theta)$$

Seguindo o mesmo procedimento do Modelo I, Rodrigues (2013), relata a necessidade de verificar se $V_{sd} \leq VRd2$, não ocorrendo assim esmagamento nas bielas de compressão (diagonais comprimidas), de modo que a força cortante de cálculo (V_{sd}) é expressa em KN e calculada pela Equação 12, sendo γ_f o coeficiente de majoração (1,4) e V_d a força cortante característica.

Equação 12: Força cortante de cálculo Modelo II.

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_d$$

Da mesma forma que o Modelo I, a NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza para o cálculo da armadura transversal a Equação 13, sendo $VRd3$ a máxima força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura da armadura transversal (diagonal tracionada) e V_{sw} a parcela da força cortante a ser absorvida pela armadura.

Equação 13: Esforço cortante de cálculo Modelo II.

$$V_{sd} = VRd3 = V_c + V_{sw}$$

Para Carvalho e Filho (2014), em casos de flexão simples e na flexotração com a linha neutra cortando a seção será utilizado $V_c = V_{c1}$. Já em elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção, $V_c = 0$. Desta forma, os autores descrevem a Equação 14 para V_{c0} .

Equação 14: Força cortante absorvida Modelo II (V_{c0}).

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Em que f_{ctd} é o valor de cálculo da resistência à tração do concreto, dado pela mesma expressão do Modelo I:

Equação 15: Valor de cálculo da resistência a tração do concreto.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

O mesmo autor ainda destaca que, quando se obtém o valor de V_{c1} em vigas de flexão simples, pode-se calcular utilizando a igualdade $V_c = V_{c1}$. O valor de V_{sw} , que é a parcela de força cortante a ser resistida pela armadura, é calculado pela Equação 16.

Equação 16: Parcela da força cortante a ser resistida pela armadura transversal.

$$V_{sw} = V_{sd} - V_{c1}$$

De acordo com Rodrigues (2013), a armadura transversal por unidade de comprimento de uma viga de concreto armado pode ser calculada pela Equação 17, para uma inclinação dos estribos de 90° , ou seja, estribos verticais e ângulo de variação das bielas de compressão de α .

Equação 17: Armadura transversal por unidade de comprimento.

$$\frac{A_{sw, 90^\circ}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha \cdot \cotg \theta) \cdot \sen \alpha}$$

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o diâmetro dos estribos que formam a armadura transversal das vigas, que deve ser maior ou igual a 5 mm e inferior a 1/10 da largura da alma deste elemento. Já o espaçamento mínimo, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, a norma ressalta que deve ter espaço suficiente para permitir o uso do vibrador no adensamento do concreto, enquanto o espaçamento máximo deve ser verificado. Se $V_d \leq 0,67 VRd2$, então $S_{max} = 0,6 d \leq 30$ cm e se $V_d > 0,67 VRd2$, então $S_{max} = 0,3 d \leq 20$ cm.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado contemplando primeiramente uma revisão bibliográfica do concreto armado e da armadura transversal de vigas, seguida de um estudo detalhado da NBR 6118/2014, norma utilizada para o desenvolvimento desta pesquisa. Posteriormente, foi realizado a determinação das vigas que foram utilizadas como base para realizar os cálculos referentes ao dimensionamento da armadura transversal de vigas, esse dimensionamento seguirá sendo realizado para os dois modelos de cálculos preconizados pela NBR 6118.

A partir disso, foram calculadas algumas vigas por meio de planilhas no software Excel®, disponível no Apêndice I, onde foram estabelecidos um conjunto de parâmetros correspondentes aos valores mais recorrentes em projeto, fixando-se o valor de resistência a compressão característica do concreto em 25 MPa, assim, como a tensão de escoamento característica do aço em 500 MPa. A largura da seção transversal (b_w) foi fixada em 15 cm, trabalhando com a altura (h) de 40 cm.

Foram adotados estribos verticais ($\alpha=90^\circ$) individuais com dois ramos. Se utilizou o diâmetro de 5,0 mm, por ser o diâmetro mínimo especificado pela NBR 6118:2014. A norma ainda salienta em seu item 17.4.2 que a tensão na armadura transversal passiva (f_{ywd}) é confinada ao valor da resistência de cálculo de escoamento do aço (f_{yd}), no caso de estribos, e não pode adotar valores superiores a 435 MPa. Por isso, mesmo quando se utiliza CA60, o valor limite de f_{yd} é 435 MPa.

Os coeficientes utilizados para ponderar as resistências seguem o descrito no item 12.4 da NBR 6118:2014, em que para situações habituais, adota-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.

Estabeleceu um comprimento (L) fixo de 5 metros, variando a carga distribuída na viga de 20 a 50 kN/m. A NBR 6118:2014 cita em seu item 11.7 que as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação das ações (γ_f), cujo valor é 1,4 para situações normais, fixado no presente estudo.

Por definições da NBR 6118:2014, o método de dimensionamento não se adota para vigas-parede, em que a relação entre o vão e a altura (L/h) seja inferior a 2 em vigas biapoiadas e inferior a 3 em vigas contínuas, além dos elementos, cujo $b_w > 5d$, caso que deve ser tratado como laje.

Após essas etapas, foi desenvolvido o dimensionamento da armadura de cisalhamento das vigas, para o Modelo I, no qual a NBR 6118/2014 admite diagonais de compressão inclinadas em um ângulo de 45° em relação ao elemento estrutural, e para o Modelo II, em que a norma admite diagonais de compressão inclinadas em ângulos que variam de 30° a 45°.

Foi efetuado, para o Modelo II, o desenvolvimento de cálculos com ângulos de 30°, 35°, 40° e 45° para as vigas. Dessa forma, com todos os processos concluídos, foi realizado um estudo comparativo entre os resultados da área de aço da armadura transversal, calculados pelos dois modelos de cálculo de estribos, com a finalidade de verificar qual dos métodos é o mais econômico no que se refere ao consumo de aço. Ao todo, foram dimensionadas 20 vigas, sendo que 4 foram para Modelo de Cálculo I e 16 para Modelo de Cálculo II.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Observando-se somente as áreas de aço dos estribos atingidas por meio do Modelo de Cálculo II, constatou-se que para cada grau do ângulo θ da biela de compressão entre de 30° e 45°, alcançou os resultados expostos na Tabela 02. As vigas analisadas apresentaram a mesma tendência para cada carga avaliada. Na presente análise, não foi considerada a armadura mínima, pois esse valor é independente do ângulo da biela adotado.

Como pode ser observado na Tabela 02, a alta do ângulo θ de inclinação das bielas conduz a maiores valores de área de aço da armadura transversal para todas as cargas. A priori, o ângulo θ de 30° é a opção mais vantajosa economicamente por advir de menores áreas de aço, já que a área dos estribos para esse ângulo corresponde a aproximadamente 60% da área calculada com inclinação de 45°, considerando apenas o segundo Modelo de Cálculo. No entanto, o ângulo de inclinação de θ de 30° implica em menores valores de $VRd2$ em relação aos demais ângulos, o que leva, em algumas situações, ao não cumprimento da verificação de segurança ($V_{Sd} \leq VRd2$). Caso o resultado fosse de $V_{Sd} > VRd2$, para continuar a trabalhar com o ângulos θ de 30°, a viga requeria passar por alguma modificação, para que a situação fosse invertida, tornando-se $VRd2 \geq V_{sd}$.

Tabela 2: Áreas de aço do Modelo de cálculo II (cm²).

θ	Cargas (kN/m)			
	20	30	40	50
30°	1,47	3,27	5,07	6,88
35°	1,74	3,89	6,03	8,18
40°	2,07	4,61	7,15	9,69
45°	2,45	5,47	8,49	11,52

Fonte: Própria (2020).

Dado que a carga a qual a viga está sujeita geralmente não pode ser reduzida, é cabível a elevação do valor de VRd2 por meio do aumento da classe de concreto, altura útil ou até mesmo a largura da viga. Essas modificações podem ser desvantajosas economicamente, mas ficam a critério do projetista realizá-las ou não. É importante também que o mesmo verifique se essas adequações atendem as condições particulares do seu projeto.

Outro meio de resolução consiste em ampliar o ângulo θ de inclinação das bielas, o que resulta em uma elevação no valor de VRd2, e a condição de segurança pode passar a ser válida. À vista disso, para o Modelo de Cálculo II, o ângulo θ de 30° fornece uma menor área de aço da armadura transversal, desde que atenda as condições de segurança impostas pela NBR 6118:2014.

A fim de comparar os dois modelos de cálculo, relacionou-se as áreas de aço dos estribos obtidas no Modelo II (Asw, II) e no Modelo I (Asw, I). As vigas apresentadas e analisadas apresentaram as mesmas relações de cargas, seção transversal e vão. A Tabela 03 mostra a relação Asw, II (θ) / Asw, I para cada carga imposta e para os graus de inclinação da biela de compressão. Nessa análise, não foi considerada a situação de armadura mínima, pois resultaria em valores iguais para os dois modelos e conseqüentemente em uma relação Asw, II (θ) / Asw, I igual a 1.

Tabela 03: Relação Asw, II(θ)/Asw, I (cm²).

θ	Cargas (kN/m)			
	20	30	40	50
30°	0,73	0,73	0,73	0,73
35°	0,86	0,86	0,86	0,86
40°	1,02	1,02	1,02	1,02
45°	1,21	1,21	1,21	1,21

Fonte: Própria (2020).

O valores de área de aço tendem a se igualar entres os ângulos de 39° e 40°, o que faz com que a relação Asw, II/Asw, I tenda a 1, confirmando assim a análise de Duarte (2005), que afirma que em torno de 39° seria o ângulo de limite para utilização do Modelo II como mais econômico.

No ponto em que a relação de Asw, II/Asw, I tende a 1 na Tabela 03, não ocorre diferença nas áreas de aço, independente da carga adotada, o que também é possível observar na Tabela 04. A partir disso, o Modelo de Cálculo II deixa de ser o modelo mais vantajoso e a adoção do Modelo de Cálculo I proporciona maior economia, que pode chegar a cerca de 19% ao adotar o ângulo θ de 45° no Modelo II.

Tabela 04: Áreas de aço dos Modelos de Cálculo I e II (cm²).

θ	Cargas (kN/m)			
	20	30	40	50
Modelo I 45°	2,02	4,5	6,99	9,47
Modelo II 30°	1,47	3,27	5,07	6,88
Modelo II 35°	1,74	3,89	6,03	8,18
Modelo II 40°	2,07	4,61	7,15	9,69
Modelo II 45°	2,45	5,47	8,49	11,52

Fonte: Própria (2020)

O Modelo de Cálculo II apresentou maior economia com o ângulo θ de 30°, o que pode chegar a aproximadamente 30% em relação ao Modelo I, reafirmando o fundamentado por Birolo (2014) que obteve economia de cerca 27,39% na área de aço da armadura transversal com θ de 30°, com a utilização de concreto C25.

5. CONCLUSÃO

Com base na análise dos resultados, ao correlacionar os modelos de cálculo, constatou-se que a adoção do Modelo de Cálculo II com ângulo θ de 30° resulta em menores áreas de aço da armadura transversal, correspondendo a aproximadamente 60% da área calculada com inclinação de 45° no mesmo modelo. No entanto, ao adotar o ângulo θ de 30°, a força cortante máxima resistente, sem o esmagamento das bielas comprimidas de concreto (VRd2) é menor em relação aos outros ângulos, o que leva, em algumas situações, ao não estabelecimento de verificação de segurança prescrita pela norma ($V_{Sd} \leq VR_{d2}$).

Dessa forma, a economia que Modelo II gera em relação ao Modelo I, pode chegar a 30% ao adotar-se o ângulo θ de 30°. Aumentando-se o ângulo de inclinação das bielas comprimidas no Modelo II o resultado é de maiores valores de áreas de aço. Ao adotar ângulo θ de 40°, os valores das áreas adquiridas pelos dois modelos se igualam e, baseado nisso, ao subir o ângulo θ , a adoção do Modelo de Cálculo I promove uma maior economia, que pode chegar a 19% se contrastado ao ângulo θ de 45° no Modelo II.

Com isso, as relações entre as áreas de aço da armadura transversal obtidas pelos modelos independem da seção transversal da viga e do valor esforço cortante a qual está submetida, e assim fica condicionada apenas à classe de concreto escolhida.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. V. 1,2,3,4, 4ª. Ed., Rio Grande/RS: Dunas, 2014.

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

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.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto armado.** v. 1, 4^a. Ed., São Carlos: UFSCar, 2014.

DUARTE, Douglas de Souza. **Estudo comparativo entre os dois métodos propostos pela NBR 6118:2007 para o dimensionamento da armadura de cisalhamento em vigas sujeitas a flexão simples.** 2005. 87 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2005.

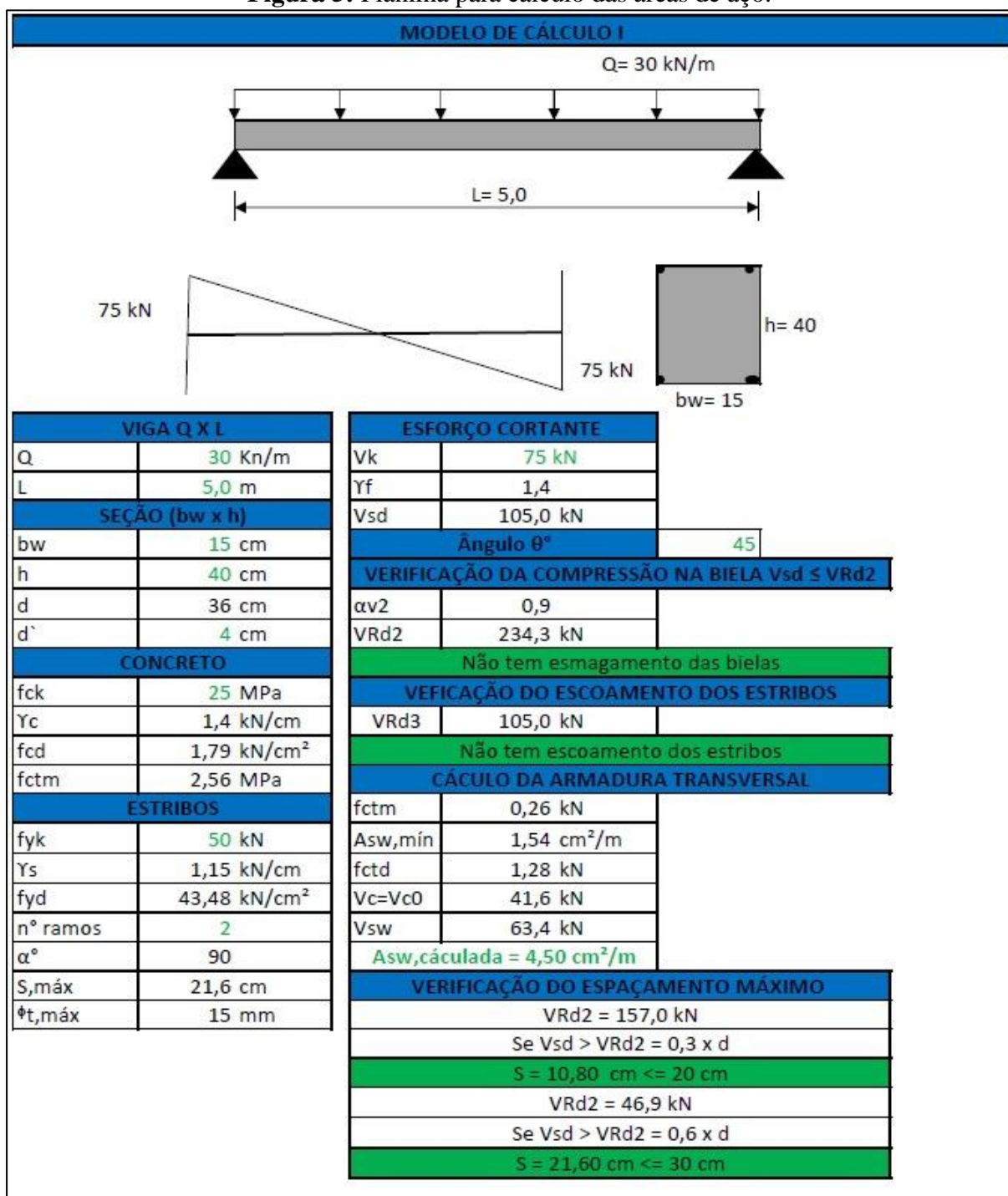
RODRIGUES, Paulo Cesar. **Estruturas de Concreto Armado I.** 3^a. Ed., Santa Rosa: Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande Do Sul, 2013.

SANTOS, Daniel. **Análise de vigas de concreto utilizando modelos de bielas e tirantes.** São Carlos: USP, 2006. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2006.

SOUZA DUARTE, Douglas de et al. **Estudo comparativo entre os dois métodos propostos pela NBR 6118:2007 para o dimensionamento da armadura de cisalhamento em vigas sujeitas a flexão simples.** Tecnologia e Ambiente. Criciúma, SC. Unesc, 2013.

APÊNDICE I

Figura 5: Planilha para cálculo das áreas de aço.



Fonte: Própria (2020).