



UNIVERSIDADE FEDERAL DA GRANDE DOURADOS
Faculdade de Engenharia
Engenharia Civil - FAEN

LUCAS ALANIS MENDES

**Análise comparativa do dimensionamento de uma viga ao esforço
cortante segundo a ABNT NBR 6118:2014 e o FIB MODEL CODE 2010**

Dourados - MS
2023

LUCAS ALANIS MENDES

**Análise comparativa do dimensionamento de uma viga
ao esforço cortante segundo a ABNT NBR 6118:2014 e
o FIB MODEL CODE 2010**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Banca Examinadora
da Universidade Federal da Grande
Dourados, como pré-requisito para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, sob a orientação do
Prof^o André Felipe Aparecido de Mello
com área de concentração
3.01.00.00-3 – Engenharia Civil.

**Dourados - MS
2023**



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE FEDERAL DA GRANDE DOURADOS

ANEXO H – ATA DE DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Às 10:00 horas do dia 18 de abril de 2023, realizou-se no(a) Lab 01 - Video-conf. e Proc. de Imagens (SELAB/FAEN) da Faculdade de Engenharia - UFGD a defesa pública do Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil, intitulado “Análise comparativa do dimensionamento de uma viga ao esforço cortante segundo a ABNT NBR 6118:2014 e o FIB MODEL CODE 2010”, de autoria do(a) discente Lucas Alanis Mendes, como requisito para a aprovação no componente curricular Trabalho de Conclusão de Curso II.

Após a defesa e posterior arguição, a banca examinadora concluiu que o Trabalho apresentado deve ser:

Aprovado

Reprovado

O(A) discente(a) declara ciência de que a sua aprovação está condicionada à entrega da versão final (encadernada, corrigida e assinada) do Trabalho de Conclusão de Curso, nos termos em que especifica o regulamento do componente curricular, em anexo ao Projeto Pedagógico do Curso de Engenharia Civil da UFGD. O(A) orientador(a) se responsabilizará pela verificação e aprovação das correções do manuscrito feitas pelo(a) discente(a) para a elaboração da versão final.

OBSERVAÇÕES ADICIONAIS

DISCENTE

Nome: Lucas Alanis Mendes Assinatura: Lucas Alanis Mendes

BANCA EXAMINADORA

Orientador: André Felipe Aparecido de Mello Assinatura: André Mello

Membro: Daniele Araujo Altran Assinatura: Daniele Araujo Altran

Membro: Leonardo da Rosa Walz Assinatura: Leonardo da Rosa Walz

ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE UMA VIGA AO ESFORÇO CORTANTE SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014 E O FIB MODEL CODE 2010

Lucas Alanis Mendes¹; André Felipe Aparecido de Mello²
Lucasalanis@hotmail.com¹; Andremello@ufgd.edu.br²;

RESUMO

Devido à grande necessidade de economia e eficiência na engenharia, normas técnicas são necessárias para garantir o melhor desempenho e segurança nas aplicações práticas, surgindo a necessidade de buscarem constantes atualizações. O presente estudo tem por objetivo analisar o dimensionamento de armadura transversal em uma viga de concreto armado através de duas normas, sendo elas a NBR 6118:2014 e a FIB MODEL CODE 2010. As comparações serão feitas através de uma revisão completa dos cálculos aplicados nas duas normas estudadas, avaliando as diferenças de dimensionamento presente em cada e comparando os resultados de forma a definir o método mais satisfatório e aplicável na prática. Os métodos calculados apresentam diferenciações em suas metodologias, a norma brasileira adota como base a teoria da treliça de Ritter- Morsch enquanto a FIB MODEL CODE 2010 utiliza o Modelo de Compressão Modificado (MCFT), as variáveis de cálculo apresentam distinções desde deformações longitudinais até considerações de mecanismos complementares, devido a isso os resultados dentre cada método apresentam-se com grande diferença na porcentagem de armadura necessária. Os métodos que apresentam a consideração do concreto como mecanismo complementar e adotam ângulos de compressão menores, apresentam-se como menos conservadores e mais aplicáveis na prática. Dessa forma, nota-se que o método mais econômico é o terceiro nível de aproximação da FIB, porém, devido a restrições de espaçamento máximo o modelo de cálculo II da NBR se iguala a ele, apresentando a mesma economia.

Palavras-chave: armadura transversal; cisalhamento em vigas; dimensionamento à força cortante.

ABSTRACT

Due to the great need for economy and efficiency in engineering, technical standards are necessary to guarantee the best performance and safety in practical applications, resulting in the need to seek constant updates. The present study aims to analyze the design of transverse reinforcement in a reinforced concrete beam through two standards, namely NBR 6118:2014 and FIB MODEL CODE 2010. Comparisons will be made through a complete review of the calculations applied in the two norms studied, evaluating the sizing differences present in each and comparing the results in order to define the most satisfactory and applicable method in practice. The calculated methods present differences in their methodologies, the Brazilian standard adopts the Ritter-Morsch lattice theory as a basis, while the FIB MODEL CODE 2010 uses the Modified Compression Model (MCFT), the calculation variables present distinctions from longitudinal deformations to considerations of complementary mechanisms, due to this the results between each method are presented with great difference in the percentage of necessary reinforcement. Methods that consider concrete as a complementary mechanism and adopt smaller compression angles are less conservative and more applicable in practice. Thus, it is noted that the most economical method is the third level of approximation of the FIB, however, due to maximum spacing restrictions, the calculation model II of the NBR is equal to it, presenting the same economy.

Keywords: transverse reinforcement; shear in beams; shear dimensioning.

1 INTRODUÇÃO

O setor da construção civil se desenvolve aceleradamente, com novas técnicas aplicáveis na engenharia de forma a buscar melhores resultados utilizando meios mais eficazes e eficientes. Nessa ótica, é possível analisar que muitas das normas vigentes no Brasil são provindas de teorias tradicionais, contempladas muitas das vezes por considerações primitivas. Esse é o caso da ABNT NBR 6118:2014, que adota um modelo clássico de dimensionamento para a determinação de armaduras transversais em elementos de concreto armado sob esforços cortantes.

O cisalhamento em elementos de concreto armado é ocorrido devido a flexão gerada em sua superfície carregada de esforços cortantes, a qual tende a gerar fissuras devido ao concreto não resistir as tensões principais de tração. Com isso, adota-se armaduras transversais para suprir esses esforços, diminuindo os deslocamentos referentes à tração e, assim, combatendo a fissuração (BASTOS, 2021). A norma nacional NBR 6118:2014 é referência para os cálculos estruturais, o dimensionamento de armadura transversal é baseado no modelo de treliça de Ritter- Morsch. O modelo faz uma analogia dos elementos em concreto com uma treliça composta por banzos tracionados e comprimidos, a resistência do concreto é considerada em compressão perante a força cortante. (ABNT, 2014).

O FIB MODEL CODE 2010 se trata de uma regulamentação desenvolvida internacionalmente com participações de diversos países da Europa, no quesito de armadura transversal, adota-se considerações criadas a partir do Modelo de Compressão Modificado (MCFT), desenvolvido por Vecchio e Collins (1986), na teoria considera-se uma relação de tensão-deformação presente nos elementos de concreto armado sob esforços cortantes. Através disso, nos modelos de dimensionamento da norma, variáveis são adotadas para incluir a deformação longitudinal no cálculo da armadura transversal, visto que essa deformação pode influenciar de grande forma na fissuração e surgimento de trincas nos elementos estruturais.

O presente estudo foi desenvolvido a partir da necessidade de verificar a eficiência da norma nacional no quesito de dimensionamento de armadura transversal, com isso, foi adotado a FIB MODEL CODE 2010 como uma comparação a NBR 6118:2014, pelo fato de que seus modelos de dimensionamento de cálculo apresentam algumas variações. É notório que as diferenças podem ser significativas entre os dimensionamentos, desta forma, o objetivo do estudo foi realizar análises comparativas entre a norma brasileira NBR

6118:2014 com o FIB MODEL CODE 2010, apresentando o dimensionamento da armadura transversal de uma viga de concreto armado segundo as duas considerações.

O intuito de analisar as diferenças é verificar o desempenho da norma brasileira referente a uma norma com considerações avançadas, as quais adotam inúmeras variáveis, observando a eficácia e a eficiência entre os dois dimensionamentos pela resistência calculada de projeto e a taxa de armadura transversal.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

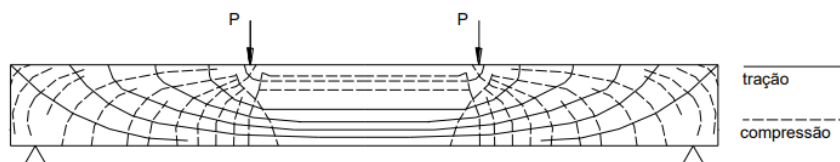
2.1 Comportamento em vigas de concreto armado sob força cortante

Quando submetidas a carregamentos, as estruturas de concreto armado podem reagir com comportamentos divididos em três fases:

- A primeira fase é conhecida como Estádio I, não apresentando fissuras na estrutura, visto que as tensões de tração devido a um carregamento são inferiores à resistência à tração do concreto.
- O Estádio II é a segunda fase, onde a resistência do concreto é ultrapassada pelas tensões, sendo perceptíveis as primeiras fissuras na estrutura, necessitando de armadura para resistir a tais tenções.
- A última das fases é o Estádio III, a estrutura é deformada plasticamente com iminência de ruptura.

Segundo Bastos (2021), forças cortantes podem ser analisadas em uma viga biapoiada, observando tensões internas quando a viga é submetida a aplicação de um carregamento pontual, como pode-se observar na Figura 1. Nota-se que com o aumento do carregamento é possível entender o avanço dos Estádios e fissuração da estrutura, sendo perceptível que tensões de tração e compressão surgem de forma inclinada no interior do elemento de concreto armado.

Figura 1 – Trajetória das tensões principais

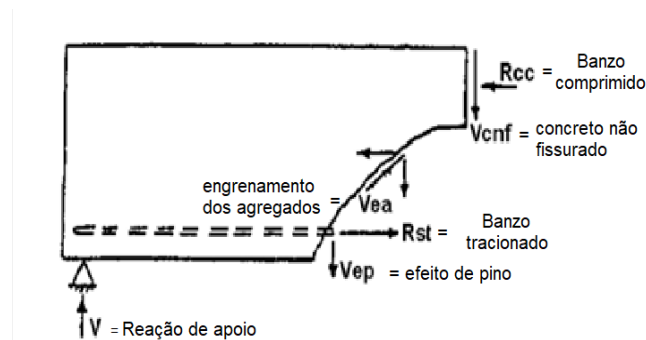


Fonte: Bastos (2021)

Com o aumento progressivo das cargas, as tensões aos poucos ultrapassam a resistência do concreto (Estádio II), gerando fissuração por flexão nas fibras mais tracionadas. Após as primeiras fissuras e o aumento contínuo da carga, fissuras por cisalhamento são iniciadas de forma inclinada entre os apoios e as cargas, geradas a partir da trajetória de tensões influenciada pela força cortante.

Os mecanismos de transferência de força cortante em vigas são complexos e difíceis de serem identificados, visto que uma redistribuição de tensões na viga é iniciada após o surgimento de fissuras inclinadas (FENWICK; PAULAY, 1968). A força de cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal é transferida de vários modos como se pode observar na Figura 2.

Figura 2 – Forças atuantes em fissura inclinada



Fonte: Adaptado de Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973)

- **Efeito de arco:** Surgimento de uma biela inclinada à partir do banzo comprimido que absorve parte da força cortante, gerando então o efeito de arco. (BASTOS, 2021).
- **Concreto comprimido não fissurado:** As cargas cisalhantes aplicadas sobre a zona do banzo comprimido são absorvidas pela camada de concreto, servindo como uma parcela de resistência (BASTOS, 2021).
- **Engrenamento dos agregados:** A transferência de forças cisalhantes é feita pelo bloqueio dos agregados que em contrapartida sustentam superfícies opostas, fazendo forças contrárias (WALRAVEN; REINHARDT, 1981).
- **Efeito de pino:** Segundo Walraven e Reinhardt (1981), pode ser entendido como a capacidade das barras longitudinais resistirem a esforços de forças cortantes, sendo elas perpendiculares ao seu eixo longitudinal.

Segundo Macgregor e Wight (2012) a eficiência dos mecanismos de transmissão de forças internas em uma viga sem armadura transversal pode ser influenciada devido a certos parâmetros, sendo alguns eles:

- **Resistência à tração do concreto:** A fissuração inclinada ocorre devido a resistência à tração do concreto, visto que após a fissuração por flexão ocorrer se iniciam as fissuras inclinadas, sendo observado na alma da viga de concreto. (MACGREGOR; WIGHT, 2012).
- **Taxa de armadura longitudinal:** A taxa de armadura possui a função de resistir à flexão nos banzos tracionados da viga, controlando assim a abertura das

fissuras inclinadas. Isso garante a transferência dos esforços diagonais pelo engrenamento dos agregados, e ainda proporciona o efeito de pino (FUSCO, 2008).

- **Altura da viga:** Ao aumentar a altura de uma viga pode-se notar que a largura e o espaçamento das fissuras tendem a aumentar, diminuindo a resistência ao cisalhamento que pode ser transferida pelo engrenamento dos agregados (QUEIROZ JUNIOR, 2014).

De acordo com Collins e Mitchell (1990), após o surgimento das fissuras inclinadas o concreto apresenta pouca ou quase nenhuma capacidade de transferência de forças tracionadas, diminuindo assim a resistência ao cisalhamento da peça bruscamente.

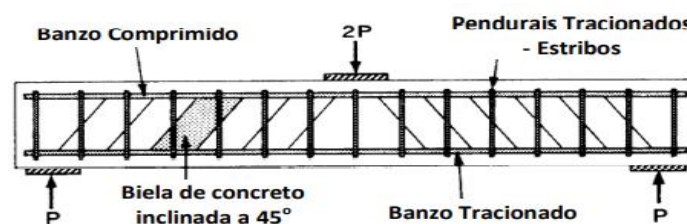
Com a redistribuição de esforços gerada internamente e a fissuração em uma viga devido ao aumento de cargas, se torna necessário a presença da armadura transversal para resistir a estes esforços, de forma que ocorra um trabalho mais efetivo entre as bielas comprimidas de concreto e os estribos. Em casos de insuficiência de armadura transversal, o aço pode atingir o escoamento (ϵ_y), fazendo com que as fissuras aumentem a abertura e se elevem ao banzo comprimido, diminuindo o atrito entre as superfícies fissuradas. (BASTOS, 2021).

2.2 Analogia Treliça

A analogia de treliça foi um modelo para os estudos comportamentais do cisalhamento em elementos de concreto armado, que possui origem no final do século XIX com as ideias de Ritter, e sendo complementada posteriormente no início do século XX com Mörsch.

Segundo Ritter (1899) as peças de concreto em estado de fissuração (**Estádio II**) sob forças cortantes e momentos fletores se comportam semelhantemente a uma treliça, apresentando dois banzos paralelos, sendo um deles comprimido (Concreto) e outro tracionado (Armadura longitudinal). Além da presença dos banzos, o modelo considera pendurais tracionados (Estribos) e bielas inclinadas comprimidas, sendo verificado a inclinação delas através do ângulo θ das fissuras, como pode-se observar na Figura 3.

Figura 3 – Modelo de treliça



Fonte: Queiroz Junior (2014)

2.2.1 Treliça Clássica

A treliça clássica de Ritter- Mörsch admite algumas hipóteses para os cálculos, definindo-a como um elemento isostático e admitindo que as diagonais comprimidas geradas pela fissuração apresentam um ângulo de 45° em relação aos banzos.

Experimentos foram realizados a fim de verificar a eficácia da teoria apresentada à partir de ensaios em vigas de concreto armado, com a análise dos resultados pôde-se notar que a treliça clássica induz ao uso de uma armadura transversal superior à necessária na prática, visto que, na realidade as fissuras apresentam inclinações menores que 45° . Assim, geram-se tensões na armadura inferiores ao esperado, de modo que se obtém uma estrutura superarmada ao cisalhamento (NOGUEIRA, 2010).

2.2.2 Treliça Generalizada

Durante a década de 1960 foram feitos experimentos buscando tornar o método de treliça clássica mais eficiente, Leonhardt e Walther (1961) fizeram considerações que deveriam ser atribuídas nos cálculos de vigas, dentre os quais:

- A treliça deve ser considerada hiperestática, pois os nós não são articulações perfeitas;
- A inclinação das bielas comprimidas varia entre 30° e 45° , não sendo fixa ao valor imposto;
- Os banzos não são paralelos, nota-se que o banzo superior é inclinado (efeito de arqueamento);
- O esforço da armadura transversal é influenciado pela taxa de armadura longitudinal;
- Parte do esforço cortante já é absorvido pelo concreto comprimido, devido ao efeito de arqueamento no banzo superior.

3 METODOLOGIA

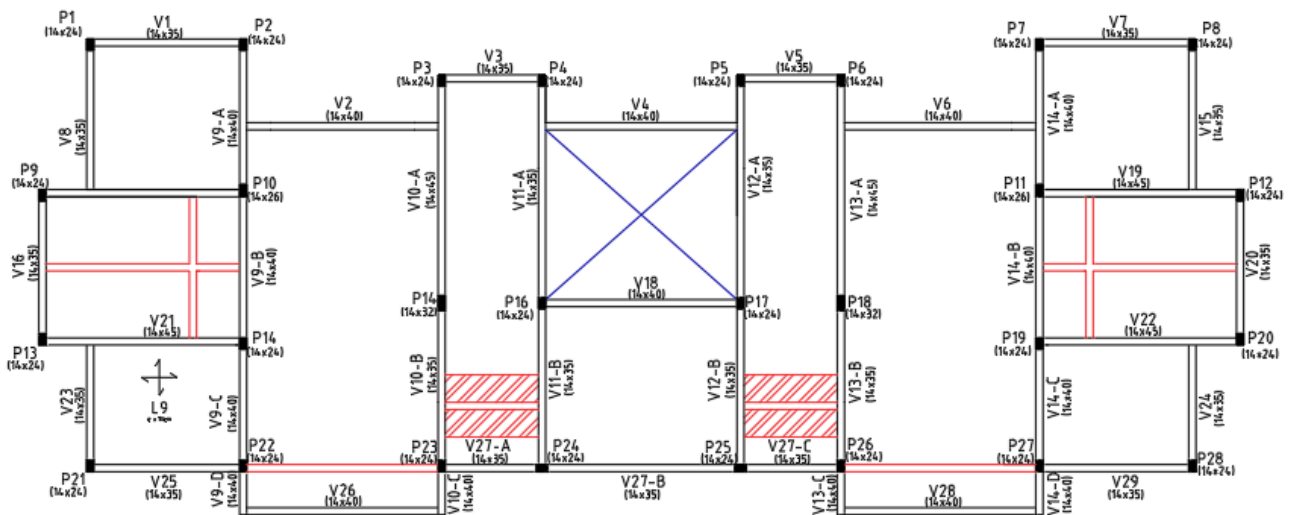
O trabalho teve como objetivo avaliar o dimensionamento de armadura transversal em vigas de concreto armado adotado no Brasil pela norma NBR 6118:2014, visto que ela se mostra como uma norma tradicional, assim surge o intuito de verificar a eficácia e eficiência em função da resistência e taxa de armadura quando comparada a normas com cálculos mais modernos como o FIB MODEL 2010. O trabalho será desenvolvido em etapas, sendo elas:

- Revisão dos conceitos e modelos de cálculos aplicáveis em cada norma analisada;

- Dimensionamento da armadura transversal através de cada modelos de cálculo admitido nas duas normas;
- Apresentação dos resultados obtidos, com enfoque nas possíveis diferenças encontradas.

A NBR 6118:2014 foi utilizada para o dimensionamento das seções e armadura longitudinal da viga presente no estudo, assim como no edifício de três pavimentos no qual ela está inserida. O cálculo do edifício decorreu da combinação de cargas acidentais e cargas de peso próprio de vigas, lajes, paredes e pilares presentes na norma. Na Figura 4 é possível analisar a planta das formas do projeto, a disposição da concepção estrutural presente no edifício e observar as cargas atuantes apoiadas no comprimento da viga estudada.

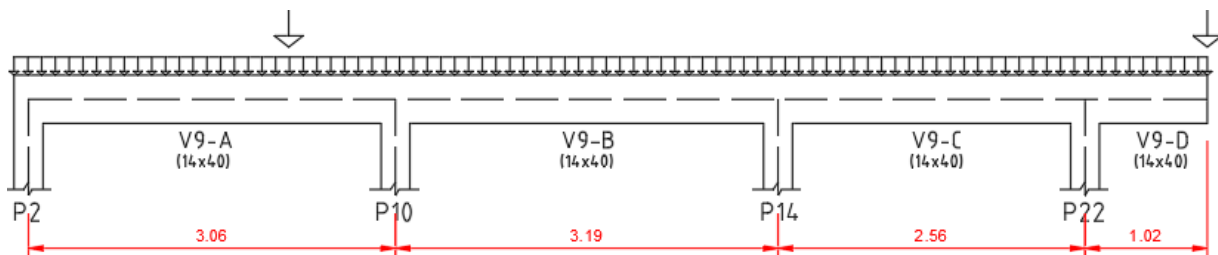
Figura 4 – Planta das formas.



Fonte: Autor (2022)

Para o estudo comparativo entre as normas, foi adotado a viga contínua em concreto armado V9. Como pode-se observar na Figura 5, seu comprimento é composto por quatro tramos, três deles biapoiados e um balanço, o carregamento é aplicado em toda a viga.

Figura 5 – Viga proposta.



Fonte: Autor (2022)

Foram utilizados os seguintes materiais:

- Aço CA-50;
- Resistência característica do concreto a compressão de 25 MPa;
- Diâmetro das barras longitudinais: 10 mm;
- Diâmetro das barras transversais: 6,3 mm;
- Estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$).

3.1 Dimensionamento segundo a ABNT NBR 6118:2014

A norma faz analogia ao modelo de treliça de Ritter- Mörsch, contudo acrescenta a ideia de que os esforços cisalhantes não são restringidos apenas pela armadura transversal (A_{sw}), mas também pela parcela (V_c) representada pelos mecanismos de resistência complementares da treliça.

São impostos dois modelos de cálculo para dimensionamento do esforço cortante em flexão simples, cabendo a escolha ao projetista sobre qual modelo escolher. O **Modelo I** é baseado na treliça clássica, com diagonais comprimidas com um ângulo de inclinação fixo em 45° em relação ao eixo longitudinal da peça, com o acréscimo do valor (V_c) constante. Em sequência, o **Modelo II** é similar a treliça generalizada com inclinação das diagonais variando de $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, com (V_c) calculado em função do esforço cortante, e do solicitante (V_{sd}).

Conforme a norma, o esforço cortante deve ser dimensionado segundo o Estado Limite Último (ELU), sob as considerações (1) e (2):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (1)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2)$$

Onde:

V_{sd} : Força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} : Força cortante resistente de cálculo, referente as diagonais comprimidas;

V_{Rd3} : Força cortante resistente de cálculo, referente a ruína por tração diagonal;

V_c : Força cortante absorvida por mecanismos complementares;

V_{sw} : Força cortante absorvida pela armadura transversal.

Os modelos de cálculo devem respeitar a condição de armadura mínima, a norma apresenta a equação (3):

$$A_{sw,min} \geq \frac{20 \cdot f_{ct,m}}{f_{ywk}} \cdot b_w \quad (3)$$

Considerações sobre o espaçamento máximo das armaduras transversais também são informadas, as condições são (4) e (5):

$$\text{Se } V_d \leq 0,67 \cdot V_{rd2}, \text{ então } S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad (4)$$

$$\text{Se } V_d \geq 0,67 \cdot V_{rd2}, \text{ então } S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,3 \cdot d \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (5)$$

3.1.1 Dimensionamento Modelo de cálculo I

O modelo apresenta um ângulo θ fixo em 45° e um valor V_c constante.

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

Sendo,

$$\alpha_{V2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

b_w : Menor largura da seção;

d : Largura útil da seção;

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto;

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto;

b) Determinação da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (7)$$

Para a determinação, calculam-se os seguintes parâmetros:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (8)$$

$V_c = V_{c0}$, na flexão simples

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

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$$

Sendo:

A_{sw} : Área da seção transversal dos estribos;

s : Espaçamento entre elementos da armadura transversal;

$f_{ct,m}$: Resistência média a tração do concreto;

f_{ywd} : Tensão na armadura transversal de flexão;

γ_c : Coeficiente de minoração da resistência do concreto.

3.1.2 Dimensionamento Modelo de cálculo II

O modelo de cálculo II apresenta ângulo θ variando de $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, e valor de V_c dependente de V_{sd} .

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (\sin \theta)^2 \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (9)$$

Caso seja adotado $\theta = 45^\circ$, a equação resultará no mesmo resultado da Equação 6 do modelo de cálculo I.

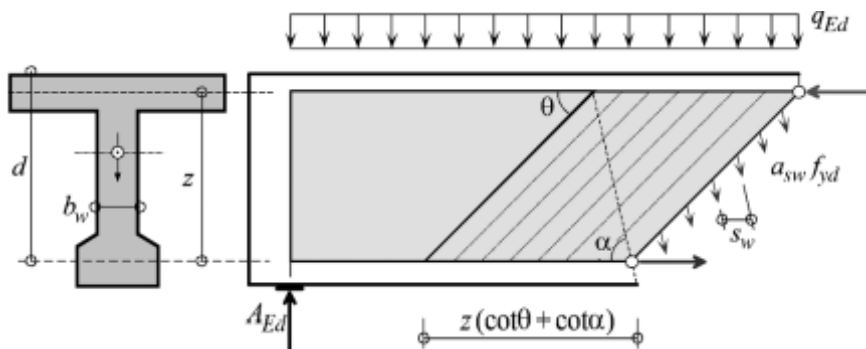
b) Determinação de armadura transversal:

A determinação de armadura transversal é calculada pelas mesmas equações do modelo de cálculo I do item 3.1.1.

3.2 Dimensionamento segundo FIB MODEL CODE 2010

O FIB MODEL CODE 2010 apresenta um modelo de dimensionamento para o esforço cortante em estruturas de concreto armado baseado em um conjunto de teorias, ligando a analogia do modelo de treliça variável com a teoria do campo de compressão modificado, modelo desenvolvido por Vecchio e Collins (1986). A Figura 6 apresenta ilustração das variáveis presentes nas considerações dos modelos de cálculos, nota-se o ângulo do estribo (α), compressão do concreto (θ) e a distância entre as barras positivas e negativas (z).

Figura 6 – Geometria e definições.



Fonte: FIB MODEL CODE (2010)

Para a determinação dos valores de resistência ao esforço cortante podem ser adotados diferentes níveis de aproximação para o cálculo de dimensionamento, os métodos variam na complexidade dos cálculos e apresentam certa diferenciação nos resultados. Os níveis de aproximação são os seguintes:

- Aproximação de nível I – Apresenta uma abordagem do modelo de treliça de ângulo variável;
- Aproximação de nível II – É baseada em uma abordagem de campo de tensão generalizada;

- Aproximação de nível III – É baseada na teoria simplificada do campo de compressão modificado;

O dimensionamento é feito para o Estado Limite Último do esforço cortante, considerando:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (10)$$

Sendo:

V_{Rd} : Esforço cortante resistente de cálculo;

$V_{Rd,c}$: Esforço cortante resistente de cálculo do concreto;

$V_{Rd,s}$: Esforço cortante resistente de cálculo do reforço;

V_{Ed} : Esforço cortante de cálculo.

A resistência de cálculo deve ser limitada a:

$$V_{Rd,máx} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (11)$$

A resistência máxima deve respeitar a condição do ângulo $\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$ para cada nível de aproximação, e as variáveis são encontradas pelas equações (12) e (13):

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad (12)$$

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1 \quad (13)$$

A resistência ao esforço cortante do concreto é encontrada à partir de:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \quad (14)$$

z : Braço de alavanca interno (distância entre barras longitudinais superiores e inferiores).

A resistência ao esforço cortante do estribo é calculada através da equação (15):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (15)$$

Os diferentes níveis de aproximação devem respeitar a condição de armadura mínima, a norma impõe a seguinte equação:

$$\rho_w \text{ min} \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (16)$$

f_{yk} : Resistência característica da tensão de escoamento do aço

O espaçamento máximo calculado nos níveis de aproximação será utilizado nas mesmas condições impostas pela NBR 6118:2014, visto que no FIB MODEL 2010 não apresenta informações de espaçamento máximo referente a tais dimensionamentos.

Como citado anteriormente a norma apresenta níveis de aproximação, com os valores de k_c e k_v sendo dependentes do nível de aproximação. A contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento é considerada apenas no terceiro nível de aproximação.

3.2.1 Nível de aproximação I

A resistência ao cisalhamento é obtida, através de:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,máx} \quad (17)$$

Considera-se:

$\theta_{min} = 30^\circ$, para elementos de concreto armado, porém utiliza-se neste nível 45° . E se utiliza $k_\varepsilon = 0,55$ neste nível de aproximação.

As considerações da equação (17) podem ser utilizadas desde que a deformação longitudinal (ε_x) permaneça abaixo de 0,001.

3.2.2 Nível de aproximação II

A resistência ao cisalhamento é calculada pela Equação (17).

Para a deformação longitudinal, é feito o cálculo a partir de:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \mp \frac{\Delta e}{z} \right) \right) \quad (18)$$

O ângulo de compressão diagonal varia entre:

$$20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ \quad (19)$$

Para este ângulo, deve se respeitar um valor mínimo:

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \quad (20)$$

Já o coeficiente k_ε é calculado conforme as seguintes equações:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2+55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65 \quad (21)$$

E sendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2 \theta$$

3.2.3 Nível de aproximação III

Neste nível a resistência ao cisalhamento do concreto é considerada pela Equação (10). Para a deformação longitudinal é utilizado a mesma equação do nível de aproximação II, Equação (18). O ângulo de compressão diagonal varia conforme o segundo nível de aproximação à partir das Equações (19) e (20).

Para o coeficiente k_v utiliza-se a equação (22):

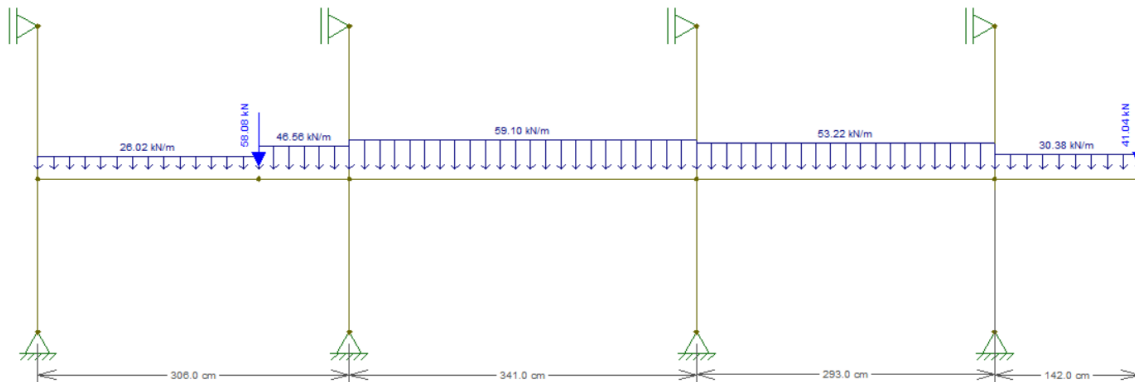
$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max} \cdot \theta_{min}} \right) \geq 0 \quad (22)$$

Como o coeficiente k_ε não é informado pelo FIB Model Code 2010, neste trabalho será adotado o mesmo valor referente ao segundo nível de aproximação, dado pela Equação (21). Se $V_{Rd} \geq V_{Rd,máx}$, a resistência deve ser determinada com o nível de aproximação II

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

As cargas presentes na viga podem ser calculadas, considerando o peso próprio da estrutura, apoio das lajes e paredes no decorrer da viga. Através das cargas é possível efetuar as combinações em ELU para obter os esforços cortantes. Com o auxílio do software Ftool® (Ftool, 2018) as cargas foram ser aplicadas ao longo da viga como se pode ver na Figura 7.

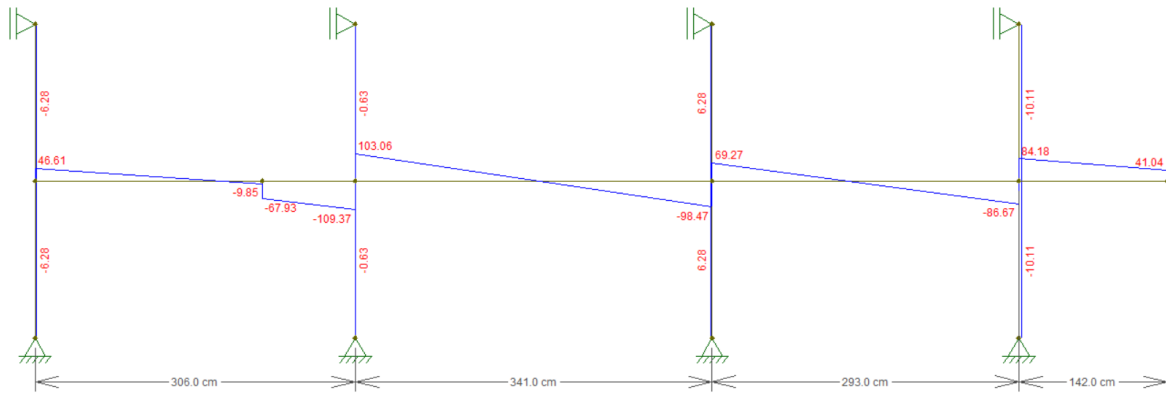
Figura 7 – Cargas na viga.



Fonte: Autor (2022)

Os esforços cortantes são cálculos pelo software Ftool como se pode observar na Figura 8. Para o presente trabalho foram desconsiderados os esforços cortantes presentes nos pilares, visto que o dimensionamento da armadura transversal será feito apenas da viga V9 em seus quatro tramos. Com isso, utilizou-se todos os valores de cortante encontrados na viga para que o número de estribos da armadura calculada possa apresentar maior precisão com melhor eficiência ao esforço necessário.

Figura 8 – Esforços cortantes.



Fonte: Autor (2022)

Para o dimensionamento da armadura transversal segundo as normas estudadas, foram utilizadas planilhas eletrônicas no software Excel® (Microsoft Excel, 2021) para maior rapidez e exatidão nos cálculos necessários para obtenção dos resultados no presente dimensionamento. A seguir estão apresentadas tabelas resumidas de cada modelo de dimensionamento, contendo o espaçamento calculado e adotado para cada dimensionamento, as tabelas completas serão disponibilizadas nos apêndices A e B.

Na Tabela 1 é possível analisar de modo geral os resultados obtidos diretamente do cálculo adotado por cada método de dimensionamento, sem considerar espaçamento máximo ou armadura mínima.

Tabela 1 – Resumo dos espaçamentos calculados.

ESPAÇAMENTO CALCULADO DOS DIMENSIONAMENTOS (cm)						
Tramo	Vsd (kN)	NBR - MODELO I	NBR - MODELO II	FIB - NÍVEL I	FIB - NÍVEL II	FIB - NÍVEL III
A	46,61	110	190	18	32	0
	-9,85	0	0	87	151	0
	-67,93	30	52	13	22	0
	-109,37	12	21	8	14	50
B	103,06	14	24	8	14	64
	-98,47	15	25	9	15	80
C	69,27	29	50	12	22	0
	-86,67	18	32	10	17	218
D	84,18	19	33	10	18	343
	41,04	365	632	21	36	0

Fonte: Autor (2023)

Com os resultados obtidos da Tabela 1, verifica-se que em muitos trechos o esforço cortante (Vsd) é relativamente baixo necessitando de pouca armadura, porém, as taxas de armadura mínima necessárias e o espaçamento máximo devem ser respeitados, uma vez que uma maior garantia de segurança é criada e também favorecendo métodos construtivos. Apresenta-se na Tabela 2 os valores de espaçamento corrigidos segundo as considerações apresentadas anteriormente.

Tabela 2 – Resumo dos espaçamentos adotados.

ESPAÇAMENTO ADOTADO DOS DIMENSIONAMENTOS (cm)						
Tramo	Vsd (KN)	NBR - MODELO I	NBR - MODELO II	FIB - NÍVEL I	FIB - NÍVEL II	FIB - NÍVEL III
A	46,61	20	20	18	20	20
	-9,85	20	20	20	20	20
	-67,93	20	20	12	20	20
	-109,37	12	20	6	12	20
B	103,06	12	20	8	14	20
	-98,47	14	20	8	15	20
C	69,27	20	20	12	20	20
	-86,67	18	20	8	16	20
D	84,18	18	20	10	16	20
	41,04	20	20	20	20	20

Fonte: Autor (2023)

4.1 NBR 6118:2014

Apresentam-se a seguir os resultados referentes ao dimensionamento pelos dois modelos presentes na norma brasileira, os cálculos efetuados foram apresentados anteriormente e detalhados sequencialmente. A análise completa pode ser visualizada através do Apêndice A, onde os cálculos estão completos.

4.1.1 Modelo de cálculo I

O modelo de treliça clássica de Ritter-Mörsh apresenta uma porcentagem de armadura relativamente baixa, visto que a consideração da contribuição do concreto reduz de forma significativa a necessidade de armadura transversal, adota-se nesse modelo um ângulo de compressão fixo de 45 °.

É possível observar através da Tabela 3 (Apêndice A) que em partes do tramo A não seria necessário a presença de armadura transversal pois a contribuição do concreto já suportaria a cortante, porém, é preciso respeitar a norma e adotar uma armadura mínima com espaçamento máximo de 20 cm.

4.1.2 Modelo de cálculo II

Neste segundo modelo de cálculo, é possível escolher um ângulo para as diagonais comprimidas do concreto desde que esteja dentro da condição de $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Adota-se neste modelo o ângulo de inclinação de 30 °.

Ao analisar a Tabela 4 (Apêndice A) de dimensionamento, nota-se que a nova escolha do ângulo resulta em diferenças no espaçamento necessário, assim a porcentagem de armadura necessária reduz em relação ao primeiro modelo de cálculo. Ao considerar a diminuição do ângulo das bielas comprimidas, a porcentagem de armadura é reduzida em conjunto visto que as variáveis da resistência dependem dessa consideração.

4.2 FIB MODEL CODE 2010

Apresenta-se a seguir as conclusões adotadas referentes ao dimensionamento dos três níveis de aproximação presentes na FIB MODEL CODE 2010, os cálculos efetuados

foram apresentados anteriormente e detalhados sequencialmente. A norma não apresenta informações referentes a espaçamento máximo de armadura transversal em seu manual, assim, será utilizado os critérios de espaçamento máximo referente a norma brasileira NBR 6118:2014.

4.2.1 Nível de aproximação I

Este nível é considerado conservador, desconsiderando totalmente a contribuição do concreto na resistência da viga, ficando apenas a contribuição da armadura transversal. Com a desconsideração do concreto, a resistência da armadura transversal é igualada ao valor da cortante para que a taxa de aço necessária possa ser encontrada, dessa forma são encontrados espaçamentos relativamente curtos devido as considerações impostas. A Tabela 5 (Apêndice B) mostra com maior entendimento as verificações e etapas de cálculo desenvolvidas.

A deformação longitudinal é adotada como fixa neste nível, se mantendo com o valor de 0,001, assim, adota-se para o ângulo de 45°, utilizado para o cálculo da resistência da armadura transversal.

4.2.2 Nível de aproximação II

Este modelo de dimensionamento é similar ao primeiro nível de aproximação, desconsiderando a atuação do concreto na resistência a cortante. A deformação longitudinal foi calculada em cada esforço dos tramos presentes na viga, porém os resultados dessa deformação se apresentaram muito elevados.

O ângulo de inclinação mínimo das diagonais comprimidas varia em função das deformações longitudinais, devido a isso, a norma limita a deformação longitudinal em 0,001 para que o ângulo mínimo das diagonais não ultrapasse 30°, mesmo que este nível não considere a participação do concreto é necessário que estas considerações sejam adotadas para que os valores de resistência do aço e resistência máxima da seção ($V_{rd,máx}$) sejam obtidos. Adota-se no modelo o ângulo de 30°.

É perceptível que este modelo se apresentou mais econômico que seu nível de aproximação anterior, é notado que eles apresentam a mesma desconsideração do concreto, porém, como o ângulo da inclinação de compressão foi adotado menor, houve uma redução na taxa de armadura. Apresenta-se na Tabela 6 (Apêndice B) o procedimento desenvolvido.

4.2.3 Nível de aproximação III

Ao contrário dos outros níveis de aproximação, este inclui assim como na NBR 6118:2014 a contribuição do concreto no dimensionamento da armadura transversal,

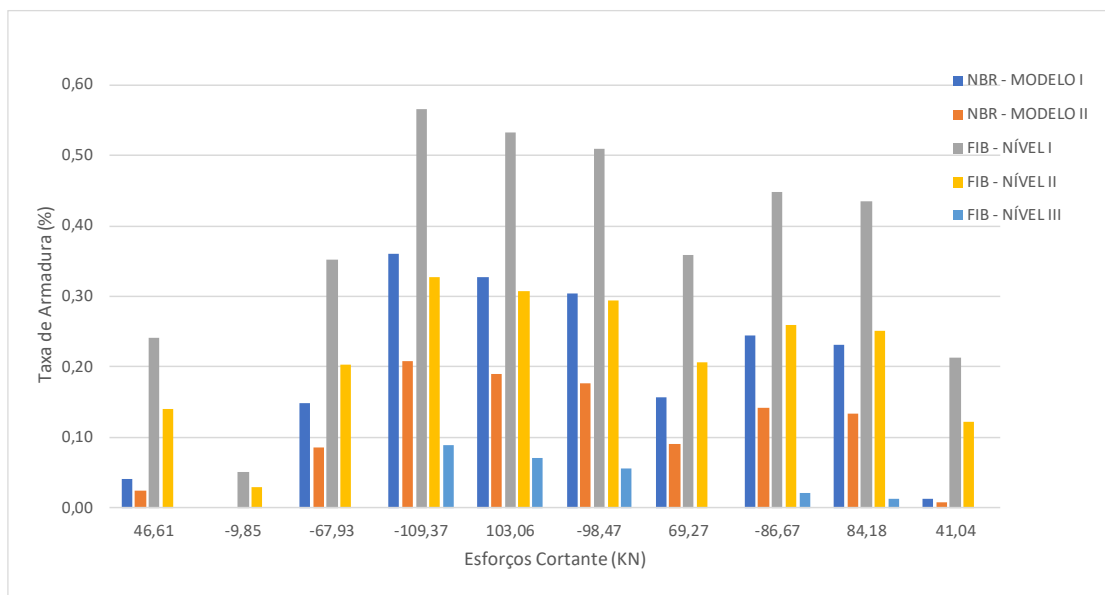
diminuindo assim a porcentagem de armadura necessária. Assim como no modelo anterior as deformações longitudinais ultrapassaram os limites admissíveis pela norma, devido a isso foi adotado o valor de 0,001.

Com a consideração do concreto na resistência fica notório a diferença dos níveis anteriores, visto que a armadura necessita de menor resistência, uma vez que agora os esforços cortantes são suportados pelo conjunto de concreto e aço. Apresenta-se na Tabela 7 (Apêndice B) o procedimento desenvolvido.

4.3 Visualização dos resultados

Os resultados podem ser analisados através de uma comparação das taxas de armadura encontrada em cada dimensionamento, dessa forma utilizou-se o gráfico da Figura 9 para melhor entendimento e visualização das diferenças encontradas em cada norma.

Figura 9 – Comparação dos resultados calculados referente a taxa de armadura.



Fonte: Autor (2023)

Analisando a Figura 09, é perceptível que dentre todos grande foi a diferença na necessidade de taxa de armadura no primeiro nível de aproximação da FIB MODEL, visto que a não consideração da resistência do concreto sobrecarrega e muito o valor suportado pelo aço na viga, é grande essa disparidade em trechos onde a cortante se apresenta elevada. Além da desconsideração do concreto, nota-se que o aumento da taxa de armadura também possui influência do ângulo de compressão adotado dentro da viga, uma vez que o aumento angular na compressão é proporcional ao aumento de armadura, devido

aos cálculos de resistência do aço ($V_{rd,s}$) utilizarem como variável a cotangente deste mesmo ângulo adotado.

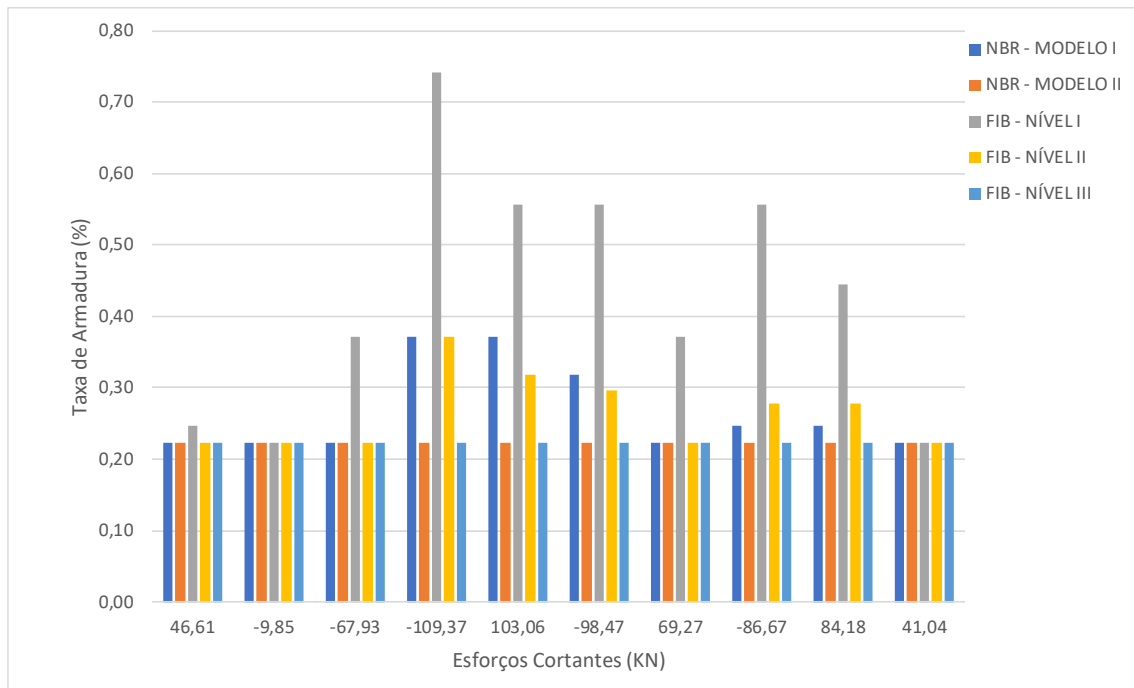
Logo abaixo do Nível I, outros dois modelos se apresentam com uma taxa de armadura relativamente similar e alta, são eles o Modelo de cálculo I e Nível II, essa percepção pode ser notada nos três trechos mais sobrecarregados da viga, sendo no fim do Tramo A e início do B. Essa similaridade pode ser entendida devido a algumas considerações de cálculo, assim como no Nível I o Modelo I também adota o ângulo de compressão com o valor fixado em 45° , a resistência do aço no Modelo I (V_{sw}) também é reduzida devido a consideração angular adotada, mesmo com a resistência do concreto incluída os valores de taxa de armadura são relativamente altos. O Nível II é marcado pelas mesmas considerações de seu modelo anterior, porém como neste cálculo adotou-se 30° na definição da compressão angular, a resistência ($V_{rd,s}$) foi proporcionalmente aumentada, diminuindo a taxa de armadura e se apresentando menor até mesmo que o Modelo I, o qual inclui a participação do concreto como mecanismo complementar.

De forma a analisar taxas de armadura menores, nota-se que o Modelo II da NBR 6118:2014 se apresenta como um dimensionamento muito econômico, visto que a mesma condição de consideração do concreto do Modelo I é aplicada. Porém, como o ângulo de compressão pode ser definido no intervalo de $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, a resistência é aumentada a medida que o ângulo vai se reduzindo, como para o estudo apresentado adotou-se o menor ângulo possível, a necessidade de armadura foi muito reduzida em relação aos dimensionamentos anteriores, economizando a quantidade de estribos e usando espaçamentos maiores.

Dentre todos os valores apresentados, o Nível de aproximação III mostrou-se o mais econômico, é notório que neste cálculo é considerado a contribuição do concreto como citado nos modelos da NBR 6118:2014, porém é incluído a deformação longitudinal como variável, assim, adotou-se que as deformações não ultrapassassem o valor de 0,001, desta forma a contribuição do concreto ($V_{rd,c}$) apresentou elevados índices de resistência, necessitando suportar uma resistência menor nas armaduras, das quais adotou-se também um ângulo de 30° nos cálculos. Ao longo da viga, muitos trechos presentes nos tramos em teoria não necessitariam de armadura para os esforços cortantes, porém, devido a consideração de espaçamento mínimo adotado utilizou-se uma taxa pequena.

A aplicação das restrições de armadura mínima e espaçamento máximo também são importantes dentro do contexto, dessa forma também pode-se incluir nessa análise tais condições.

Figura 10 – Comparação dos resultados adotados referente a taxa de armadura.



Fonte: Autor (2023)

Ao adotar as condições, é perceptível que em trechos onde a cortante atinge por volta de 46,61 KN a taxa de armadura necessária se iguala na maioria dos métodos, visto que as restrições de espaçamento adotado foram as mesmas. A diferenciação nesse caso é marcada em trechos com maiores resultados de esforços, onde o Nível de aproximação I é o cálculo mais conservador, e em seguida o Modelo I e Nível II sendo similares e conservadores também, porém apresentando necessidades menores de armadura. Devido a adoção das restrições os dois métodos de calculo menos conservadores apresentam os mesmos resultados de taxa de armadura, nesse quesito as variações foram dispensadas.

5 CONCLUSÃO

As normas apresentam cálculos matemáticos simples similares para obter resultados referentes a taxa de armadura necessária, porém, as variáveis presentes nesses dimensionamentos se diferenciam entre si tanto pelas nomenclaturas quanto pelas considerações adotadas. Os resultados obtidos no estudo variam consideravelmente quando comparados, visto que essa variação se deve principalmente pelo ângulo de compressão diagonal adotado e pelo fator de desconsideração do concreto como mecanismo complementar.

A norma brasileira NBR 6118:2014 apresentou-se com seus modelos de cálculo sendo menos conservadora de que os dois primeiros métodos de cálculo da FIB MODEL 2010, uma vez que a desconsideração do concreto na resistência, cria uma necessidade muito maior de esforço na armadura transversal aumentando relativamente a necessidade dela. Devido a isso, a comparação mais condizente com o contexto em geral seria o Nível de aproximação III com os dois modelos da NBR 6118:2014, visto que, na aplicação prática estudos comprovados demonstram que a distribuição dos esforços cortantes é reduzida, devido a mecanismos complementares como o concreto.

A taxa de armadura se torna cada vez menos conservadora a medida que o ângulo de compressão é reduzido, como pode-se notar a variação das taxas encontradas na NBR 6118:2014 resulta dessa diferenciação. No contexto geral, através dos cálculos é perceptível que os melhores resultados são marcados pelo Modelo de cálculo II e Nível de aproximação III, explica-se isso pelo fato de adotar menores inclinações na compressão diagonal, implicando diretamente nas equações, as quais são extremamente influenciáveis por essa determinação. Porém, além destas determinações, o terceiro nível da FIB MODEL CODE se mostrou o menos conservador dentre todos, uma vez que o mecanismo complementar do concreto é influenciado pela deformação longitudinal, o qual apresenta grande resistência devido as considerações feitas pela norma.

Conclui-se que a norma nacional NBR 6118:2014 se apresenta como uma norma com considerações tradicionais perante a outras como a FIB MODEL CODE 2010, essas considerações causam menor economia, sendo notado principalmente ao seu Modelo I, notado como o menos conservador. Porém, os resultados não apresentaram uma variação desproporcional, mas de certa forma para um grande estudo os resultados finais iriam impactar de grande forma na economia final. Desta forma, nota-se que o terceiro nível da FIB MODEL CODE 2010 apresenta-se como uma grande solução para a economia e avanço de modelos estruturais, visto que o dimensionamento apresenta mais variáveis inclusas e novas considerações.

O presente estudo aborda apenas a diferenciação da norma brasileira NBR 6118:2014 com a FIB MODEL 2010 no quesito de dimensionamento de armadura transversal, porém as normas se diferenciam em vários aspectos e considerações de cálculos para outros elementos estruturais. Assim, sugere-se que pesquisas futuras abordem novas comparações para uma maior análise das diferenças nas normas apresentadas, abordando assuntos com dimensionamento a punção de lajes lisas e protendidas, cálculo de consumo de aço em pilares e reforços estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

BASTOS, P. S. S. **Notas de aula da disciplina Estruturas de Concreto II**. Universidade Estadual Paulista, 2021.

CARELLI, J. A. **Cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos autotravantes**. Florianópolis, 2002. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/84060>. Acesso em: 10 Agosto.2022.

COLLINS, M.P.; MITCHELL, D. (1990). **“Prestressed concrete structures”**. Publication, New Jersey, USA, 754 pp.

FENWICK, R. C.; PAULAY, T. **Mechanisms of shear resistance of concrete beams**. Journal of the Structural Division, v. 94, n. 10, p. 2325-2350, 1968.

FRÉNAIJ, J. W. I. J. **TIME-DEPENDENT SHEAR TRANSFER IN CRACKED REINFORCED CONCRETE**. 1989. 183 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Tu Delft: Delft University Of Technology, Delft – Netherlands, 1989. Disponível em: <https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:ac4235f5-e131-41f9-abcd-6358d70ff880/datastream/OBJ/download>. Acesso em: 13 Agosto.2022.

FTOOL – Two – Dimensional Frame Analysis Tool. Versão 4.00.04. [S. l.]: Tecgraf Puc-Rio, 2018. 1 CD.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: Solicitações Tangenciais**. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2008. 328 p.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **“Model Code 2010 - Final Draft”**, Vol.1 e 2, 2012.

MACGREGOR, J. G. et al. **Reinforced concrete: Mechanics and design**. New Jersey: Prentice Hall, 1997.

MICROSOFT **Excel for Windows 11**. Versão 2108. [S. l.]: Microsoft Corporation, 2021. 1 CD.

NOGUEIRA, C.G. **Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010. Disponível em: [Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação... \(usp.br\)](#) . Acesso em: 18 Agosto.2022.

SAMORA, M. S. **Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em concreto armado sem armadura transversal.** 140 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/14220/1/AvaliacaoMecanismosResistentes.pdf>. Acesso em: 27 Agosto.2022.

WALRAVEN, J. C; REINHARDT, H. W. **Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading.** HERON, v 26, n. 1A, p. 1-68, 1981.

APÊNDICE A

Tabela 3 – Modelo de cálculo I completo.

θ	45
av2	0,9
Vrd2 (KN)	217,9
Vc (KN)	38,6
Asw (cm ²)	0,623

MODELO DE CÁLCULO I										
Tramo	Vsd (KN)	Verificação compressão diagonal	Vsw (KN)	Asw/s (cm ² /cm)	S (cm)	S máx (cm)	S adotado (cm)	Vsw,ef (KN)	Vrd3 (KN)	psw (%)
A	46,61	Vsd < Vrd 2 (OK!)	8,0	0,0057	109,88	21,52	20	43,78	82,4	0,22
	-9,85	Vsd < Vrd 2 (OK!)	-28,8	0,0000	0,00	21,52	20	43,78	82,4	0,22
	-67,93	Vsd < Vrd 2 (OK!)	29,3	0,0209	29,89	21,52	20	43,78	82,4	0,22
	-109,37	Vsd < Vrd 2 (OK!)	70,7	0,0504	12,38	21,52	12	72,96	111,6	0,37
B	103,06	Vsd < Vrd 2 (OK!)	64,4	0,0459	13,59	21,52	12	72,96	111,6	0,37
	-98,47	Vsd < Vrd 2 (OK!)	59,8	0,0426	14,63	21,52	14	62,54	101,2	0,32
C	69,27	Vsd < Vrd 2 (OK!)	30,6	0,0218	28,59	21,52	20	43,78	82,4	0,22
	-86,67	Vsd < Vrd 2 (OK!)	48,0	0,0342	18,23	21,52	18	48,64	87,3	0,25
D	84,18	Vsd < Vrd 2 (OK!)	45,5	0,0324	19,23	21,52	18	48,64	87,3	0,25
	41,04	Vsd < Vrd 2 (OK!)	2,4	0,0017	365,13	21,52	20	43,78	82,4	0,22

Fonte: Autor (2023)

Tabela 4 – Modelo de cálculo II completo.

α	90
θ	30
Vrd2 (KN)	188,7
Vc (KN)	38,6
Asw (cm ²)	0,623

MODELO DE CÁLCULO II										
Tramo	Vsd (KN)	Verificação compressão diagonal	Vsw (KN)	Asw/s (cm ² /cm)	S (cm)	S máx (cm)	S adotado (cm)	Vsw,ef (KN)	Vrd3 (KN)	psw (%)
A	46,61	Vsd < Vrd 2 (OK!)	8,0	0,0033	190,32	21,52	20	75,82	114,5	0,22
	-9,85	Vsd < Vrd 2 (OK!)	-28,8	0,0000	0,00	21,52	20	75,82	114,5	0,22
	-67,93	Vsd < Vrd 2 (OK!)	29,3	0,0120	51,78	21,52	20	75,82	114,5	0,22
	-109,37	Vsd < Vrd 2 (OK!)	70,7	0,0291	21,44	21,52	20	75,82	114,5	0,22
B	103,06	Vsd < Vrd 2 (OK!)	64,4	0,0265	23,54	21,52	20	75,82	114,5	0,22
	-98,47	Vsd < Vrd 2 (OK!)	59,8	0,0246	25,35	21,52	20	75,82	114,5	0,22
C	69,27	Vsd < Vrd 2 (OK!)	30,6	0,0126	49,51	21,52	20	75,82	114,5	0,22
	-86,67	Vsd < Vrd 2 (OK!)	48,0	0,0197	31,57	21,52	20	75,82	114,5	0,22
D	84,18	Vsd < Vrd 2 (OK!)	45,5	0,0187	33,30	21,52	20	75,82	114,5	0,22
	41,04	Vsd < Vrd 2 (OK!)	2,4	0,0010	632,43	21,52	20	75,82	114,5	0,22

Fonte: Autor (2023)

APÊNDICE B

Tabela 5 – Nível de aproximação I completo.

NÍVEL DE APROXIMAÇÃO I							
Tramo	Ved (KN)	Verificação Vrd,s (KN)	Asw/sw (cm ² /cm)	sw (cm)	S adotado (cm)	s efetivo (%)	Psw (%)
A	46,61	46,6	0,0338	18,47	18	83,51	0,25
	-9,85	9,9	0,0071	87,39	20	75,16	0,22
	-67,93	67,9	0,0492	12,67	12	125,26	0,37
	-109,37	109,4	0,0792	7,87	6	250,52	0,74
B	103,06	103,1	0,0746	8,35	8	187,89	0,56
	-98,47	98,5	0,0713	8,74	8	187,89	0,56
C	69,27	69,3	0,0502	12,43	12	125,26	0,37
	-86,67	86,7	0,0628	9,93	8	187,89	0,56
D	84,18	84,2	0,0610	10,23	10	150,31	0,45
	41,04	41,0	0,0297	20,97	20	75,16	0,22

z (cm)	31,74
Ex	0,001
Ke	0,55
nfc	1,00
Kc	0,55
Θ	45
Vrd,max (KN)	218,21
Asw (cm ²)	0,623
Pw,min	0,002

Fonte: Autor (2023)

Tabela 6 – Nível de aproximação II completo.

NÍVEL DE APROXIMAÇÃO II										
Tramo	Ved (KN)	Med (KN.m)	Ex	Verificação Vrd,max	Vrd,s (KN)	sw/sw (cm ² /cm)	sw (cm)	S adotado (cm)	s efetivo (%)	Psw (%)
A	46,61	18,83	0,004	Ved < Vrd,max (OK)	46,6	0,0195	31,99	20	75,16	0,22
	-9,85	21,05	0,003	Ved < Vrd,max (OK)	9,9	0,0041	151,36	20	75,16	0,22
	-67,93	21,05	0,005	Ved < Vrd,max (OK)	67,9	0,0284	21,95	20	75,16	0,22
	-109,37	57,85	0,011	Ved < Vrd,max (OK)	109,4	0,0457	13,63	12	125,26	0,37
B	103,06	59,73	0,011	Ved < Vrd,max (OK)	103,1	0,0431	14,47	14	107,37	0,32
	-98,47	51,91	0,010	Ved < Vrd,max (OK)	98,5	0,0412	15,14	15	100,21	0,30
C	69,27	33,07	0,007	Ved < Vrd,max (OK)	69,3	0,0290	21,52	20	75,16	0,22
	-86,67	58,57	0,010	Ved < Vrd,max (OK)	86,7	0,0362	17,20	16	93,95	0,28
D	84,18	88,91	0,014	Ved < Vrd,max (OK)	84,2	0,0352	17,71	16	93,95	0,28
	41,04	0	0,002	Ved < Vrd,max (OK)	41,0	0,0172	36,33	20	75,16	0,22

z (cm)	31,74
Ex	0,001
Θ min	30
Θ	30
E1	0,010
ke	0,57
nfc	1,00
kc	0,57
Vrd,max (KN)	196,34
Asw (cm ²)	0,623
Pw,min	0,002

Fonte: Autor (2023)

Tabela 7 – Nível de aproximação III completo.

NÍVEL DE APROXIMAÇÃO III													
Tramo	Ved (KN)	Med (KN.m)	Ex	Verificação Vrd,max	k_p	Vrd,c (KN)	Vrd,s (KN)	Asw/sw (cm ² /cm)	sw (cm)	S adotado (cm)	Vrd,s efetivo (KN)	Vrd (KN)	Psw (%)
A	46,61	18,83	0,004	Ved < Vrd,max (OK)	0,1587	80,31	-33,7	0,0000	0,00	20	75,16	155,47	0,22
	-9,85	21,05	0,003	Ved < Vrd,max (OK)	0,1597	80,82	-71,0	0,0000	0,00	20	75,16	155,98	0,22
	-67,93	21,05	0,005	Ved < Vrd,max (OK)	0,1582	80,02	-12,1	0,0000	0,00	20	75,16	155,18	0,22
	-109,37	57,85	0,011	Ved < Vrd,max (OK)	0,1570	79,45	29,9	0,0124	50,24	20	75,16	154,61	0,22
B	103,06	59,73	0,011	Ved < Vrd,max (OK)	0,1572	79,54	23,5	0,0098	63,90	20	75,16	154,70	0,22
	-98,47	51,91	0,010	Ved < Vrd,max (OK)	0,1573	79,60	18,9	0,0078	79,66	20	75,16	154,76	0,22
C	69,27	33,07	0,007	Ved < Vrd,max (OK)	0,1581	80,00	-10,7	0,0000	0,00	20	75,16	155,16	0,22
	-86,67	58,57	0,010	Ved < Vrd,max (OK)	0,1576	79,76	6,9	0,0029	217,63	20	75,16	154,92	0,22
D	84,18	88,91	0,014	Ved < Vrd,max (OK)	0,1577	79,80	4,4	0,0018	342,98	20	75,16	154,95	0,22
	41,04	0	0,002	Ved < Vrd,max (OK)	0,1589	80,39	-39,4	0,0000	0,00	20	75,16	155,55	0,22

z (cm)	31,74
Ex	0,001
Ø min	30
Ø	30
E1	0,010
ke	0,57
nfc	1,00
kc	0,57
Vrd,max (KN)	196,34
Asw (cm ²)	0,623
Pw,min	0,002

Fonte: Autor (2023)

Tabela 8 – Comparação taxa de armadura calculada.

COMPARAÇÃO DOS DIMENSIONAMENTOS - TAXA DE ARMADURA CALCULADA (%)						
Tramo	Vsd (KN)	NBR - MODELO I	NBR - MODELO II	FIB - NÍVEL I	FIB - NÍVEL II	FIB - NÍVEL III
A	46,61	0,04	0,02	0,24	0,14	0,00
	-9,85	0,00	0,00	0,05	0,03	0,00
	-67,93	0,15	0,09	0,35	0,20	0,00
	-109,37	0,36	0,21	0,57	0,33	0,09
B	103,06	0,33	0,19	0,53	0,31	0,07
	-98,47	0,30	0,18	0,51	0,29	0,06
C	69,27	0,16	0,09	0,36	0,21	0,00
	-86,67	0,24	0,14	0,45	0,26	0,02
D	84,18	0,23	0,13	0,44	0,25	0,01
	41,04	0,01	0,01	0,21	0,12	0,00

Fonte: Autor (2023)