

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS DOIS MÉTODOS PROPOSTOS PELA NBR 6118:2007 PARA O DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO EM VIGAS SUJEITAS A FLEXÃO SIMPLES.

COMPARATIVE STUDY BETWEEN TWO METHODS PROPOSED BY NBR 6118:2007 FOR DESIGN OF SHEAR REINFORCEMENT IN BEAM SUBJECT TO SIMPLE BENDING.

Douglas de Souza Duarte¹
Daiane dos Santos da Silva²
Alexandre Vargas³
Bruno Do Vale Silva⁴

Resumo

O presente trabalho analisa as condições impostas pela NBR 6118:2007 para o dimensionamento da armadura de cisalhamento, que preconiza dois diferentes métodos de cálculo. O modelo de cálculo I, estabelece que a biela de compressão do concreto deve ter seu ângulo de inclinação fixado em $\theta = 45^\circ$, já o modelo de cálculo II, permite para este ângulo uma variação entre 30 e 45°. Para o ângulo α de inclinação dos estribos, a norma estabelece para os dois modelos de cálculo, a variação entre 45 e 90° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Para o presente estudo, utilizou-se para todas as análises realizadas, $\alpha = 90^\circ$, devido ser este o ângulo utilizado na grande maioria das obras correntes. Para análise dos resultados obtidos através dos dois modelos de cálculo preconizados pela norma, é utilizado uma viga exemplo denominada como viga V202, com $b_w = 14cm$, $h = 60cm$ e adotado uma altura útil $d = 50cm$. Com o intuito de facilitar a análise, optou-se por dimensionar a armadura transversal de uma viga bi-apoiada, apenas com cargas lineares. Também será investigado as prescrições da NBR 6118:2007, no que se refere as taxas de armadura máximas e mínimas para uma determina seção transversal de um elementos estrutural, a máxima resistência de uma viga ao esforço cortante e a análise do dimensionamento da armadura de cisalhamento das vigas de uma edificação de pequeno porte.

Palavras-chave: Esforço Cortante, Modelos de Cálculo, Bielas de Compressão.

Abstract

The present study analyzes the conditions imposed by the NBR 6118:2007 for design of shear reinforcement, which recommends two different methods of calculation. The

¹Eng. Civil, E-mail: Duarte_engenharia@hotmail.com

² MSc. Eng. Civil, professora adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), E-mail: dss.engcivil@gmail.com

³ MSc. Eng. Civil, professor adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), E-mail: avargas@unesc.net

⁴ MSc. Eng. Civil, professor adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), E-mail: dovalsilva@hotmail.com

calculation model I establishes that the inclination strut angle fixed at $\theta = 45^\circ$, while the calculation model II enables a variation between 30° and 45° . The angle of inclination of the stirrups, the standard establishes for both models of calculation, the variation between 45 and 90° to the longitudinal axis of the structural element. For the present study, it was used for all analyzes performed, $\alpha = 90^\circ$, because this is the angle used in most current construction. To analyze the results obtained by the two calculation models recommended by the standard, is used beam V202 as an example with $b_w = 14\text{cm}$, $h = 60\text{cm}$, and used effective depth $d = 50\text{cm}$. With the purpose to facilitate the analysis, it was decided to design of transverse reinforcement of a simply supported beam with only linear loads. Also investigated will be the recommendations of NBR 6118:2007 concerning the reinforcement rates for a maximum and minimum determines the cross section of a structural element, the maximum strength of a beam to shear force and analyze the design of shear reinforcement in beams of a building small.

Key Words: Shear force, Calculation models, Strut of compression.

1. INTRODUÇÃO

Neste trabalho utiliza-se elementos estruturais simples, vigas com seções retangulares e cargas lineares uniformemente distribuídas ao longo de seus eixos. Não é verificado neste estudo as reduções no valor do esforço cortante de cargas próximas aos apoios, permitidas pela norma, tão pouco as variações de forças cortantes devido a cargas concentradas atuantes no elemento estrutural, pois implicariam apenas na redução do valor de esforço cortante de cálculo, V_{sd} .

O trabalho é focado, nas prescrições da Norma NBR 6118:2007, que traz dois modelos de cálculo para o dimensionamento da armadura de combate ao cisalhamento, os estribos.

As análises iniciam com o estudo das diferenças entre os dois métodos preconizados pela NBR 6118:2007, para o dimensionamento da armadura transversal que no modelo I, fixa o ângulo das bielas de concreto comprimidas em $\theta = 45^\circ$, e no modelo de cálculo II, é permitido que este ângulo seja variável entre o intervalo de $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$.

A norma permite ainda a variação do ângulo α de inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural entre 45 e 90° . Contudo, ângulos diferentes de $\alpha = 90^\circ$ não são usuais, devido às dificuldades de montagem das amaduras e o controle do ângulo de estribos que não sejam verticais. Por esta razão e para não alongar os estudos com itens fora da praticidade das obras correntes, optou-se

por manter para o cálculo de todos os elementos estruturais estribos com ângulo de inclinação $\alpha = 90^\circ$.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Inicia-se o estudo analisando a força cortante resistente de cálculo, relativo a ruína das diagonais de compressão, V_{Rd2} , do modelo de cálculo II, tendo em vista, ser este o modelo mais geral para o dimensionamento da armadura que combate o cisalhamento, já que libera o ângulo θ no intervalo entre 30 e 45°.

Segundo a NBR 6118:2007, item 17.4.2.3, a verificação da integridade nas bielas comprimidas, quando adotado o modelo de cálculo II para o dimensionamento da armadura que combate o cisalhamento, é feita através da seguinte equação;

$$V_{Rd2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta),$$

Podendo, como já foi mencionado, variar o ângulo θ das bielas de compressão entre 30 e 45° e, o ângulo α , relativo a armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, entre 45 e 90°.

De acordo com estas considerações, sobre os ângulos θ e α , e feita a substituição na equação acima, com os seguintes valores; $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$, logo:

$$V_{Rd2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 45 \cdot (\cot 90 + \cot 45), \text{ sendo que;}$$

$$\sin^2 45 = 0,50 \quad \therefore \cot 90 = \frac{\cos 90}{\sin 90} = \frac{0}{1} = 0 \quad \therefore \cot 45 = \frac{\cos 45}{\sin 45} = \frac{0,707}{0,707} = 1, \text{ então;}$$

$$V_{Rd2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot 0,50 \cdot (0 + 1), \text{ e finalmente,}$$

$$\boxed{V_{Rd2,II} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}$$

Num segundo momento, é analisada a equação que determina a parcela de esforço cortante resistida pela armadura, também utilizando como referencia o modelo de cálculo II, fixando o ângulo da biela comprimida $\theta = 45^\circ$, e o ângulo α dos estribos (armadura transversal), variável, conforme permite a norma.

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha, \text{ logo;}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} + \frac{\cos 45}{\sin 45} \right) \cdot \sin \alpha, \text{ então,}$$

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

A partir deste estudo, é possível perceber que as equações acima, são as mesmas equações 5.23 e 5.27, respectivamente, que constam na NBR 6118:2007, item 17.4.2.2 para cálculo da armadura de cisalhamento, utilizando-se o modelo de cálculo I.

Diante deste quadro, pode-se perceber que o modelo I preconizado, é na verdade, uma simplificação do modelo II, quando fixado o ângulo da biela de compressão em $\theta = 45^\circ$, para a equação que determina o parcela de esforço cortante resistida pela armadura, V_{sw} .

Já para a verificação de $V_{Rd2,I}$, integridade das bielas comprimidas de concreto, a norma traz ainda outra simplificação para o modelo de cálculo I. Na equação de $V_{Rd2,I}$ percebe-se que o ângulo da armadura transversal em relação os eixo longitudinal da peça, também está fixado, em $\alpha = 90^\circ$, apesar da própria norma permitir que o calculista tenha a liberdade de arbitrar este ângulo no intervalo compreendido entre 45 e 90°.

De maneira geral, estribos com inclinação $\alpha = 90^\circ$, são largamente empregados na prática, pela sua facilidade de execução. Além disso, fixando o ângulo $\alpha = 90^\circ$, para o cálculo de V_{Rd2} , estará a favor da segurança, sendo que este será o pior cenário possível para o verificação de V_{Rd2} .

A NBR 6118:2007 apresenta a equação para a verificação de V_{Rd2} , limite de integridade das bielas comprimidas, no modelo de cálculo I, com o ângulo α dos estribos fixados em 90°. Essa imposição anula a possibilidade de se obter um acréscimo na resistência de V_{Rd2} com a redução desse ângulo até o limite inferior de 45°, embora não seja usual utilizar estribos com ângulo diferente de 90°. No entanto numa situação extrema, essa prerrogativa poderia ser de grande valia.

Para se ter uma idéia da influencia do ângulo $45^\circ \geq \alpha < 90^\circ$, na verificação da integridade da bielas comprimidas, mantendo α variável na equação de $V_{Rd2,II}$, logo:

$$V_{Rd2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 45^\circ \cdot (\cot \alpha + \cot 45^\circ)$$

$$\boxed{V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (\cot \alpha + 1)}$$

A equação acima poderia ser utilizada na verificação da integridade das bielas comprimidas, $V_{Rd2,I}$, do modelo de cálculo I. Contudo a NBR 6118:2007 não permite esta condição.

Agora inserindo na equação acima, $\alpha = 45^\circ$;

$$V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (\cot 45^\circ + 1)$$

$$V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(\frac{\cos 45^\circ}{\sin 45^\circ} + 1 \right)$$

$$V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(\frac{0,707}{0,707} + 1 \right) \text{ e finalmente,}$$

$$\boxed{V_{Rd2,I} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d}$$

Logo percebe-se que, empregando o ângulo dos estribos $45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$, resultará em uma força cortante resistente na verificação da integridade das bielas comprimidas, maior do que quando se emprega $\alpha = 90^\circ$, chegando ao dobro da força resistente quando o ângulo utilizado for $\alpha = 45^\circ$.

Numa primeira análise do que foi exposto acima, tem-se a impressão de que existiria apenas um modelo de cálculo para o dimensionamento da armadura de cisalhamento, onde o modelo de cálculo I seria apenas uma simplificação do modelo de cálculo II, quando o ângulo da biela é fixado a $\theta = 45^\circ$ e, o ângulo dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural $\alpha = 90^\circ$. Entretanto, contrapondo-se a primeira impressão, de que existiria apenas um modelo de cálculo, a NBR 6118:2007, item 17.4.2.3, estabelece para a parcela da força cortante absorvida pelo concreto, V_c , no modelo de cálculo II o seguinte:

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

$$V_c = 0 \text{ Quando } V_{sd} = V_{Rd2,II}$$

Quando V_c estiver compreendido entre estes dois valores, interpola-se linearmente.

Desta forma o valor de V_c é, inversamente proporcional ao valor de V_{sd} , quando a área de armadura transversal estiver sendo dimensionada através do modelo de cálculo II.

Já o modelo de cálculo I, trata o valor de V_c , independente de V_{sd} , segundo consta no item 17.4.2.2 da norma, não sofrendo redução com o aumento do esforço cortante de cálculo, onde:

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

Diante deste quadro, percebe-se que a diferença entre os dois modelos de cálculo, para a determinação da armadura que combate o cisalhamento em elementos estruturais de concreto armado, preconizados pela norma brasileira, NBR 6118:2007, além da liberdade de arbítrio do ângulo das bielas de concreto comprimidas entre 30 e 45°, é, a redução no modelo II, que a parcela de esforço cortante resistida pelo concreto sofre quando $V_{sd} > V_c$, podendo ser nula se $V_{sd} = V_{Rd2}$, além de fixar o ângulo das bielas $\theta = 45^\circ$ para o modelo de cálculo I.

De acordo com o estudo acima, fica evidenciado que, os dois modelos de cálculo, mesmo quando utilizamos ângulos $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$ somente fornecerão os mesmos resultados se $V_{sd} \leq V_c$, o que acontece em casos, onde os elementos estruturais apresentam pequenas cargas. Nos demais casos o modelo de cálculo II, fixado $\theta = 45^\circ$ da biela de compressão utilizado no modelo I, determinará uma maior área de aço devida à redução no valor da parcela resistente de concreto.

2.1. O ESTUDO DE CASO

COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DO MODELO DE CÁLCULO I E MODELO DE CÁLCULO II

A viga exemplo, que será utilizada para o dimensionamento da armadura transversal que combate os esforços de cisalhamento (estribos), é elemento componente

de uma edificação com dois pavimentos, denominada como viga V202, com $b_w = 14\text{cm}$, $h = 60\text{cm}$ e adota-se uma altura útil $d = 50\text{cm}$, conforme planta de formas, Figura 01.

Com o intuito de facilitar a análise, optou-se por dimensionar a armadura transversal de uma viga bi-apoiada, apenas com cargas lineares, sem cargas concentradas. Vale lembrar que, não é objetivo deste trabalho analisar as influências nas oscilações dos esforços cortantes, nas vigas de concreto armado, provocados por cargas concentradas, tão pouco, as reduções no esforço cortante permitidas pela norma, quando cargas concentradas estiverem a uma distancia $a < 2 \cdot d$ do eixo do apoio.

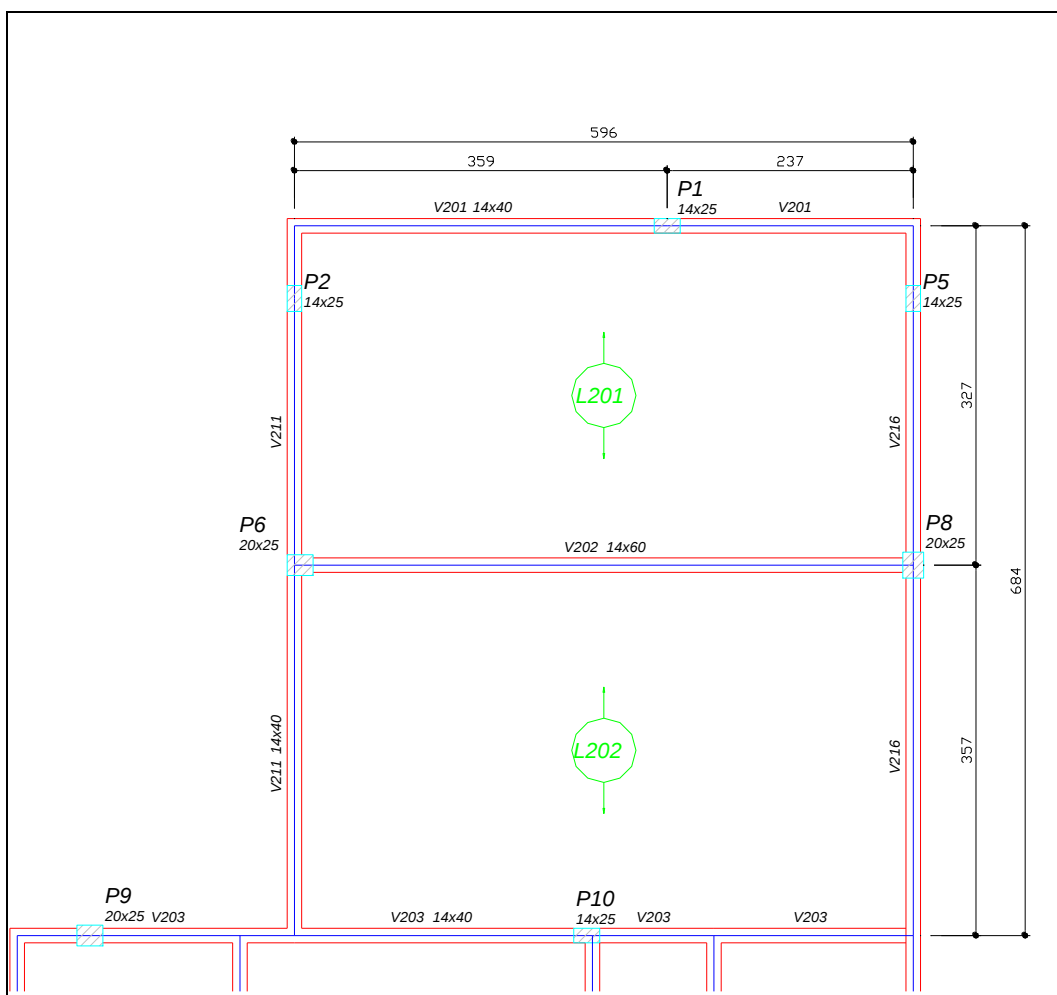


Figura 1 – Planta de formas

Fonte: Autor

MATERIAIS

Aço: serão considerados fios e barras com diâmetros entre $5mm \leq \phi \leq b_w/10$, mas para efeito de dimensionamento é adotada a resistência de $f_{ywd} = 435 MPa$ ($500MPa/1,15$), a norma limita este valor como a máxima tensão de tração na armadura transversal.

Concreto: a resistência a compressão do concreto será de 20 MPa, sendo esta a resistência a compressão mínima permitida para ser utilizada em áreas consideradas como classe de agressividade I.

CARGAS ATUANTES NA VIGA

Laje: $PP_{laje} = 300,00 \frac{kgf}{m^2}$ (estimado para lajes-moldadas com 7 cm de capeamento de concreto)

SC = $200,00 \frac{kgf}{m^2}$ (NBR 6120:1980 – tabela 2 – escritórios e salas de uso geral)

Revestimentos = $104,00 \frac{kgf}{m^2}$ (NBR 6120:1980 – tabela 1 – para espessura de piso de assentamento com 3 cm, reboco sob a laje 2 cm e espessura do revestimento cerâmico 0,5 cm)

Total: $604,00 \frac{kgf}{m^2}$

Carga linear atuante na viga devido reação da laje:

$$q_L = \frac{carg a L201 \cdot 3,27}{2} + \frac{carg a L202 \cdot 3,57}{2}$$

$$q_L = \frac{604,00 \cdot 3,27}{2} + \frac{604,00 \cdot 3,57}{2}$$

$$q_L = 2\,065,68 \frac{kgf}{m}$$

Concreto: $\gamma_{concretoarmado} = 2500,00 \frac{kgf}{m^3}$ (NBR6118:2003 – item 8.2.2)

Carga linear devido ao peso próprio da viga:

$$q_{PP} = \gamma_{concretoarmado} \cdot b_w \cdot h$$

$$q_{PP} = 2500,00 \cdot 14 \cdot 60$$

$$q_{PP} = 210,00 \text{ kgf/m}$$

Paredes: Largura do bloco cerâmico: 0,14 m
 Espessura reboco: 1,5 cm
 Largura total da parede: 17 cm
 Altura da parede: 2,80 m

$$PP_{paredepronta} = 1\,406,00 \text{ kgf/m}^3$$

Carga linear devido a parede de vedação:

$$q_P = PP_{paredepronta} \cdot \text{altura parede} \cdot \text{largura parede}$$

$$q_P = 1406,00 \cdot 2,80 \cdot 0,17$$

$$q_P = 669,26 \text{ kgf/m}$$

Total de cargas lineares atuantes na viga V202

$$q_{total} = q_L + q_{PP} + q_P$$

$$q_{total} = 2065,68 + 210,00 + 669,26$$

$$q_{total} = 2\,944,94 \text{ kgf/m}$$

O esforço cortante máximo de uma viga bi-apoiada com um carregamento linear qualquer é determinado por $V_s = \frac{q \cdot \lambda}{2}$. Neste caso a viga exemplo terá o seguinte esforço cortante nos apoios;

$$V_s = \frac{2944,94 \cdot 5,96}{2} = 8\,775,91 \text{ kgf}$$

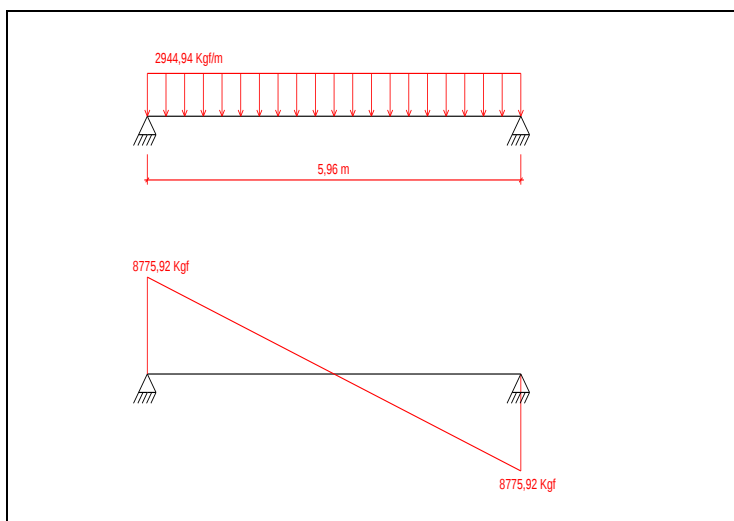


Figura 17 – Viga V202 com carregamento linear e diagrama de esforço cortante
Fonte: Autor

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

De acordo com a NBR 6118:2007 e com o auxílio do software Excel, são calculadas as armaduras necessárias para a inclinação de $\theta = 45^\circ$ da biela de compressão, imposta pela norma, quando utilizado o modelo de cálculo I, assim como também as armaduras necessária para as diferentes inclinações, $30 \leq \theta \leq 45^\circ$, da biela de concreto comprimida conforme permitido pelo modelo de cálculo II, mantendo sempre para os dois modelos estribos verticais, $\alpha = 90^\circ$. Os resultados obtidos são ilustrados no gráfico 1 e nas tabelas 1 e 2.

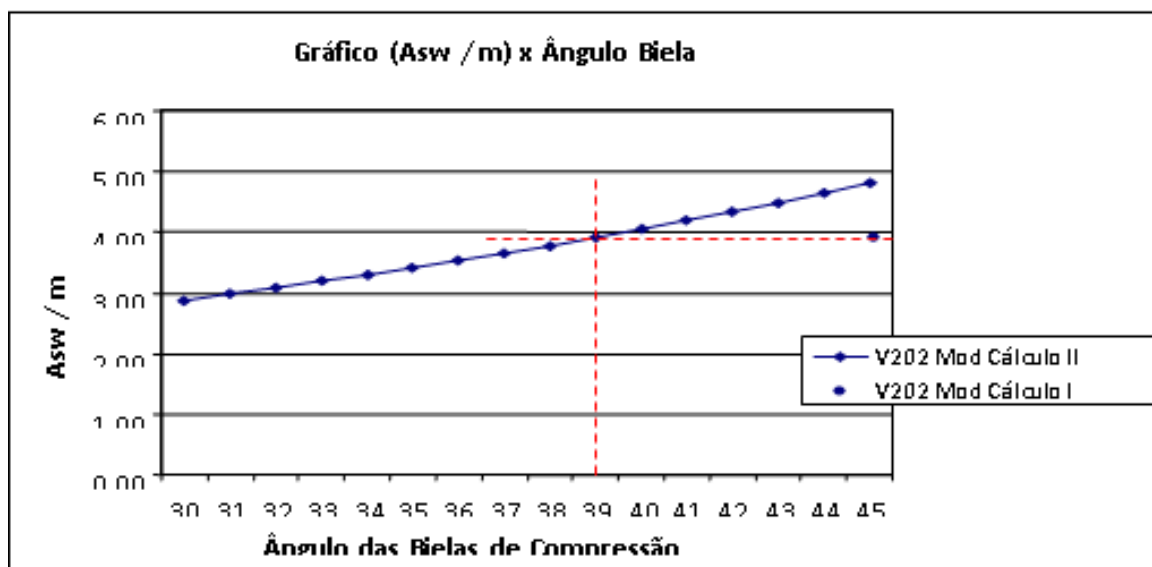


Gráfico 1 – (Asw / m) x Ângulo da Biela – V202

Fonte: Autor

Tabela 1 – Armadura transversal obtida através do modelo de cálculo I

θ	Vsd (kgf)	VRd2 (kgf)	smax (m)	Vc (kgf)	Vsw (kgf)	Asw (cm ²)	Asw / m (cm ² /m)
45	12286,29	24840,00	0,30	4641,88	7644,41	1,172	3,91

Fonte: Autor

Tabela 2 – Armadura transversal obtida através do modelo de cálculo II

θ	Vsd (kgf)	VRd2 (kgf)	smax (m)	Vc (kgf)	Vc,int (kgf)	Vsw (kgf)	Asw (cm ²)	Asw / m (cm ² /m)
30	12286,29	21512,07	0,30	4641,88	2538,50	9747,79	0,863	2,88
31	12286,29	21932,42	0,30	4641,88	2589,63	9696,65	0,893	2,98
32	12286,29	22326,04	0,30	4641,88	2635,31	9650,97	0,925	3,08
33	12286,29	22692,47	0,30	4641,88	2676,05	9610,24	0,957	3,19
34	12286,29	23031,25	0,30	4641,88	2712,26	9574,02	0,990	3,30
35	12286,29	23341,96	0,30	4641,88	2744,33	9541,96	1,024	3,41
36	12286,29	23624,24	0,30	4641,88	2772,54	9513,74	1,060	3,53
37	12286,29	23877,74	0,30	4641,88	2797,18	9489,11	1,096	3,65
38	12286,29	24102,15	0,30	4641,88	2818,45	9467,84	1,134	3,78
39	12286,29	24297,19	0,30	4641,88	2836,54	9449,74	1,173	3,91
40	12286,29	24462,62	0,30	4641,88	2851,61	9434,68	1,214	4,05
41	12286,29	24598,26	0,30	4641,88	2863,78	9422,51	1,256	4,19
42	12286,29	24703,92	0,30	4641,88	2873,15	9413,14	1,300	4,33
43	12286,29	24779,49	0,30	4641,88	2879,78	9406,51	1,345	4,48
44	12286,29	24824,87	0,30	4641,88	2883,74	9402,54	1,392	4,64
45	12286,29	24840,00	0,30	4641,88	2885,06	9401,23	1,442	4,81

Fonte: Autor

Analisando o gráfico 1 e as tabelas 1 e 2 pode-se perceber que a área de armadura, calculada através do modelo de cálculo II, é tanto menor, quando menor for o ângulo θ de inclinação das bielas comprimidas, chegando a uma redução de aproximadamente 40 %, entre a armadura necessária para a inclinação de 45 e 30°;

A área de armadura, quando determinada através dos modelos de cálculo, I e II, mesmo tomando-se os para os dois casos ângulo $\theta = 45^\circ$, o valores encontrados são diferentes, sendo menor a área de armadura encontrada com o modelo I, com uma redução de cerca de 18,5 %. Esta diferença na área de armadura transversal entre os dois modelos de cálculo, embora se utilizando o mesmo ângulo $\theta = 45^\circ$, ocorre em função da parcela de esforço cortante resistida pelo concreto, V_c , no modelo de cálculo II, sofrer redução quando $V_{sd} > V_c$.

A resistência a compressão diagonal das bielas de concreto, V_{Rd2} , tem seu valor crescente, no modelo de cálculo II, conforme aumenta-se o ângulo θ de 30° até limite máximo de 45°, quando se iguala ao resultado de V_{Rd2} encontrado no modelo de calculo I.

A área de aço encontrada no modelo de cálculo II, com ângulo $\theta = 39^\circ$ tem valor muito próximo ao encontrado através do modelo de cálculo I, $1,275 \text{ cm}^2$ e $1,274 \text{ cm}^2$, respectivamente.

4. CONCLUSÕES

De acordo com as análises realizadas no desenvolvimento do presente trabalho, segue abaixo as principais conclusões.

- As diferenças entre os dois modelos de cálculo está primeiramente, no ângulo θ das bielas comprimidas que, para o modelo de cálculo I é fixada em 45° , enquanto no modelo de cálculo II esse ângulo pode variar entre 30 e 45° . A segunda diferença está no cálculo da parcela de esforço cortante absorvida pelo concreto que independe do valor de V_{sd} para o modelo de cálculo I, podendo sofrer redução no modelo II quando $V_{sd} > V_c$;

- O modelo de cálculo I é na verdade uma simplificação do modelo de cálculo II quando fixados os ângulo dos estribos em $\alpha = 90^\circ$ e o ângulo das bielas de concreto comprimidas em $\theta = 45^\circ$;

- Mesmo utilizando $\alpha = 90^\circ$ e $\theta = 45^\circ$, os dois modelos de cálculo somente apresentam resultados iguais se $V_{sd} \leq V_c$;

- A força resistente relativo a ruína das biela comprimida, V_{Rd2} , é crescente quando o ângulo $\alpha < 90^\circ$, atingindo seu limite máximo com $\alpha = 45^\circ$;

- No modelo de cálculo I da NBR 6118:2007, a equação que determina $V_{Rd2,I}$, está escrita com o ângulo dos estribos fixado em $\alpha = 90^\circ$, desconsiderando sua variação;

- No modelo de cálculo II, $V_{Rd2,II}$, eleva seu valor conforme se aumenta o ângulo θ , chegando ao máximo com $\theta = 45^\circ$, onde se iguala ao resultado do modelo de cálculo I se, utilizando também $\alpha = 90^\circ$;

- No modelo de cálculo II, quanto menor for o ângulo θ das bielas de compressão menor será a área de aço da armadura transversal, A_{sw} ;

- Para ângulo $\theta = 39^\circ$, no modelo de cálculo II, os resultados praticamente igualam-se aos obtidos no modelo de cálculo I, no que se refere a área de armadura transversal;

- Não há um modelo de cálculo ideal, entretanto, o modelo de cálculo II com o ângulo da biela de compressão $\theta = 30^\circ$, conduz a menor área de aço da armadura transversal;

- A maior força cortante resistida pela menor taxa de armadura possível, $V_{sd\ máx-\rho_{sw}90,min}$, é encontrada através do modelo de cálculo II, utilizando estribos com dois ramos de $\phi = 5mm$, espaçamento $s_{máx} = 0,6 \cdot d$ e inclinação das bielas de compressão $\theta = 30^\circ$;

- A taxa de armadura é dada por $\rho_{sw} = \frac{vol\ aço}{vol\ concreto} = \frac{área\ aço}{área\ concreto} = \frac{A_{sw}}{s \cdot d}$,

fazendo uma analogia com a armadura longitudinal que considera a área do concreto aquela perpendicular as barras de aço longitudinal, para a armadura transversal a área de concreto a ser considerada será aquela perpendicular aos ramos do estribo, que para estribos verticais é $b_w \cdot s$, conforme figura 2;

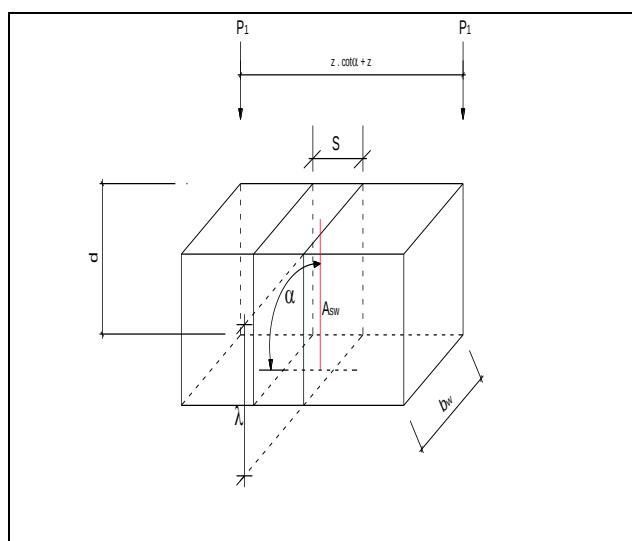


Figura 2 – A_{sw} em um trecho s da viga

Fonte: Autor

5. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de Estruturas de Concreto Armado – procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**. Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

CHUST, Roberto Carvalho; FIGUEIRA FILHO, Jasson Rodrigês. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 1. Ed., São Carlos, SP: Editora da UFSCar, 2004.

FIGUEIRA, Marcelo Porto; RIOS, Roberto Domingo. **Comparativo entre a Norma NBR6118 e sua Revisão (2001) no Estudo do Esforço Cortante**. Artigo 45º Congresso Brasileiro do Concreto. 2004.

LEITE JR, Geraldo Silveira; FERNANDES, Gilson Battiston ; MORENO JR, Armando Lopes. **Vigas de Concreto Sob Cargas Concentradas Próximas dos Apoios**. Artigo 45º Congresso Brasileiro do Concreto. 2004.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. (Apostila), São Paulo, Universidade de São Carlos, 2003.

SANCHÉZ, Emil. **Análise Crítica com Alguns Comentários Sobre o Projeto de Revisão da NB-1: Dimensionamento à Força Cortante e Torção**. 43º Congresso Brasileiro do Concreto, 2001.