



Artigo submetido ao Curso de Engenharia Civil da UNESC -
como requisito parcial para obtenção do Título de Engenheiro Civil



ANÁLISE EXPERIMENTAL DA UTILIZAÇÃO DE BARRAS DOBRADAS NO COMBATE AOS ESFORÇOS CISALHANTES EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO A NBR 6118:2014

Matheus Schimtz (1), Alexandre Vargas (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense

(1)matheus.schimtz@hotmail.com, (2)avargas@unesc.net

RESUMO

A NBR 6118:2014 trata em um de seus itens, a respeito de armaduras para combate a esforços cisalhantes e diz que tal armadura pode ser composta unicamente por estribos ou por meio da combinação dos mesmos com barras dobradas. O presente trabalho tem como objetivo determinar qual dos dois modelos de cálculo, respeitando todas as condições de segurança impostas, leva ao dimensionamento mais econômico quanto à quantidade de aço utilizada. Foram calculadas, dos dois modos, as áreas de armadura transversal necessárias para o combate ao cisalhamento em vigas, variando-se a altura útil das mesmas, classes de concreto e quantidade de barras de combate à flexão, já que estas podem ser compartilhadas para que resistam também aos esforços cortantes, totalizando 42 vigas que implicaram em 1260 diferentes combinações. Como resultado, levando-se em consideração que parte das barras destinadas a resistência dos esforços de flexão podem ser compartilhadas, obteve-se que a partir de uma altura útil de 40 cm e para f_{ck} menores que 30 MPa, o uso de barras dobradas se torna viável, em termos de área de aço, quando comparadas às vigas dimensionadas apenas com o uso de estribos.

Palavras-Chave: Armadura transversal. Cisalhamento. Barra dobrada.

1 INTRODUÇÃO

As vigas de concreto armado são elementos presentes na maioria dos projetos estruturais dimensionados na atualidade. As mesmas são dimensionadas para resistir a diversos tipos de solicitação, tais como, esforços de tração, compressão, cisalhamento e torção. Para cada tipo de esforço, existem fatores que determinam se a viga tem maior ou menor capacidade portante.

Tratando de cisalhamento, por exemplo, a mecânica de ruptura dos elementos depende e muito, da existência ou não de armadura transversal. Pfeil (1983, p. 139) define tais elementos da seguinte forma:

Os elementos estruturais usados sem armaduras transversais são as lajes em geral, e vigas de importância secundária, não sujeitos a esforços de tração apreciáveis.

Nas vigas de concreto armado, de uso corrente, as normas especificam quantidades mínimas de armadura transversal, destinados a assegurar um tipo de ruptura com um certo grau de ductilidade.

Ainda segundo Pfeil (1983, p. 139), no caso das vigas com armadura transversal, a resistência à compressão é proporcionada pelo concreto comprimido, por meio das bielas de compressão, e as forças de tração são dissipadas através de uma armadura transversal.

A NBR 6118:2014 propõe, em seu item 17.4.1.1.3, entre outras coisas, que a armadura transversal destinada a resistir aos esforços de tração provocados por forças cortantes pode ser constituída somente por estribos, com ângulo " α " em relação às armaduras longitudinais, entre 45° e 90° , ou utilizando os mesmos combinados a barras dobradas, desde que estas não suportem mais do que 60% do esforço total resistido pela armadura transversal. Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 281) apresentam a seguinte definição acerca das barras dobradas:

[...] são levantadas da armadura longitudinal de tração, a 45° em relação ao eixo da peça, a partir do ponto em que deixam de ser necessárias para resistir aos esforços de tração oriundos do momento fletor.

A armadura constituída com uso de barras dobradas não é largamente utilizada no cenário atual, sendo que as vigas compostas somente por estribos dominam as construções em geral, e algumas das razões, segundo ARAÚJO (2014, p.220), é que o uso de barras dobradas apresenta inconvenientes relacionados à concentração de tensões e à possibilidade de fendilhamento do concreto, além de exigir maior mão de obra.

O presente trabalho teria como objetivo analisar a viabilidade do uso de barras dobradas para o combate às tensões de cisalhamento, analisando as diferenças obtidas no dimensionamento das armaduras, quando feito com uso de barras dobradas e sem a utilização das mesmas. Pretende-se observar a partir de que momento pode-se adotar o uso destas para resistir a 60 % dos esforços ao invés de utilizarem-se estribos que resistam à totalidade dos mesmos, e com isso, estabelecer parâmetros para a adoção do modo mais econômico.

A pesquisa consistiu em calcular a área de aço para combate ao cisalhamento em vigas (A_{s_w}) com e sem o uso de barras dobradas, variando-se a altura das mesmas,

classes de concreto e quantidade de barras dobradas em cada caso. Feito isso, pretendeu-se determinar a combinação mais econômica para o combate aos esforços cortantes.

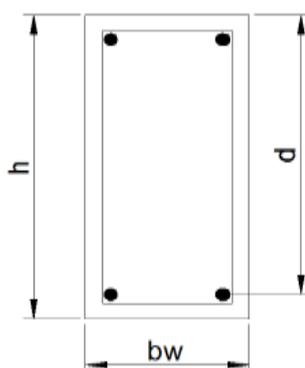
2 MATERIAIS E MÉTODOS

Primeiramente foram identificadas as variáveis referentes ao estudo e estabelecidos parâmetros e limites para a realização do mesmo. Optou-se por variar a seção das vigas, as classes de concreto, bem como a quantidade de barras dobradas aplicadas em cada caso. Dessa forma, foi montada uma planilha eletrônica de cálculo, para determinar a área de aço necessária para resistir a cada caso.

2.1 PARÂMETROS E DELIMITAÇÕES

Foram estabelecidos alguns parâmetros e delimitações com base na NBR 6118:2014. Todas as vigas são retangulares e para os cálculos, as mesmas possuem 3 m de comprimento com vão teórico de 2,90 m. A Figura 1 mostra a seção do modelo de viga utilizado:

Figura 1 - Modelo de seção das vigas.



Fonte: do Autor (2017).

- As larguras das seções transversais (b_w) foram fixadas em 15 cm.
- Trabalhou-se com altura nominal (h) variando entre 25 e 50 cm, em intervalos de 5 em 5 cm, sendo que a altura útil (d), foi estabelecida como $h-4$. Ou seja, para uma altura de 50 cm, tem-se $d=46$ cm.
- As classes de concreto adotadas foram C20, C25, C30, C35, C40, C45 e C50, grupo I das classes de resistência de concretos estruturais.

- No caso das vigas compostas unicamente por estribos, foram adotados estribos com dois ramos, posicionados na vertical ($\alpha=90^\circ$), sendo que o diâmetro dos mesmos foi dimensionado baseando-se no modelo de cálculo I, presente no item 17.4.2.2 da mesma norma.
- Já no caso de estribos combinados com barras dobradas, o diâmetro utilizado foi de $\varnothing 5,0$ mm, pois a NBR 6118:2014 cita que este é o diâmetro mínimo (\varnothing_{\min}) que pode ser empregado no cálculo da armadura transversal. Quanto ao espaçamento entre estribos, a norma cita no item 18.3.3.2 que se o esforço cortante de cálculo (V_{sd}) for menor ou igual a $0,67.V_{Rd2}$, o espaçamento máximo a ser considerado vale $0,6.d$, limitando-se à 30 cm. Porém nos casos em que V_{sd} é maior que $0,67.V_{Rd2}$, o espaçamento vale $0,3.d$, limitado à 20 cm. Para efeito de cálculo, considerou-se espaçamentos máximos de $0,6.d$;
- As barras dobradas foram consideradas com ângulos de 45° e os diâmetros e quantidade variaram conforme a solicitação.
- As barras de combate à flexão tiveram seus diâmetros limitados a 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm;
- Os coeficientes de ponderação para a minoração das resistências seguiram o descrito no item 12.4 da NBR 6118:2014, onde, para situações normais, adota-se 1,4 para o coeficiente de ponderação do concreto (γ_c) e 1,15 para o do aço (γ_s). Já o coeficiente para majoração dos esforços (γ_f), segundo a mesma norma, em seu item 11.7, para situações normais, vale 1,4.
- A norma ainda preconiza em seu item 17.4.2 que a tensão na armadura transversal passiva (f_{ywd}) é limitada ao valor da resistência de cálculo de escoamento do aço (f_{yd}) no caso de estribos e a 70 % deste valor no caso de barras dobradas.

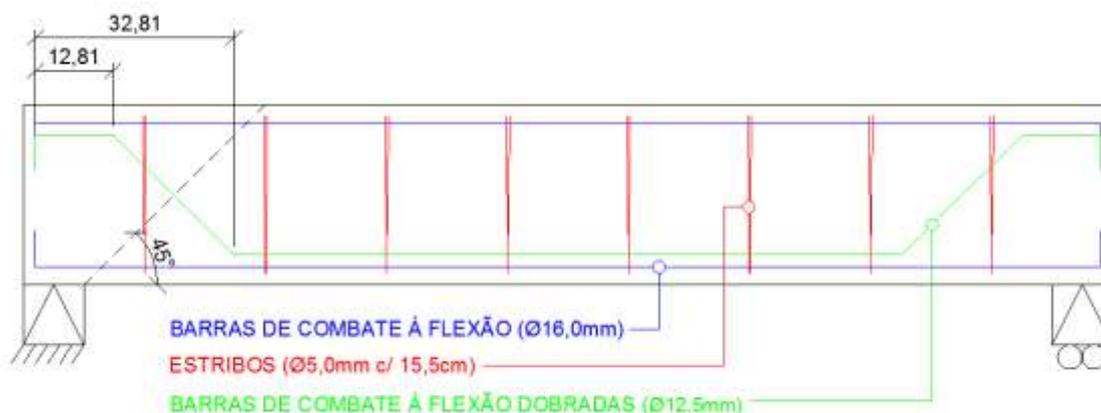
Feitas as delimitações, foi desenvolvida uma planilha de cálculo que levou em consideração todos os parâmetros citados acima, informando as áreas de aço necessárias em cada caso, para posteriormente chegar-se à conclusão quanto à economia ou dispêndio do uso das barras dobradas no combate aos esforços de cisalhamento.

2.2 MÉTODO DE CÁLCULO

Primeiramente calculou-se a carga máxima que uma viga de concreto armado resistiria, quanto ao cisalhamento, sendo esta armada com estribos de diâmetro mínimo ($\varnothing 5,0$ mm) e espaçamento máximo ($0,6.d$) permitidos pela NBR 6118:2014. Encontrada a carga máxima resistida por esta configuração, adotou-se a mesma como sendo 40 % da carga total e calcularam-se quais seriam os outros 60 % constituintes da carga, para que dessa forma fosse possível determinar a parcela que deveria ser resistida pelas barras dobradas.

Após se descobrir a carga total que deveria ser aplicada à suposta viga, foi calculada a armadura transversal, de duas maneiras, sendo que a primeira é composta somente por estribos e calculada através do modelo de cálculo I, presente na NBR 6118:2014. Já a segunda configuração consiste no uso de barras dobradas, calculadas através dos métodos de ROCHA (1980), combinadas com estribos dimensionados conforme descrito anteriormente. Feito isso, calculou-se as armaduras de flexão que seriam impostas às vigas, para que posteriormente as barras de combate à flexão pudessem ser usadas também no combate ao cisalhamento. Após, comparou-se os resultados obtidos, para determinação do método que de fato seria o mais econômico. Tal economia foi colocada à prova através de análises comparativas das áreas de aço encontradas para cada caso. A figura 2 ilustra o modelo de viga, composta de barras dobradas combinadas a estribos, utilizado para os cálculos e também para os ensaios de laboratório.

Figura 2 - Esquema da viga composta por barras dobradas utilizadas para os cálculos e ensaios de laboratório (medidas em cm).

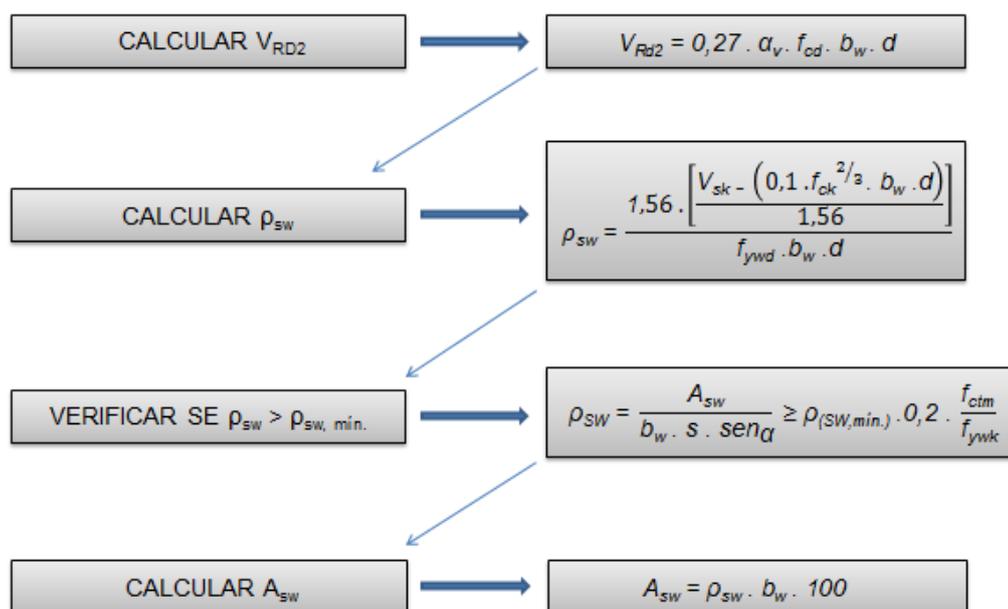


Fonte: Do autor (2017).

2.2.1 Modelo de Cálculo I

O fluxograma da figura 3 indica os passos utilizados para calcular as áreas de aço destinadas ao combate dos esforços cisalhantes em vigas compostas somente por estribos.

Figura 3 - Esquema do método de cálculo I, baseado NBR 6118:2014.



Fonte: Do autor (2017).

2.2.2 Modelo de Cálculo com uso de Barras Dobradas

A armadura dobrada foi dimensionada com base em ROCHA (1980). Segundo o autor, a área de aço das armaduras de cisalhamento em função da força cortante (A_{sw} , em cm^2/m), pode ser obtida através da Equação 1. Porém, é necessário observar que esta informa a armadura total de combate ao cisalhamento e não apenas as áreas dos estribos ou das barras dobradas isoladamente.

$$A_{sw} = \frac{V_d}{z \cdot f_{ywd}} \quad \text{[Equação 1]}$$

Onde: V_d = força cortante majorada que a viga deve resistir (kgf);

$z = 0,87 \cdot d$, em cm;

f_{ywd} = resistência à tração, de cálculo, do aço (kgf/cm²) para os estribos, sendo $f_{ywd} = f_{ywk} /$

1,15;

De posse da área total de combate ao cisalhamento, é possível determinar a parte que deve ser resistida pelos estribos, segundo o autor, bem como aquela que deve ser resistida pelas barras dobradas. Conforme ROCHA (1980, p. 312), para obter a área de aço dos estribos (A_e , em cm^2/m), basta encontrar o valor correspondente a 40 % da área de aço total (A_{sw}), conforme descrito na Equação 2.

$$A_e = 0,40. A_{sw} \quad \text{[Equação 2]}$$

Onde: A_{sw} = área de aço total das armaduras de cisalhamento (cm^2/m).

É preciso levar em consideração que se adotou para o cálculo, apenas barras dobradas a 45° e, desta forma, segundo ROCHA (1980, p. 312), é preciso dividir o resultado obtido por $\sqrt{2}$. Sendo assim, a área de aço das barras dobradas (A_d , em cm^2), pode ser obtida através da Equação 3.

$$A_d = \frac{A_{sw} - A_e}{0,7 \cdot \sqrt{2}} \quad \text{[Equação 3]}$$

Onde: A_{sw} = área de aço total das armaduras de cisalhamento (cm^2/m);

A_e = área de aço dos estribos (cm^2/m).

Como $0,7 \cdot \sqrt{2}$ é aproximadamente 1, ROCHA preconiza que toda a Equação 3 pode ser resumida conforme a Equação 4:

$$A_d = A_{sw} - A_e \quad \text{[Equação 4]}$$

Onde: A_{sw} = área de aço total das armaduras de cisalhamento (cm^2/m);

A_e = área de aço dos estribos (cm^2/m).

2.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Com o objetivo de verificar experimentalmente se as cargas de cálculo das vigas seriam resistidas pelas mesmas, foram produzidas oito vigas de concreto armado com 180 cm de comprimento e seção 15x30 cm, sendo quatro vigas armadas com estribos verticais resistindo à totalidade dos esforços e outras quatro contendo barras dobradas em sua composição. Para o teste de resistência à compressão do concreto, foram confeccionados três corpos de prova.

As quatro vigas compostas apenas de estribos, foram calculadas através do modelo de cálculo I da NBR 6118, para uma carga total de 106,79 kN. A área de aço calculada para resistir aos esforços cisalhantes foi de 11,41 cm²/m, e optou-se por estribos de Ø8,0 mm a cada 7,5 cm. Já para as quatro vigas compostas também de barras dobradas, a armadura de combate à flexão, foi semelhante àquela adotada na viga somente de estribos. A diferença ficou por conta da armadura de combate ao cisalhamento, sendo que duas das barras de combate à flexão foram dobradas, e também do espaçamento entre os estribos, que foi adotada como sendo a máxima permitida pela norma (0,6.d). O diâmetro destes foi adotado segundo o mínimo permitido por norma (Ø5,0 mm).

A armadura de flexão foi igual para as oito vigas: duas barras de Ø16 mm até os apoios e mais duas de Ø12,5 mm, sendo que no caso das vigas compostas somente por estribos, as barras de Ø12,5 mm foram prolongadas até os apoios e no caso das barras dobradas as mesmas foram usadas para auxiliar no combate aos esforços de cisalhamento (ver figura 2).

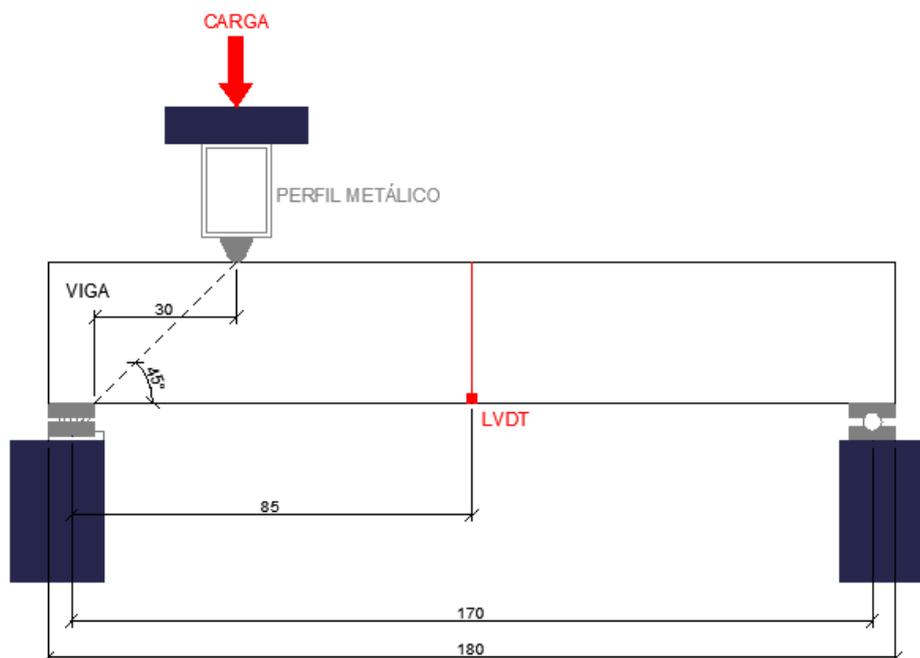
Definidas as armaduras que seriam empregadas às vigas, foi dimensionada a carga máxima que a mesma deveria resistir, e após os testes de laboratório, compararam-se os resultados obtidos com a carga anteriormente calculada, desconsiderando, para tais comparações, os coeficientes de ponderação citados no item 2.1.

Para a realização dos ensaios foi utilizado o Laboratório Experimental de Estruturas (LEE), da UNESC, situado no bairro Sangão, em Criciúma. Os equipamentos utilizados foram um pórtico equipado com aplicador de carga hidráulico, com formato cilíndrico, cuja capacidade de aplicação chega a 500 kN. Combinado a este, foi necessária a utilização de uma célula de carga também cilíndrica, para que a mesma fosse aplicada em um único local, mais precisamente a 30 cm da face interior de um dos apoios ou 40 cm do início da viga. Essa distância foi calculada levando-se em consideração que a fissuração proveniente do cisalhamento forma um ângulo de 45° com o eixo de tração principal da viga.

Além de coletar os dados de resistência ao cisalhamento, foram utilizados dois transdutores de deslocamentos (LVDT), sendo os dois alocados no centro do vão teórico, um de cada lado da viga. Os equipamentos foram conectados ao sistema de aquisição de dados Quantum X[®], que utiliza o software Catman Easy[®].

A Figura 4 ilustra o modo como o equipamento foi utilizado para os ensaios de todas as vigas.

Figura 4 – Esquema utilizado no ensaio de cisalhamento das vigas (medidas em cm).



Fonte: do Autor (2017).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 PLANILHA DE CÁLCULOS

3.1.1 Cálculo das Áreas de Aço para Vigas Compostas Somente por Estribos

Conforme citado no item 2.2 do presente trabalho, a armadura composta unicamente por estribos foi calculada segundo o modelo de cálculo I da NBR 6118:2014, na qual o valor de (V_c) é adotado como sendo constante e as bielas de compressão estão sempre inclinadas a 45° a partir do eixo horizontal da viga. As equações utilizadas estão contidas no item 2.2.1.

3.1.2 Cálculo das Áreas de Aço para Vigas Compostas pela Combinação de Estribos e Barras Dobradas

No cálculo das barras dobradas, baseando-se na literatura de ROCHA (1980), verificaram-se algumas particularidades. O fato é que, como o livro do referido autor é baseado na NB-1, datada de 1978 e os parâmetros adotados na época eram completamente diferentes dos atuais, as áreas de aço mínimas para os estribos que

devem resistir a 40 % dos esforços, são muito divergentes em relação àquelas citadas na NBR 6118:2014.

No que diz respeito às áreas de aço dos estribos mínimos, o método de ROCHA, baseado na NB-1, extrapola, em média, em 162 %, as áreas de aço dimensionadas segundo a norma atual. Tais diferenças podem ser verificadas na tabela da Figura 5.

Figura 5 - Diferenças entre as áreas de aço dos estribos mínimos, calculadas segundo a NB-1 e a NBR 6118:2014.

	h=25cm		h=30cm		h=35cm		h=40cm		h=45cm		h=50cm	
	NB-1	NBR 6118										
Fck=20 Mpa	5,90	3,17	5,27	2,56	4,84	2,15	4,53	1,85	4,30	1,63	4,12	1,45
Fck=25 Mpa	6,32	3,17	5,69	2,56	5,26	2,15	4,95	1,85	4,72	1,63	4,54	1,54
Fck=30 Mpa	6,71	3,17	6,08	2,56	5,65	2,15	5,35	1,85	5,11	1,74	4,93	1,74
Fck=35 Mpa	7,08	3,17	6,45	2,56	6,03	2,15	5,72	1,93	5,49	1,93	5,30	1,93
Fck=40 Mpa	7,44	3,17	6,81	2,56	6,38	2,15	6,07	2,11	5,84	2,11	5,66	2,11
Fck=45 Mpa	7,78	3,17	7,15	2,56	6,72	2,28	6,41	2,28	6,18	2,28	6,00	2,28
Fck=50 Mpa	8,10	3,17	7,47	2,56	7,05	2,44	6,74	2,44	6,51	2,44	6,33	2,44

Fonte: do Autor (2017).

Todavia, como o objetivo principal é analisar a viabilidade do uso de barras dobradas na atualidade, se fez necessário utilizar da área de aço dos estribos mínimos, calculada através do Modelo de Cálculo I da norma atual, utilizando-se do método de ROCHA apenas para o dimensionamento das barras dobradas. Assim, na Equação (4) citada anteriormente, utilizou-se a área de aço dos estribos (A_e), como sendo a calculada por meio da NBR 6118.

Na tabela da Figura 5 é possível observar nas colunas do método de cálculo da NBR 6118, que há vários casos onde houve variação do fck, contudo, ao se fixar a altura útil, a área de aço se manteve constante. Isso se deve ao fato de a taxa de armadura mínima, no caso, ser maior que a necessária para resistir aos esforços. O mesmo não ocorre no método de ROCHA porque a taxa de armadura mínima presente na NB-1 é menor que a necessária calculada.

3.1.3 Cálculo das Áreas de Aço para Combate à flexão

Calculadas as áreas de aço para combate aos esforços cisalhantes, foi necessário dimensionar a armadura para combate à flexão nas vigas. Conforme citado no item 2.1 definiu-se, para os cálculos, um comprimento padrão de 3 m para as vigas, com vão teórico de 2,90 m, e o dimensionamento ocorreu baseando-se nas cargas

pontual, que foi utilizada para definição do esforço cortante máximo, somada a carga distribuída, originada do peso próprio das vigas.

No dimensionamento da armadura, adotou-se barras com diâmetro variando entre 8,0 e 12,5 mm. Dessa forma, chegou-se a diversas combinações, que resultaram numa queda de 26,66 % da área de aço utilizada no combate aos esforços de cisalhamento, para o caso de vigas compostas de barras dobradas, tendo em vista que as barras longitudinais que não são prolongadas até os apoios, podem ter seu uso vinculado às barras de combate ao cisalhamento.

As combinações de diâmetros das barras utilizadas para atender às solicitações calculadas, estabelecidas as faixas de área de aço atendidas por cada combinação, foram descritas na Tabela 1, a seguir.

Tabela 1 - Áreas de aço obtidas por meio das combinações definidas para as barras de combate à flexão

Combinação das barras utilizadas	Intervalo das áreas de aço atendidas (As, em cm ²)
4 de Ø12,5 mm	4,75 < As ≤ 5,00
3 de Ø12,5 mm + 2 de Ø10,0 mm	5,00 < As ≤ 5,35
4 de Ø12,5 mm + 1 de Ø8,0 mm	5,35 < As ≤ 5,50
4 de Ø12,5 mm + 1 de Ø10,0 mm	5,50 < As ≤ 5,80
4 de Ø12,5 mm + 2 de Ø8,0 mm	5,80 < As ≤ 6,00
5 de Ø12,5 mm	6,00 < As ≤ 6,25
4 de Ø12,5 mm + 2 de Ø10,0 mm	6,25 < As ≤ 6,60
5 de Ø12,5 mm + 1 de Ø8,0 mm	6,60 < As ≤ 6,75
5 de Ø12,5 mm + 1 de Ø10,0 mm	6,75 < As ≤ 7,05
5 de Ø12,5 mm + 2 de Ø8,0 mm	7,05 < As ≤ 7,25
6 de Ø12,5 mm	7,25 < As ≤ 7,50
5 de Ø12,5 mm + 2 de Ø10,0 mm	7,50 < As ≤ 7,85
6 de Ø12,5 mm + 1 de Ø8,0 mm	7,85 < As ≤ 8,00
6 de Ø12,5 mm + 1 de Ø10,0 mm	8,00 < As ≤ 8,30
6 de Ø12,5 mm + 2 de Ø8,0 mm	8,30 < As ≤ 8,50

Fonte: do Autor (2017).

3.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

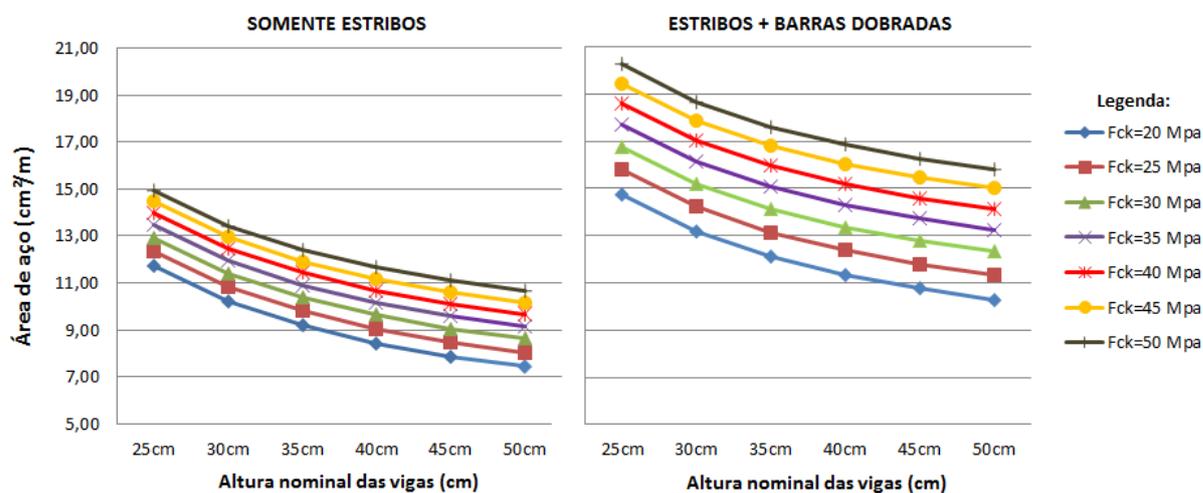
Conforme descrito anteriormente, algumas das barras de combate à flexão não precisam ser prolongadas até os apoios e sendo assim, as mesmas podem ser

dobradas para resistirem também aos esforços de cisalhamento. A comparação entre o uso e desuso desses vínculos é apresentada nos itens a seguir.

3.2.1 Resultados Obtidos sem o Vínculo entre as Barras de Flexão e as Barras Dobradas

Há um ponto que o método de cálculo I da NBR 6118:2014, que utiliza somente estribos para composição da armadura transversal, se assemelha ao método das barras dobradas de ROCHA: a partir do momento em que se aumenta o f_{ck} , a área de aço necessária fica maior e quando se eleva a altura útil das vigas, as mesmas diminuem. A figura 6 apresenta dois gráficos que ilustram o comportamento das áreas de aço calculadas em função do f_{ck} e da altura útil das vigas, para os dois métodos, sendo que no primeiro está expresso o caso de armadura composta somente por estribos e no segundo o caso do uso de barras dobradas.

Figura 6 - Tendência da variação da área de aço (cm^2/m) quando variados a altura das vigas (cm) e o f_{ck} (MPa) utilizado

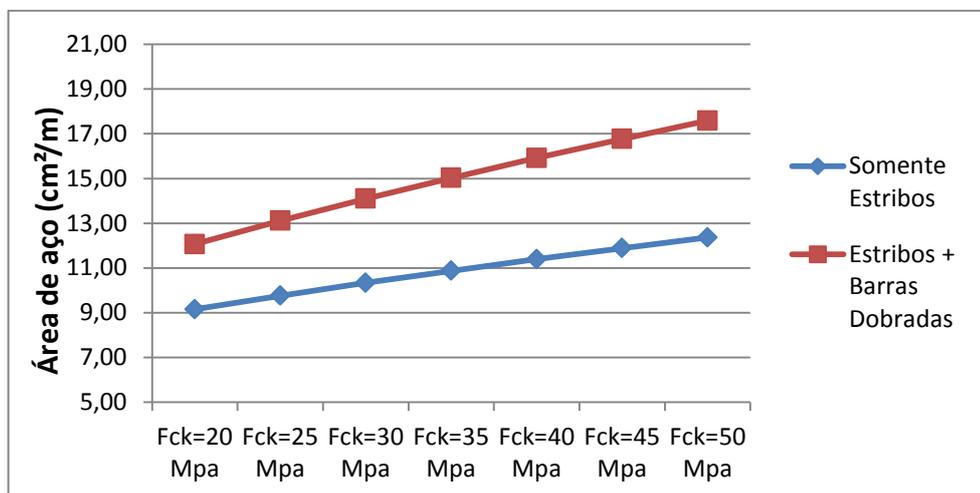


Fonte: do Autor (2017).

Analisando os gráficos da figura 6 e comparando a armadura calculada com e sem o uso de barras dobradas, percebe-se que a área de aço total para combate aos esforços cisalhantes, no caso do uso das barras dobradas, é, em média, 33,22 % maior que a armadura composta somente por estribos. O gráfico da figura 7 traz de

forma mais clara, a comparação entre a média das áreas de aço obtidas pelos dois métodos, baseando-se na altura das vigas.

Figura 7 - Comparação entre as áreas de aço (cm²/m) obtidas pelos dois métodos.



Fonte: do Autor (2017).

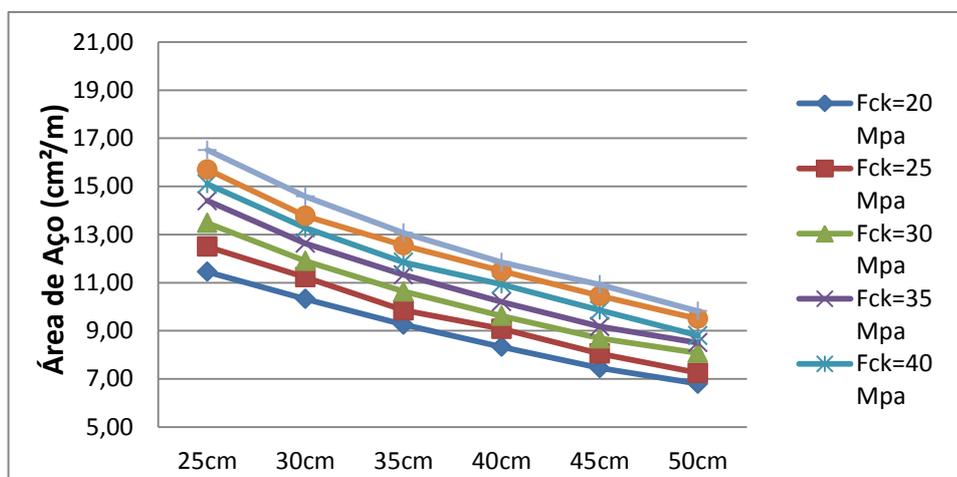
3.2.2 Resultados Obtidos com o Vínculo entre as Barras de Flexão e as Barras Dobradas

Para este dimensionamento, utilizou-se das definições previstas na tabela 1, do item 3.1.3. As combinações de armadura foram utilizadas para cada intervalo de área de aço descrito e foi considerado que apenas duas barras de Ø12,5 mm seguiriam até os apoios. Feito isso, somou-se as áreas de aço das barras restantes e as mesmas foram dobradas, passando a resistir, também, aos esforços cortantes. Concluídos os cálculos, percebeu-se que a área de aço reduz em média 26,66 % em relação aos cálculos sem considerar os vínculos com barras de flexão.

O gráfico da figura 8, a seguir, ilustra as novas áreas de aço totais (barras dobradas + estribos mínimos) para combate ao cisalhamento. Ao analisar o gráfico, é possível notar que a tendência de valores das áreas de aço necessárias para combate aos esforços cortantes continua seguindo os mesmos parâmetros anteriores, pois à medida que a altura útil aumenta, ela tende a diminuir e, aumenta a partir do momento em que o fck se torna maior.

Com base nos resultados obtidos, torna-se possível fazer uma comparação entre as vigas dimensionadas somente com estribos e as vigas dimensionadas com uso de barras dobradas contando com o auxílio das barras de flexão.

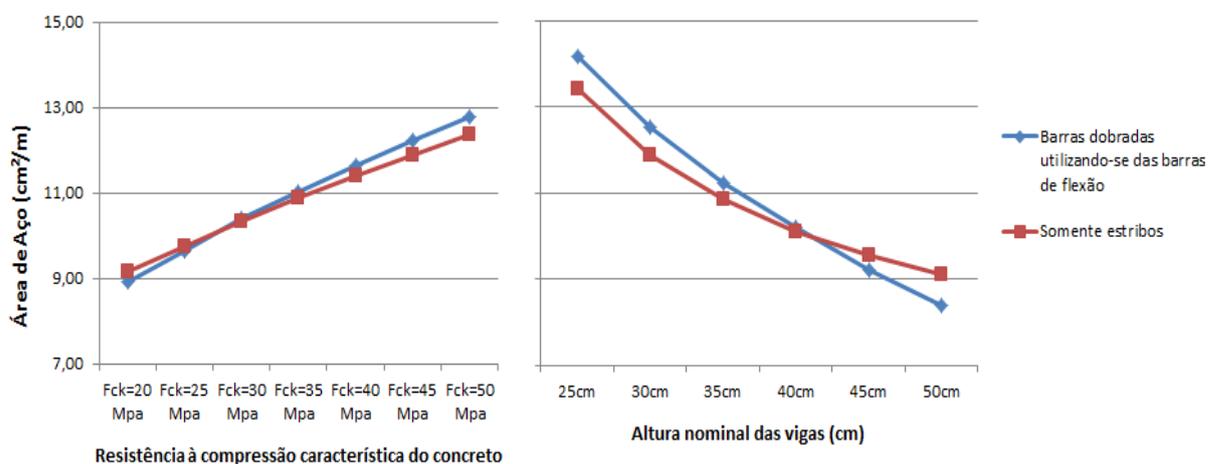
Figura 8 - Áreas de aço de combate aos esforços de cisalhamento com barras dobradas, considerando vínculos com as barras de combate à flexão.



Fonte: do Autor (2017).

Os gráficos da figura 9 ilustram tal comparativo, sendo que o primeiro compara as áreas de aço de acordo com a variação do fck e o segundo usa a variação das alturas das vigas para efeito de comparação.

Figura 9 - Comparação entre as áreas de aço obtidas pelos dois métodos de cálculo, porém com o auxílio das barras de flexão às barras dobradas.



Fonte: do Autor (2017).

A figura 9 revela que para fck menores que 30 MPa e vigas com altura maior que 40 cm (correspondente a d=36 cm), a utilização de barras dobradas passa a ser interessante.

Juntando as ilustrações dos dois gráficos, pode-se perceber que uma viga de 40 cm, com concreto de resistência fck = 30 MPa, possui praticamente a mesma área de

ação por metro de viga, tanto para o dimensionamento do método de cálculo I, com uso somente de estribos, quanto no cálculo com o uso de barras dobradas, vinculadas às barras de combate à flexão.

3.3 EXPERIMENTOS NO LABORATÓRIO

Conforme disposto no item 2.3 do presente trabalho, foram produzidas oito vigas de concreto armado com 180 cm de comprimento, de seção 15x30 cm, sendo quatro vigas armadas com estribos verticais resistindo à totalidade dos esforços e outras quatro contendo barras dobradas em sua disposição.

As vigas foram concretadas com concreto fck 30, sendo o mesmo usinado e fornecido por uma empresa terceirizada. Abaixo, segue o resultado do teste de compressão axial feito nos corpos de prova de concreto retirados no dia da concretagem e rompidos ao 28^o dia de cura.

Tabela 2 - Resultados dos ensaios dos corpos de prova.

Amostra	Resistência à compressão axial (MPa) 28 dias
CP 1	27,9
CP 2	25,6
CP 3	26,8
Média	26,76
Desvio Padrão	1,17

Fonte: do Autor (2017).

É possível observar através da Tabela 2, que a empresa que forneceu o concreto, o entregou com resistência abaixo da contratada. Dessa forma, se fez necessário recalcular a força cortante que deveria ser resistida pelas vigas para que posteriormente pudessem ser comparadas aos resultados obtidos nos ensaios.

No mesmo dia do rompimento dos corpos de prova, foram ensaiadas as vigas. Foram escolhidas quatro vigas (duas de cada configuração) para os testes. As vigas foram ensaiadas até o colapso e seus deslocamentos foram tomados no momento em que a carga máxima foi obtida. Abaixo, seguem imagens de uma das vigas antes e depois do rompimento.

Figura 10 - (A) Viga antes do ensaio; (B) Viga após colapso.



Fonte: do Autor (2017).

Concluídos os ensaios e de posse dos dados, fez-se alguns cálculos e arranjou-se na tabela 3, a seguir, os resultados dos testes, onde BD significa Barra Dobrada e EC Estribo Comum. As flechas foram obtidas no momento da aplicação da carga máxima. Pode-se notar na mesma tabela, considerando-se a média dos resultados obtidos no laboratório, que as vigas armadas com barras dobradas excederam em aproximadamente 16 % a resistência esperada, obtida através dos cálculos. Já as vigas compostas somente por estribos superaram a resistência dimensionada anteriormente em 29 %.

Tabela 3 - Resultados dos ensaios das vigas.

Nome da amostra	Carga que deveria ser suportada (kN)	Carga máxima resistida (kN)	Flecha no centro da viga (mm)
V1 (BD)	115,65	121,66	3,12
V2 (BD)	115,65	146,41	3,33
Média	-	134,04	3,23
Desvio Padrão	-	17,50	0,15
V3 (EC)	134,38	171,38	4,09
V4 (EC)	134,38	175,05	4,11
Média	-	173,22	4,10
Desvio Padrão	-	2,60	0,01

Fonte: do Autor (2017).

4 CONCLUSÃO

Ao final do estudo, pode-se concluir que:

- Os resultados obtidos através dos cálculos baseados na literatura de ROCHA são de certa forma exagerados, pois excedem em 162 %, por exemplo, as áreas de aço calculadas para os estribos mínimos. Isso se deve ao fato de serem baseados na NB-1 e tal norma ser muito ultrapassada em relação à NBR 6118:2014. Sendo assim, é difícil fazer qualquer tipo de comparação entre o cálculo das vigas compostas unicamente de estribos, baseado no modelo de cálculo I da norma e o dimensionamento das mesmas através do método das barras dobradas de ROCHA;
- Sem o auxílio das barras de flexão no combate ao cisalhamento através de dobras nas barras, se torna inviável a utilização das barras dobradas. Tal afirmação pôde ser constatada através dos cálculos e demonstrada por meio dos gráficos presentes no item 3.2.1, que indicaram haver um dispêndio de 33,22 % em relação às mesmas vigas, quando dimensionadas apenas com o uso de estribos;
- Embora, segundo a afirmação anterior, haja prejuízo ao se decidir pelo uso das barras dobradas, ao se optar pelo uso de barras de até $\varnothing 12,5$ mm para o combate aos esforços de flexão e algumas destas barras puderem ser dobradas, há uma economia de até 26,66 % em relação às vigas que usam barras dobradas sem o aproveitamento das barras de flexão;
- Fica constatado também que, com o uso das barras de flexão, para alturas de vigas maiores ou iguais a 40 cm (altura útil $(d) = 36$ cm) e f_{ck} menores ou iguais a 30 MPa, o emprego de barras dobradas se torna viável na questão da área de aço utilizada, quando comparadas à vigas dimensionadas somente com o uso de estribos. Tal afirmação contraria as citações de SÜSSEKIND (1985), que apresenta diversas razões para justificar a não aplicação de barras dobradas, sendo que uma delas seria a inviabilidade econômica.

5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Fazer novos cálculos utilizando as combinações da armadura de combate à flexão com barras maiores que $\varnothing 12,5$ mm;
- Fazer o dimensionamento utilizando de concretos com resistência acima de 50 MPa;
- Desenvolver novas equações para determinar as áreas de aço das barras dobradas, tendo como base, normativas mais recentes, que tendam a diminuir as áreas de aço empregadas.

6 REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**, vol.1. 4. Ed. Rio Grande, RS: Ed. Dunas, 2014, 303 p.

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

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118**: 2014. 4. Ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2014. 415 p.

PFEIL, Walter. **Concreto Armado**, vol. 2. 4. Ed., Rio de Janeiro, RJ: Livros técnicos e científicos editora S.A., 1981. 266 p.

ROCHA, Aderson Moreira da. **Novo Curso Prático de Concreto Armado**, vol. 1. 17. Ed. Rio de Janeiro, RJ: Científica, 1980. 391 p.

SÜSSEKIND, José Carlos. **Curso de Concreto**, vol. 1. 4. Ed. Porto Alegre, RS: Ed. Globo, 1985, 376 p.